

**Reabilitação e Reforço dum Edifício Industrial
Reconvertido em Universitário com Eliminação de
Pilares Principais**

Patrícia Alexandra Nogueira Peixoto

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em

Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Rui Vaz Rodrigues

Júri

Presidente: Prof. Dr. José Joaquim Costa Branco de Oliveira Pedro

Orientador: Prof. Dr. Rui Vaz Rodrigues

Vogal: Prof. Dr. Pedro Guilherme Sampaio Viola Parreira

Maio de 2017

AGRADECIMENTOS

Nesta etapa final de curso, queria agradecer a todos aqueles que contribuíram para a sua conclusão e todos aqueles que estiveram sempre presentes ao longo de todo o percurso académico.

Com especial amor e carinho, agradeço aos meus pais, cuja a ajuda monetária, apoio e conselhos, são o principal motivo de estar aqui hoje, e sem os quais nada seria possível.

Ao meu orientador Rui Vaz Rodrigues, pelo apoio, paciência, ajuda e disponibilidade que o professor sempre demonstrou.

Aos meus colegas e amigos de trabalho, Joana Chouriço, Carolina Jarimba, David Pereira, e finalmente Jorge Gomes, cujo os conselhos e constante insistência foram o grande empurrão.

À minha amiga Inês Pires pelo apoio e carinho de sempre.

RESUMO

O objectivo deste trabalho é o estudo da reabilitação de um edifício industrial de 1970, reconvertido em edifício de utilização universitária. Atendendo a que a reabilitação da estrutura envolveu a demolição de pilares estruturais principais, os estudos aqui apresentados poderão ser utilizados para o dimensionamento e definição de soluções de reforço para situações semelhantes.

O edifício é definido no 1º piso por uma estrutura em betão armado com vãos de 8,5 metros e uma laje pré-esforçada de 0,39 m de espessura, e é adaptado, para a introdução de um auditório. A localização deste, obriga a que sejam eliminados dois pilares centrais, para os quais são apresentadas duas soluções de reforço com pré-esforço, porém aplicadas com duas técnicas distintas.

Relativamente ao 2º piso, a cobertura metálica assente em pórticos metálicos, é interrompida com a definição de um pátio nestes. O encastramento da base dos pilares é a solução estudada, permitindo o aumento de rigidez da estrutura.

A alteração das condições de apoio da laje e do seu carregamento, obrigam a uma verificação da segurança ao punçoamento e também da segurança à flexão e deformação. Para efeitos de verificação ao punçoamento, foi realizada uma análise comparativa da distribuição de esforços pelos elementos verticais para as duas situações de carregamento, anterior e actual.

Palavras-chave: reabilitação, reforço, pré-esforço, pré-esforço exterior, deslocamento de apoio, punçoamento.

ABSTRACT

The objective of this work is present a study of the rehabilitation of an industrial building from 1970 to a university building. For this purpose this document can be used afterwards for design and definition of reinforcement solutions for similar situations.

The building, defined on the first floor by a reinforced concrete structure with spans of 8,5 meters and a prestressed slab of 0.39 m thick, is adapted for the introduction of an auditorium. Its location requires the elimination of two central columns. Two reinforcing solutions with prestress are presented, but applied with different techniques.

Regarding to the second floor, the roof structure is interrupted with the introduction of a patio. The bases of the columns that compose the interrupted frames need to be clamped.

The modification of the conditions of support of the slab and its loads, require the verification to punching shear and bending. For this, a comparative analysis of the distribution of vertical reactions by the vertical elements was made for the two loading situations, previous and current.

Keywords: rehabilitation, reinforcement, prestress, external prestressing, support displacement, punching shear capacity.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Enquadramento do Tema.....	1
1.2	Objectivos	2
1.3	Organização do Trabalho	2
2	PRÉ-ESFORÇO COMO REFORÇO ESTRUTURAL	3
2.1	Rforço de Estruturas de Betão Armado	3
2.1.1	Considerações Iniciais	3
2.1.2	Finalidades do Reforço Estrutural	3
2.1.3	Concepção e Técnicas de Reforço	4
2.2	Pré-Esforço.....	8
2.2.1	Princípio do Pré-esforço	9
2.2.2	Vantagens e Desvantagens da Técnica do Pré-esforço	10
2.2.3	Componentes do Sistema de Pré-esforço.....	11
2.2.4	Perdas de Tensão nas Armaduras de Pré-esforço	12
2.2.5	Pré-esforço por Deslocamento de Apoio.....	13
2.3	Pré-Esforço Exterior	13
2.3.1	Vantagens e Desvantagens.....	13
2.3.2	Fundamentos	14
2.3.3	Execução e Manutenção	17
3	UNIVERSIDADE SUIÇA DE ADMINISTRAÇÃO PÚBLICA - IDHEAP: CASO DE ESTUDO.....	19
3.1	Considerações Iniciais.....	19
3.2	Auditório	20
3.2.1	Pré-esforço com Cabos Exteriores.....	21
3.2.2	Deslocamento de Apoio.....	34

3.3	Pátio.....	48
3.3.1	Acções	50
3.3.2	Combinação de Acções.....	53
3.3.3	Dimensionamento da Solução.....	53
3.4	Capacidade Resistente da Laje de Betão Armado	59
3.4.1	Acções	59
3.4.2	Punçoamento.....	61
3.4.3	Reforço ao Punçoamento.....	68
4	CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS	71
4.1	Conclusões.....	71
4.2	Perspectivas Futuras.....	72
	BIBLIOGRAFIA	73
	ANEXOS	77
	Anexo 1 – Solução com Pré-Esforço Exterior.....	78
	Anexo 2 – Solução com Perfis Metálicos	79
	Anexo 3 – Solução com Perfis Metálicos: Corte A-A e Corte C-C.....	80
	Anexo 4 – Solução com Perfis Metálicos: Corte B-B e Corte D-D.....	81
	Anexo 5 - Cobertura Metálica.....	82
	Anexo 6 - Reforços na Base das Colunas e Capitéis Metálicos.....	83

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 – (A) INSPECÇÃO VISUAL (S. JÚLIO, 2014). (B) ESTRUTURA EM DETERIORAÇÃO (COSTA, 2014).....	4
FIGURA 2.2 - (A) CAMIÃO <i>UNDERBRIDGE</i> (S. JÚLIO, 2014). (B) UAV'S (S. JÚLIO, 2014).	5
FIGURA 2.3 – (A) CAROTE (S. JÚLIO, 2014). (B) ESCLERÓMETRO (S. JÚLIO, 2014). (C) ENSAIO DE ARRANCAMENTO POR TRACÇÃO (S. JÚLIO, 2014).	5
FIGURA 2.4 - (A) LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO – <i>LASER-SCANNING</i> (S. JÚLIO, 2014). (B) LEVANTAMENTO DE PATOLOGIAS POR TERMOGRAFIA (S. JÚLIO, 2014).....	6
FIGURA 2.5 – (A) APARECIMENTO DE FENDAS EM PILAR (COSTA, 2014). (B) DELAMINAÇÃO DO BETÃO DE RECOBRIMENTO (COSTA, 2014). (C) APARECIMENTO DAS ARMADURAS NA ZONA INFERIOR DA VIGA DE BETÃO (COSTA, 2014). (D) CORROSÃO POR ACÇÃO DOS CLORETOS (COSTA, 2014).....	7
FIGURA 2.6 - (A) CONTRAVENTAMENTO METÁLICO (S. JÚLIO, 2014). (B) COLAGEM DE FRP'S NA VIGA (SENA, 2014).	7
FIGURA 2.7 - (A) ENCAMISAMENTO METÁLICO DE UM PILAR. (B) ENCAMISAMENTO COM BETÃO DE UM PILAR (COSTA, ANTÓNIO; APPLETON, JÚLIO, 2011).	8
FIGURA 2.8 - BARRIL EM MADEIRA COM CINTAS METÁLICAS (FIGUEIREDO, 2009).....	8
FIGURA 2.9 - EFEITOS DO POSICIONAMENTO DO CABO DE PRÉ-ESFORÇO (ALMEIDA, 2015).....	9
FIGURA 2.10 - (A) APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO POR PRÉ-TENSÃO (PEREIRA, CARLOS; ALMEIDA, ROMÃO, 2010). (B) APLICAÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO POR PÓS-TENSÃO (PEREIRA, CARLOS; ALMEIDA, ROMÃO, 2010).	10
FIGURA 2.11 - SISTEMA MULTI-CORDÃO - CABO CIRCULAR (PEREIRA, CARLOS; ALMEIDA, ROMÃO, 2010).....	11
FIGURA 2.12 - SISTEMA DE PRÉ-ESFORÇO (PEREIRA, CARLOS; ALMEIDA, ROMÃO, 2010).....	12
FIGURA 2.13 - PONTE FERROVIÁRIA COM PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR (PRETO, 2014).....	13
FIGURA 2.14 - PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR COM LAMINADOS (COSTA, 2014).	14
FIGURA 2.15 – (A) CABO DE PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR (COSTA, 2014). (B) DESVIADORES (COSTA, 2014).....	15
FIGURA 2.16 – (A) CORDÕES AUTO-EMBAINHADOS COM BAINHA COLECTIVA E INJECTADOS COM CALDA DE CIMENTO (NEVES, 2012). (B) CORDÕES AUTO-EMBAINHADOS SEM BAINHA COLECTIVA (NEVES, 2012).....	16
FIGURA 2.17 – BAINHA PLÁSTICA LISA EM PEAD (NEVES, 2012).	16
FIGURA 3.1 – (A) EDIFÍCIO INDUSTRIAL (1970). (B) IDHEAP (2010) (VAZ RODRIGUES, RUI; FELLRATH, MARIO, 2012).....	19
FIGURA 3.2 – (A) PLANTA DA ESTRUTURA EM BETÃO ARMADO DO 1º PISO (VAZ RODRIGUES, RUI; FELLRATH, MARIO, 2012). (B) ESTRUTURA EM PÓRTICO METÁLICO DO 2ºPISO.....	19
FIGURA 3.3 – (A) PÁTIO. (B) AUDITÓRIO DA IDHEAP (C) ENSAIO DESTRUTIVO DO BETÃO. (D) PORMENORIZAÇÃO DAS ARMADURAS (VAZ RODRIGUES, RUI; FELLRATH, MARIO, 2012).	20
FIGURA 3.4 - PLANTA DOS ELEMENTOS VERTICAIS DO PISO 1.	21
FIGURA 3.5 – SOLUÇÃO ARQUITECTÓNICA DO AUDITÓRIO - ALÇADO.....	22

FIGURA 3.6 – CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DO PLANO DE CARGAS: (A) SITUAÇÃO ANTIGA - ARMAZÉM. (B) SITUAÇÃO NOVA - UNIVERSIDADE.	23
FIGURA 3.7 – (A) PLANTA DO 1º PISO - ÁREA DE INFLUÊNCIA DOS PILARES A DEMOLIR. (B) MODELO NUMÉRICO (CSI COMPUTERS & STRUCTURES) DO 1º PISO.	24
FIGURA 3.8 - DISPOSIÇÕES POSSÍVEIS PARA O CABO DE PRÉ-ESFORÇO – PLANTA.....	25
FIGURA 3.9 - ALINHAMENTO YY – CORTE AA.	25
FIGURA 3.10 - ALINHAMENTO XX - CORTE BB.	25
FIGURA 3.11 - TRAÇADO DO CABO DE PRÉ-ESFORÇO – CORTE AA.....	27
FIGURA 3.12 - TRAÇADO DO CABO DE PRÉ-ESFORÇO ADOPTADO (DEFINIÇÃO EM ANEXO).	28
FIGURA 3.13 – POSICIONAMENTO DAS ESCADAS: (A) PLANTA DA SITUAÇÃO PRETENDIDA. (B) PLANTA DA SITUAÇÃO DE ADOÇÃO DO PRÉ-ESFORÇO. (C) ALÇADO DO POSICIONAMENTO DO CABO DE PRÉ-ESFORÇO PARA A SITUAÇÃO (B).	29
FIGURA 3.14 - CARGAS EQUIVALENTES DO CABO DE PRÉ-ESFORÇO ADOPTADO.....	31
FIGURA 3.15 – CORTE E ALÇADO DO DESVIADOR, RESPECTIVAMENTE.....	31
FIGURA 3.16 – FORÇAS NO DESVIADOR.	32
FIGURA 3.17 – DEFINIÇÃO DOS ELEMENTOS DA ANCORAGEM CARACTERIZADOS NA TABELA 3.8 (TÉCNICO, 2013).	33
FIGURA 3.18 – PLANTA DA ANCORAGEM.	33
FIGURA 3.19 - ALÇADO DA ANCORAGEM DO ALINHAMENTO 2.....	33
FIGURA 3.20 – (A) PLANTA DO ENCAMINHAMENTO DE CARGAS DAS FORÇAS CONCENTRAS DE PRÉ-ESFORÇO. (B) ARMADURA DAS ANCORAGENS.	34
FIGURA 3.21 – (A) INTRODUÇÃO DOS DESLOCAMENTOS DE APOIO E REAÇÕES DE EQUILÍBRIO DO PERFIL. (B) SOLUÇÃO DE DESLOCAMENTO DE APOIO POR MEIO DE PERFIS METÁLICOS.	36
FIGURA 3.22 – SITUAÇÃO FINAL – ESTADO LIMITE ÚLTIMO.	36
FIGURA 3.23 – DISTRIBUIÇÃO DE MOMENTOS NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO – SITUAÇÃO FINAL (NSD =1493 kN).	37
FIGURA 3.24 - DISTRIBUIÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO – SITUAÇÃO FINAL (NSD =1493 kN).....	37
FIGURA 3.25 – DISTRIBUIÇÃO DE MOMENTOS NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO – SITUAÇÃO FINAL (NSD =747 kN).	37
FIGURA 3.26 - DISTRIBUIÇÃO DO ESFORÇO TRANSVERSO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO – SITUAÇÃO FINAL (NSD =747 kN).....	37
FIGURA 3.27 – POSICIONAMENTO DOS PERFIS POR BAIXO DAS ESCADAS (ALINHAMENTO 2C).....	39
FIGURA 3.28 – CORTE BB E ALÇADO, RESPECTIVAMENTE, DA LIGAÇÃO DOS PERFIS HEB550 COM A LAJE, COM VARÕES DYWIDAG NOS ALINHAMENTOS PBA1C E PBA2C.....	39
FIGURA 3.29 – (A) BOMBA HIDRÁULICA MANUAL. (B) CONTROLO DA PRESSÃO EXERCIDA. (C) ÁGUA SOB PRESSÃO. (D) DESLOCAMENTO VERTICAL DOS PERFIS METÁLICOS.	40
FIGURA 3.30 – (A) APLICAÇÃO DE DESLOCAMENTOS VERTICAIS AOS DOIS PERFIS HEB550. (B) DEFORMADA RESULTANTE DA APLICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS VERTICAIS. (C) CONJUNTO DE ESFORÇOS AUTO-EQUILIBRADOS PARA OS DESLOCAMENTOS VERTICAIS IMPOSTOS.	41

FIGURA 3.31 – ESTADO DE TENSÃO MÁXIMO PARA O PERFIL HEB550	41
FIGURA 3.32 - COMPONENTES DO VARÃO DYWIDAG (SIS1).	42
FIGURA 3.33 – PERFIL HEB550 – DISTÂNCIA LIVRE DOS BORDOS.	43
FIGURA 3.34 – (A) POSICIONAMENTO DOS VARÕES DYWIDAG NAS EXTREMIDADES DO PERFIL HEB550 (ALINHAMENTO 2C E 5C). (B) POSICIONAMENTO DOS VARÕES DYWIDAG NAS EXTREMIDADES DA LAJE (ALINHAMENTO 2C E 5C). (C) CORTE DD E ALÇADO, RESPECTIVAMENTE DA LIGAÇÃO PERFIL – LAJE COM VARÕES DYWIDAG (ALINHAMENTO 2C E 5C).	44
FIGURA 3.35 - (A) POSICIONAMENTO DOS VARÕES DYWIDAG NO PERFIL HEB550 (ALINHAMENTO 3C E 4C). (B) POSICIONAMENTO DOS VARÕES DYWIDAG NA LAJE (ALINHAMENTO 3C E 4C). (C) CORTE CC E ALÇADO, RESPECTIVAMENTE DA LIGAÇÃO PERFIL – LAJE COM VARÕES DYWIDAG (ALINHAMENTO 3C E 4C).	45
FIGURA 3.36 – ELEMENTOS METÁLICOS SOLDADOS AOS PERFIS HEB550.	46
FIGURA 3.37 – CORTE AA E ALÇADO, RESPECTIVAMENTE, DA LIGAÇÃO ENTRE OS PERFIS HEB550 E HEM400.	46
FIGURA 3.38 – (A) FRAGMENTAÇÃO DA BASE DO PILAR COM SERRA COM DISCO. (B) FRAGMENTAÇÃO DA BASE DO PILAR COM MARTELO PNEUMÁTICO. (C) DEMOLIÇÃO PARCIAL DA BASE DO PILAR. (D) DEMOLIÇÃO DA BASE DO PILAR.	48
FIGURA 3.39 – ESTRUTURA METÁLICO DO 2º PISO DO EDIFÍCIO INDUSTRIAL.....	49
FIGURA 3.40 – LOCALIZAÇÃO DO PÁTIO NA ESTRUTURA METÁLICA EXISTENTE.	50
FIGURA 3.41 – COEFICIENTES DE PRESSÃO NA FACHADA E COBERTURA.	52
FIGURA 3.42 – PÓRTICO METÁLICO DO ALINHAMENTO 4/5: (A) SITUAÇÃO ANTERIOR. (B) SITUAÇÃO NOVA.	54
FIGURA 3.43 – CARREGAMENTO DO PÓRTICO PARA A COMBINAÇÃO RARA: (A) SITUAÇÃO ANTERIOR. (B) SITUAÇÃO NOVA.	54
FIGURA 3.44 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL DO PÓRTICO METÁLICO: (A) SITUAÇÃO DE CARGA ANTERIOR. (B) NOVA SITUAÇÃO DE CARGA.	55
FIGURA 3.45 – DESLOCAMENTO HORIZONTAL PARA A NOVA CONDIÇÃO DE APOIO – SUCÇÃO NA COBERTURA.....	56
FIGURA 3.46 – ALTERAÇÃO DAS CONDIÇÕES DE APOIO: (A) APOIO FIXO – SITUAÇÃO ANTERIOR. (B) APOIO ENCASTRADO – SITUAÇÃO CORRENTE.....	56
FIGURA 3.47 – COBERTURA METÁLICA – SITUAÇÃO ANTERIOR: (A) SITUAÇÃO INDEFORMADA. (B) SITUAÇÃO DEFORMADA COM $DY=7MM$ E $DZ= 38MM$ PARA A COMBINAÇÃO DE PRESSÃO NA COBERTURA.....	57
FIGURA 3.48 – COBERTURA METÁLICA – SITUAÇÃO CORRENTE. (A) SITUAÇÃO INDEFORMADA. (B) SITUAÇÃO DEFORMADA COM $DY=5MM$ E $DZ= 38MM$ PARA A COMBINAÇÃO DE PRESSÃO NA COBERTURA.....	57
FIGURA 3.49 – COBERTURA METÁLICA – SITUAÇÃO CORRENTE. (A) SITUAÇÃO INDEFORMADA. (B) SITUAÇÃO DEFORMADA PARA A COMBINAÇÃO DE PRESSÃO NA COBERTURA.....	58
FIGURA 3.50 – PLANTA DA COBERTURA METÁLICA – SITUAÇÃO CORRENTE.	58

FIGURA 3.51 – MODELO TRIDIMENSIONAL DA ESTRUTURA DE BETÃO ARMADO DO 1º PISO: (A) SITUAÇÃO ANTERIOR ($P_{SD}=20,66 \text{ kN/M}^2$). (B) SITUAÇÃO CORRENTE ($P_{SD}=23,31 \text{ kN/M}^2$).	59
FIGURA 3.52 – IDENTIFICAÇÃO DOS ELEMENTOS VERTICAIS DO 1º PISO.....	60
FIGURA 3.53 – ARMADURAS E POSICIONAMENTO DA LAJE DE BETÃO ARMADO.	62
FIGURA 3.54 – ELEMENTOS VERTICAIS SUSCEPTÍVEIS AO PUNÇOAMENTO.....	67
FIGURA 3.55 – TÉCNICAS DE REFORÇO AO PUNÇOAMENTO: (A) AUMENTO DA ESPESSURA DA LAJE; (B) ALTERAÇÃO DA SECÇÃO DO PILAR; (C) INTRODUÇÃO DE CAPITÉIS NAS COLUNAS; (D) INTRODUÇÃO NA LAJE DE ARMADURA DE REFORÇO AO PUNÇOAMENTO (INÁCIO, 2010).....	68
FIGURA 3.56 – (A) VARÕES DE AÇO PARA FIXAÇÃO DAS CHAPAS METÁLICAS ATRAVÉS DO PILAR. (B) CHAPAS METÁLICAS DOS CAPITÉIS. (C) CAPITÉIS METÁLICOS. (D) FRP’S DE REFORÇO DA LAJE.	70

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 3.1 - PLANO DE CARGAS ANTERIOR E ACTUAL DA ESTRUTURA.	22
TABELA 3.2 – COEFICIENTES DE SERVIÇO DO PLANO ANTERIOR E ACTUAL DA ESTRUTURA.	23
TABELA 3.3 - CARACTERÍSTICAS DA ARMADURA DE PRÉ-ESFORÇO DE AÇO DE ALTA-RESISTÊNCIA - CORDÕES.	26
TABELA 3.4 – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO CABO DE PRÉ-ESFORÇO.	27
TABELA 3.5 – DEFINIÇÃO DO TRAÇADO DO CABO DE PRÉ-ESFORÇO ADOPTADO.	30
TABELA 3.6 – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DO CABO DE PRÉ-ESFORÇO ADOPTADO.	30
TABELA 3.7 – CÁLCULO DAS CARGAS EQUIVALENTES UNIFORMEMENTE DISTRIBUÍDAS.	30
TABELA 3.8 – CARACTERÍSTICAS DO MODELO DE ANCORAGEM (TÉCNICO, 2013).	33
TABELA 3.9 – DIMENSIONAMENTO DAS ARMADURAS DE TRACÇÃO PARA A COMPONENTE HORIZONTAL DO PRÉ-ESFORÇO EM PLANTA.	34
TABELA 3.10 – CARACTERÍSTICAS DO PERFIL HEB550.	38
TABELA 3.11 – DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS E VALORES RESISTENTES.	38
TABELA 3.12 – ESFORÇOS A TRANSMITIR DOS PERFIS METÁLICOS PARA OS ELEMENTOS VERTICAIS RESISTENTES.	43
TABELA 3.13 – CARACTERÍSTICAS DO SISTEMA DYWIDAG PARA DIÂMETROS DE 36 MM.	43
TABELA 3.14 - PLANO DE CARGAS ANTERIOR E ACTUAL DA COBERTURA.	50
TABELA 3.15 – COEFICIENTE DE FORMA.	51
TABELA 3.16 – COEFICIENTES Ψ_k PARA AS COMBINAÇÕES QUASE-PERMANENTE, FREQUENTE E RARA.	53
TABELA 3.17 – ESFORÇOS DOS ELEMENTOS VERTICAIS PARA AS DUAS SITUAÇÕES DE CARREGAMENTO.	60
TABELA 3.18 – DIMENSIONAMENTO DO MOMENTO RESISTENTE DA LAJE DE BETÃO ARMADO.	63
TABELA 3.19 – COMPONENTE VERTICAL DO CABO DE PRÉ-ESFORÇO.	64
TABELA 3.20 – ESFORÇO TRANSVERSO TRANSMITIDO PELA LAJE AOS RESPECTIVOS ELEMENTOS VERTICAIS.	64
TABELA 3.21 – CÁLCULO DA CAPACIDADE RESISTENTE DA LAJE AO PUNÇOAMENTO PARA CADA PILAR.	65
TABELA 3.22 - CAPACIDADE RESISTENTE DA LAJE AO PUNÇOAMENTO PARA CADA COLUNA.	66

SIMBOLOGIA

Acrónimos

EC2 – Eurocódigo 2 – Projecto de Estruturas de Betão

FEPICOP – Federação Portuguesa da Indústria da Construção e Obras Públicas

FRP – Fiber reinforced polymer

HVAC– Heating, ventilation and air conditioning

IDHEAP – Swiss Graduate School of Public Administration

PEAD – Polietileno de alta densidade

UAV – Unmanned aerial vehicle

Latinas maiúsculas

Q_q – Acção variável de base

Q_{qi} – Restantes acções variáveis

P_∞ - Força de pré-esforço útil

A – Área da secção transversal

A_p – Área da secção transversal da armadura de pré-esforço

A_s – Área da secção transversal da armadura ordinária de tracção

A_v – Área resistente ao esforço transversal

E – Módulo de elasticidade

E_p – Módulo de elasticidade da armadura de pré-esforço

F_t – Força de tracção

G – Acção permanente

I – Momento de inércia

L – Comprimento do vão do elemento correspondente

M_{rd} – Valor de cálculo do momento flector resistente

M_{sd} – Valor de cálculo do momento flector actuante

N_{sd} – Valor de cálculo do esforço axial

P – Força de pré-esforço

R_{min} – Raio mínimo estipulado para o segmento curvilíneo da armadura de pré-esforço exterior na zona de desvio

S_{freq} – Valor de cálculo para a combinação frequente

S_{qp} – Valor de cálculo para a combinação quase-permanente

S_{raro} – Valor de cálculo para a combinação rara

S_{sd} – Valor de cálculo para a combinação no estado limite último

V_{rd} – Valor de cálculo do esforço transversal resistente

V_{sd} – Valor de cálculo do esforço transversal actuante

W_{el} – Módulo de flexão elástico de uma secção transversal

W_{pl} – Módulo de flexão plástico de uma secção transversal

Latinas minúsculas

b – Diâmetro de uma circunferência com a área equivalente à área do elemento vertical.

b – Largura de uma secção transversal

c_h – Coeficiente da rugosidade do terreno

c_{pe} – Coeficiente de pressão para superfícies exteriores

c_{pi} – Coeficiente de pressão para superfícies interiores

d – Altura útil de uma secção transversal

e – Excentricidade da armadura de pré-esforço

f – Flecha do traçado de cabo de pré-esforço

f_{ck} – Valor característico da tensão de rotura à compressão do betão

$f_{p0,1k}$ – Valor característico da tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,1 % à tracção do aço das armaduras de pré-esforço

f_{pk} – Valor característico da tensão de rotura à tracção do aço das armaduras de pré-esforço

f_{pu} – Tensão de rotura à tracção da armadura de pré-esforço

f_{yd} – Valor de cálculo da tensão de cedência à tracção das armaduras para betão armado

h – altura de uma secção transversal

h_0 – Altitude de referência

k_e – Coeficiente redutor da largura da secção de controlo

k_t – Coeficiente que tem em conta as dimensões do elemento

m_{od} – Momento de referência por unidade de largura

m_{rd} – Valor de cálculo da resistência à flexão por unidade de largura

p_{qp} – Acção actuante para a combinação quase-permanente

p_{sd} – Acção actuante para a combinação no estado limite último

q_{ek} – Valor característico da pressão exercida pelo vento numa superfície exterior

q_{eq} – Carga distribuída equivalente à acção do pré-esforço

q_{ik} – Valor característico da pressão exercida pelo vento numa superfície interior

q_k – Valor característico da acção da neve

q_p – Pressão dinâmica

q_{p0} – Pressão dinâmica de referência

r – Raio do segmento curvilíneo da armadura de pré-esforço exterior na zona de desvio

r_y – Razão da zona plástica

s_k – Valor característico da acção da neve ao nível do solo

t_r – Espessura do banzo

t_w – Espessura da alma

u – Perímetro da secção de controlo

z – Altura da construção

Gregas maiúsculas

C_e – Coeficiente de exposição

C_T – Coeficiente térmico

Gregas minúsculas

τ_{cd} – valor de cálculo da tensão de corte

ψ_0 – Coeficiente para a determinação do valor de combinação de uma acção variável

ψ_1 – Coeficiente para a determinação do valor frequente de uma acção variável

ψ_2 – Coeficiente para a determinação do valor quase-permanente de uma acção variável

ψ_i – Coeficiente relativo à combinação de acções

μ_i – Coeficiente de forma da acção da neve em função da inclinação da cobertura

γ_c – Coeficiente de resistência do betão

γ_g – Coeficiente parcial relativo às acções permanentes

γ_q – Coeficiente parcial relativo às acções variáveis

$\sigma_{p,máx}$ – Tensão máxima aplicada à armadura de pré-esforço

Φ – Diâmetro da armadura ordinária

Abreviaturas e Siglas

A_{inf} – Área de influência

pp – Peso próprio

r_{cp} – Revestimento

sc – Sobrecarga

1 INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO DO TEMA

A reabilitação urbana constituiu uma área em desenvolvimento no sector da indústria da construção. A necessidade de dinamização da reabilitação, surge também em consequência da crise económica mundial de 2008 e que afecta na sua grande maioria, a construção nova. A Federação Portuguesa da Indústria da Construção e Obras Públicas (FEPICOP), considerou no ano de 2011, a pior quebra na produção da construção. A “crise” presente nesta indústria, aliada à degradação do património edificado de Portugal, são simultaneamente preocupações e motivos para o crescimento da indústria da reabilitação (Pereira, 2012).

A área de reabilitação inicia-se em Portugal no século XX com a preservação do património histórico e é na década de 70 que esta passa a fazer parte da cultura da construção. Contudo, são ainda necessários grandes desenvolvimentos na área, como legislação nacional própria, que de uma forma objectiva, defina a técnica aplicável a cada intervenção. Assim diferentes métodos de construção e tecnologia podem ser adaptados, para um desenvolvimento sustentável do sector.

A edição impressa do Diário de Notícias publica no ano de 2016, o registo de 246 licenciamentos, dos quais, 44% das autorizações são reabilitações urbanas.

Um dos objectivos da reabilitação é a reparação e reforço de estruturas de modo a melhorar o seu desempenho. Contudo, enquanto que a reparação do elemento pode apenas proteger a estrutura de uma deterioração futura, ou repor as suas características iniciais, o reforço pode melhorar a ductilidade do elemento e também aumentar a sua capacidade resistente. A necessidade destas intervenções depende entre outros factores de acções externas como, acidentes, incêndios, sismos, erros que advêm da fase do projecto ou construção, e a degradação da estrutura ao longo do tempo, são alguns exemplos. A alteração da funcionalidade do edifício leva assim, a alterações de carregamento e disposições estruturais. A alteração da norma vigente e a imposição de um maior grau de segurança à estrutura, são também causas que motivam estas intervenções.

O reforço da estrutura engloba uma variedade de técnicas, que vão desde a substituição do material ou do elemento, à introdução de novos elementos resistentes. A introdução de perfis metálicos, materiais compósitos, betão armado e pré-esforço, são algumas das opções de reforço, cuja utilização vai depender das características de deterioração da estrutura, aferidas durante a sua inspecção, e dos objectivos de desempenho e segurança pretendidos para esta (Chastre, 2014).

O pré-esforço constitui uma técnica de reforço, usada com o objectivo de aumentar a capacidade resistente à flexão e ao esforço transversal do elemento, assim como, diminuir a sua flecha, melhorando o comportamento em serviço. O pré-esforço consiste na imposição de uma deformação, que gera um conjunto de forças autoequilibradas no elemento, e cujo o estado de tensão originado equilibra o estado de tensão provocado pelo carregamento exterior. Este conjunto de forças pode ser aplicado por meio de cabos exteriores ou interiores, ou ainda por deslocamentos de apoios.

1.2 OBJECTIVOS

Com o intuito de apresentar um conjunto de técnicas de reforço para situações práticas específicas, o principal objectivo desta tese é estabelecer um documento capaz de, para um caso próprio, com determinados condicionamentos e objectivos, definir uma solução de reforço apropriada, com o respectivo dimensionamento. Assim, este trabalho pode vir a ser utilizado como exemplo para outros projectos de reabilitação.

Neste caso específico é apresentado um edifício industrial de 1970, cuja a alteração da sua funcionalidade, é a principal causa de reforço da estrutura. O carregamento é alterado de modo a acomodar a Universidade Suíça Pública de Administração (IDHEAP), tal como as disposições estruturais, devido à introdução de um auditório no 1º piso e de um pátio no 2º piso e tendo por base os dados apresentados em (Vaz Rodrigues, Rui; Fellrath, Mario, 2012).

A introdução do auditório obriga à demolição dos pilares centrais e o pré-esforço é a solução apresentada. Para esta, são apresentadas duas técnicas de aplicação do pré-esforço e o respectivo dimensionamento. As alterações das condições de apoio e a utilização de apoios horizontais adicionais, são as soluções apresentadas para o pátio. Para além disso, são ainda reforçadas colunas do 1º piso, cuja capacidade resistente da laje ao punçoamento foi necessário incrementar, por forma a verificar as disposições normativas actuais.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A tese encontra-se estruturada em quatro capítulos. O presente e primeiro capítulo define o objectivo e a organização da tese. O segundo capítulo representa um enquadramento da reabilitação e apresenta as diversas soluções de reforço. A caracterização da técnica do pré-esforço, incluindo a sua aplicação com cabos exteriores e com deslocamentos de apoio, são explicadas com pormenor.

A apresentação do caso prático, da adaptação do edifício industrial para universidade, é caracterizada no terceiro capítulo com a definição e dimensionamento das soluções de reforço propostas. E finalmente no quarto capítulo, é apresentada uma conclusão, quanto às técnicas apresentadas, e algumas recomendações.

2 PRÉ-ESFORÇO COMO REFORÇO ESTRUTURAL

2.1 RFORÇO DE ESTRUTURAS DE BETÃO ARMADO

2.1.1 *Considerações Iniciais*

A construção representa um sector predominante no crescimento nacional, tanto a nível social como económico. O rápido aumento de edificação nova em Portugal, dotou o nosso país de infraestruturas suficientes para a população existente. Para além destas novas infraestruturas, dispõe-se de um património habitacional e construções públicas que necessitam de manutenção e reabilitação.

O contraste entre a degradação do património habitacional e institucional e a edificação nova, representa um marco importante na crescente preocupação com a reabilitação das construções antigas. Além disso, todas as infraestruturas recentes irão num futuro próximo, precisar de reabilitação e conservações (Oliveira, Rui; De Sousa, Hipólito; Lopes, Jorge, 2004). Outros factores que também agravaram esta preocupação foram ainda a crise económica recente e a concentração de oferta de edificações em zonas já saturadas, obrigando a uma diminuição no investimento do mercado da construção nova.

A preocupação está centrada na reabilitação do património, tanto monumental, como habitacional e de outras infraestruturas. E com este propósito tem-se assistido a um progressivo crescimento da reabilitação em Portugal, impulsionado também por uma política vigente com o objectivo de dinamizar o crescimento do sector da construção (Martins, et al., 2009).

2.1.2 *Finalidades do Reforço Estrutural*

A reabilitação é uma intervenção na estrutura com o objectivo de a reparar ou reforçar, de modo a satisfazer todas os critérios de segurança e comportamento exigidos. Esta intervenção é necessária quando se altera a funcionalidade para a qual a estrutura foi pré-concebida, uma vez que as cargas associadas vão ser alteradas e os regulamentos actuais, muitas vezes, são associados a níveis de segurança mais exigentes. Outros exemplos seriam em caso de acidentes ou danos, provocados por incêndios ou sismos; a correcção de anomalias que surgem durante a vida útil da estrutura (projecto, execução da obra, exploração da estrutura).

A escassez, ou alguma informação dispersa no que diz respeito aos regulamentos de reforço de estruturas (norma NP EN 1504), que defina para cada situação a técnica e metodologia de concepção e dimensionamento do reforço próprio, torna o processo de reforço mais difícil, uma vez que não existe um protocolo único para cada situação. Para além disso, é necessário um conhecimento prévio do projecto da estrutura a reabilitar, pormenorização de armaduras e os regulamentos aplicados, o projecto de execução e

exploração, que se encontram recorrentemente indisponíveis (Costa, António; Appleton, Júlio, 2011).

2.1.3 *Concepção e Técnicas de Reforço*

A reabilitação de uma estrutura exige um método de intervenção diferente do caso da realização do seu projecto como nova edificação. O custo de uma reabilitação está na sua grande maioria associado à mão-de-obra especializada e à deslocação de equipamento e material, e numa escala inferior ao nível de intervenção, contrariamente ao que sucede numa estrutura nova (Brito, 1988).

A intervenção de reabilitação avalia primeiramente a situação, através da caracterização da estrutura e consequente definição de objectivos, levando, por fim, à selecção da melhor técnica.

A avaliação da estrutura divide-se inicialmente numa recolha de informação sobre os elementos de projecto, execução e exploração da obra. A inspecção visual é fundamental para detectar e definir as diferentes patologias da estrutura (Figura 2.1 (a)). Estas decorrem da combinação de diversos factores que se combinam ao longo do tempo ou ocorrem conjuntamente, agravando o processo de degradação da estrutura (Figura 2.1 (b)). A identificação das anomalias revela-se fundamental na formulação do respectivo diagnóstico e consequente resolução do problema. Esta solução passa por eliminar a causa detectada ou pela adaptação da estrutura ou dos seus elementos à situação de carga patente (Aguiar, José; Reis Cabrita, A.M.; Appleton, João, 1998).

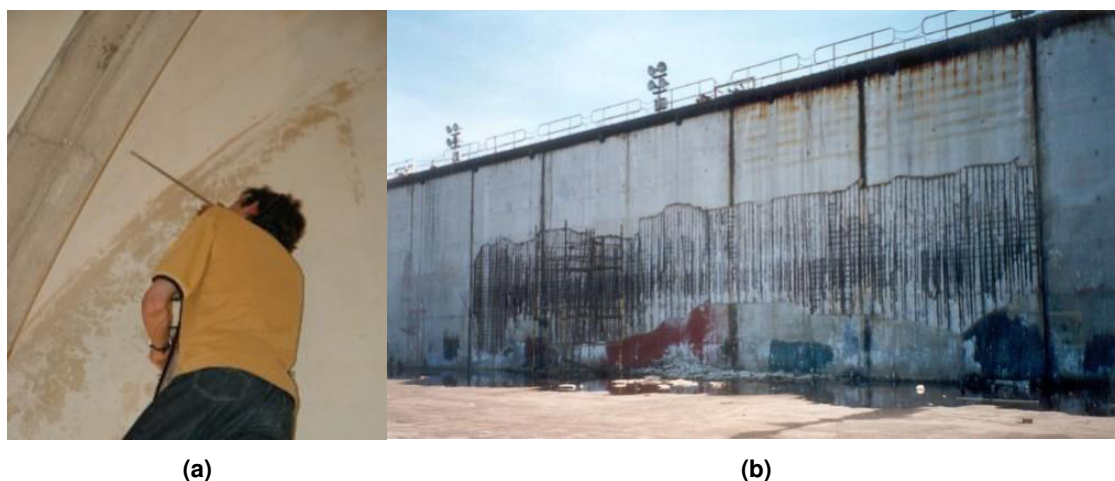


Figura 2.1 – (a) Inspeção Visual (S. Júlio, 2014). **(b)** Estrutura em deterioração (Costa, 2014).

Numa fase posterior, a delimitação e estudo das causas patológicas e suas consequências em variadas situações, permitem actuar num conjunto de factores preventivos a ter em conta durante a fase de projecto e execução de obras, impedindo o aparecimento das respectivas anomalias (Nascimento, José; Dias, Miranda, 2010).

Em Portugal, as anomalias presentes em edifícios antigos devem-se maioritariamente à sua falta de manutenção, enquanto nos edifícios novos prendem-se com a existência de erros no projecto e/ou execução da estrutura (Ribeiro, Tiago; E Silva, V. Cóias, 2003).

Em função das características da estrutura, podem utilizar-se poços de sondagem para a inspecção, ou em estruturas menos acessíveis, como uma ponte, dispõe-se do camião *underbridge* ou UAV's (Figura 2.2), sendo este último particularmente útil no caso de inspecções de estruturas de grandes dimensões, como por exemplo barragens. Dependendo da anomalia, esta pode não ser logo identificada, sendo necessário realizar ensaios *in-situ* de maior especificação, destrutivos ou não destrutivos.



Figura 2.2 - (a) Camião *Underbridge* (S. Júlio, 2014). **(b)** UAV's (S. Júlio, 2014).

Estes ensaios *in-situ* ou em laboratório resultam, entre outros, na recolha de carotes (métodos destrutivos) que permitem aferir as características do material (resistência, módulo de elasticidade, etc.) caso não haja informação sobre este (Figura 2.3 (a)). O esclerómetro pode ser também utilizado com este objectivo, cuja a energia de ricochete da massa permite estimar a qualidade do betão (Figura 2.3 (b)). O ensaio de arrancamento por tracção (Figura 2.3 (c)), é um ensaio realizado em obra, determinístico da resistência do betão à compressão e tracção (S. Júlio, 2014).

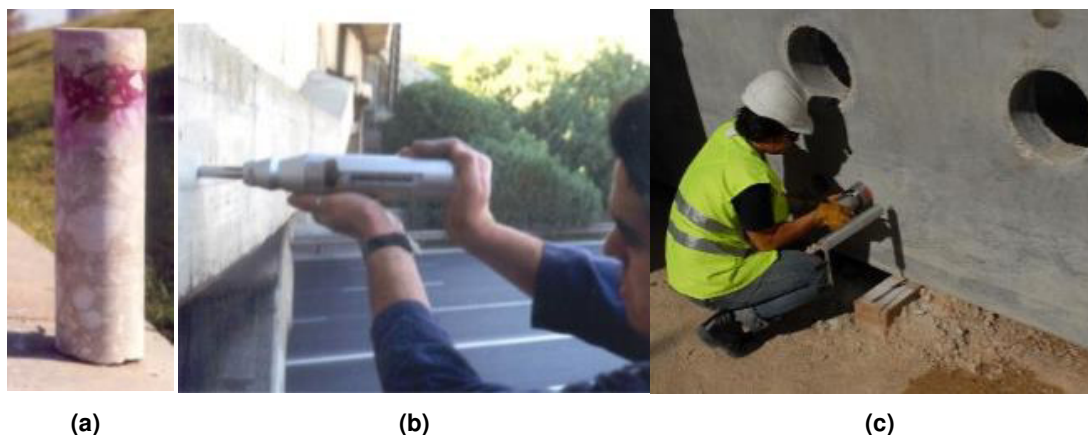


Figura 2.3 – (a) Carote (S. Júlio, 2014). **(b)** Esclerómetro (S. Júlio, 2014). **(c)** Ensaio de arrancamento por tracção (S. Júlio, 2014).

Para além de toda a informação recolhida durante a inspecção, o levantamento topográfico revela-se de elevada importância no caso de monumentos ou pontes em arco, por exemplo, uma vez que nos permite obter um modelo 3D da estrutura com uma caracterização geométrica detalhada e que pode ser utilizada para a definição do comportamento da estrutura. O laser-scanning é um equipamento utilizado para este fim enquanto a termografia é aplicada no levantamento de patologias da estrutura (Figura 2.4).

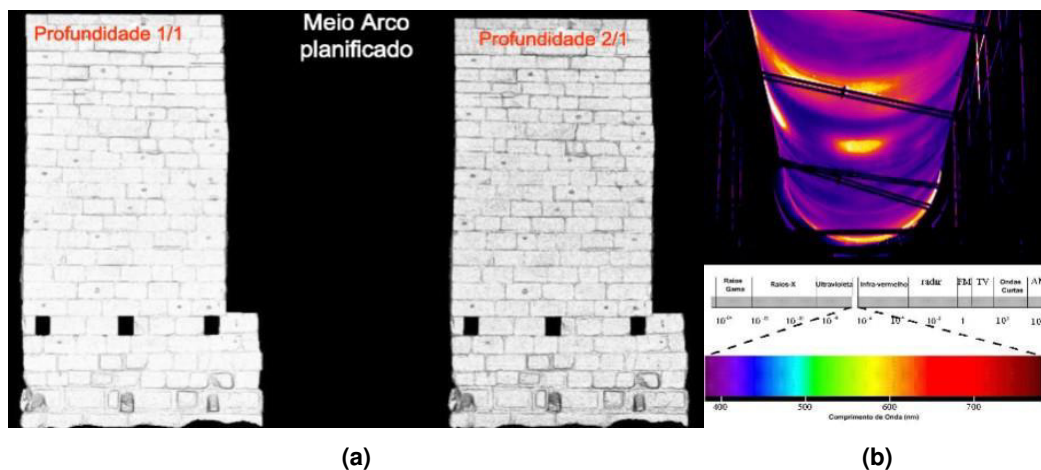


Figura 2.4 - (a) Levantamento topográfico – *laser-scanning* (S. Júlio, 2014). **(b)** Levantamento de patologias por termografia (S. Júlio, 2014).

A existência de fendas, o destacamento do recobrimento do betão (delaminação) e o aparecimento das armaduras na zona inferior da viga de betão são problemas facilmente detectáveis através de uma inspecção visual (Figura 2.5 (a), (b) e (c), respectivamente). Após a detecção destes é necessário a sua correcta caracterização de modo a aferir o nível de propagação do problema.

A corrosão das armaduras do betão, por contaminação de cloretos ou por carbonatação, são as principais causas associadas ao aparecimento destas fendas e delaminação do betão por perda de aderência entre o betão e a armadura (Figura 2.5 (d)). A detecção da profundidade destes processos permite controlar o processo da maneira mais adequada.



(a)

(b)



Figura 2.5 – (a) Aparecimento de fendas em pilar (Costa, 2014). **(b)** Delaminação do betão de recobrimento (Costa, 2014). **(c)** Aparecimento das armaduras na zona inferior da viga de betão (Costa, 2014). **(d)** Corrosão por acção dos cloretos (Costa, 2014).

Como já referido acima, muitas vezes, o projecto da estrutura não se encontra acessível e, por isso, recorre-se a equipamentos como o pacómetro, que detecta a alteração do campo magnético criado pela armadura; o radar e a radiografia, para aferir o posicionamento e diâmetro das armaduras do betão armado (S. Júlio, 2014).

Depois de todos os dados recolhidos em terreno e elementos de projecto, se disponíveis, segue-se a caracterização da segurança estrutural, validada pelo seu modelo numérico, e comparação entre o regulamento aquando da realização da obra e o que se encontra em vigor (S. Júlio, 2014).

Por último, a concepção e dimensionamento do reforço dependem da intervenção seleccionada. A introdução de novos elementos resistentes, como contraventamento metálico (Figura 2.6 (a)) e paredes resistentes; o reforço de elementos resistentes existentes, através da aplicação de perfis metálicos, encamisamento metálico (Figura 2.7 (a)) ou com betão armado (Figura 2.7 (b)), colagem de FRP's (Figura 2.6 (b)) ou chapas de aço; e a aplicação de pré-esforço e dispositivos especiais, como o pré-esforço exterior, amortecedores,

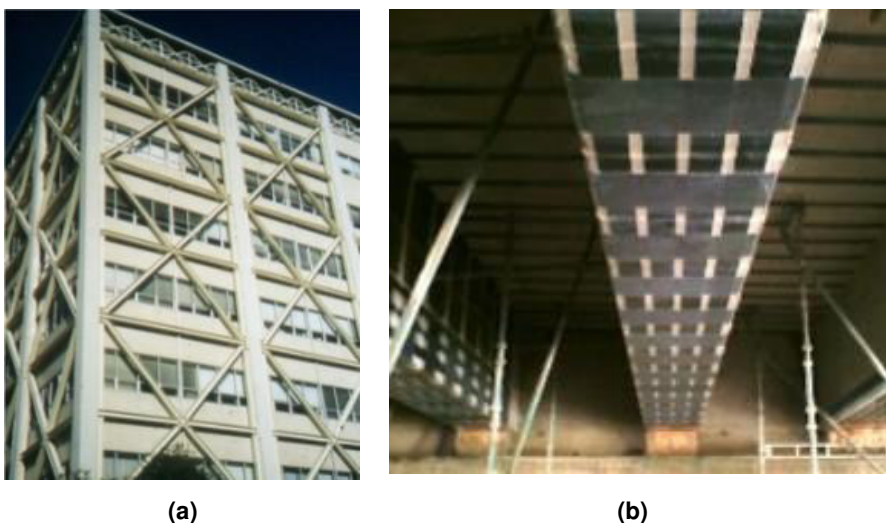


Figura 2.6 - (a) Contraventamento metálico (S. Júlio, 2014). **(b)** Colagem de FRP's na viga (Sena, 2014).

dissipadores de energia e isolamento de base, são algumas das intervenções a considerar. Cada uma destas tem as suas vantagens e desvantagens, que devem ser consideradas para os objectivos pretendidos, dependentes da correcta avaliação da estrutura (S. Júlio, 2014).



(a)

(b)

Figura 2.7 - (a) Encamisamento metálico de um pilar. **(b)** Encamisamento com betão de um pilar (Costa, António; Appleton, Júlio, 2011).

2.2 PRÉ-ESFORÇO

O conceito de pré-esforço pode explicar-se com recurso à analogia dos barris, envolvidos com barras metálicas, comprimindo as ripas de madeira no interior, evitando assim as fugas do líquido (Figura 2.8). Esta ideia esteve sempre patente ao longo do tempo e foi com o aparecimento dos aços de alta resistência e com a contribuição dos estudos experimentais e teóricos dados pelo engenheiro francês Eugene Freyssinet, nos anos 20 e 30, que introduziram a utilização do pré-esforço nas obras de engenharia civil.

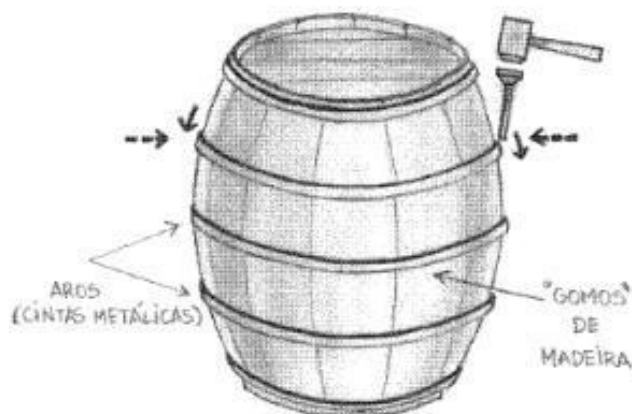


Figura 2.8 - Barril em madeira com cintas metálicas (Figueiredo, 2009).

Em Portugal, o betão pré-esforçado foi utilizado pela primeira vez em 1951 nas coberturas dos armazéns de algodão na Avenida Meneses, em Matosinhos, e na utilização de

vigas de betão armado pós-tensionadas, de altura variável. Em 1954, a Ponte de Vala Nova, em Benavente, foi a primeira ponte em betão armado pré-esforçado, com três vãos simplesmente apoiados (Appleton, 2005).

Hoje em dia, o pré-esforço constitui uma técnica em desenvolvimento cuja utilização permite a adopção de geometrias arquitectónicas complexas, apoiadas em estruturas de betão diferentes e que anteriormente eram impraticáveis. Esta técnica é utilizada nas estruturas de edifícios (pavimentos, vigas, fundações, coberturas e zonas de grande vão) e nos tabuleiros de pontes.

2.2.1 Princípio do Pré-esforço

O pré-esforço origina um estado de tensão auto-equilibrado na estrutura semelhante ao efeito de uma deformação imposta.

O pré-esforço é introduzido através de cabos de aço de alta resistência que são inicialmente traccionados e, quando soltos, introduzem um estado de compressão no elemento aliviando as suas tensões de tracção e agravando as de compressão. Esta variação vai depender do posicionamento e traçado do cabo (Figura 2.9).

O posicionamento excêntrico e traçado rectilínio do cabo introduz uma combinação de esforços (compressão e momento flector) no elemento (Figura 2.9). O momento flector introduzido será tanto maior quanto maior for a excentricidade do cabo em relação ao centro de gravidade do elemento. Apesar disso, esta excentricidade é limitada pela quantidade mínima exigida de betão para o recobrimento do cabo, para efeito de ser garantida a durabilidade e a aderência entre o betão e as armaduras.

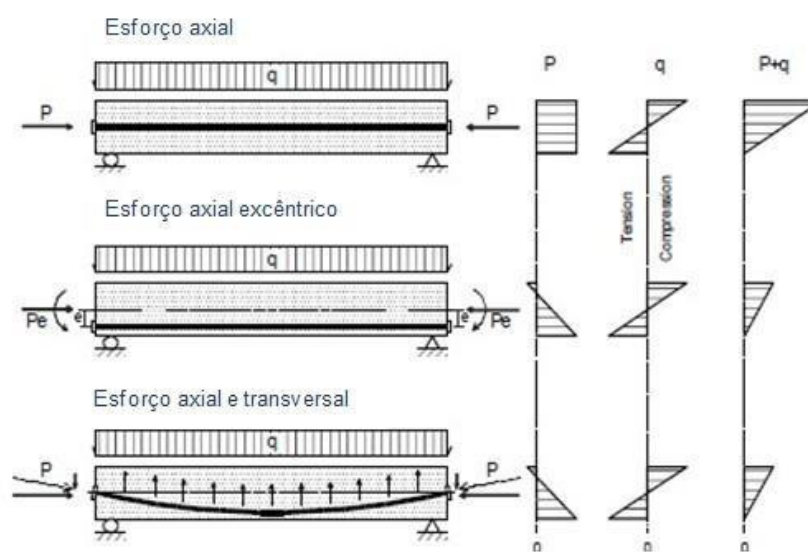


Figura 2.9 - Efeitos do posicionamento do cabo de pré-esforço (Almeida, 2015).

O traçado parabólico do cabo é outra possibilidade capaz de se adaptar às necessidades do elemento, acompanhando a variação do seu momento flector. Neste traçado, as cargas equivalentes com valor constante e uniforme, ao longo do vão, simulam a acção do pré-esforço sobre o betão e vão diminuir a acção do carregamento exterior sobre o elemento (Figura 2.9). O sentido das cargas equivalentes depende do traçado do cabo.

A sua aplicação pode ocorrer por pré-tensão ou pós-tensão. No caso da pré-tensão, o tensionamento das armaduras de pré-esforço ocorre antes da colocação do betão transferindo-se a força por aderência quando o betão adquire resistência suficiente (Figura 2.10 (a)). Este processo ocorre em fábrica e só é possível para traçados de cabo rectos. Isto é o oposto do que acontece na pós-tensão, uma vez que o tensionamento das armaduras só ocorre depois de o betão adquirir resistência, transferindo-se a força para este através de peças metálicas de ancoragem nas extremidades. (Figura 2.10 (b)).

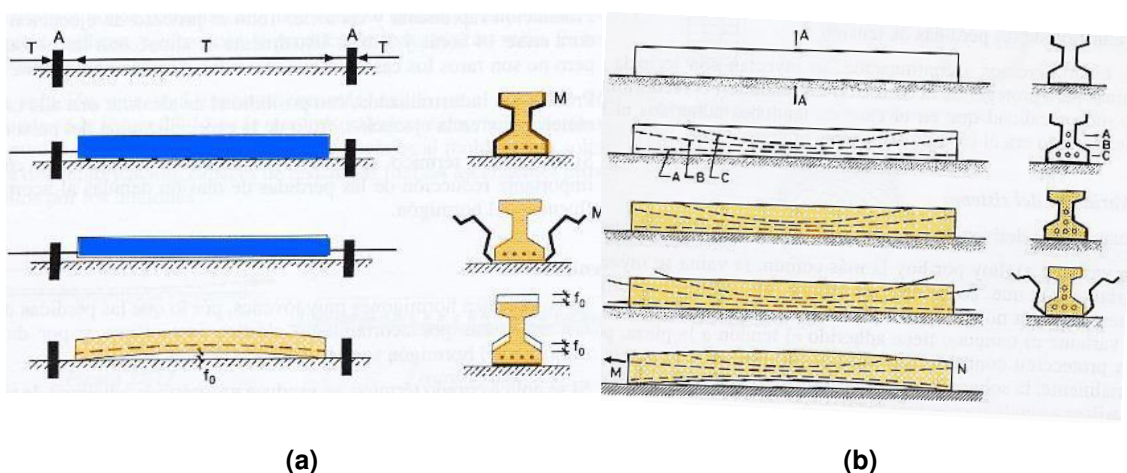


Figura 2.10 - (a) Aplicação do pré-esforço por pré-tensão (Pereira, Carlos; Almeida, Romão, 2010). **(b)** Aplicação do pré-esforço por pós-tensão (Pereira, Carlos; Almeida, Romão, 2010).

2.2.2 Vantagens e Desvantagens da Técnica do Pré-esforço

Um dos objectivos do pré-esforço consiste na melhoria do comportamento em serviço, através do controlo da deformação e fendilhação do elemento na medida em que se dispõe da inércia em estado não fendilhado.

O betão é um material pouco resistente à tracção, logo a introdução de um estado de tensão de compressão nas fibras mais traccionadas do elemento, permite que a abertura de fendas ocorra para níveis de carga muito superiores. A fendilhação associada é menor, tal como a perda de rigidez do elemento, e a deformação é assim mais pequena. A abertura de fendas introduzida pela aplicação de sobrecargas posteriores também pode ser corrigida pela acção do pré-esforço.

A capacidade dúctil deste elemento é menos explorada comparativamente a um elemento de betão armado não pré-esforçado dadas as quantidades elevadas da taxa mecânica de armadura.

A introdução de uma deformação contrária ao efeito do carregamento exterior tem como efeito diminuir a deformação final associada e, conseqüentemente, utilizar vãos maiores que também podem ser relacionáveis com o aumento da esbelteza do elemento e diminuição do seu peso próprio.

A resistência das armaduras utilizadas no pré-esforço é superior à resistência das armaduras ordinárias, e em consequência a quantidade de armadura necessária para uma mesma situação de carga é inferior. A densidade de armaduras do elemento reduz-se e a betonagem é melhorada. Esta constitui uma das razões para a redução do peso próprio, incremento de esbelteza e conseqüente economia de materiais (armaduras passivas e betão).

Economicamente, a utilização de pré-esforço pode ser vantajosa para comprimentos de vão maiores mas existem ainda outros factores a ter em conta como as ancoragens e dispositivos de amarração.

Apesar de todas as vantagens acima mencionadas para o pré-esforço, justificativas da sua utilização, existem ainda algumas desvantagens a ter em conta. A utilização de mão-de-obra e equipamento especializados; sensibilidade dos cabos a problemas de corrosão; e o seu posicionamento, uma vez que a alteração da excentricidade definida é responsável pela introdução de um conjunto de esforços diferentes, não contabilizado. Com isto, os critérios de controlo estabelecidos para a aplicação do pré-esforço são mais exigentes.

2.2.3 Componentes do Sistema de Pré-esforço

O sistema de pré-esforço integra conjuntamente diversos elementos, como as armaduras de pré-esforço constituídas por varões ou cordões de aço de alta resistência. Os cordões podem aparecer agrupados (multicordões) ou não (monocordões), integrando um cabo (Figura 2.11).



Figura 2.11 - Sistema Multi-Cordão - cabo circular (Pereira, Carlos; Almeida, Romão, 2010).

As cunhas são os elementos de extremidade que amarram os cabos e constituem a ancoragem. Esta é activa caso o tensionamento dos cabos ocorra na mesma, ou passiva se estes são fixos no betão (Figura 2.12). Para além destas, existem ainda as ancoragens de

continuidade, que estabelecem a ligação entre cabos consecutivos cujas fases de tensionamento ocorrem em fases construtivas sucessivas.

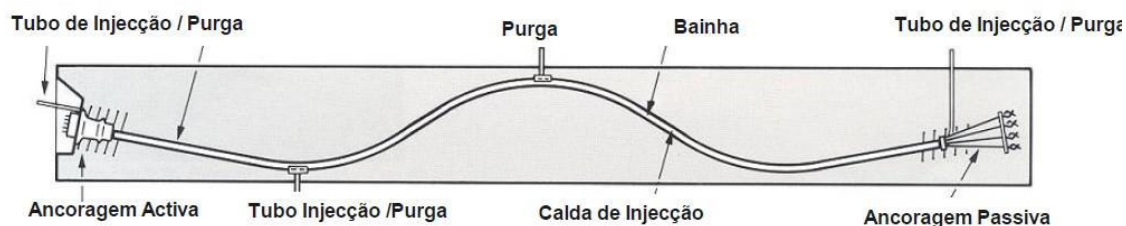


Figura 2.12 - Sistema de Pré-esforço (Pereira, Carlos; Almeida, Romão, 2010).

Os cabos do pré-esforço, que podem ter uma forma circular ou plana, estão ainda protegidos por uma bainha metálica ou plástica (Figura 2.11). Estes podem ser aderentes ou não aderentes se, respectivamente, for injectada calda de cimento na bainha ou caso as armaduras possam deslizar nesta livremente.

Os pavimentos pré-esforçados são uma aplicação do pré-esforço que utilizam monocordões não aderentes (em geral acomodados em bainhas planas) que, no caso de lajes, permite explorar (aumentar) a excentricidade, obter uma maior flexibilidade no traçado do cabo e menores perdas de atrito associadas. Contudo, o cabo exige maior protecção à corrosão uma vez que uma rotura local leva à sua desactivação, pois não existe aderência com o betão. A utilização de multi-cordões aderentes evitaria este problema.

Para além de todos os elementos referidos, são ainda utilizadas armaduras de reforço e acessórios especiais, conforme a aplicação introduzida para o pré-esforço.

2.2.4 Perdas de Tensão nas Armaduras de Pré-esforço

As armaduras de pré-esforço apresentam perdas de tensão instantâneas aquando da aplicação do pré-esforço e perdas diferidas ao longo da sua vida útil. Estas são contabilizadas como a diferença entre o valor da força de tensionamento inicial e o valor da força mobilizada mais tarde. Assim, a força introduzida nos cabos deve ser superior ao pretendido de modo a contabilizar o efeito das perdas (Filipe, 2008).

As perdas instantâneas resultam: do atrito entre os cordões de pré-esforço e a bainha que os agrupa, quando estes são tensionados/puxados por pós-tensão e a bainha impede o seu deslizamento. Este atrito propaga-se ao longo dos cordões e é tanto maior quanto menor for o raio de curvatura do cabo, que implica uma zona mais angulosa e por isso maior atrito; da reentrada de cunhas por pós-tensão, quando a ancoragem liberta os cordões e estes tendem a regressar à posição original e são impedidos pela cunha. Este efeito é atenuado à medida que se percorre o cabo pelo efeito do atrito; e da deformação instantânea do betão.

As perdas diferidas devem-se ao efeito da fluência no betão pois este encontra-se comprimido ou seja, a tensão aproximadamente constante ao longo do tempo, que aumenta o

seu encurtamento e conseqüente perda de tensão nas armaduras; à retracção do betão devido à perda de água (entre outros efeitos) que este sofre ao longo do tempo, agravando também o seu encurtamento; e às armaduras de pré-esforço sujeitas a níveis de tracção elevados e constantes ao longo do tempo, que provocam perda de tensão pelo efeito de relaxação (Filipe, 2008).

2.2.5 Pré-esforço por Deslocamento de Apoio

Como referido anteriormente, o pré-esforço introduz no elemento esforços que atenuam aqueles que são introduzidos pelo carregamento exterior, tal como os seus efeitos. Estes esforços podem ser introduzidos não só pelos cabos de aço de alta resistência, como acontece no pré-esforço exterior, mas também através da introdução de um deslocamento de apoio.

Nas estruturas isostáticas, a imposição de uma deformação não introduz esforços adicionais, pois a estrutura deforma-se livremente contrariamente às estruturas hiperestáticas.

Um deslocamento de apoio introduzido na estrutura hiperestática desenvolve nesta um conjunto de esforços auto-equilibrados, bem como reacções autoequilibradas nos apoios da viga. Este deslocamento de apoio pode ser introduzido de diversas maneiras, por exemplo com recurso a macacos planos.

2.3 PRÉ-ESFORÇO EXTERIOR

A ideia do pré-esforço exterior foi introduzida e publicada (DRP 727,429) em 1934, pelo engenheiro alemão Franz Dischinger que projectou a primeira ponte ferroviária pré-esforçada exteriormente em 1936, na Aue, Saxónia (Neves, 2012) (Figura 2.13).



Figura 2.13 - Ponte ferroviária com pré-esforço exterior (Preto, 2014).

2.3.1 Vantagens e Desvantagens

Algumas das vantagens associadas ao pré-esforço exterior foram já mencionadas anteriormente, salientando-se a melhoria do comportamento em serviço do elemento. O facto de o cabo se encontrar no exterior da secção facilita a sua monitorização, substituição e

tensionamento. A sua colocação é ainda prática e acessível. Todos estes factores reduzem a deterioração da estrutura com consequente incremento da sua durabilidade.

No entanto, os cabos de pré-esforço exterior estão facilmente sujeitos a processos de corrosão para os quais são utilizados materiais de protecção de alto desempenho, contrariamente aos cabos interiores que se encontram protegidos pelo betão.

2.3.2 Fundamentos

A aplicação do pré-esforço exterior modifica as características resistentes da estrutura através da implementação de laminados à base de fibras, de cabos pós-tensionados ou barras de aço de alta resistência, no exterior da estrutura (Figura 2.14).



Figura 2.14 - Pré-esforço exterior com laminados (Costa, 2014).

O pré-esforço exterior pode ser utilizado nos casos de eliminação de pilares, suspendendo a sua carga, que é encaminhada para o apoio mais próximo. Para este caso, colocam-se dispositivos que impõem a alteração da direcção do cabo, introduzindo nessa zona forças de desvio de valor igual ao esforço axial transmitido pelos pilares (Figura 2.15 (b)).

Os cabos exteriores do pré-esforço têm, normalmente, um traçado rectilíneo variando apenas nas zonas de alteração de direcção, onde se encontram os desviadores que asseguram a curvatura local do cabo (Figura 2.15 (a)). Os desviadores podem ser pré-fabricados, realizados in situ em betão ou de polietileno de alta densidade. Estes asseguram em conjunto com as ancoragens de extremidade, o contacto entre o elemento e o cabo e, consequentemente, a transferência de carga. Estas ancoragens de extremidade são, respectivamente, activa e passiva.



(a) Cabo de Pré-esforço exterior (Costa, 2014). **(b)** Desviadores (Costa, 2014).

A localização das ancoragens activas deve ser cuidada uma vez que as armaduras de pré-esforço necessitam de espaço para serem tensionadas com macacos hidráulicos. Para além disso, as disposições arquitectónicas da estrutura condicionam esta localização. O posicionamento da ancoragem define o traçado e conseqüente excentricidade do cabo e deve ainda, transmitir as componentes horizontal e vertical das forças concentradas impostas pelo macaco hidráulico, para a laje e pilar respectivamente (Preto, 2014). Estas forças concentradas transmitem tensões elevadas, inicialmente localizadas na placa da ancoragem e depois distribuídas pelo betão, onde existe uma zona de regularização até que se distribuam linearmente. Nesta zona surgem tracções elevadas absorvidas pela armadura e compressões que são limitadas para evitar o esmagamento do betão. A fendilhação do betão nesta zona constitui um dos principais problemas nos elementos pré-esforçados se estes não se encontrarem correctamente dimensionados.

Existem diversos tipos de ancoragens conforme a sua função, o seu sistema (cordões, fios ou varões) e no caso deste ser com cordões, estas variam ainda com o facto de ser monocordão ou multicordão. Para além disso, existem diferentes ancoragens consoante o número de cordões, a aderência ou não do sistema e do fabricante.

Uma das preocupações com o posicionamento dos cabos exteriores é, não só garantir que estes possam vir a ser substituídos ou tensionados para repor ou aumentar valores de carga, como possibilitar a inspecção dos seus elementos. O seu tensionamento ou substituição só são possíveis se os cabos forem não aderentes.

Um sistema de pré-esforço não aderente é constituído por uma bainha que envolve os cordões, e material flexível injectado entre estes posteriormente (Neves, 2012). Estes materiais flexíveis têm como principal função, a protecção dos cordões à corrosão uma vez que, o aço dos cordões de pré-esforço tem um diâmetro inferior comparativamente às armaduras ordinárias, e por isso existe um maior risco de corrosão com conseqüente perda de resistência mecânica e à fadiga (Preto, 2014).

Os materiais flexíveis mais utilizados, no caso de aço nu, são as graxas e as ceras petrolíferas com coeficientes de dilatação elevados, e que a temperaturas superiores conduzem a fugas nas zonas de juntas, que devem ser evitadas. As graxas são um material solúvel, podendo alterar as suas características ao longo do tempo. E como são constituídas por uma mistura petróleo-sabão, o petróleo tem tendência a sair pelas juntas do cabo. Estes materiais têm um custo elevado (Neves, 2012).

No respeitante aos cordões auto-embainhados existem os cordões com e sem bainha colectiva (Figura 2.16). Naqueles com bainha colectiva, a calda de cimento é o material injectado utilizado. E o facto de os cordões serem auto-embainhados ao contrário dos referidos anteriormente, providencia uma protecção maior dos cordões à corrosão. Contudo, o facto de os cordões serem auto-embainhados, implica uma produção em fábrica e uma bainha individual-monocordões (Neves, 2012).

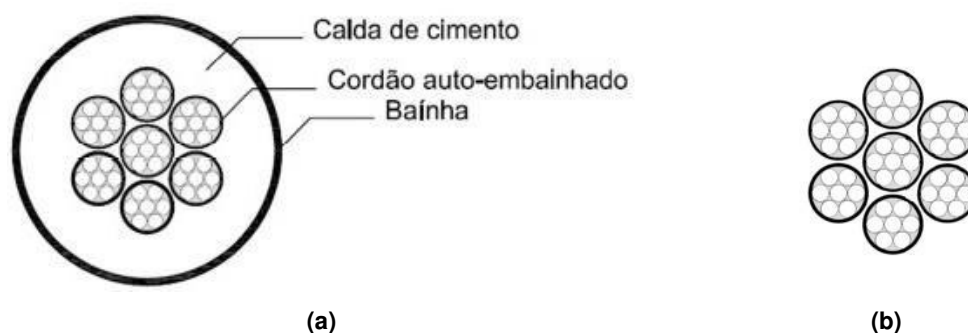


Figura 2.16 – (a) Cordões auto-embainhados com bainha colectiva e injectados com calda de cimento (Neves, 2012). **(b)** Cordões auto-embainhados sem bainha colectiva (Neves, 2012).

No caso da bainha, elemento que envolve os cordões, esta pode ser metálica ou plástica. Como os cabos são exteriores e encontram-se em contacto directo com o meio ambiente, as bainhas metálicas não são utilizadas. Com este propósito, as bainhas plásticas lisas de polietileno extrudido (Figura 2.17) ou polipropileno são as mais adequadas (Preto, 2014).

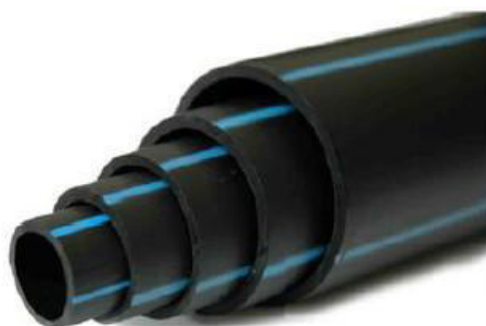


Figura 2.17 – Bainha plástica lisa em PEAD (Neves, 2012).

O pré-esforço exterior constitui um reforço activo porque introduz um conjunto de esforços que reduzem aqueles que são transmitidos pelo carregamento da estrutura, diminuindo os seus efeitos (deformação, fendilhação, tensões internas), tanto ao nível das cargas aplicadas posteriormente ao reforço, como também daqueles que advêm das cargas que já estavam aplicadas na estrutura. Este é, portanto, um sistema vantajoso para a segurança em estado limite de utilização, que define novos caminhos de cargas para os apoios, mantendo a resistência dos elementos estruturais, como já referido.

A alteração do encaminhamento das cargas introduz um aumento de esforço axial em determinados pilares, situação que deve ser avaliada do ponto de vista da resistência da secção.

2.3.3 Execução e Manutenção

A colocação do pré-esforço é realizada de acordo com as especificações em projecto, asseguradas durante as inspecções realizadas aquando da execução. O controlo do posicionamento e fendilhação dos desviadores e ancoragens, e do sistema de protecção das bainhas, são algumas das preocupações a ter em conta. Após o período de manutenção, estas devem ser novamente confirmadas em nova inspecção. A confirmação do valor de pré-esforço é indispensável para verificar se é preciso novo tensionamento.

3 UNIVERSIDADE SUIÇA DE ADMINISTRAÇÃO PÚBLICA - IDHEAP: CASO DE ESTUDO

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O instituto suíço, IDHEAP - Swiss Graduate School of Public Administration, surge primeiramente como edifício industrial no ano de 1970 (Figura 3.1 (a)). A sua reabilitação ocorre no ano de 2010, maioritariamente devido à alteração de funcionalidade (Figura 3.1 (b)).



Figura 3.1 – (a) Edifício industrial (1970). **(b)** IDHEAP (2010) (Vaz Rodrigues, Rui; Fellrath, Mario, 2012).

O edifício industrial de dois pisos, assenta numa estrutura em betão armado no 1º piso, com um pé-direito de 3,65 metros e uma laje pré-esforçada de 39 cm de espessura, que é constituída por painéis de 8,5x8,5 metros de vão (Figura 3.2 (a)).

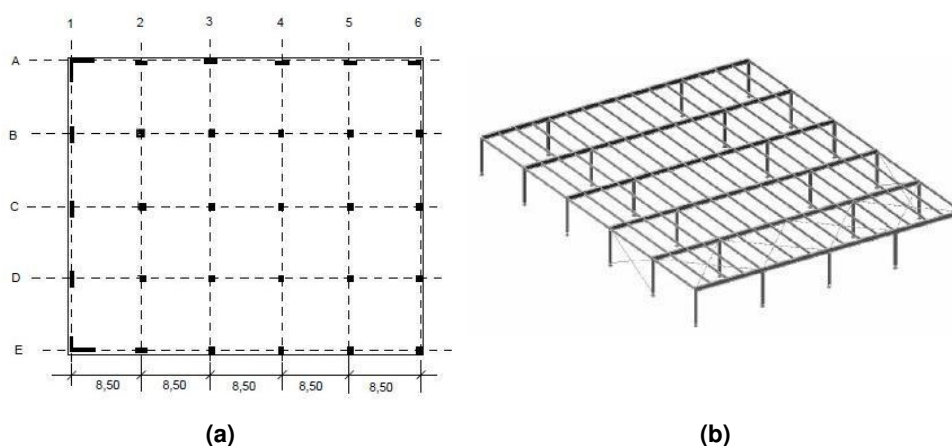


Figura 3.2 – (a) Planta da estrutura em betão armado do 1º piso (Vaz Rodrigues, Rui; Fellrath, Mario, 2012). **(b)** Estrutura em pórtico metálico do 2º piso.

A cobertura é apoiada no 2º piso por uma estrutura pórtico metálica com 4,6 metros de altura (Figura 3.2 (b)). Os pilares metálicos localizam-se sobre os pilares em betão armado. Assim, toda a estrutura inicial do edifício é utilizada e adaptada à nova função.

Entre as várias adaptações realizadas ao edifício a introdução de um pátio e de um auditório constituem as mudanças significativas no encaminhamento de cargas e disposição da estrutura (Figura 3.3 (a) e (b)). Para a realização de cada uma destas intervenções foi necessário reunir informação relativamente ao projecto da estrutura e a realização de inspecções visuais, onde se aferiu o estado de conservação dos elementos metálicos e de betão; e foram executados ensaios destrutivos in-situ, para verificação das características do betão (Figura 3.3 (c)), e posicionamento e pormenorização das armaduras da laje de betão armado (Figura 3.3 (d)).

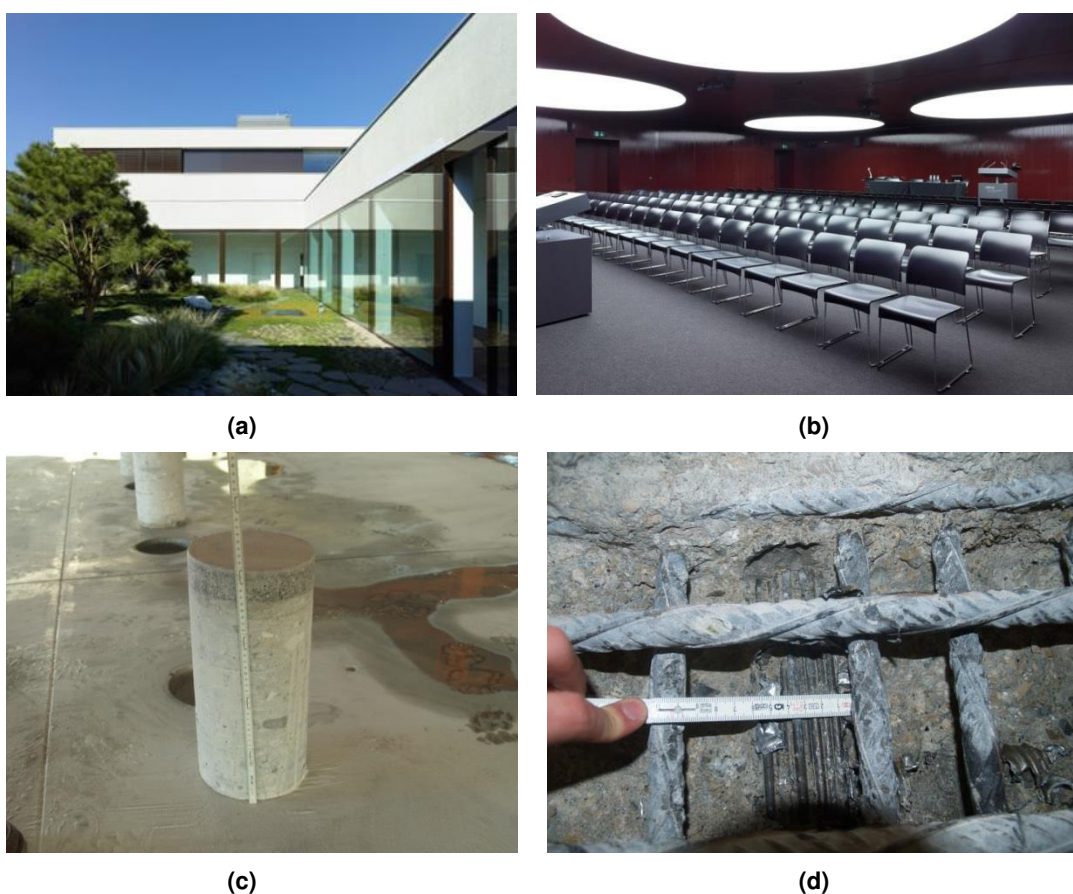


Figura 3.3 – (a) Pátio. (b) Auditório da IDHEAP (c) Ensaio destrutivo do betão. (d) Pormenorização das armaduras (Vaz Rodrigues, Rui; Fellrath, Mario, 2012).

3.2 AUDITÓRIO

A instalação de um auditório no 1º piso com vãos de 17 metros por 15,5 metros, impede o posicionamento de quaisquer elementos verticais neste. A localização já definida em projecto para o auditório torna a compatibilização entre a estrutura existente e a desejada um problema, uma vez que terão de ser removidos dois pilares (Figura 3.4). O

encaminhamento do carregamento é modificado, pois as cargas anteriormente equilibradas pelos pilares removidos terão de ser redistribuídas pelos restantes elementos verticais, que não se encontram dimensionados para estas cargas adicionais. Com este propósito, são implementadas duas paredes de betão (Figura 3.4), com fundações adaptadas às dos pilares existentes, e capazes de encaminhar o carregamento às fundações. O problema surge no modo como as cargas verticais dos pilares demolidos são encaminhadas para as novas paredes de betão.

Para este são estudadas duas soluções: a aplicação da técnica de pré-esforço por intermédio de cabos exteriores, e por intermédio de perfis metálicos sobre a laje, capazes de suspender a carga dos pilares demolidos, por imposição de deslocamentos de apoios com recurso a macacos planos.

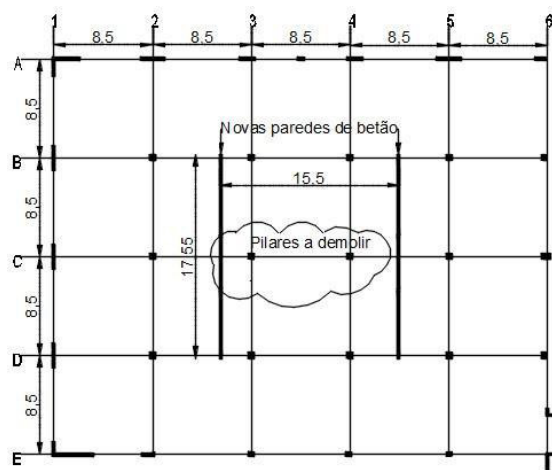


Figura 3.4 - Planta dos elementos verticais do piso 1.

3.2.1 Pré-esforço com Cabos Exteriores

Primeiramente a solução estudada foi a introdução de pré-esforço por intermédio de cabos exteriores. Esta representa uma técnica comum para o caso de eliminação de elementos verticais, uma vez que as cargas axiais dos pilares são equilibradas pelas forças de desvio introduzidas pelo cabo, permitindo contrabalançar de uma maneira directa as cargas da estrutura e controlar a deformação dos novos vãos (Preto, 2014).

Para esta solução teria de ser considerado um tecto falso (indicado na figura seguinte à cota -0.60), já existente no alçado de arquitectura do auditório (21 cm), de modo a que a solução exterior não seja visível (Figura 3.5), assumindo-se ainda a garantia da protecção das bainhas e dos desviadores ao incêndio, o que não seria viável numa solução à vista. Conforme, se indica na figura seguinte, existe sobre a laje um vazio técnico adicional, e sobre este, um novo pavimento à cota +0.975.

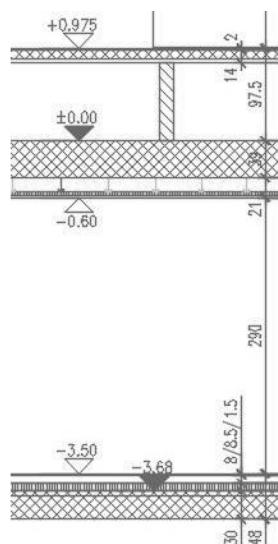


Figura 3.5 – Solução arquitectónica do auditório - alçado.

3.2.1.1 Acções

A definição do traçado de cabo e dimensionamento deste inicia-se com a descrição do plano de cargas da estrutura, que com a alteração da funcionalidade do edifício é também adaptada. Esta descrição encontra-se na Tabela 3.1 para as duas situações de carregamento do edifício. Os elementos da nova situação de carga encontram-se representados na Figura 3.6. Os valores das sobrecargas e coeficientes de serviço utilizados, foram consultados, respectivamente, na norma suíça SIA 261:2003, tabela 8 (SIA 261, 2003) e na norma SIA 260:2003, anexo A, tabela 2 (SIA260, 2003), Tabela 3.2.

Tabela 3.1 - Plano de cargas anterior e actual da estrutura.

		Industrial	Universidade
pp [kN/m²]	<i>laje [h=0,39]</i>	9,75	9,75
	<i>alvenaria [h=0,82]</i>	-	(1,27x0,3)=0,38
	<i>pavimento [h=0,14]</i>	-	3,50
r_{cp} [kN/m²]	<i>tecto falso</i>	-	0,20
	<i>elementos suspensos</i>	-	0,10
	<i>categoria E/B*</i>	5,00	3,00
P_{sd} [kN/m²] (3.1)	-	20,66	23,31
P_{qp} [kN/m²] (3.2)	-	13,75	14,83

* valor deduzido a partir dos regulamentos, sem dispor do projecto, de estruturas original

Tabela 3.2 – Coeficientes de serviço do plano anterior e actual da estrutura.

		<i>Edifício Industrial</i>	<i>Universidade</i>
Norma: SIA 261 (SIA 261, 2003)	<i>categoria de utilização</i>	E	B
Norma: SIA 260 (SIA260, 2003)	ψ_0 (<i>rara</i>)	1,0	0,7
	ψ_2 (<i>quase permanente</i>)	0,8	0,3

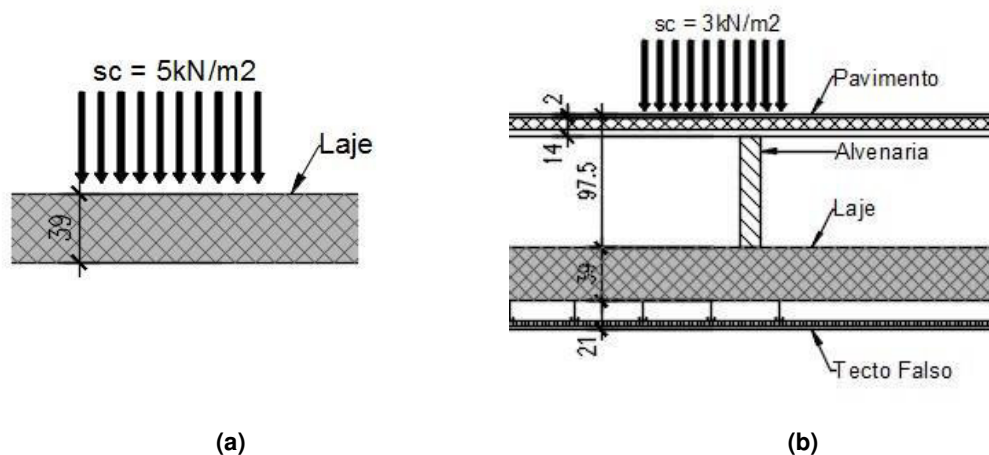


Figura 3.6 – Caracterização dos elementos do plano de cargas: **(a)** situação antiga - armazém. **(b)** situação nova - universidade.

A verificação da segurança da estrutura para o estado limite último é dada pela combinação da equação (3.1), para valores característicos e majorados de acções, enquanto que a verificação em serviço contabiliza as acções que efectivamente actuam na estrutura e valores médios do comportamento dos materiais.

O pré-esforço actua no comportamento em serviço da estrutura e por isso o valor a aplicar no cabo é calculado para o estado limite de serviço, para valores de carga quase-permanentes (equação (3.2)).

$$S_{sd} = \gamma_g G + \gamma_q (Q_q + \sum \psi_{0i} Q_{qi}) \quad (3.1)$$

Q_q = acção variável de base

Q_{qi} = restantes acções variáveis

com, $\gamma_g = 1,35$ e $\gamma_q = 1,5$

$$S_{qp} = G + \sum \psi_{2i} Q_{qi} \quad (3.2)$$

com, $\psi_2 < \psi_0 < 1$ (Tabela 3.2)

Comparando o valor de carga actuante do plano de cargas das duas situações (Tabela 3.1), é possível verificar que para o dimensionamento da estrutura em estado limite último (equação (3.1)), a carga na laje de betão armado tem o valor de 23,31 kN/m² em

relação à carga anterior de 20,66 kN/m². Este aumento, apesar de reduzido, obriga à verificação da segurança da laje aos estados limites últimos de flexão e punçoamento, e ainda à verificação da deformação. Atendendo porém às quantidades de armadura disponíveis sobre os pilares (armaduras passivas, e armaduras activas), é de esperar que exista alguma reserva ao nível da verificação do estado limite último de flexão da laje. De forma análoga, o incremento no valor quase permanente das acções é reduzido, da ordem de 8%. No respeitante ao punçoamento a sua verificação e reforço é apresentada no capítulo 3.4.

Uma vez que no alinhamento C do 2º piso não existem quaisquer pilares no eixo 3 e 4 (Figura 3.2), as cargas deste piso são descarregadas pelos restantes pilares metálicos, directamente nos pilares de betão sobre os quais se encontram. Deste modo, os pilares a demolir não são carregados por estas, e o carregamento a ter em conta nestes pilares é constituído apenas pela sobrecarga em serviço, a carga permanente e a restante carga permanente da laje de betão armado. O valor da carga quase-permanente na situação nova é de 14,83 kN/m².

Tendo em conta a área de influência de cada pilar ($A_{inf}=8,5 \times 8,5=72,25 \text{ m}^2$) e a carga a que está sujeito ($p_{qp}=14,83 \text{ kN/m}^2$), é determinado o esforço axial respectivo ($N_{qp}=1071,5 \text{ kN}$), Figura 3.7 (a). Este valor foi posteriormente validado pelo modelo numérico correspondente ($N_{qp}=1038,5 \text{ kN}$), realizado no recurso ao modelo numérico (CSI Computers & Structures), Figura 3.7 (b).

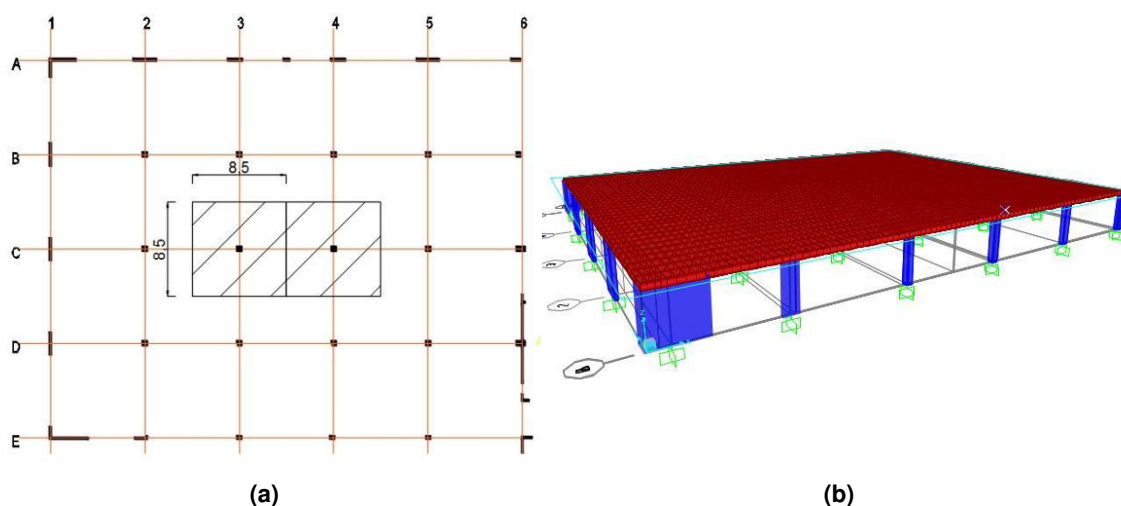


Figura 3.7 – (a) Planta do 1º piso - área de influência dos pilares a demolir. **(b)** Modelo numérico (CSI Computers & Structures) do 1º piso.

3.2.1.2 Traçado e dimensionamento do cabo

O posicionamento do cabo de pré-esforço é essencial para a definição do seu traçado, e este conforme a direcção pode adoptar diferentes disposições (Figura 3.8). Na direcção y (alinhamento 3 e 4) cada pilar teria um cabo capaz de suportar a carga transmitida

(Figura 3.9) enquanto que na direcção x (alinhamento C) o traçado de cabo teria de ser tal para equilibrar a carga dos dois pilares (Figura 3.10).

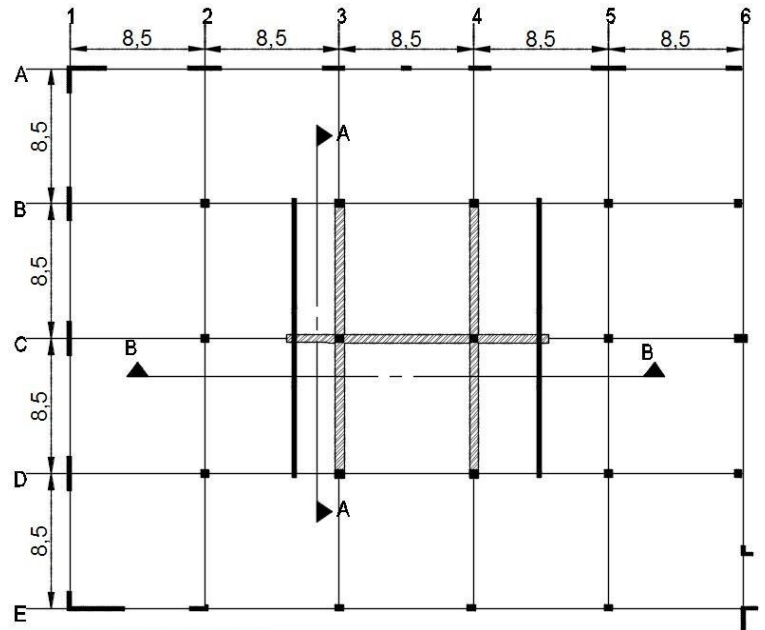


Figura 3.8 - Disposições possíveis para o cabo de pré-esforço – Planta.

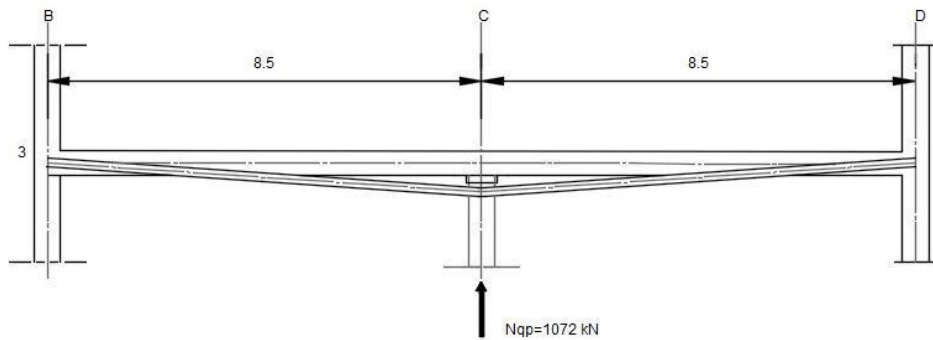


Figura 3.9 - Alinhamento yy – Corte AA.

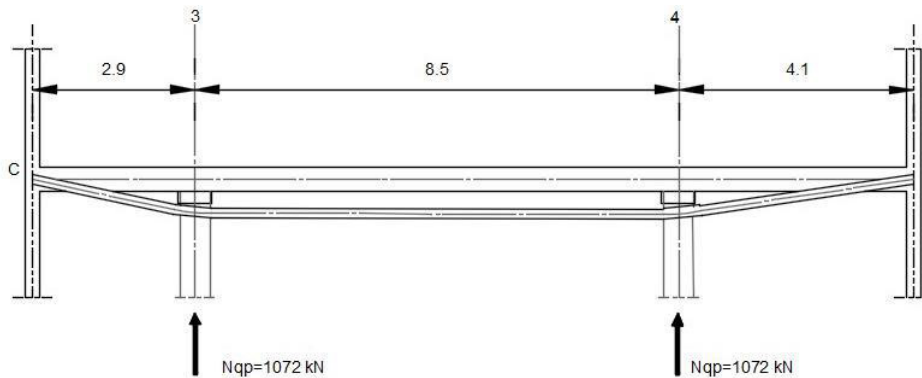


Figura 3.10 - Alinhamento xx - Corte BB.

Contudo, enquanto a solução do Corte AA encaminha o carregamento vertical para os pilares B e D do alinhamento 3, sobrecarregando-os, a solução do Corte BB encaminha o mesmo carregamento para as novas paredes de betão armado. Assim, as duas soluções serão estudadas.

Na solução do corte AA, os cabos de pré-esforço estão dispostos simetricamente na direcção y em relação ao pilar a demolir e conforme o número de cabos necessário. Estes terão um único ponto anguloso, introduzido pelo desviador localizado no pilar removido, uma ancoragem activa na extremidade do cabo e outra passiva na extremidade oposta. Esta solução é igual nos dois pilares a demolir uma vez que se encontram igualmente esforçados. No corte BB a solução diverge apenas no número de desviadores, uma vez que equilibra os dois pilares.

As características da armadura de pré-esforço de aço de alta-resistência estão definidas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Características da armadura de pré-esforço de aço de alta-resistência - cordões.

Designação	Secção Nominal [cm ²]	Diâmetro [mm]	f _{p0,1k} [MPa]	f _{pk} [MPa]	E _p [GPa]
0,6"N	1,40	15,2	1670	1860	195

O controlo do nível de tensão nas armaduras de pré-esforço para 0,6 f_{pk}, ou seja 60% da força última prevista no EC2 (EN1992-1-1, 2010), constitui o critério de dimensionamento da força de puxe do cordão a longo prazo, permitindo novo retensionamento ao longo do tempo. Neste caso considerou-se 1% de perdas diferidas uma vez que a limitação do valor de tensão nas armaduras para um valor baixo, reduz o efeito de relaxação das mesmas. E 10% de perdas instantâneas. Assim, para um cordão de 1,4 cm², a força máxima admitida é de 139 kN. Como a força por pilar a demolir é elevada, para que o pré-esforço aplicado contrabalance esta carga, o desviador deve ser tanto maior quanto possível.

Admitindo para o cabo de pré-esforço um diâmetro igual a 0,1 metros e tendo em conta que o tecto falso tem apenas uma altura livre de 0,15 metros, a flecha máxima admitida para pré-dimensionamento do cabo foi de 0,295 metros, que inclui metade do comprimento da laje onde o cabo inicia o traçado, e o comprimento livre acima do tecto falso, ao qual é retirado metade do diâmetro de cabo considerado (Figura 3.11).

O dimensionamento do cabo de pré-esforço para a solução do corte AA encontra-se definido na Tabela 3.4, com os seus elementos representados na Figura 3.11, em que a força do pilar a demolir é igualada à força de desvio do cabo (2Ptgα) e distribuída igualmente pelos pilares adajacentes. Para obter o valor de esforço axial necessário ao pilar a demolir, são necessários 6 cabos com 19 cordões cada, de 0,6"N, o que consiste numa quantidade de pré-esforço muito elevada.

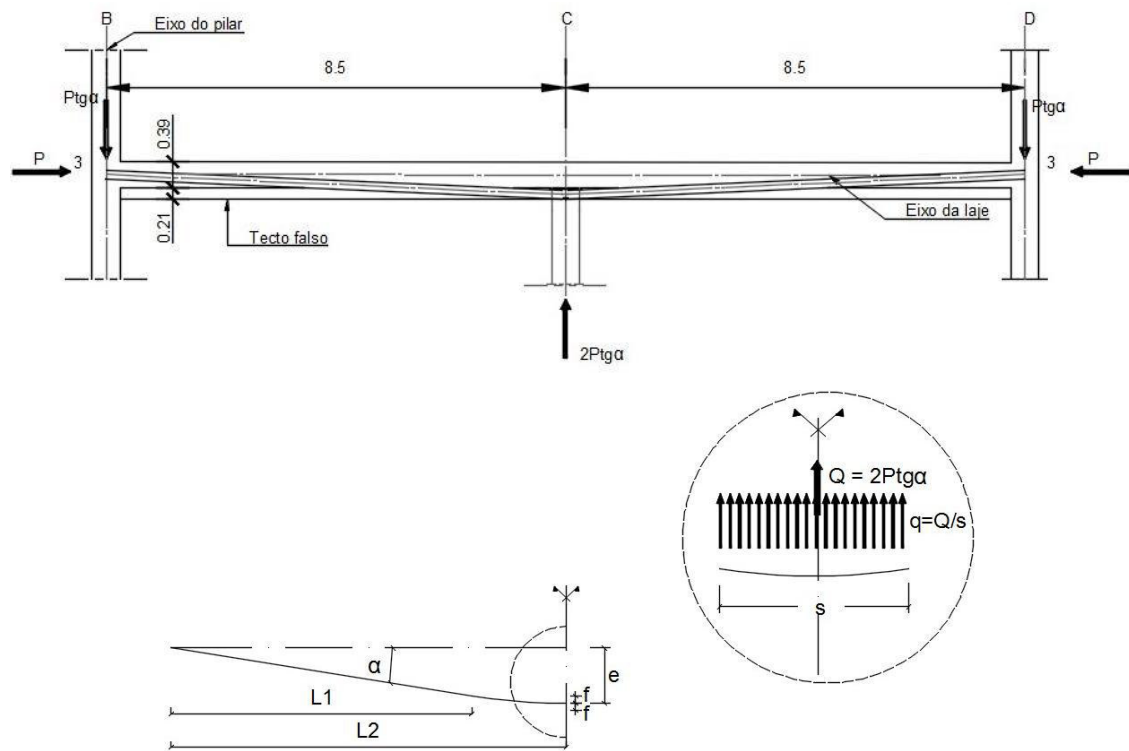


Figura 3.11 - Traçado do cabo de pré-esforço – Corte AA.

Tabela 3.4 – Pré-dimensionamento do cabo de pré-esforço.

	s [m]	L_2 [m]	L_1 [m] = $L_2 - \frac{s}{2}$	e [m]	$\text{tg}\alpha = \frac{e}{L_2}$	Q [kN]	P_∞ [kN] ($Q=2Pt\text{g}\alpha$)	$n^* = \frac{P_\infty}{139}$
Corte AA	0,750	8,500	8,125	0,295	0,035	1072	15314	111
Corte BB	0,750	8,500	8,125	0,295	0,102	1072	10510	76

*número de cordões

Para o corte BB cada força de desvio tem o valor de $Pt\text{g}\alpha$ uma vez que existem dois pilares com cargas a equilibrar. O valor de α depende do ângulo do cabo que é diferente entre o alinhamento de cada uma das paredes de betão armado e o alinhamento 3 e 4, respectivamente. Assim, o dimensionamento do cabo é condicionado neste corte, pelo valor maior de α (Tabela 3.4), para o qual, são precisos 4 cabos com 19 cordões de 0,6"N.

As duas soluções apresentadas são inexecutáveis pois acabam por envolver quantidades muito elevadas de pré-esforço, geradoras de elevados níveis de tensão, tanto nos desviadores como nos nichos das ancoragens. Os desviadores teriam de ter dimensões exageradas para aumentar os ângulos de desvio dos cabos e diminuir assim as tensões geradas. Os nichos das ancoragens estariam excessivamente armados para os níveis de tracção dos 19 cordões de cada um dos cabos de pré-esforço. E a reduzida espessura da laje

impediria o posicionamento das ancoragens. Esta seria demolida, para além de que a armadura da laje seria inviabilizada.

Os problemas acima referidos devem-se ao facto de a carga de equilíbrio mobilizada pela excentricidade dos cabos ser reduzida. Para aumentar a mesma, a solução seria aproveitar o vazio técnico sobre a laje, utilizado para a passagem de equipamentos de aquecimento e ventilação. O novo traçado de cabo encontra-se na Figura 3.12.

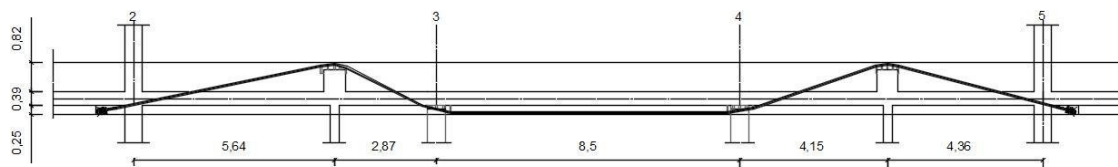


Figura 3.12 - Traçado do cabo de pré-esforço adoptado (definição em anexo).

A optimização da excentricidade do cabo foi assegurada pelas novas paredes de betão armado entre os alinhamentos 2 e 3 e os alinhamentos 4 e 5, com a definição de traçados parabólicos sobre estas e sob os pilares a demolir (Figura 3.12). Considerando-se para estes, a distância do vazio técnico acima da laje reduzida por metade do diâmetro de cabo considerado (0,765 m) e a distância total do tecto falso com a mesma redução (0,200 m), respectivamente.

Contudo, uma vez que estas paredes não se encontram simétricas em relação ao vão central, é necessário compatibilizar os traçados rectilíneos entre as mesmas e os respectivos pilares. Isto relaciona-se com o facto, das flechas dos traçados parabólicos serem definidas pela inclinação do troço rectilíneo que os une, e que por sua vez, tem de assegurar a máxima excentricidade possível. Além de todos estes factores, o raio de curvatura mínimo dos traçados parabólicos tem de ser assegurado.

Para todas estas situações foram adaptadas diversas soluções: o aumento das larguras dos troços de parede em betão armado estrutural acima das lajes de modo a conseguir então, compatibilizar flechas e excentricidades; o aumento da altura útil do tecto falso pela mesma razão; e o reposicionamento das escadas para adopção desta solução (Figura 3.13). As escadas sofrem um deslocamento horizontal em planta, de modo a que o traçado do cabo de pré-esforço não interfira com o seu posicionamento (Figura 3.13).

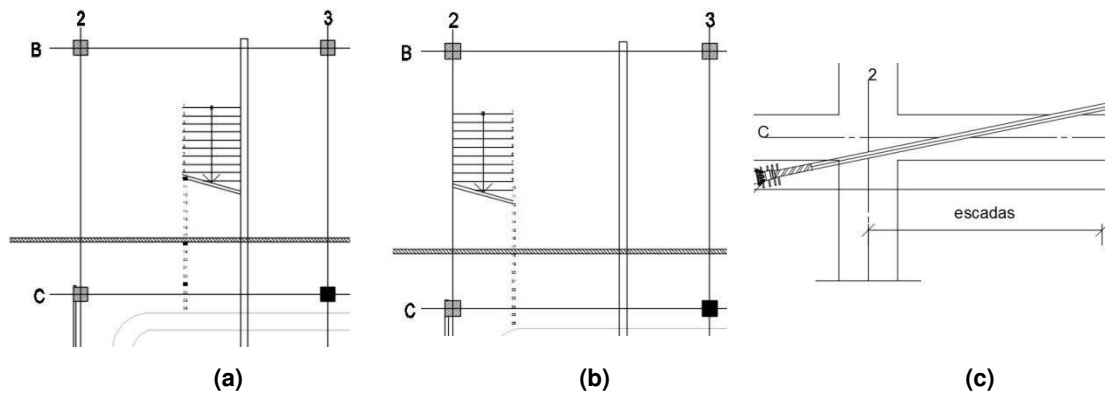


Figura 3.13 – Posicionamento das escadas: **(a)** planta da situação pretendida. **(b)** Planta da situação de adopção do pré-esforço. **(c)** Alçado do posicionamento do cabo de pré-esforço para a situação (b).

Assim, este traçado assegura a estabilidade dos esforços dos pilares a demolir, diminuindo o número de cabos necessário comparativamente a uma solução independente para cada pilar. A minimização do número de furos na laje, o posicionamento das ancoragens por baixo desta e o encaminhamento das cargas dos pilares demolidos para os novos elemento verticais de betão armado, são também consequências vantajosas.

O pré-dimensionamento do novo cabo depende do seu traçado e por isso as características deste encontram-se definidas na tabela abaixo, Tabela 3.5. O valor de pré-esforço necessário para assegurar um correcto comportamento estrutural resulta do equilíbrio directo entre o esforço axial dos pilares demolidos e as cargas equivalentes resultantes dos traçados parabólicos que se encontram sob estes pilares. A carga equivalente é definida pela equação (3.3) e o pré-dimensionamento do cabo encontra-se na Tabela 3.6.

$$q_{eq} = \frac{8 \times f \times P_{\infty}}{L^2} \quad (3.3)$$

f = flecha do traçado parabólico

Tabela 3.5 – Definição do traçado do cabo de pré-esforço adoptado.

	Elementos de traçado (parábola)	Elementos de traçado (recta)	Distância à face inferior do tecto falso [m]	Distância [m]
2 - PBA1	-	$y=0,204x+0,295$	0,295 1,365	5,24
PBA1	$y=-0,257x^2+1,405$	-	1,405	0,40
	$y=-0,731x^2+1,405$	-		0,34
PBA1 - 3	-	$y=-0,502x+0,250$	1,319 0,250	2,13
3	$y=0,313x^2+0,050$	-	0,050	0,80
3 - 4	-	$y=0,050$	0,050	7,73
4	$y=0,225x^2+0,050$	-	0,050	0,76
4 – PBA2	-	$y=0,342x+0,180$	0,180 1,349	3,42
	$y=-0,511x^2+1,405$	-	1,405	0,33
PBA2	$y=-0,416x^2+1,405$	-		0,31
PBA2 - 5	-	$y=-0,259x+0,318$	1,365 0,318	4,05

Tabela 3.6 – Pré-dimensionamento do cabo de pré-esforço adoptado.

	f [m]	$q_{eq} = Q$ [kN]	P_{∞} [kN]	$n^* = \frac{P_{\infty}}{139}$
PBA1	0,2000	1072	1715,2	13
PBA2	0,1297	1072	2387,0	18

*número de cordões

Assim, são adoptados 4 cabos de pré-esforço com 5 cordões cada de 0,6'N, cujo valor de pré-esforço, incluindo perdas, é de 2780 kN. A verificação do equilíbrio das cargas equivalentes é fundamental para um correcto dimensionamento e traçado de cabo (Tabela 3.7 e Figura 3.14).

Tabela 3.7 – Cálculo das cargas equivalentes uniformemente distribuídas.

	f [m]	L [m]	q_{eq} [kN/m]	raio [m]
PBA1	0,0405	0,80	1407,4	2,09
	0,0860	0,68	4136,3	2,33
3	0,200	1,60	1737,5	2,25
4	0,1297	1,52	1248,5	3,19
PBA2	0,0556	0,66	2838,7	2,25
	0,0400	0,62	2314,3	2,74

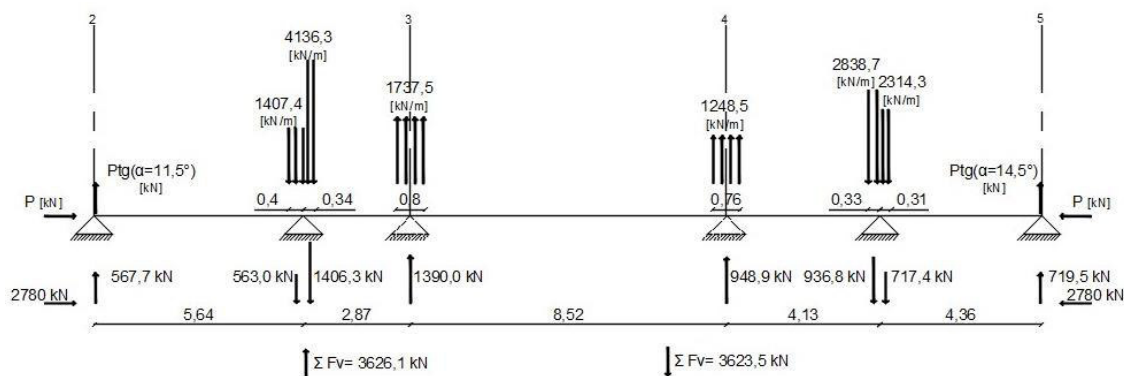


Figura 3.14 - Cargas equivalentes do cabo de pré-esforço adoptado.

O raio mínimo de curvatura do cabo é dado pela equação (3.4) (Preto, 2014) e é assegurado por todos os troços parabólicos deste, como é possível verificar pela análise da Tabela 3.7.

$$R_{min} = 1,3 \text{ a } 1,5 (\sqrt{F_{pk}}) \geq 2 \text{ m} \quad (3.4)$$

F_{pk} = valor característico da força de rotura à tracção da armadura de pré-esforço em MN, com o valor de 1,302 MN.

3.2.1.3 Desviador

O desviador constitui um conjunto de peças metálicas que permitem a ligação do cabo de pré-esforço à estrutura principal, assegurando a transmissão das forças de desvio do cabo ao elemento (Figura 3.15). Assim, o desviador é uma zona de concentração de tensões radiais, tanto maior quanto menor for o seu raio de curvatura. Esta é uma zona frágil que pode levar à rotura do cabo por danificação da bainha do cordão e por isso, no caso de uma bainha metálica, esta deve ser protegida contra a corrosão e o dimensionamento do desviador deve assegurar uma transmissão de forças eficaz e em segurança (Neves, 2012).

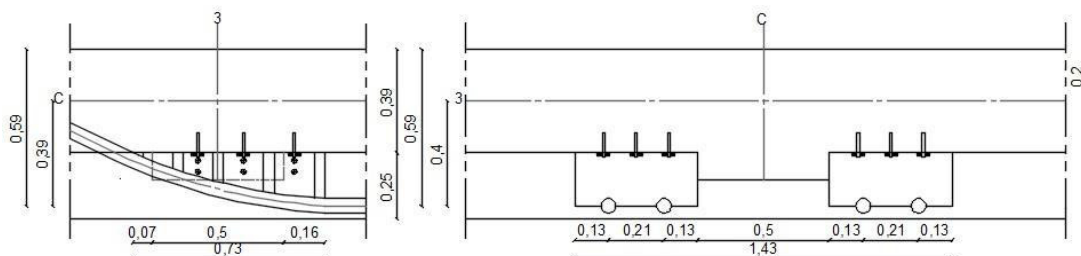


Figura 3.15 – Corte e Alçado do desviador, respectivamente.

As tensões radiais introduzidas pelo cabo na estrutura encontram-se definidas na Figura 3.16 para o desviador que se encontra em maior tensão (alinhamento 3). Os

desviadores que se encontram sobre as paredes de betão armado transmitem as forças radiais directamente para as fundações.

Como referido anteriormente a tensão radial – q , do desviador do alinhamento 3, tem o valor de 1737,5 kN/m, que é ainda repartido por dois desviadores (Figura 3.15). A transmissão desta tensão do desviador para o pilar introduz no betão tensões de compressão, e portanto tem de ser verificada a resistência do material.

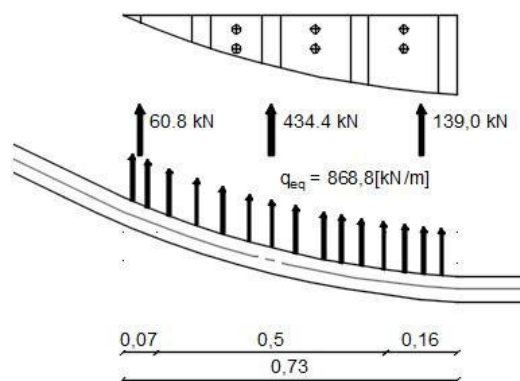


Figura 3.16 – Forças no desviador.

Neste caso, uma força de 434,4 kN distribuída por uma área de desviador de $0,5 \times 0,465 \text{ m}^2$, obtém uma tensão de $1868,4 \text{ kN/m}^2$.

As peças metálicas do desviador são soldadas e são ligadas ao elemento através de chumbadores. Este é instalado no pilar a demolir e por isso a parte superior do pilar é mantida e a restante demolida (Figura 3.15).

3.2.1.4 Ancoragem

Tendo em conta o número de cordões necessário, optou-se por um sistema de pré-esforço com multicordões não aderente, uma vez que é uma solução exterior. Este sistema é envolvido por uma bainha de plástico lisa de PEAD, injectada com ceras petrolíferas não aderentes.

Para um cabo com 5 cordões o modelo de ancoragem escolhido encontra-se representada na Figura 3.17 e definido na Tabela 3.8. A planta e o alçado da ancoragem encontram-se definidos na Figura 3.18 e na Figura 3.19, respectivamente. Como é possível verificar pela Figura 3.19, as ancoragens encontram-se sob a laje e por isso essa zona é betonada, de modo a proteger a ancoragem e assegurar a aderência desta à estrutura, transmitindo de uma forma eficaz a componente horizontal à laje e a componente vertical ao pilar.

A betonagem desta zona é realizada por meio de dois furos verticais executados na laje, como é possível observar na Figura 3.19. Para além disso, esta zona é ainda solidarizada com a laje e pilar com armaduras de ligação verticais, por forma a introduzir na laje a componente horizontal do pré-esforço.

Tabela 3.8 – Características do modelo de ancoragem (Técnico, 2013).

Diâmetro 0.6''											
Número de cordões	A [mm]	B [mm]	C [mm]	ϕD [mm]	ϕE [mm]	ϕF [mm]	ϕG [mm]	H [mm]	ϕJ	n	Xn [mm]
6-4	150	155	55	110	65	50/55	190	200	12	4	210

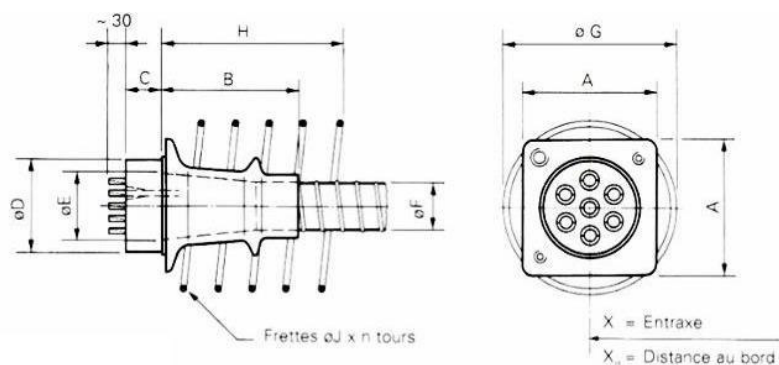


Figura 3.17 – Definição dos elementos da ancoragem caracterizados na Tabela 3.8 (Técnico, 2013).

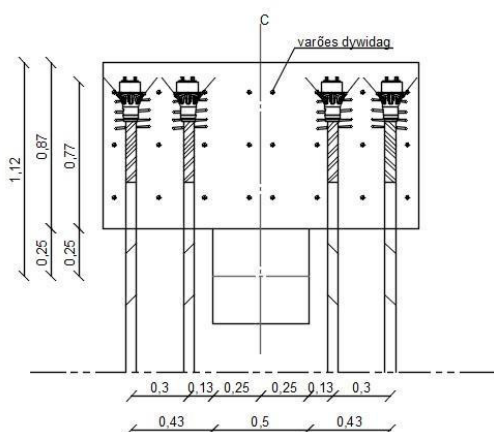


Figura 3.18 – Planta da ancoragem.

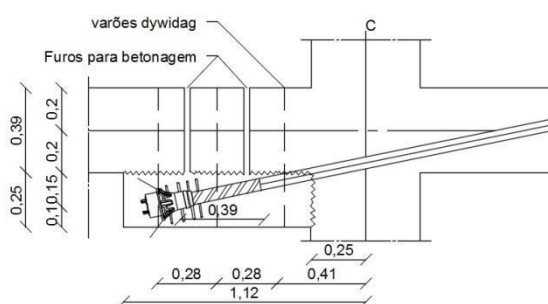


Figura 3.19 - Alçado da ancoragem do alinhamento 2.

As armaduras necessárias para absorver as tracções desenvolvidas no betão, devido às forças concentradas do pré-esforço, encontram-se definidas na Tabela 3.9 e o seu

encaminhamento em planta para o pilar (situação mais desfavorável) é representado na Figura 3.20.

Para a componente horizontal majorada, da força concentrada do pré-esforço por cabo (Figura 3.20), teve-se em conta o afastamento de cada cabo ao pilar e conservativamente o valor máximo de tensão imposto nas armaduras (300 MPa) (Tabela 3.9).

Tabela 3.9 – Dimensionamento das armaduras de tracção para a componente horizontal do pré-esforço em planta.

	Cabo 1	Cabo 2
P_{∞} [kN]	695	695
P_{sd} [kN]	938 (695x1,35)	938 (695x1,35)
α [°]	76	61
H_{sd} [kN]	234	520
A_s [cm ²]	7,8	17,3

Tendo em conta o encaminhamento de cargas da componente horizontal do pré-esforço (P) na Figura 3.20 (a) e a Tabela 3.9, a armadura total necessária é de 25,1 cm². Para esta são colocados 10 varões com 20 mm's de diâmetro, para absorver as tracções na zona das ancoragens (Figura 3.20 (b)).

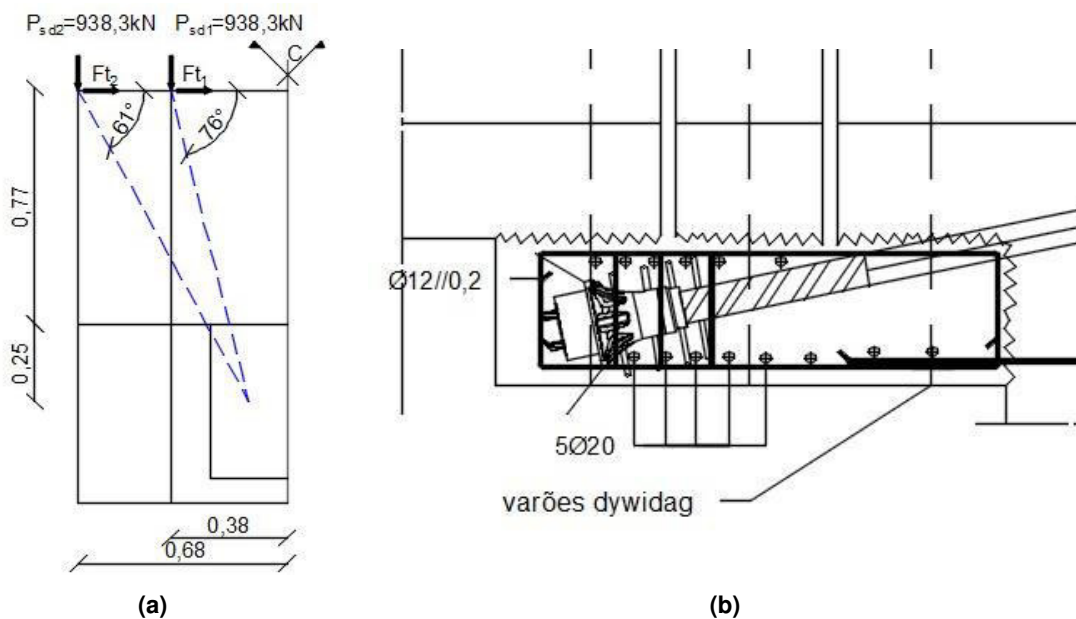


Figura 3.20 – (a) Planta do encaminhamento de cargas das forças concentradas de pré-esforço. (b) Armadura das ancoragens.

3.2.2 Deslocamento de Apoio

A aplicação de pré-esforço por intermédio de deslocamentos de apoios em perfis metálicos foi outra solução estudada, capaz de se adaptar à nova tipologia da estrutura (auditório), assegurando um novo encaminhamento de cargas.

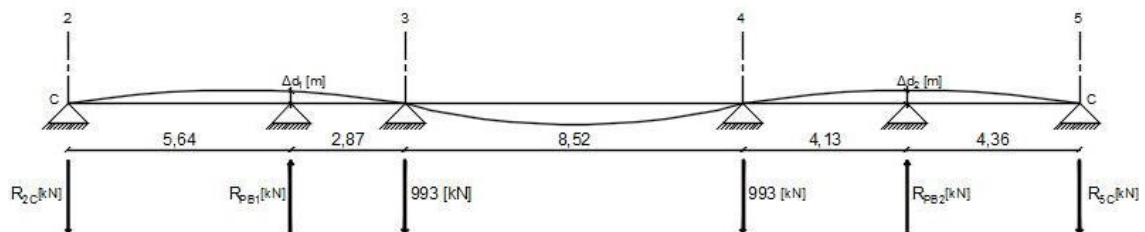
A solução tem o mesmo fundamento que a solução estudada anteriormente, no sentido em que é aplicada uma deformação imposta, enquanto que na solução anterior foi introduzido um estado de tensão por aplicação de pré-esforço exterior. O conceito da solução surge como forma de aproveitar o vazio técnico sobre a laje e que por isso, exige uma adaptação dos sistemas HVAC face ao posicionamento dos perfis metálicos.

3.2.2.1 Fundamento da solução

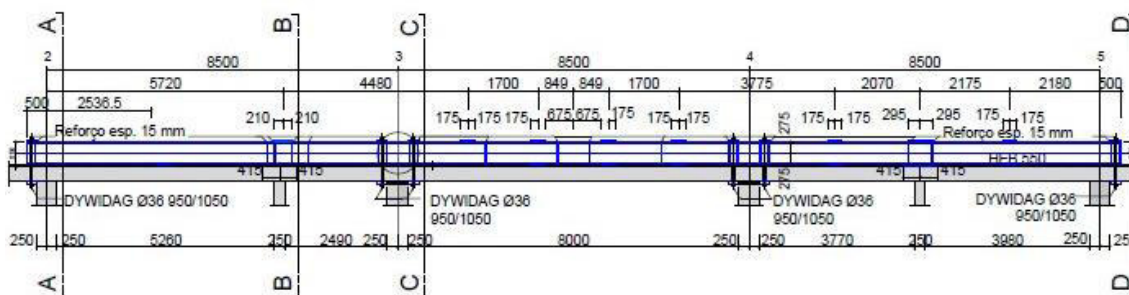
O perfil metálico encontra-se sobre a laje segundo o alinhamento C, apoiado nos pilares dos alinhamentos 2C e 5C e nas paredes novas de betão armado. Estas são introduzidas, como já referido na solução anterior, para transmitir as cargas axiais dos pilares a demolir às fundações. E diminuir a deformação da laje para os novos vãos introduzidos pela demolição destes pilares nos alinhamentos 3C e 4C.

A deformação imposta consiste na introdução de deslocamentos verticais sobre as novas paredes de betão armado, através de macacos planos. O objectivo destes deslocamentos é introduzir no perfil, sobre os pilares a demolir, reacções que anulem os esforços conduzidos por estes. Os pilares são descomprimidos e podem ser então removidos, enquanto as suas cargas são suspensas pelo perfil e encaminhadas pelos elementos verticais, sobre os quais se apoia (Figura 3.21).

Para que esta solução seja funcional, o perfil metálico tem de suspender a laje, de modo a que, aquando da introdução dos deslocamentos verticais, o deslocamento do perfil esteja impedido nos alinhamentos 2C, 3C, 4C e 5C. A viga metálica é hiperestática e por isso, os deslocamentos dos alinhamentos anteriores, ao estarem impedidos, impossibilitam a deformação livre do perfil, introduzindo um estado de tensão (reacções hiperestáticas) capaz de equilibrar as forças resultantes dos deslocamentos introduzidos (Figura 3.21 (a)), com reacções nos alinhamentos 3C e 4C de valor igual ao carregamento dos pilares a demolir. O perfil é amarrado por barras de aço pré-esforçadas (Sistemas Dywidag). A solução apresentada encontra-se definida na Figura 3.21 (b).



(a)



(b)

Figura 3.21 – (a) Introdução dos deslocamentos de apoio e reações de equilíbrio do perfil. (b) Solução de deslocamento de apoio por meio de perfis metálicos.

3.2.2.2 Dimensionamento do perfil metálico

A caracterização desta solução inicia-se com o dimensionamento do perfil metálico (S355) a utilizar, de modo a resistir aos esforços introduzidos.

Para o seu dimensionamento teve-se em conta, as acções já definidas no subcapítulo 3.2.1.1 da Tabela 3.1 da solução anterior. Contudo, contrariamente ao utilizado para a outra solução, os esforços a considerar para este caso são os correspondentes ao plano anterior de carregamento do edifício. Isto deve-se ao facto, de esta solução ser apenas utilizada para suspender as cargas dos pilares 3C e 4C, possibilitando a sua eliminação. Durante a vida útil do edifício as cargas são encaminhadas pela laje conforme os elementos verticais existentes.

Assim, a carga actuante última a considerar é igual a $20,66 \text{ kN/m}^2$ e a carga quase permanente tem o valor de $13,75 \text{ kN/m}^2$. O pilar a demolir tem para cada situação de carga, um esforço axial de 1493 kN e 993 kN , respectivamente, para uma área de influência de $72,25 \text{ m}^2$.

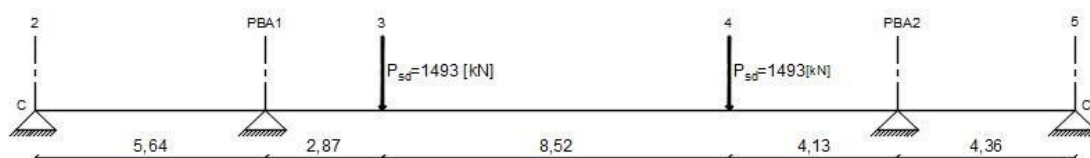


Figura 3.22 – Situação Final – Estado Limite Último.

Após a demolição dos apoios dos alinhamentos 3C e 4C, o perfil metálico está sujeito ao carregamento da Figura 3.22 numa situação final, onde se considera o valor de carga axial actuante do pilar demolido, no estado limite último, para o dimensionamento do perfil. Os esforços introduzidos neste encontram-se representados abaixo (Figura 3.23 e Figura 3.24).

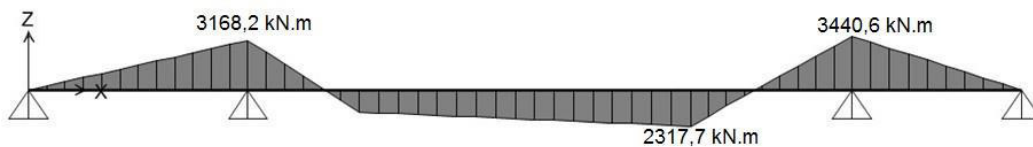


Figura 3.23 – Distribuição de momentos no estado limite último – situação final (Nsd =1493 kN).



Figura 3.24 - Distribuição do esforço transversal no estado limite último – situação final (Nsd =1493 kN).

A verificação de segurança do perfil para o estado limite último é dada pelas seguintes equações ((3.5) e (3.6)):

$$M_{sd} \leq M_{rd} \quad (3.5)$$

$$V_{sd} \leq 0,5 \times V_{rd}^* \quad (3.6)$$

*considerada-se 0,5 do valor de V_{rd} para evitar a influência do esforço transversal na redução do momento flector resistente.

Para a verificação da equação (3.6) e tendo em conta que o valor do esforço transversal actuante é igual a 1600,9kN, seria necessário um perfil com uma área reduzida superior ou igual a 15622 mm², a que correspondem perfis já muito exagerados para esta solução (HEB800, HEB900 e HEB1000). Com este propósito, considerou-se a utilização de dois perfis. Deve-se ter em atenção, a altura dos perfis a utilizar, uma vez que o seu posicionamento é condicionado pela existência das escadas, como já notado para a solução anterior.

Na Figura 3.25 e na Figura 3.26 representam-se os esforços para uma carga última de 747kN, metade do valor anterior, uma vez que serão utilizados dois perfis.

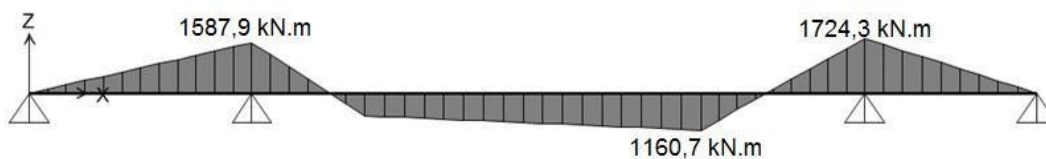


Figura 3.25 – Distribuição de momentos no estado limite último – situação final (Nsd =747 kN).



Figura 3.26 - Distribuição do esforço transversal no estado limite último – situação final (Nsd =747 kN).

A validação das equações (3.5) e (3.6), considera um perfil com uma área reduzida igual ou maior que 7830 mm² e com um momento plástico igual ou maior que 4857x10³mm³,

para um V_{sd} igual a 802,4kN e um M_{sd} igual a 1724,3 kN.m, respectivamente. Desta forma foram utilizados dois perfis HEB 550 com as características apresentadas na tabela abaixo (Tabela 3.10).

Tabela 3.10 – Características do perfil HEB550.

HEB 550	
h [mm]	550
b [mm]	300
t_w [mm]	15
t_f [mm]	29
A [mm²]	25400
Av [mm²]	10010
I_y [mm⁴]x106	1367
W_{ely} [mm³]x103	4970
W_{ply} [mm³]x103	5600

A altura de 0,55 metros dos perfis HEB550, impede o posicionamento de um destes, entre os alinhamentos 2C e PBA1, uma vez que a altura máxima disponível abaixo das escadas tem o valor de 0,45 metros no alinhamento C. A solução seria adoptar dois perfis HEB550 e substituir um deles por um perfil mais pequeno no troço abaixo da escada, e com resistência suficiente para resistir aos esforços da secção. O perfil mais resistente e com altura suficiente para esta situação seria o HEM400, com uma altura de 0,432 metros. Os esforços seriam distribuídos conforme a relação de rigidezes (EI) dos perfis. Tendo em conta que esta relação apenas depende das suas inércias, uma vez que, o material é o mesmo (S355), o perfil HEM400 representa 43% da rigidez do perfil HEB550. Os valores resistentes dos dois perfis e a distribuição de esforços pelos mesmos encontra-se na Tabela 3.11. Após a sua análise, adoptou-se a utilização de dois perfis HEB550 e um perfil HEM400, que substitui o perfil HEB550 abaixo das escadas (Figura 3.27).

Tabela 3.11 – Distribuição de esforços e valores resistentes.

M_{sd} [kN.m]	3168	
V_{sd} [kN]	563	
	HEB 550	HEM 400
M_{sd} [kN.m]	1806	1362
V_{sd} [kN]	321	242
M_{rd} [kN.m]	1988	1978
V_{rd} [kN]	1026	1129

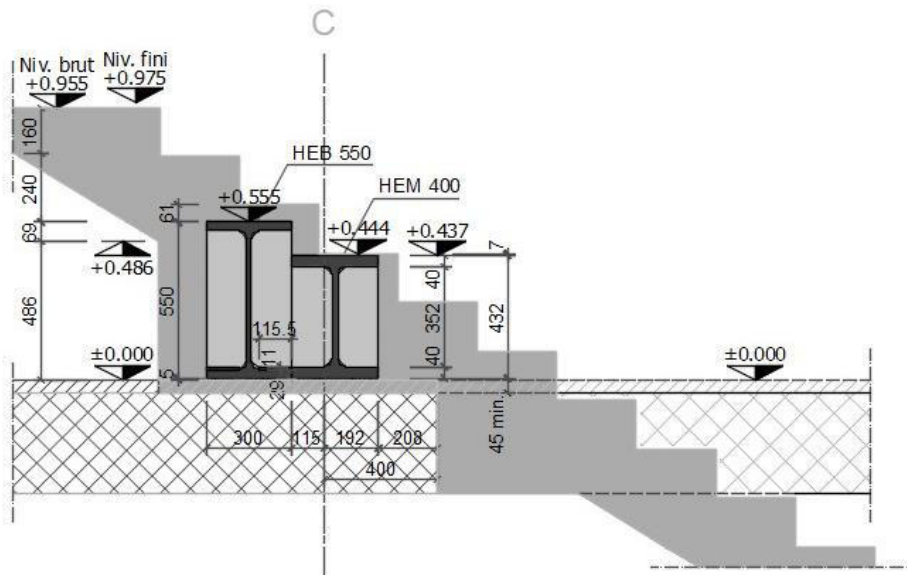


Figura 3.27 – Posicionamento dos perfis por baixo das escadas (alinhamento 2C).

3.2.2.3 Deslocamento dos perfis metálicos

Os deslocamentos dos perfis metálicos são realizados nos alinhamentos PBA1C e PBA2C, que são os únicos apoios dos perfis que não se encontram agarrados por varões à laje, permitindo os seus deslocamentos. Por baixo destes, encontram-se macacos planos responsáveis pelos seus deslocamentos verticais. Estes macacos têm $0,83 \times 0,66 \text{ m}^2$ com 3 mm de espessura e encontram-se posicionados sob banzos dos perfis HEB550. Para além disso, estes encontram-se ainda estabilizados lateralmente por perfis LNP200x20 evitando assim a alteração do seu posicionamento (Figura 3.28).

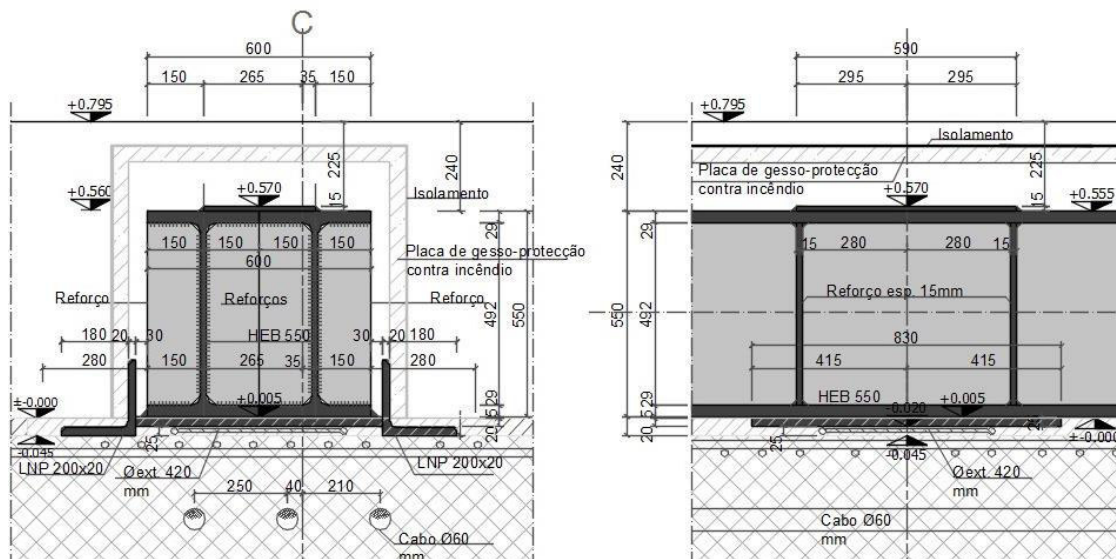


Figura 3.28 – Corte BB e alçado, respectivamente, da ligação dos perfis HEB550 com a laje, com varões DYWIDAG nos alinhamentos PBA1C e PBA2C.

O macaco plano é constituído por uma almofada de chapa metálica soldada fina, que ao ser insuflada com água, aumenta de volume. A água é injectada sob pressão por uma tubagem flexível, ligada a uma bomba hidráulica manual. A pressão exercida é controlada pelo manómetro de pressões e cujos valores dependem dos deslocamentos pretendidos (Figura 3.29). Contudo, a pressão lida no manómetro não é a tensão efectivamente aplicada ao perfil pelo macaco plano. Esta tensão depende da rigidez do macaco plano e do atrito provocado pelo sistema hidráulico (Filipe, 2012).

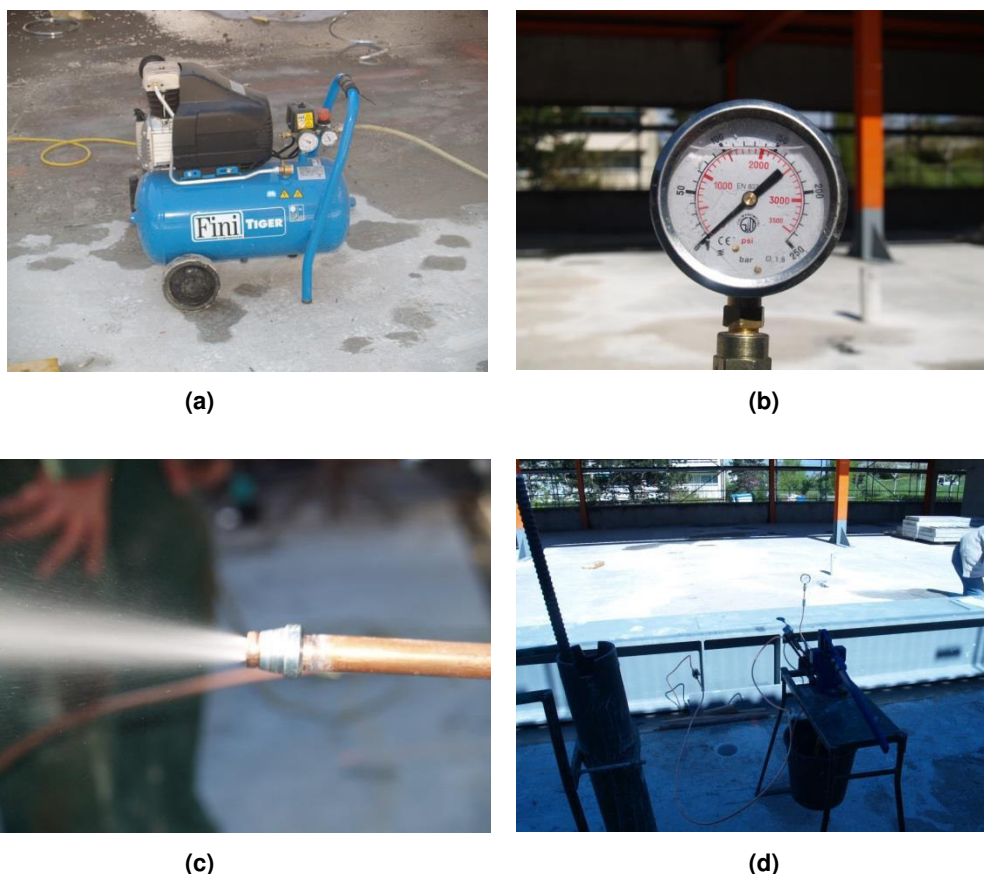


Figura 3.29 – (a) Bomba hidráulica manual. (b) Controlo da pressão exercida. (c) Água sob pressão. (d) Deslocamento vertical dos perfis metálicos.

Estes deslocamentos introduzem nos perfis um estado de tensão capaz de anular as reacções nos pilares a demolir, suspendendo-as e encaminhando-as para os restantes elementos verticais, como já mencionado anteriormente. Com este propósito, considerou-se uma carga axial de 993 kN nos pilares a demolir, para a combinação quase permanente.

A determinação destes deslocamentos realiza-se com recurso ao software SAP (CSI Computers & Structures), representado por um modelo numérico (Figura 3.30).

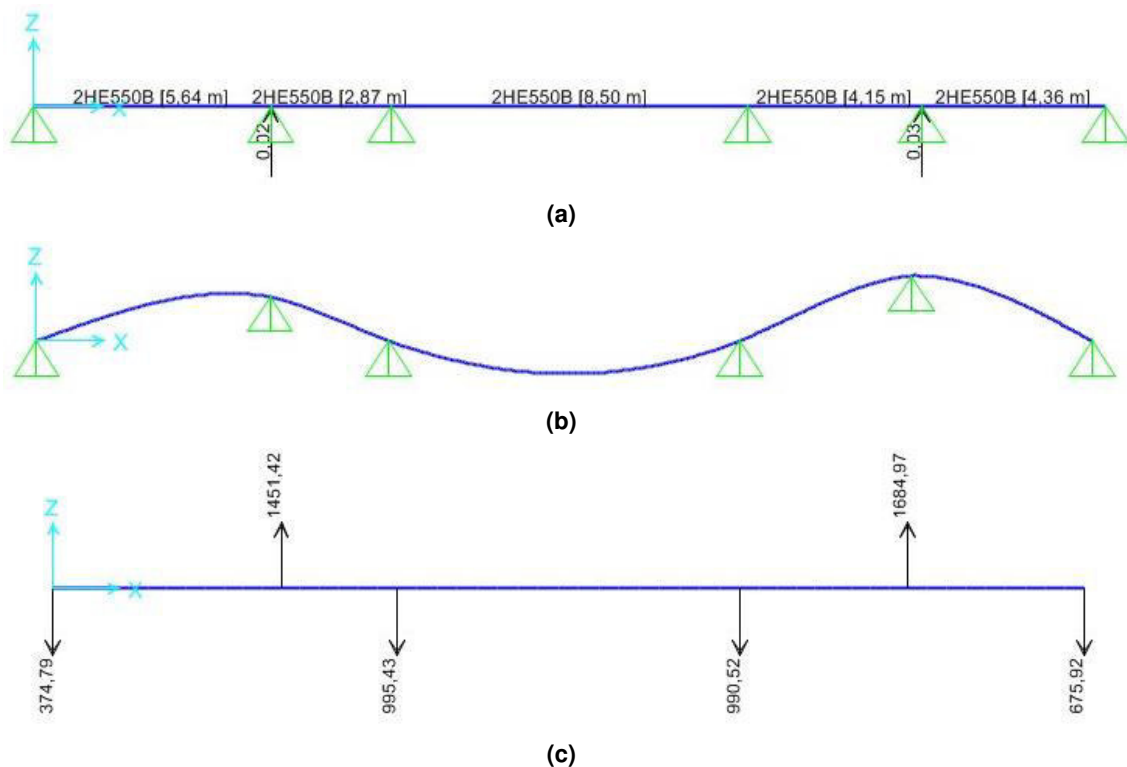


Figura 3.30 – (a) Aplicação de deslocamentos verticais aos dois perfis HEB550. (b) Deformada resultante da aplicação dos deslocamentos verticais. (c) Conjunto de esforços auto-equilibrados para os deslocamentos verticais impostos.

Assim no alinhamento PBA1C é necessário a imposição de um deslocamento de 21mm e no alinhamento PBA2C, um deslocamento de 31mm. Os deslocamentos aplicados no modelo numérico (CSI Computers & Structures) consideram os dois perfis HEB550 a trabalhar em conjunto como um elemento, pois estes vão ser ligados como tal. Com a anulação das reacções dos pilares dos alinhamentos 3C e 4C, os pilares ficam prontos a ser removidos.

Para o conjunto de esforços auto-equilibrados introduzidos por estes deslocamentos, devem ser verificadas as tensões geradas em cada perfil, e assegurar que têm valores inferiores à resistência do material (355 MPa).



Figura 3.31 – Estado de tensão máxima para o perfil HEB550

A Figura 3.32 representa esta situação, com tensões máximas geradas de 290,9 MPa por perfil.

As verificações de segurança dos perfis metálicos aos estados limites de serviço são dispensadas uma vez que, as deformações dos perfis não são visíveis, ficando estes

instalados no vazio técnico. Verificou-se ainda que o deslocamento vertical do perfil, para baixo, a meio da estrutura, não interfere com a laje.

3.2.2.4 Fixação dos perfis metálicos

Como já referido anteriormente, a solução de deslocamentos de apoios dos perfis metálicos com recurso a macacos planos, só é possível se estes perfis estiverem fixos nos alinhamentos 2C, 3C, 4C e 5C à laje. Para isto, recorre-se a sistemas de varões roscados pré-esforçados (DYWIDAG). Estes varões são tensionados e depois ancorados com recurso a placas e porcas (Figura 3.32), que distribuem as forças aplicadas à estrutura pretendida.

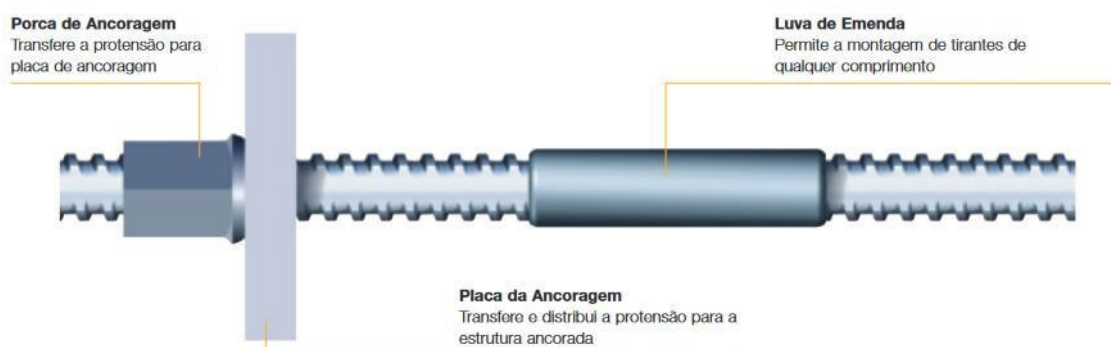


Figura 3.32 - Componentes do varão dywidag (Sis1).

Neste caso, este sistema permite a ligação dos perfis metálicos à laje, fixando-os a esta e resistindo aos deslocamentos impostos nos perfis. Estes varões atravessam o banzo superior e inferior do perfil metálico HEB550 e a laje, sendo ancorados ou neste caso, enroscados com a placa e a porca acima do banzo superior do perfil e abaixo da laje.

Como estes varões atravessam a laje, foi necessário definir o posicionamento da armadura da laje existente, de modo a não interferir com esta. A remoção de carotes permitiu uma melhor visualização do pré-esforço da laje e da armadura ordinária de $\phi 22//0,10$ m numa direcção e de $\phi 20//0,10$ m na outra direcção. Para a fixação dos varões de $\phi 36$ mm foram executados furos de $\phi 50$ mm, que atravessam a laje e interferem com o posicionamento da armadura ordinária (1 varão), que é por isso cortada, sendo em consequência instalado na face superior da laje, reforço com fibras de carbono para compensar a perda de resistência. Os esforços desenvolvidos são transmitidos pelos varões dos perfis à laje, e desta aos elementos resistentes verticais.

Tendo em conta a análise da Figura 3.30 (c), os esforços a transmitir aos dois perfis HEB550, encontram-se definidos na tabela abaixo (Tabela 3.12).

Tabela 3.12 – Esforços a transmitir dos perfis metálicos para os elementos verticais resistentes

	Alinhamento			
	2C	3C	4C	5C
P_{qp} [kN]	375	996	990	676

Os varões pré-esforçados para além de terem de resistir aos esforços acima mencionados, têm que ser posicionados na largura livre de extremidade de 0,09 metros por banzo. Este valor tem em conta a largura total do perfil HEB550 de 0,3 metros e a zona interior ocupada pela largura da alma e pela sua zona em curva (w) (Figura 3.33).

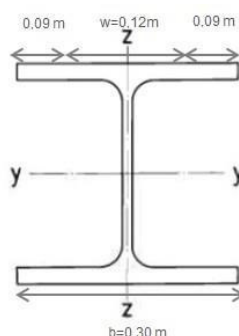


Figura 3.33 – Perfil HEB550 – distância livre dos bordos.

Como são utilizados dois perfis HEB550, e considerando, a largura útil de banzo para o posicionamento do varão e o esforço máximo a resistir (996 kN), adoptaram-se 3 varões DYWIDAG com 36 mm de diâmetro por secção, com as características abaixo referidas (Tabela 3.13). Apesar de dois varões serem suficientes para suportar os esforços desenvolvidos, posicionados nas extremidade livres dos banzos dos dois perfis HEB550, um terceiro entre estes, permite a ligação dos dois de modo a haver um trabalho conjunto dos perfis.

Tabela 3.13 – Características do sistema Dywidag para diâmetros de 36 mm.

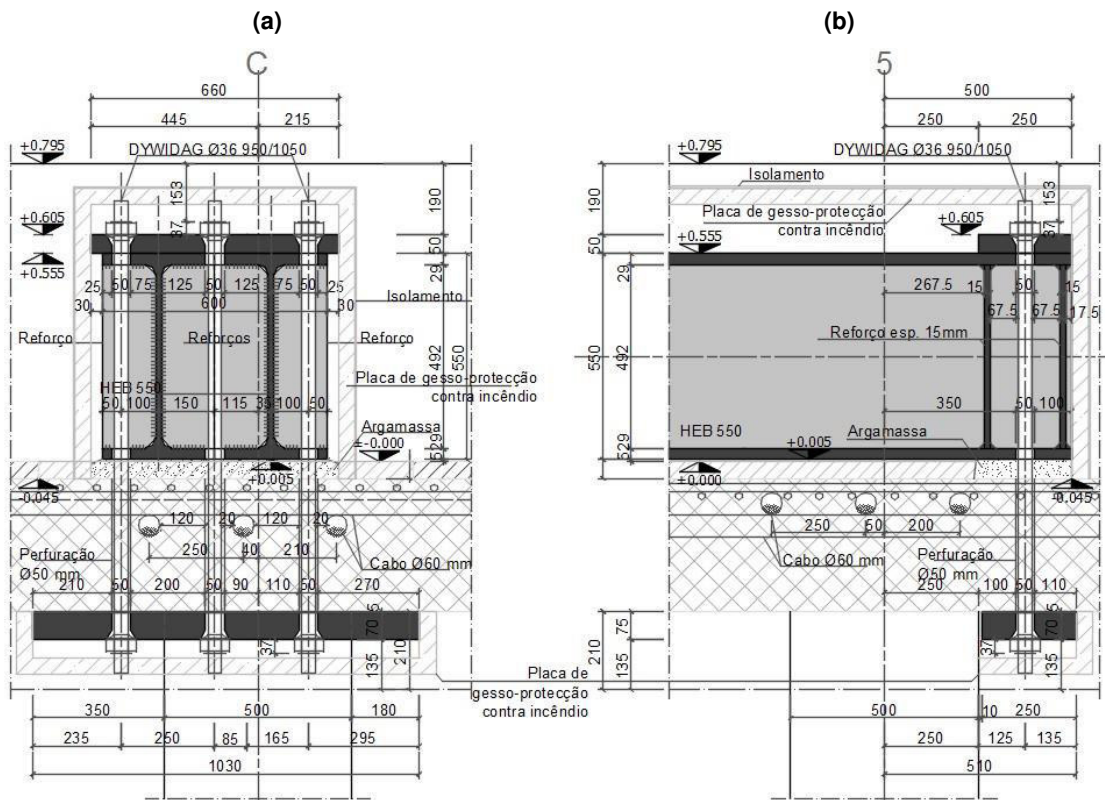
Diâmetro nominal [mm]	Tipo de aço [N/mm ²]	Força última f_{pu} [kN]	Força útil f_{∞} [kN]
36	950/1050	1069	909

Para estes varões consideraram-se 15% de perdas totais, com 10% de perdas instantâneas e 5% de perdas diferidas. Como os varões DYWIDAG têm apenas uma função temporária, ou seja, só são utilizados para suspender as cargas dos pilares a demolir, não é considerada a possibilidade de retensionamento do varão ao longo do tempo.

Como mencionada acima são utilizados 3 varões de DYWIDAG nos alinhamentos 2C e 5C, que são colocados do lado de fora dos pilares em relação ao perfil, permitindo o apoio e transmissão de esforços do perfil para os respectivos pilares (Figura 3.34). Nos alinhamentos

3C e 4C o impedimento do deslocamento dos apoios necessita de varões dos dois lados do pilar, e por isso são adoptados 6 varões DYWIDAG (Figura 3.35).

A adopção de 3 varões DYWIDAG, define a utilização de uma placa única, acima dos perfis HEB550 e abaixo da laje, para um trabalho conjunto da solução. As porcas utilizadas são as definidas pelo fabricante para a solução de varões de 36 mm.



(c)

Figura 3.34 – (a) Posicionamento dos varões DYWIDAG nas extremidades do perfil HEB550 (alinhamento 2C e 5C). **(b)** Posicionamento dos varões DYWIDAG nas extremidades da laje (alinhamento 2C e 5C). **(c)** Corte DD e alçado, respectivamente da ligação perfil – laje com varões DYWIDAG (alinhamento 2C e 5C).

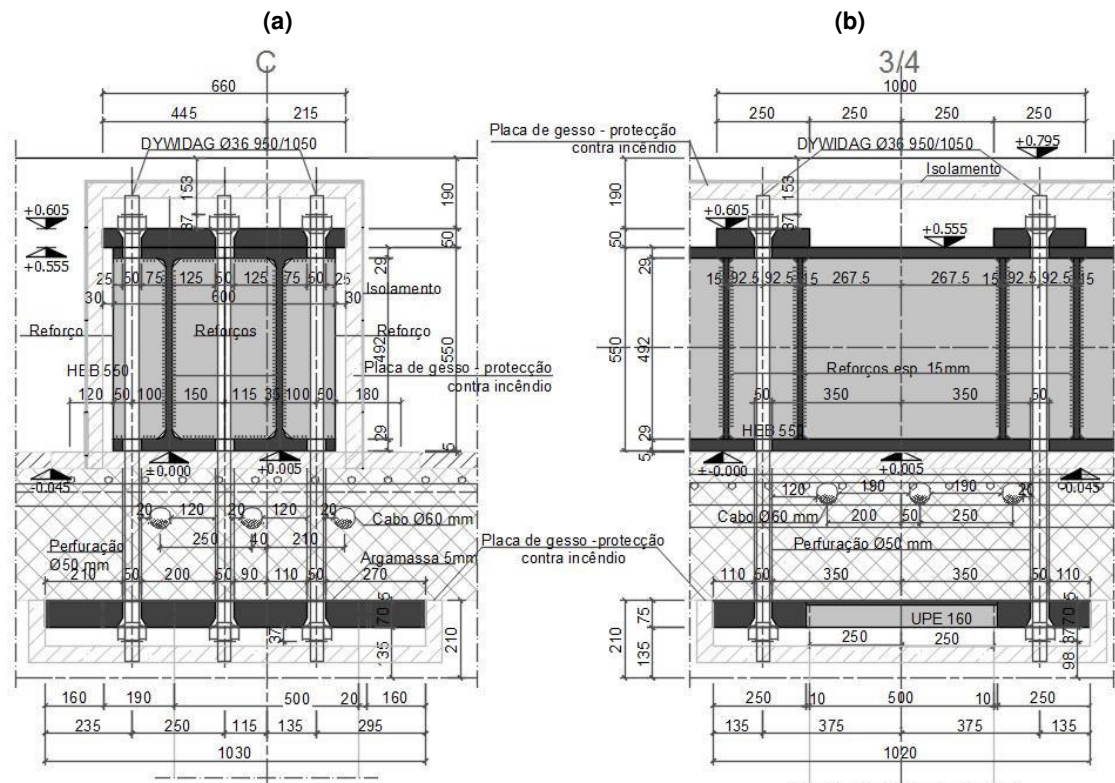


Figura 3.35 - (a) Posicionamento dos varões DYWIDAG no perfil HEB550 (alinhamento 3C e 4C). **(b)** Posicionamento dos varões DYWIDAG na laje (alinhamento 3C e 4C). **(c)** Corte CC e alçado, respectivamente da ligação perfil – laje com varões DYWIDAG (alinhamento 3C e 4C).

3.2.2.5 Ligação dos perfis metálicos

Os perfis metálicos HEB550 são perfis de aço S355 com comprimentos máximos de 12 metros. Uma vez, que os perfis têm de vencer três vãos de 8,5 metros no alinhamento C, serão necessários 3 perfis, para um comprimento total de 25,5 metros.

As juntas entre perfis devem ser posicionadas nos troços de perfil com esforços reduzidos, de modo a conseguir transmitir os esforços de um perfil para o outro em segurança. A análise da Figura 3.25 e da Figura 3.26 posiciona as duas soldaduras do perfil entre os alinhamentos 3C e 4C.

Como são necessários dois alinhamentos de perfis, com 5 perfis HEB550 e um perfil HEM400, a ligação entre estes é assegurada por elementos metálicos com 350 mm, soldados acima e abaixo dos perfis metálicos, na zona de ligação entre estes (Figura 3.36), com espaçamentos constantes entre os alinhamentos principais.



Figura 3.36 – Elementos metálicos soldados aos perfis HEB550.

A substituição do perfil HEB550 pelo perfil HEM400, ocorre apenas para um dos alinhamentos da solução, uma vez que o posicionamento das escadas apenas interfere com a passagem de um dos perfis. Os perfis HEB550 e HEM400 são soldados na extremidade da parede de betão (Figura 3.37).

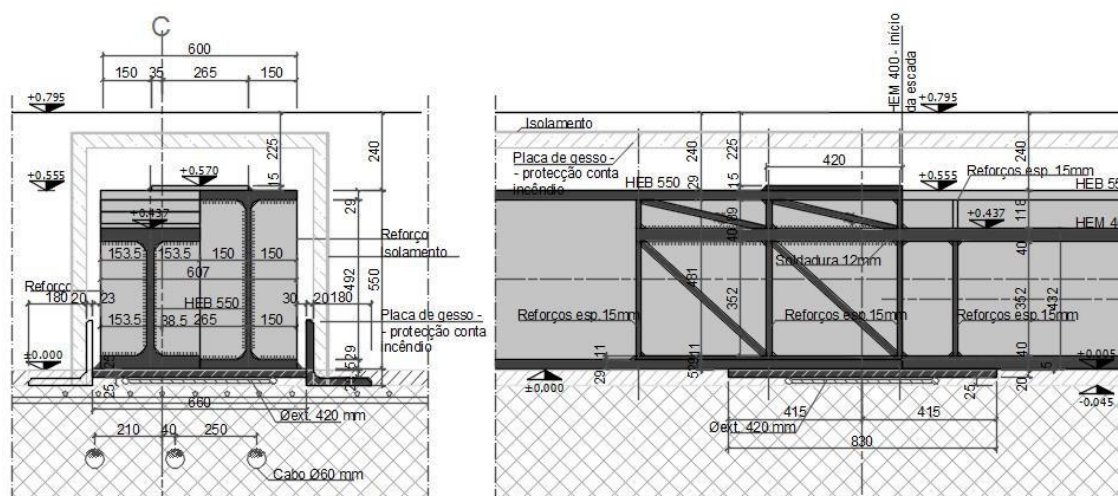


Figura 3.37 – Corte AA e alçado, respectivamente, da ligação entre os perfis HEB550 e HEM400.

Como é possível observar no alçado da Figura 3.37, são colocadas abaixo das extremidades das placas metálicas de ligação superior dos perfis, placas que reforçam a rigidez da secção, pois é uma zona de imposição de esforços, como acontece no alinhamento PBA2 (Figura 3.28). Para além destas, são ainda colocadas chapas inclinadas, que reforçam o encaminhamento do esforço transversal para a parede de betão. Assim, a existência de uma zona de descontinuidade de rigidezes provocada pela ligação de dois perfis diferentes, exige um maior reforço da secção para o esforço transversal e flexão, essencialmente para assegurar a transmissão de esforços entre o perfil maior e o perfil mais pequeno.

Para que a ligação superior dos perfis seja conseguida, são colocadas chapas metálicas, acima do perfil HEM400, para que este tenha a mesma altura que o perfil HEB 550, e estes possam ser ligados pelas chapas metálicas superiores (Figura 3.36). Na extremidade do alinhamento 5C acontece a mesma coisa, de modo a serem colocados os varões pré-esforçados ao mesmo nível.

3.2.2.6 Demolição dos pilares dos alinhamentos 3C e 4C

Após a descompressão dos pilares dos alinhamentos 3C e 4C, as suas demolições iniciam-se ao nível do piso térreo, através de rasgos no betão e corte das armaduras (Figura 3.38), de maneira a obter rótulas (Brito, 1999).

Estes processos ocorrem com recurso a processos abrasivos e a equipamentos mecânicos, que permitem separar o elemento a demolir das estruturas (Santos, 2013). A serra com disco constitui o processo utilizado para a execução de aberturas na base dos pilares, devido à acção da superfície diamantada do disco no betão (Figura 3.38 (a)). Esta superfície é arrefecida com água ao longo do processo. O martelo pneumático é também um equipamento mecânico utilizado, que através da percussão rompe o betão pela tracção (Figura 3.38 (b)). Este é utilizado para auxiliar a serra em pequenas fragmentações localizadas.

Após a separação da base do elemento vertical com o pavimento (Figura 3.38 (c) e (d)), o pilar é contraventado por cabos de modo a que, aquando da separação da parte superior do elemento com a laje pré-esforçada, este não caia com violência no pavimento (Gomes, et al., 2014). O método da separação do elemento vertical com a laje é o mesmo, mas as armaduras são o último elemento cortado, num dos lados, de modo a que o pilar rode para o lado oposto (Brito, 1999).

É importante ter em atenção que todo este processo decorre sem problemas, uma vez que o encaminhamento das cargas foi assegurado e os pilares se encontram descomprimidos.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.38 – (a) Fragmentação da base do pilar com serra com disco. **(b)** Fragmentação da base do pilar com martelo pneumático. **(c)** Demolição parcial da base do pilar. **(d)** Demolição da base do pilar.

Depois de cortado o pilar, é colocado um perfil UPE 160 na zona restante do mesmo, a água dos macacos planos é substituída por argamassa de alta resistência e os perfis, HEB550 e HEM400, são protegidos contra o fogo com painéis de gesso (Figura 3.37 - corte).

3.3 PÁTIO

A introdução de um pátio no segundo piso tem como objectivo, iluminar os espaços interiores da universidade.

O segundo piso é definido por uma estrutura metálica com um pé-direito de 4,6 m assente em pilares interiores de perfis metálicos HEA280 e pilares exteriores de perfis metálicos HEA200, que sustentam a cobertura do anterior edifício industrial. A cobertura assenta em perfis IPE 270, que descarregam nos perfis principais, apoiados nos perfis verticais HEA280 e HEA200. Estes encaminham o carregamento para os pilares de betão armado sobre os quais se apoiam, e que conseqüentemente encaminham o carregamento para as respectivas fundações.

Os perfis principais são definidos por perfis metálicos HEA500 e estão orientados segundo os alinhamentos 1, 2, 3, 4, 5, e 6, que conferem rigidez nesta direcção. Na direcção perpendicular os travamentos verticais das fachadas dos alinhamentos A e E, entre os alinhamentos 2 e 3, estabilizam os deslocamentos nesta direcção. Contudo, apesar de os alinhamentos 1A e 1E estarem fixos, o pórtico metálico deste alinhamento encontra-se susceptível a deslocamentos horizontais consideráveis a meio vão e por isso são colocados apoios suplementares entre os perfis principais dos alinhamentos 1 e 2, segundo os alinhamentos A, B, C, D e E, impedindo estes deslocamentos (Figura 3.39). Apesar da presença de um edifício adjacente (Figura 3.40) a este, não existe qualquer ligação entre estes, estando separados por uma junta.

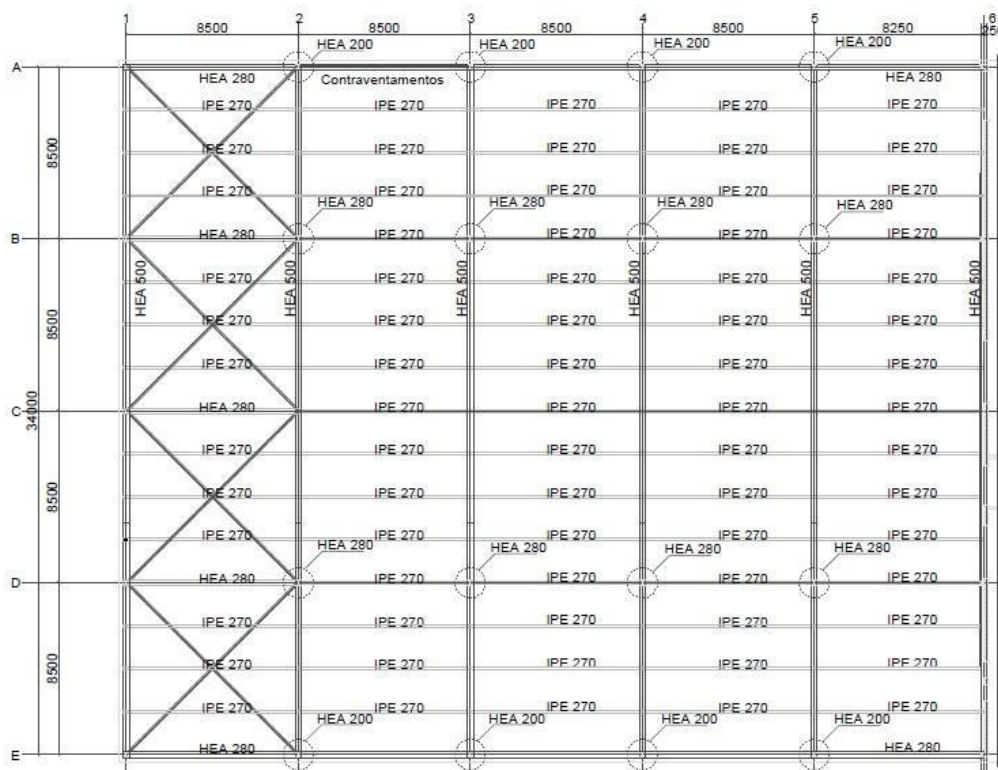


Figura 3.39 – Estrutura metálico do 2º piso do edifício industrial.

A localização do pátio encontra-se representada na Figura 3.40 e como é possível observar, este interrompe os pórticos metálicos dos alinhamentos 4 e 5 e por isso, são retirados os perfis IPE270 e interrompidos os perfis principais HEA500 destes alinhamentos. O posicionamento dos pilares metálicos não é alterado e os pórticos metálicos dos alinhamentos A a E são mantidos. Assim, surgem problemas de rigidez nos pórticos metálicos auto-portantes dos alinhamentos 4 e 5, uma vez que, ao serem interrompidos, reduzem os elementos verticais que impedem os seus deslocamentos horizontais. Para além disso, devido a condicionamentos arquitectónicos existentes nas fachadas, os elementos de travamento verticais dos alinhamentos A e E são retirados, e fixado o edifício industrial ao adjacente. Esta ligação tem como objectivo fixar os deslocamentos horizontais do edifício na direcção dos alinhamentos A a E, conferindo a rigidez, perdida com a eliminação dos travamentos verticais.

A comparação dos deslocamentos da situação anterior de funcionamento destes pórticos e a nova, permite equacionar soluções para este problema. Para este novo espaço o encaminhamento das cargas da cobertura é alterado, face à nova estrutura imposta, e os elementos da cobertura são alterados face à sua funcionalidade anterior.

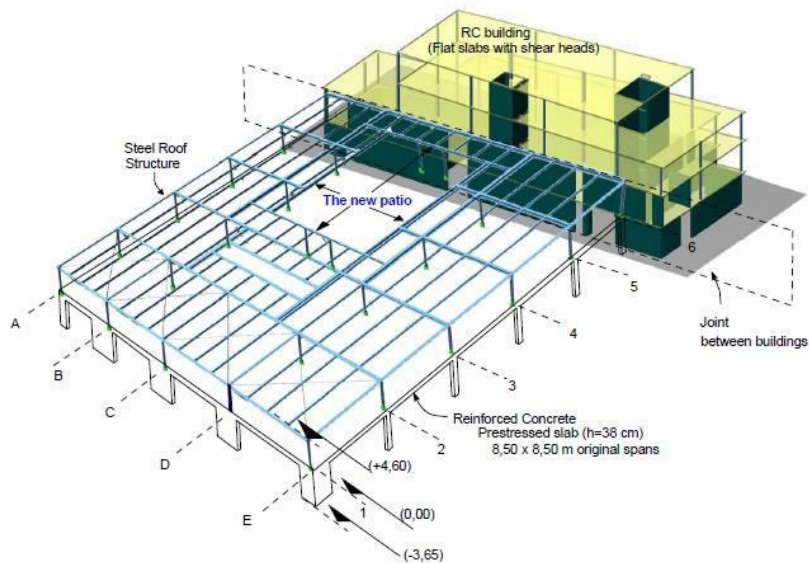


Figura 3.40 – Localização do pátio na estrutura metálica existente.

3.3.1 Acções

A cobertura do edifício industrial era composta pelos perfis metálicos que suportavam as chapas de aço onduladas, sob um sistema de impermeabilização e isolamento, revestido com brita. Esta cobertura é adaptada à sua nova funcionalidade com a remoção do revestimento com brita e a introdução de um isolamento térmico e um “green roof” ou seja, uma cobertura revestida com vegetação plantada, sobre um novo sistema de impermeabilização (Vaz Rodrigues, Rui; Fellrath, Mario, 2012). Os valores das suas acções encontram-se abaixo definidos (Tabela 3.14).

Tabela 3.14 - Plano de cargas anterior e actual da cobertura.

		Industrial	Universidade
pp [kN/m]	<i>Perfil metálico IPE 270</i>	0,361	0,361
	<i>Perfil metálico HEA 500</i>	1,550	1,550
	<i>Perfil metálico HEA 280</i>	0,764	0,764
	<i>Perfil metálico HEA 450</i>	-	0,140
	<i>Chapas de aço onduladas</i>	0,15	0,15
rcp [kN/m²]	<i>Barreira pára-vapor</i>	0,05	0,05
	<i>Isolamento</i>	0,05	0,05
	<i>Impermeabilização</i>	0,10	0,10
	<i>Brita [h=0,05]</i>	1,20	-
	<i>Terra vegetal</i>	-	1,25
	<i>Tecto falso</i>	-	0,50
sc [kN/m²]	<i>categoria H</i>	0,40	0,40

Para além das acções acima referidas, e tendo em conta a localização do edifício, Lausanne, Suíça, as acções do vento e neve são contabilizadas.

3.3.1.1 Neve

A acção da neve é definida na norma Suíça, SIA 261: “Actions sur les structures porteuses” (SIA 261, 2003), no subcapítulo 5.2 pela equação (3.7) .

$$q_k = u_i \times C_e \times C_T \times s_k \quad (3.7)$$

C_e = coeficiente de exposição (=1,0 exposição normal).

C_T = coeficiente térmico (=1,0).

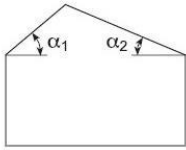
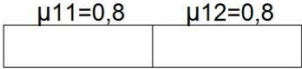
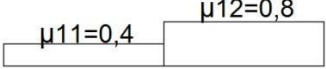
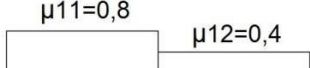
s_k = valor característico da carga da neve ao nível do solo, dada pela equação (3.8) (=0,9 kN/m²).

$$s_k = \left[1 + \left(\frac{h_0}{350} \right)^2 \right] \times 0,4 = 0,69 \geq 0,9 \text{ kN/m}^2 \quad (3.8)$$

h_0 = altitude de referência [m] segundo o anexo D da respectiva norma (SIA 261, 2003) (500 – 200 = 300m).

u_i = coeficiente de forma em função da inclinação da cobertura, dada pela figura 3 da respectiva norma (SIA 261, 2003). Este coeficiente é contabilizado segundo dois modelos de carga. (Tabela 3.15 – Coeficiente de forma.).

Tabela 3.15 – Coeficiente de forma.

	Modelo de carga 1	Modelo de carga 2
		
		

A acção da neve, equação (3.7), toma o valor de 0,72 kN/m² para o modelo de carga 1 e o valor de 0,36 kN/m² e 0,72 kN/m² para o modelo de carga 2, consoante o coeficiente de forma aplicado.

3.3.1.2 Vento

A norma Suíça 261: “Actions sur les structures porteuses”, capítulo 6 (SIA 261, 2003), contabiliza a acção do vento segundo a equação (3.9) para pressões em superfícies exteriores, e a equação (3.10) para pressões em superfícies interiores.

$$q_{ek} = c_{pe} \times q_p \quad (3.9)$$

$$q_{ik} = c_{pi} \times q_p \quad (3.10)$$

c_{pe} e c_{pi} = coeficientes de pressão para pressão exterior e interior, respectivamente. Estes valores são consultados na tabela 60 do anexo C da presente norma (SIA 261, 2003), tendo em conta as proporções geométricas do edifício em estudo ($h : b : d = 0,2 ; 0,6 ; 1$) e o facto de a cobertura ser plana. A incidência do vento é considerada no caso da fachada, perpendicular a esta ($\varphi=0^\circ$), tal como na cobertura ($\varphi=90^\circ$), uma vez que são os casos mais desfavoráveis apresentados. Os coeficientes de pressão (c_{pe} e c_{pi}) encontram-se definidos na figura abaixo e têm em conta os cenários mais desvantajosos. No caso da pressão interior considerou-se a existência de janelas só num dos lados do edifício, C.

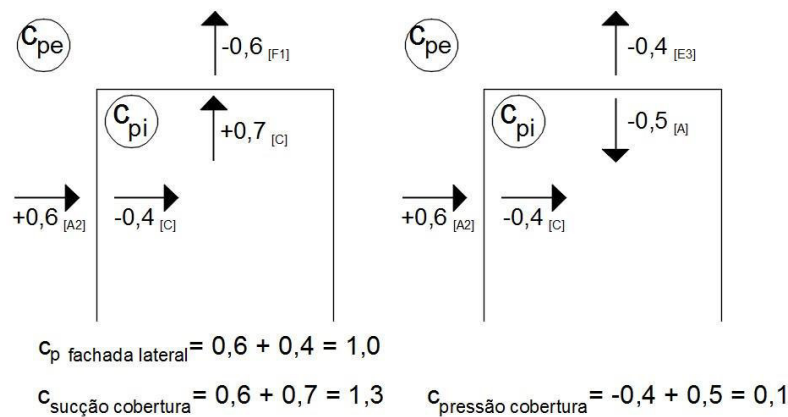


Figura 3.41 – Coeficientes de pressão na fachada e cobertura.

q_p = valor de pressão dinâmica definido pela equação (3.11).

$$q_p = c_h \times q_{p0} \quad (3.11)$$

q_{p0} = valor de pressão dinâmica de referência definido no anexo E da referente norma (SIA 261, 2003) ($=0,9 \text{ kN/m}^2$).

c_h = coeficiente da rugosidade do terreno, dependente da velocidade do vento, da altura acima do nível médio do solo (z_g) e da rugosidade do terreno (α_r) na direcção do vento considerada, equação (3.12).

$$c_h = 1,6 \times \left[\left(\frac{z}{z_g} \right)^{\alpha_r} + 0,375 \right]^2 \quad (3.12)$$

z = altura da construção ($=10\text{m}$).

Para um terreno de categoria III e segundo a tabela 4 do capítulo 6 da presente norma (SIA 261, 2003), o valor de z_g é igual a 450 metros e α_r igual a 0,23. Com isto, o coeficiente de rugosidade (c_h) toma o valor de 1,0 e consequentemente, a pressão dinâmica q_p assume o valor de $0,9 \text{ kN/m}^2$, que leva a pressões laterais de fachada de $0,90 \text{ kN/m}^2$,

pressões na cobertura de 0,09 kN/m² e a sucções na cobertura de 1,17 kN/m² (equação (3.9) e equação (3.10)).

3.3.2 Combinação de Acções

A verificação da segurança ao estado limite de serviço, tem em conta as combinações quase-permanente (Ψ_2), definida anteriormente na equação (3.2) do subcapítulo 3.2.1.1, frequente (Ψ_1 , equação (3.13)) e rara (Ψ_0 , equação (3.14)). Os coeficientes Ψ_k são definidos na tabela 2, do anexo A da norma SIA 260:2003 “ Bases pour l’élaboration des projets de structures porteuses” (SIA260, 2003), e variam consoante a acção base considerada (

Tabela 3.16).

$$S_{freq} = G + \psi_1 \times Q_q + \sum \psi_{2i} Q_{qi} \quad (3.13)$$

$$S_{raro} = G + Q_q + \sum \psi_{0i} Q_{qi} \quad (3.14)$$

Tabela 3.16 – Coeficientes Ψ_k para as combinações quase-permanente, frequente e rara.

	Ψ_2 (quase-permanente)	Ψ_1 (frequente)	Ψ_0 (rara)
Categoria H	0	0	0
Neve	0	0,5	0,88
Vento	0	0,5	0,6

Tendo em conta todas as acções descritas acima, a pressão lateral do vento na fachada é a acção de base considerada, uma vez que é a acção determinante em termos de mobilização dos deslocamentos horizontais nos pórticos metálicos, que ao serem interrompidos, apresentam reduzidas resistências a estes. A análise da Tabela 3.16, elimina a sobrecarga como uma das restantes acções consideradas, e a análise das equações (3.2), (3.13), (3.14), definem a combinação rara como a combinação mais desfavorável. Esta combinação (equação (3.14)) apresenta duas variantes conforme a acção do vento na cobertura seja de sucção ou pressão.

3.3.3 Dimensionamento da Solução

Numa primeira avaliação, considerou-se a modelação plana do pórtico metálico, com o software (CSI Computers & Structures), antes (Figura 3.42 (a)) e depois (Figura 3.42 (b)) da sua interrupção, para primeiramente identificar uma solução mais localizada para o pórtico, e só depois analisar o comportamento global da estrutura.

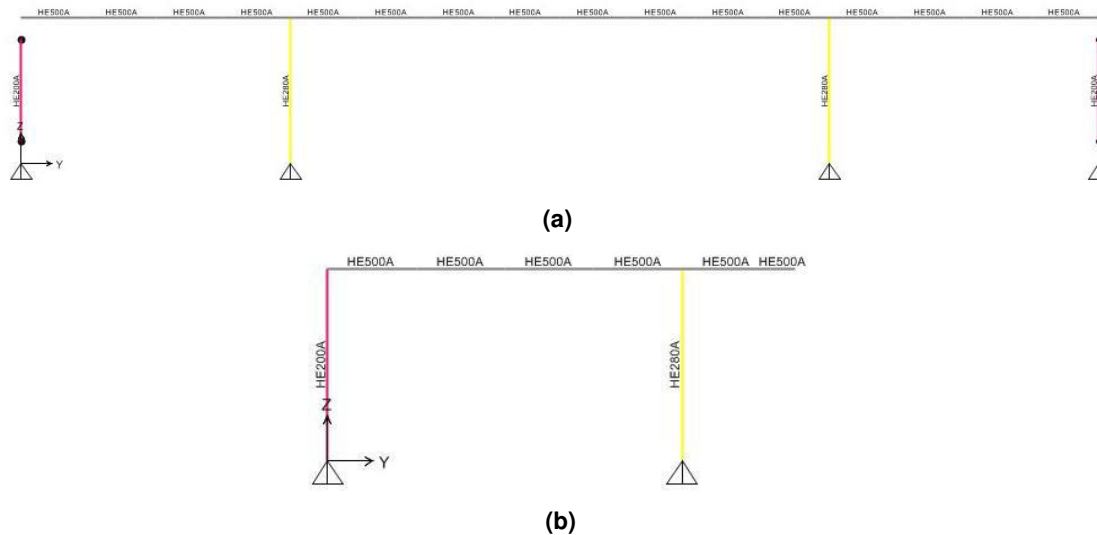


Figura 3.42 – Pórtico metálico do alinhamento 4/5: **(a)** situação anterior. **(b)** situação nova.

As cargas da combinação rara consideradas nesta avaliação (Tabela 3.14) são representadas abaixo, para cada uma das situações (Figura 3.43). O pórtico tem uma largura de influência igual a 8,5 metros.

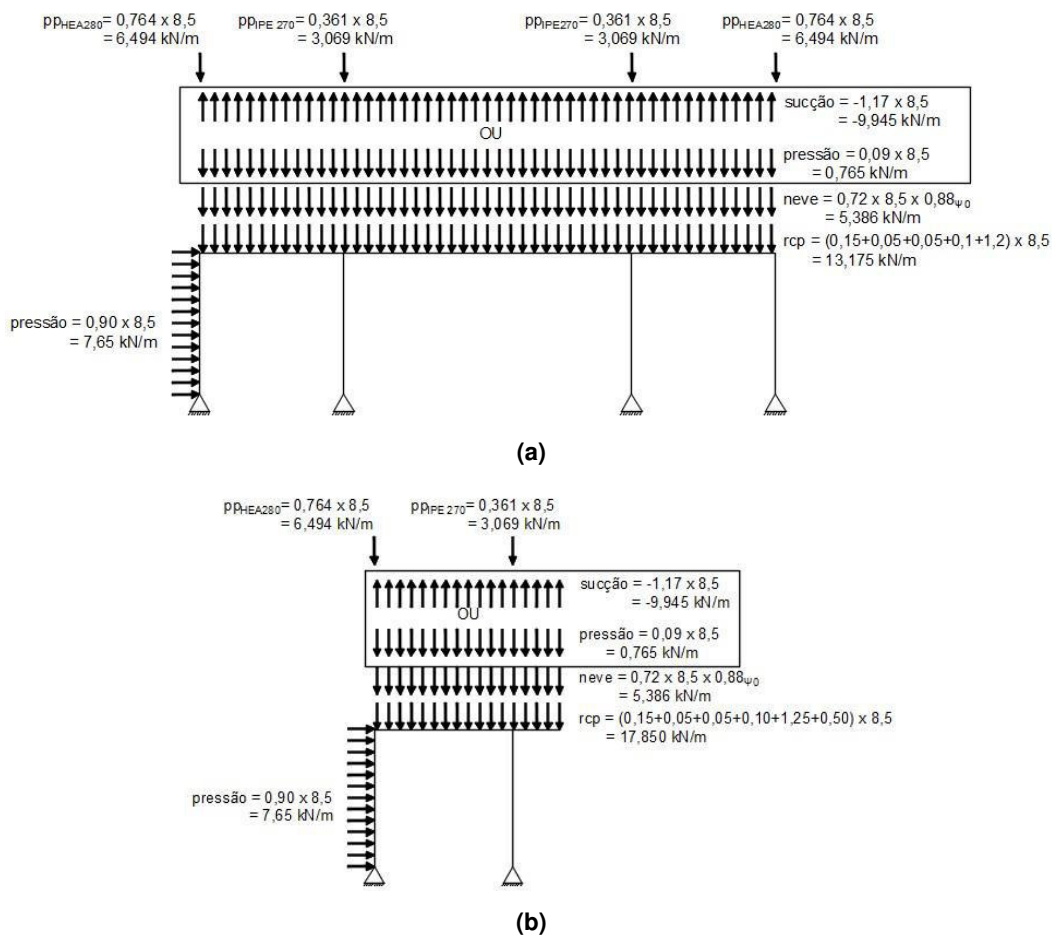


Figura 3.43 – Carregamento do pórtico para a combinação rara: **(a)** situação anterior. **(b)** situação nova.

A análise comparativa do deslocamento horizontal das vigas principais do pórtico dos dois casos de carga (Figura 3.43), tem em conta as duas combinações de vento para a cobertura, sucção e pressão, e é apresentada nas figuras abaixo.

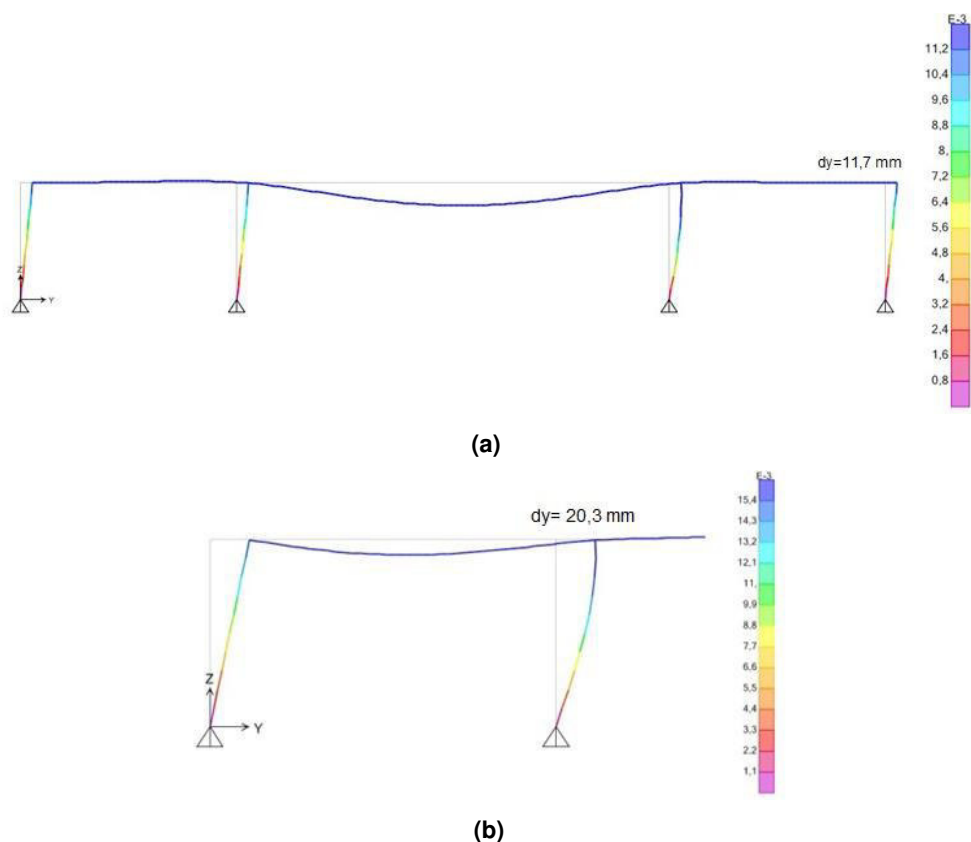


Figura 3.44 – Deslocamento horizontal do pórtico metálico: **(a)** situação de carga anterior. **(b)** nova situação de carga.

O deslocamento horizontal do pórtico aumenta 57% em relação à situação anterior. No caso da Figura 3.44 (a) tanto a combinação de sucção na cobertura, como o caso de pressão, traduzem deslocamentos horizontais iguais, e apenas a carga horizontal é responsável pelo seu deslocamento. Na nova situação (Figura 3.44 (b)), a sucção na cobertura traduz deslocamentos horizontais superiores comparativamente ao caso de pressão. Isto deve-se à perda de rigidez do sistema cujo deslocamento é afectado não só pelas cargas horizontais mas também pela viga principal em consola. Assim uma das soluções consideradas para o aumento de rigidez deste pórtico foi o encastramento de um dos seus elementos verticais de modo a contribuir para diminuir o seu deslocamento (Figura 3.45).

A alteração das condições de apoio do pórtico estão representadas na Figura 3.46, onde o encastramento das colunas HEA280 é afectado pela introdução de dois perfis metálicos laterais, HEA600 (perfis cortados em diagonal), que impedem a rotação da base do perfil, encastrando-o à laje de betão armado (Figura 3.46 (b)).

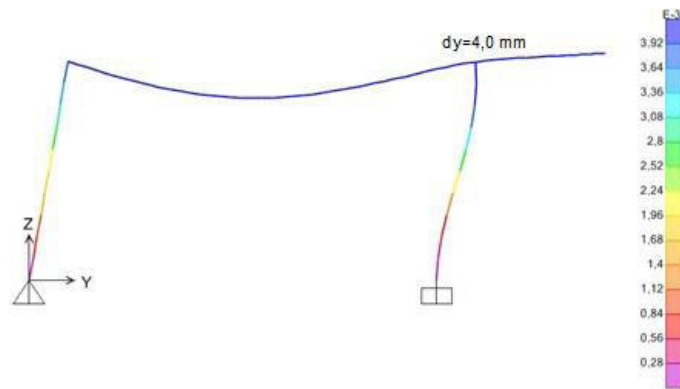
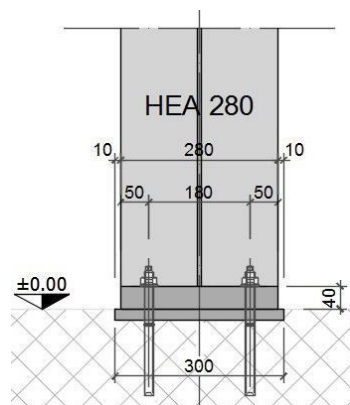
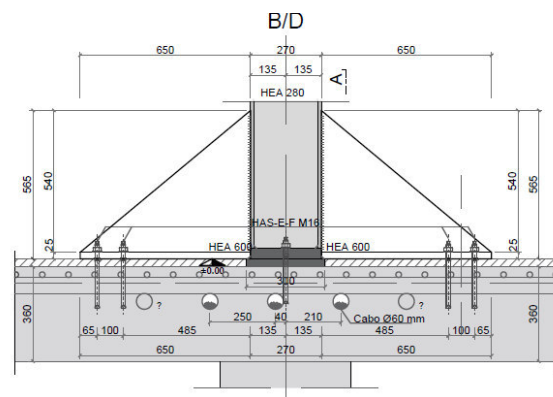


Figura 3.45 – Deslocamento horizontal para a nova condição de apoio – sucção na cobertura



(a)



(b)

Figura 3.46 – Alteração das condições de apoio: **(a)** Apoio fixo – situação anterior. **(b)** Apoio encastrado – situação corrente.

Os encastramentos dos pilares metálicos dos alinhamentos 4B, 4D, 5B e 5D apesar de reduzirem os deslocamentos dos respectivos pórticos, não resolvem o problema da cobertura nas zonas de aberturas, pois constituem zonas em consola, susceptíveis ao carregamento vertical. Para além disso, enquanto comportamento global, a introdução de aberturas diminui a rigidez da cobertura, prejudicando o seu comportamento uniforme e aumentando a susceptibilidade a deslocamentos.

Adicionalmente, as aberturas são reforçadas por perfis metálicos nos seus contornos, capazes de equilibrar as cargas verticais a que vão estar sujeitos e encaminha-las para os respectivos elementos verticais.

O estudo do comportamento global da estrutura é realizado de modo semelhante ao comportamento plano, considerando as cargas já analisadas anteriormente e comparando os valores de deslocamentos da estrutura antes (Figura 3.47 (b)) e depois da introdução do pátio (Figura 3.48 (b)), com recurso a um modelo numérico, (CSI Computers & Structures).

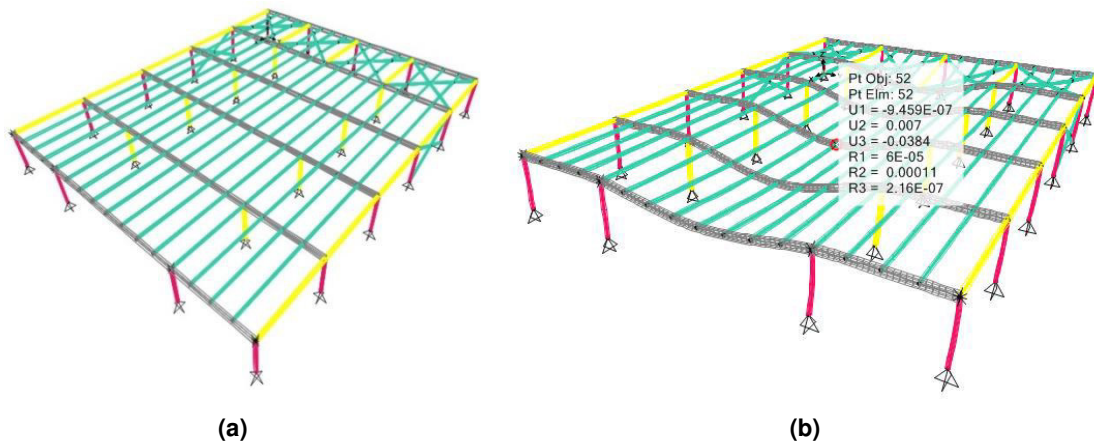


Figura 3.47 – Cobertura metálica – situação anterior: (a) situação indeformada. (b) situação deformada com $dy=7\text{mm}$ e $dz= 38\text{mm}$ para a combinação de pressão na cobertura.

Na nova situação de encaminhamento de cargas, Figura 3.48, consideram-se as alterações das condições de apoio dos respectivos pilares, já definidas para a análise plana e ainda o apoio da estrutura metálica, no bloco estrutural em betão armado adjacente. A combinação de sucção e pressão apresentam os mesmos deslocamentos horizontais, mas a combinação de pressão na cobertura é mais desfavorável para os deslocamentos verticais.

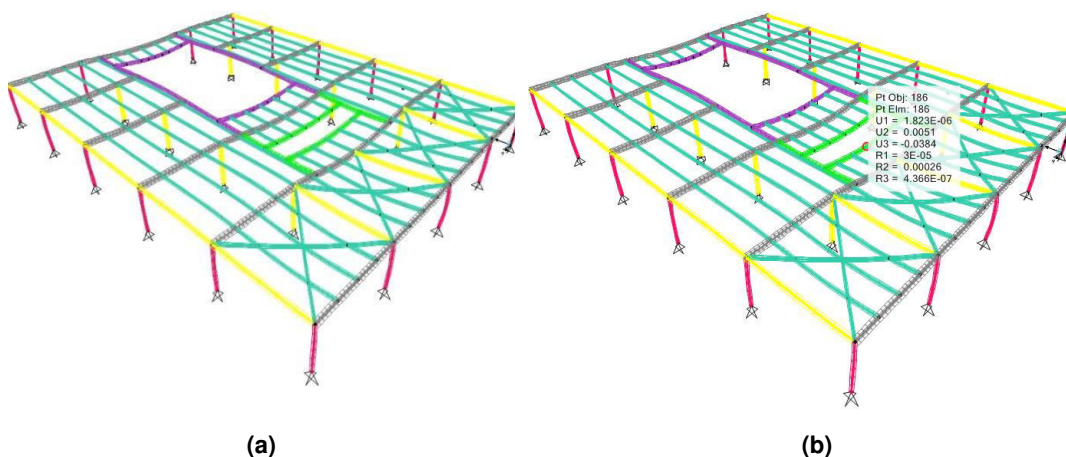


Figura 3.48 – Cobertura metálica – situação corrente. (a) situação indeformada. (b) situação deformada com $dy=5\text{mm}$ e $dz= 38\text{mm}$ para a combinação de pressão na cobertura.

Apesar de comparativamente à solução anterior, Figura 3.47 (b), os deslocamentos horizontais serem reduzidos ($\sim 72\%$), os deslocamentos verticais na zona das aberturas são

ainda de elevada ordem de grandeza. De modo a corrigir este problema, as zonas em torno das aberturas são contraventadas, com perfis LNP70-7, aumentando assim a sua rigidez e solidarizando todos os elementos metálicos de modo a terem um funcionamento conjunto. São ainda colocados perfis metálicos verticais, RRW 180x700x1.1, como suporte dos perfis IPE400 que contornam a abertura (Figura 3.49 (a)).

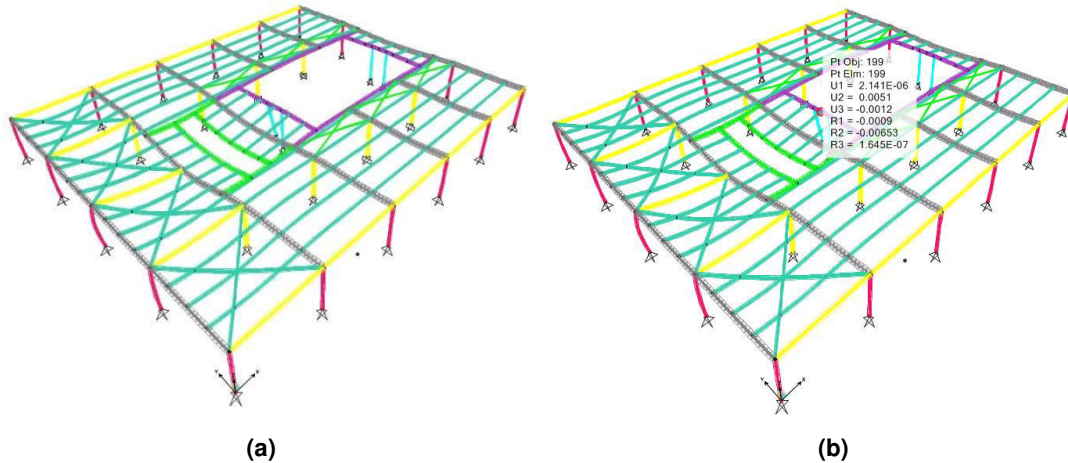


Figura 3.49 – Cobertura metálica – situação corrente. (a) situação indeformada. (b) situação deformada para a combinação de pressão na cobertura.

O deslocamento vertical da estrutura na zona de maior abertura, Figura 3.49 (b), é inferior ao deslocamento da mesma na Figura 3.48 (b). Isto é confirmado com o deslocamento vertical de 1,2 mm do ponto da Figura 3.49 (b), que anteriormente era de 29,5 mm, para o modelo da Figura 3.48 (b). A solução final da planta da cobertura encontra-se abaixo representada.

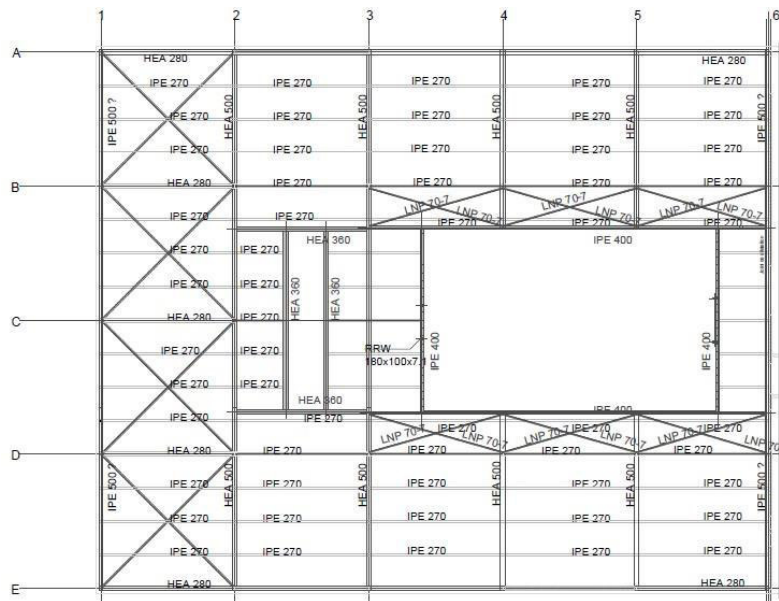


Figura 3.50 – Planta da cobertura metálica – situação corrente.

3.4 CAPACIDADE RESISTENTE DA LAJE DE BETÃO ARMADO

A introdução de um auditório no 1º piso introduz alterações nas disposições arquitectónicas dos elementos estruturais do edifício, com a eliminação de dois pilares centrais, uma vez que, o auditório não prevê quaisquer elementos verticais no seu interior. A alteração de funcionalidade do edifício modifica as acções a que vai estar sujeito, tal como a eliminação dos pilares, altera o encaminhamento das cargas para as fundações. Todas estas alterações foram consideradas no capítulo 3.2 do presente documento. Contudo, as alterações das condições de apoio da laje a as acções a que está sujeita, alteram o carregamento dos elementos verticais que podem não estar preparados para estas, à luz das verificações de segurança indicadas na regulamentação actual. A verificação do punçoamento da laje é assim fundamental, evitando deste modo, uma rotura frágil localizada. Esta verificação tem em conta uma análise comparativa dos esforços a que vão estar sujeitos os elementos verticais nas duas situações de carregamento.

3.4.1 Acções

A verificação da segurança ao punçoamento é dada pela combinação para o estado limite último, definida pela equação (3.1), descrita no subcapítulo 3.2.1.1, e cujas as acções das duas situações de carregamento se encontram definidas na Tabela 3.1, do mesmo subcapítulo. A carga actuante do edifício industrial tem o valor de 20,66 kN/m², comparativamente a uma carga de 23,31 kN/m² para a situação de carregamento corrente. A distribuição dos esforços pelos pilares é determinada recorrendo à modelação tridimensional da estrutura do 1º piso, com o software (CSI Computers & Structures), Figura 3.51.

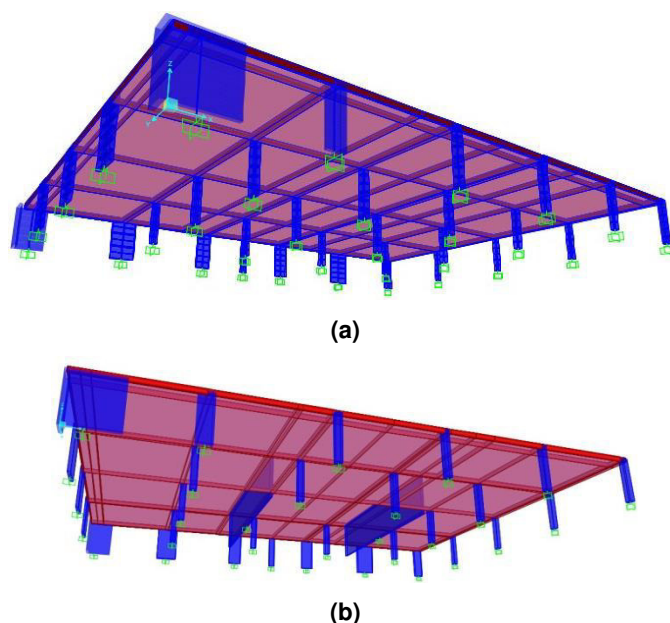


Figura 3.51 – Modelo tridimensional da estrutura de betão armado do 1º piso: **(a)** situação anterior ($p_{sd}=20,66$ kN/m²). **(b)** situação corrente ($p_{sd}=23,31$ kN/m²).

Na Figura 3.52 são identificados, na planta do 1º piso, os elementos verticais a analisar. Os esforços obtidos nos modelos tridimensionais (Figura 3.51), são caracterizados na Tabela 3.17, para cada situação de carregamento.

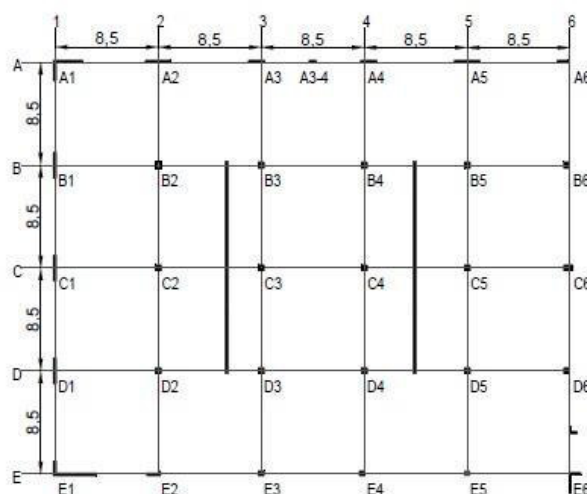


Figura 3.52 – Identificação dos elementos verticais do 1º piso.

Tabela 3.17 – Esforços dos elementos verticais para as duas situações de carregamento.

Pilares (Figura 3.52)	Edifício Industrial (Figura 3.51 (a)) [kN]			Edifício Universidade (Figura 3.51 (b)) [kN]			
	Edifício Industrial (Figura 3.51 (a)) [kN]	Edifício Universidade (Figura 3.51 (b)) [kN]	Variação (%)	Pilares (Figura 3.52)	Edifício Industrial (Figura 3.51 (a)) [kN]	Edifício Universidade (Figura 3.51 (b)) [kN]	Variação (%)
A1	524	480	-8%	C4*	1531	2007	+24%
A2	767	693	-10%	C5	1376	783	-43%
A3	697	627	-10%	C6	644	616	-4%
A4	611	545	-11%	D1	730	669	-8%
A5	1114	1004	-10%	D2	1534	1324	-14%
A6	33	33	0%	D3	1568	1562	0%
B1	735	675	-8%	D4	1597	1643	+3%
B2	1510	1303	-14%	D5	1500	1283	-14%
B3	1544	1544	0%	D6	775	706	-9%
B4	1516	1573	-4%	E1	574	531	-8%
B5	1413	1205	-14%	E2	695	629	-10%
B6	1067	969	-9%	E3	793	688	-13%
C1	748	701	-6%	E4	785	674	-14%
C2	1491	1063	-29%	E5	733	663	-10%
C3*	1496	2013	+26%	E6	386	350	-9%

*Os pilares C3 e C4 são removidos na nova situação de carregamento. Contudo, os valores dos esforços apresentados para estes, representam os esforços axiais nos locais onde se substituem os apoios verticais dados anteriormente pelos pilares demolidos.

Apesar da análise da Tabela 3.17, indicar uma redução de esforços nos elementos verticais na nova situação de carregamento, Figura 3.51 (b), o punçoamento da laje tem de ser verificado, uma vez que o regulamento aplicado, aquando do dimensionamento dos pilares, não é o mesmo que o que se encontra em utilização actualmente.

3.4.2 Punçoamento

O punçoamento é a perfuração da laje pelo pilar, devido à concentração de esforços junto ao elemento vertical. Estes esforços são encaminhados para a coluna, ao longo de uma reduzida área de contacto entre esta e a laje, delimitada por um perímetro (u), cuja concentração excessiva de esforços neste, é condicionado pela resistência à compressão e/ou tracção do betão. Assim, se a resistência ao punçoamento da laje nesse perímetro (u) for superior aos esforços a que vai estar sujeita, a segurança é verificada.

A verificação ao punçoamento é definida na norma suiça SIA 262:2003, "Construction en béton" no subcapítulo 4.3.6 (SIA262, 2003) e é dada pela equação (3.15). O esforço transversal resistente para lajes sem armaduras de punçoamento, é dado na presente norma pela equação (3.16).

$$V_{sd} \leq V_{rd} \quad (3.15)$$

$$V_{rd} = k_r \times \tau_{cd} \times d \times u \quad (3.16)$$

d = altura útil da laje. Este valor depende da armadura da laje nas duas direcções.

u = perímetro da secção de controlo, definido a uma distância de $0,5 d$, a partir do perímetro do pilar, e que contorna o elemento vertical carregado. Este valor é corrigido por um coeficiente reductor do perímetro da secção de controlo, k_e , dado pela equação (3.17), para secções cuja resultante da força de corte não coincide com o centro de gravidade do perímetro de controlo. O valor destes coeficientes pode ser admitido igual a 0,9 para colunas interiores não sujeitas a acções horizontais.

$$k_e = \frac{1}{1 + \frac{e}{b}} \quad (3.17)$$

$e = M_{sd}/V_{sd}$ excêntricidade dos esforços do pilar.

b = diâmetro de uma circunferência com a área equivalente à área do elemento vertical.

τ_{cd} = valor de cálculo da tensão de corte, 1,095 MPa. Esta tensão é dada pela equação (3.18).

$$\tau_{cd} \leq \frac{0,3\sqrt{f_{ck}}}{\gamma_c} \quad (3.18)$$

$\gamma_c = 1,5$.

f_{ck} = valor característico da resistência à compressão do elemento, 30 MPa.

k_r = coeficiente que tem em conta, a dimensão e resistência de flexão do elemento, dado pela equação (3.19).

$$k_r \leq \frac{1}{0,45 + 0,9r_y} \geq \frac{1}{1 + 2,2d} \quad (3.19)$$

$$r_y = 0,15 \times l \times \left(\frac{m_{od}}{m_{rd}} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (3.20)$$

O valor de r_y é o maior dos valores considerado para a resistência à flexão das duas direcções, x e y.

O valor do momento actuante a considerar (m_{od}) é igual a 1/4 do esforço de corte actuante, V_{ed} para pilares de bordo e igual a 1/8 de V_{ed} para pilares interiores.

Para determinar os parâmetros acima definidos é necessário conhecer as armaduras da laje de betão armado e o seu posicionamento, uma vez que estes valores definem a resistência da laje ao punçoamento. Como referido já em capítulos anteriores, a ausência de informação e desenhos das armaduras do projecto, levou à execução de sondagens, para análise das armaduras da laje. Como é possível observar na Figura 3.53, a laje é pré-esforçada com 3 cabos de $\phi 60$ mm em cada direcção e reforçada com armaduras ordinárias de $\phi 22//0,10$ m numa direcção e $\phi 20//0,10$ m na outra.

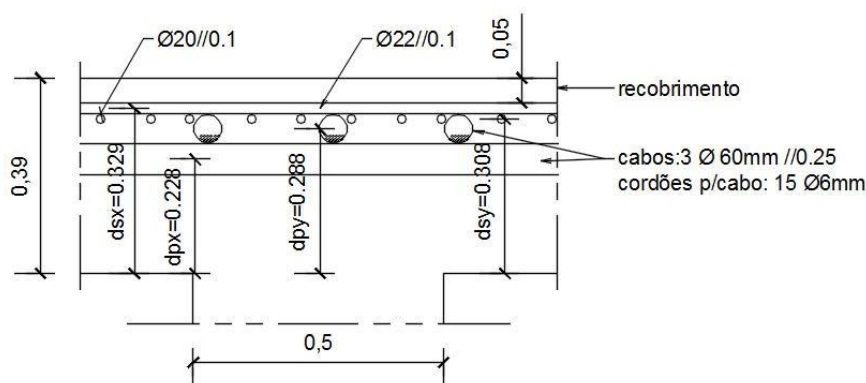


Figura 3.53 – Armaduras e posicionamento da laje de betão armado.

O momento resistente da laje, é calculado de forma aproximada pela equação (3.21), e para além da resistência à flexão das armaduras ordinárias, tem em conta a contribuição dos cabos de pré-esforço do lado da acção, para o incremento da resistência à flexão do elemento. Este incremento apenas é verificado nos pilares interiores uma vez que nos pilares de bordo os cabos de pré-esforço não têm qualquer efeito. As armaduras ordinárias e de pré-esforço admitidas para o cálculo, são as médias das duas direcções.

$$M_{rd} \approx (F_s \times z_s) + (\Delta F_p \times z_p) \quad (3.21)$$

$$M_{rd} \approx (A_s \times 0,9d_s \times f_{yd}) + \left(A_p \times 0,9d_p \times \left(f_{pd} - \frac{F_{\infty}}{A_p} \right) \right)$$

O momento resistente da laje encontra-se definido na Tabela 3.18. A largura de influência sobre o pilar, considerada para o cálculo da resistência à flexão da laje, é definida na figura 24 do subcapítulo 4.3.6.4.2, da norma suíça SIA 262:2003 (SIA262, 2003), como 30% do comprimento do vão.

Tabela 3.18 – Dimensionamento do momento resistente da laje de betão armado.

Armadura de pré-esforço	d_p [m]	0,258
	$f_{p0,1k}$ [MPa]	1520
	f_{pd} [MPa]	1322
	$\sigma_{pm\acute{a}x}$ [MPa]	1292
	$\sigma_{pm\acute{a}x+perdas}$ [MPa]	904,40
	nº de cabos	3
	nº de cordões p/ cabo	15
	ϕ cordão [mm]	6
	A_p p/ cabo [cm ²]	4,241
	$0,3xL$ [m]	2,55
M_{rd} [kNm/m]	48,35	
Armadura ordinária	d_s [m]	0,319
	A_s [cm ² /m]	34,71
	M_{rd} [kNm/m]	432,65
	M_{rd} [kNm/m]	481

Os cabos de pré-esforço para além de aumentarem a resistência da laje à flexão, contribuem também para a sua resistência ao esforço transversal, com a redução do carregamento vertical sobre a laje, atenuado pelo efeito da componente vertical da força do cabo. O efeito desta componente ocorre junto dos elementos verticais, ou seja, na secção de maior concentração de esforço transversal, uma vez que esta zona compreende as secções de momentos máximos (meio vão e apoio) da laje, e que definem as excentricidades máximas dos traçados de cabo. A recta que une estas excentricidades define, de forma aproximada, a inclinação da força do cabo e conseqüentemente a componente vertical que actua na laje.

Para a consideração do seu efeito são admitidas algumas hipóteses de cálculo: 1) o traçado do cabo de pré-esforço da laje é considerado parabólico, acompanhando o diagrama de momentos flectores da laje; 2) a inclinação da força do cabo de pré-esforço, toma como referência a distância vertical entre dois pontos de excentricidade máxima, neste caso entre o pilar e o meio vão da laje ($L=4,0m$), com uma distância horizontal entre pontos angulosos de 0,208m, que tem em conta a altura útil dos cabos de pré-esforço superiores, e à qual é retirado o recobrimento inferior (2 cm) e metade do diâmetro do cabo de pré-esforço inferior; 3) para pilares interiores é considerada a componente vertical da força de pré-esforço de 12 cabos, uma vez que passam 3 cabos em cada direcção acima do pilar, enquanto nos pilares de bordo são considerados 3 cabos.

Apartir destes pressupostos, a componente vertical dos cabos de pré-esforço é determinada na Tabela 3.19.

Tabela 3.19 – Componente vertical do cabo de pré-esforço.

Pilar	Interior	Bordo
f [m]	0,208	
L/2 [m]	4,00	
α [°]	2,98	
tana [m]	0,052	
nº de cabos	12	3
Vsd = Ptana [kN]	239,3	59,8

Assim, os esforços verticais dos pilares, contabilizados na Tabela 3.17, e determinados a partir dos modelos numéricos (CSI Computers & Structures) (Figura 3.51), para o carregamento da situação anterior, são reduzidos pelo efeito da componente vertical dos cabos de pré-esforço, e ainda pelo peso próprio da laje no perímetro de controlo da coluna, que ao ser encaminhado directamente para a fundação, não é transmitido pela laje (Tabela 3.20).

Tabela 3.20 – Esforço transversal transmitido pela laje aos respectivos elementos verticais.

Pilares (Figura 3.52)	Vsd_{sap} [kN]	Tipo de pilar	Vsd' (pré-esforço) [kN]	d_s [m]	u [m]	A_{ucontrolo} [m ²]	Vsd'' (controlo) [kN]	Vsd [kN]
A1	524	Bordo	59,8	0,3185	4,263	1,6558	34,2	430,0
A2	767	Bordo	59,8	0,3185	3,130	0,9914	20,5	686,7
A3	697	Bordo	59,8	0,3185	2,365	0,6890	14,2	622,9
A4	611	Bordo	59,8	0,3185	2,365	0,6890	14,2	536,9
A5	1114	Bordo	59,8	0,3185	3,130	0,9912	20,5	1033,7
A6	33	Bordo	59,8	0,3185	1,445	0,4465	9,2	-
B1	735	Bordo	59,8	0,3185	3,130	0,9912	20,5	654,7
B2	1510	Interior	239,3	0,3185	3,001	0,6482	13,4	1257,3
B3	1544	Interior	239,3	0,3185	3,001	0,6482	13,4	1291,3
B4	1516	Interior	239,3	0,3185	3,001	0,6482	13,4	1263,3
B5	1413	Interior	239,3	0,3185	3,001	0,6482	13,4	1160,3
B6	1067	Bordo	59,8	0,3185	1,820	0,4469	9,2	997,9
C1	748	Interior	239,3	0,3185	3,130	0,9912	20,5	667,7
C2	1491	Interior	239,3	0,3185	3,001	0,6482	13,4	1238,3
C3*	1496	Interior	239,3	0,3185	3,001	0,6482	13,4	1243,3
C4*	1531	Interior	239,3	0,3185	3,001	0,6482	13,4	1278,3
C5	1376	Interior	239,3	0,3185	3,001	0,6482	13,4	1123,3
C6	644	Bordo	59,8	0,3185	1,820	0,4469	9,2	574,9
D1	730	Bordo	59,8	0,3185	3,130	0,9912	20,5	649,7
D2	1534	Interior	239,3	0,3185	3,001	0,6482	13,4	1281,3

D3	1568	Interior	239,3	0,3185	3,001	0,6482	13,4	1315,3
D4	1597	Interior	239,3	0,3185	3,001	0,6482	13,4	1344,3
D5	1500	Interior	239,3	0,3185	3,001	0,6482	13,4	1247,3
D6	775	Bordo	59,8	0,3185	1,820	0,4469	9,2	705,9
E1	574	Bordo	59,8	0,3185	4,977	1,9198	39,7	474,5
E2	695	Bordo	59,8	0,3185	2,450	0,6566	13,6	621,6
E3	793	Bordo	59,8	0,3185	1,800	0,4469	9,2	723,9
E4	785	Bordo	59,8	0,3185	1,800	0,4469	9,2	715,9
E5	733	Bordo	59,8	0,3185	1,800	0,4469	9,2	663,9
E6	386	Bordo	59,8	0,3185	0,935	0,4469	9,2	316,9

Os momentos actuantes para cada direcção, dos elementos verticais, são calculados com recurso ao modelo numérico atrás referido (CSI Computers & Structures). O cálculo do esforço transversal resistente dado pela equação (3.16), é iterativo, uma vez que a equação é não linear (tomando $V_{ed}=V_{rd}$ na equação (3.20), para o cálculo de r_y) e encontra-se definido na tabela abaixo, tal como todos os seus parâmetros, já acima indicados (Tabela 3.21).

Tabela 3.21 – Cálculo da capacidade resistente da laje ao punçoamento para cada pilar.

Pilares (Figura 3.52)	M_{sdx_sap} [kN.m]	M_{sdy_sap} [kN.m]	M_{sdsap} [kN.m]	e [m]	b [m]	k_e	$u^* k_e$ [m]	M_{oed} [kNm]	r_y	k_r	V_{rd} [kNm]
A1	-13,95	78,75	79,98	-	-	-	4,263	311	0,777	0,870	1244
A2	-61,38	17,29	63,77	-	-	-	3,130	264	0,606	1,005	1054
A3	-54,42	-16,71	56,93	-	-	-	2,365	225	0,479	1,135	901
A4	-45,72	-78,43	90,78	-	-	-	2,365	225	0,479	1,135	901
A5	-109,06	176,89	207,80	-	-	-	3,130	264	0,606	1,005	1054
A6	0,00	0,00	0,00	-	-	-	1,445	167	0,306	1,379	668
B1	-4,51	109,95	110,04	-	-	-	3,130	264	0,606	1,005	1054
B2	-5,21	-7,29	8,96	0,007	0,564	0,90	2,701	166	0,258	1,465	1327
B3	4,05	-36,30	36,52	0,028	0,564	0,90	2,701	166	0,258	1,465	1327
B4	2,91	20,94	21,14	0,016	0,564	0,90	2,701	166	0,258	1,465	1327
B5	23,91	-70,83	74,75	0,056	0,564	0,90	2,701	166	0,258	1,465	1327
B6	216,82	-15,76	217,39	0,416	0,505	0,55	0,998	131	0,212	1,561	523
C1	11,10	99,69	100,31	-	-	-	3,130	264	0,606	1,005	1054
C2	2,58	-11,82	12,10	0,009	0,564	0,90	2,701	166	0,258	1,465	1327
C3*	4,82	-26,93	27,36	0,021	0,564	0,90	2,701	166	0,258	1,465	1327
C4*	10,29	33,30	34,85	0,026	0,564	0,90	2,701	166	0,258	1,465	1327
C5	-22,45	-103,52	105,93	0,081	0,564	0,87	2,622	163	0,251	1,480	1302
C6	-73,89	2,96	73,95	0,108	0,505	0,82	1,499	171	0,317	1,360	684

D1	-16,50	112,93	114,13	-	-	-	3,130	264	0,606	1,005	1054
D2	-58,38	-16,01	60,53	0,046	0,564	0,90	2,701	166	0,258	1,465	1327
D3	-57,16	-44,55	72,47	0,055	0,564	0,90	2,701	166	0,258	1,465	1327
D4	-49,92	36,04	61,57	0,046	0,564	0,90	2,701	166	0,258	1,465	1327
D5	-65,39	-107,41	125,75	0,098	0,564	0,85	2,555	160	0,244	1,493	1279
D6	-39,65	-9,88	40,86	0,057	0,505	0,90	1,637	181	0,344	1,316	723
E1	283,01	-69,25	291,36	-	-	-	4,977	337	0,876	0,807	1347
E2	112,52	63,79	129,34	-	-	-	2,450	230	0,493	1,119	919
E3	144,10	-51,42	153,00	0,260	0,505	0,66	1,188	147	0,253	1,477	588
E4	142,38	46,49	149,78	0,253	0,505	0,67	1,199	148	0,255	1,471	592
E5	118,10	-56,15	130,77	0,213	0,505	0,70	1,266	154	0,269	1,444	613
E6	79,06	-6,52	79,33	0,203	0,505	0,71	0,666	98	0,136	1,746	390

Tabela 3.22 - Capacidade resistente da laje ao punção para cada coluna.

Pilares (Figura 3.52)	Tipo de pilar	Vsd [kN]	Vrd [kNm]	$\frac{V_{rd}}{V_{sd}}$
A1	Bordo	430,0	1244	2,89
A2	Bordo	686,7	1054	1,53
A3	Bordo	622,9	901	1,45
A4	Bordo	536,9	901	1,68
A5	Bordo	1033,7	1054	1,02
A6	Bordo	-	668	-
B1	Bordo	654,7	1054	1,61
B2	Interior	1257,3	1327	1,06
B3	Interior	1291,3	1327	1,03
B4	Interior	1263,3	1327	1,05
B5	Interior	1160,3	1327	1,14
B6	Bordo	997,9	523	0,52
C1	Interior	667,7	1054	1,58
C2	Interior	1238,3	1327	1,07
C3*	Interior	1243,3	1327	1,07
C4*	Interior	1278,3	1327	1,04
C5	Interior	1123,3	1302	1,16
C6	Bordo	574,9	684	1,19
D1	Bordo	649,7	1054	1,62
D2	Interior	1281,3	1327	1,04
D3	Interior	1315,3	1327	1,01
D4	Interior	1344,3	1327	0,99

D5	Interior	1247,3	1279	1,03
D6	Bordo	705,9	723	1,02
E1	Bordo	474,5	1347	2,84
E2	Bordo	621,6	919	1,48
E3	Bordo	723,9	588	0,81
E4	Bordo	715,9	592	0,83
E5	Bordo	663,9	613	0,92
E6	Bordo	316,9	390	1,23

A comparação do esforço transverso actuante, com o esforço transverso resistente da laje, Tabela 3.22, pela equação (3.15), valida a segurança da laje ao punçoamento para a maioria dos elementos verticais. Os pilares cuja capacidade resistente da laje é insuficiente para lhes transferir os esforços, encontram-se representados abaixo (Figura 3.54).

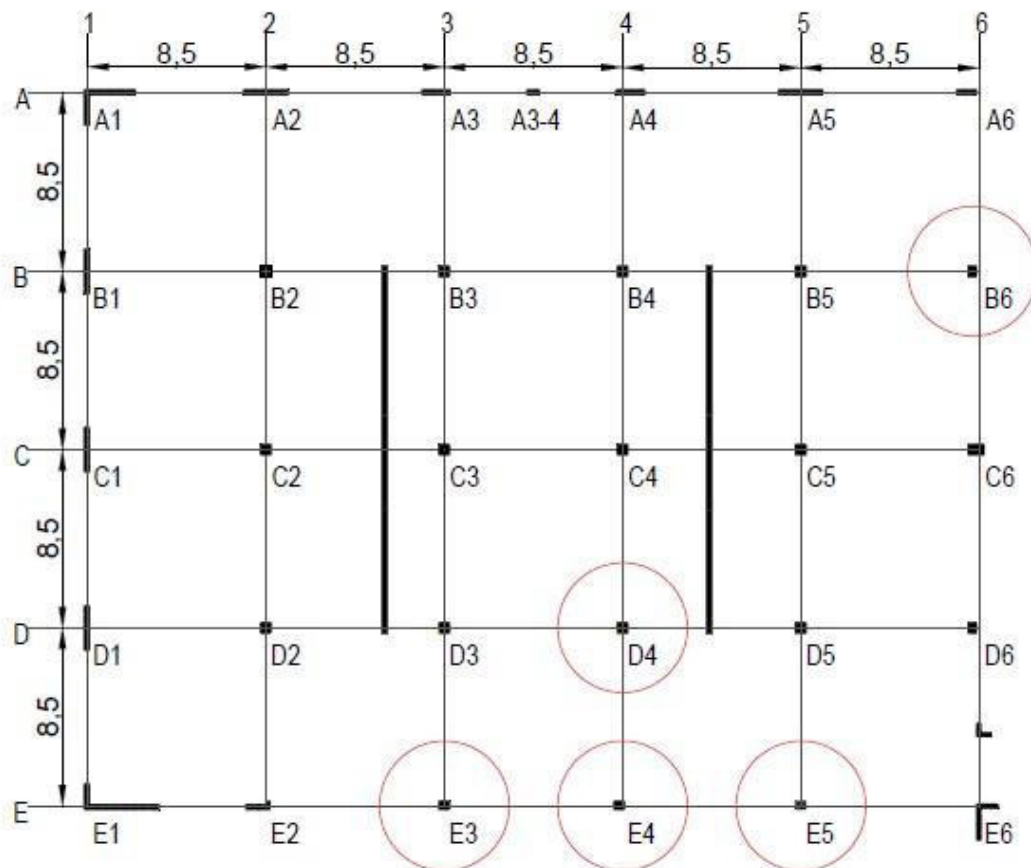


Figura 3.54 – Elementos verticais susceptíveis ao punçoamento.

3.4.3 Reforço ao Punçoamento

Como referido anteriormente, o punçoamento da laje depende de diversos aspectos: 1) da espessura da laje; 2) da quantidade de armadura de flexão e de punçoamento na zona de ligação entre o pilar e a laje; 3) da secção do pilar; 4) da área carregada; 5) da resistência do betão; 6) da localização do pilar; 7) e dos esforços transmitidos pela laje ao pilar (Inácio, 2010). Contudo, no caso do reforço da laje a intervenção é apenas possível, para os aspectos 1, 2 e 3, uma vez que todos os outros factores são já inerentes ao funcionamento do edifício.

Assim as técnicas de reforço mais comuns para o punçoamento ocorrem na zona crítica junto ao pilar, condicionada pelos esforços de corte, e são o aumento da espessura superior da laje; a alteração da secção do pilar; a introdução de capitéis na zona superior do pilar; e a introdução na laje de armadura transversal (Figura 3.55). Todas estas técnicas de reforço são apenas passivas ou seja, só são mobilizadas aquando da deformação do elemento.

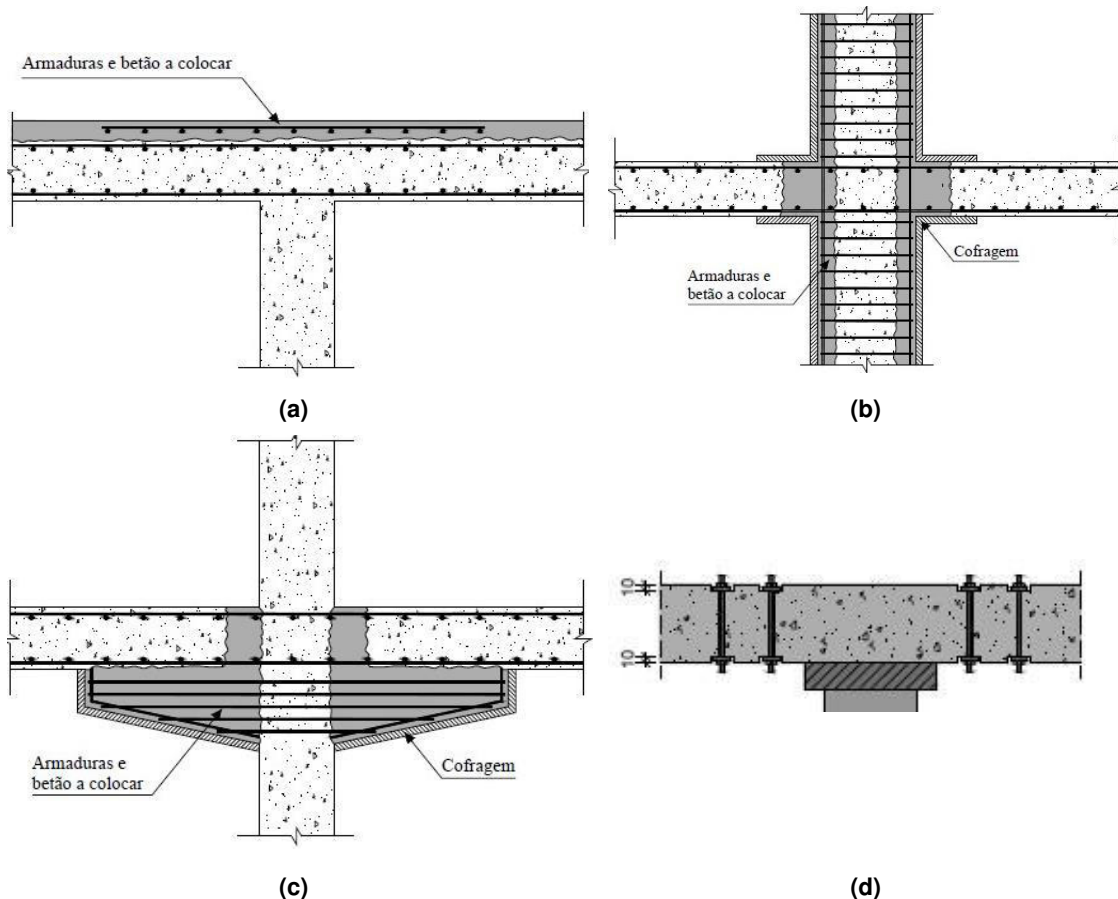


Figura 3.55 – Técnicas de reforço ao punçoamento: (a) Aumento da espessura da laje; (b) Alteração da secção do pilar; (c) Introdução de capitéis nas colunas; (d) Introdução na laje de armadura de reforço ao punçoamento (Inácio, 2010).

A introdução de uma camada complementar de betão (Figura 3.55 (a)), armada, na parte superior da laje, apesar de aumentar a altura útil desta e por isso aumentar a resistência

de flexão e punçoamento, não é utilizada, pois no caso de ser necessário a sua aplicação posterior junto a outras colunas, que não as definidas na Figura 3.54, a localização dos perfis HEB550 adoptados como solução para a eliminação dos pilares centrais do auditório, impediriam a colocação deste betão na laje abrangida por estes. Contudo os elementos verticais cuja resistência da laje não é suficiente para transmitir esforços, não têm este condicionamento. A passagem do sistema HVAC no vazio técnico, teria de ser analisada cuidadosamente.

O aumento das dimensões do pilar (Figura 3.55 (b)) implica a introdução de armadura suplementar na nova camada de betão que envolve a sua anterior secção. O incremento desta secção, aumenta a área de distribuição de esforços, melhorando a resistência ao punçoamento. A principal desvantagem desta técnica relaciona-se com a sua aplicação a todo o comprimento do pilar, onde a betonagem do troço superior deste junto à laje, teria de ser realizada com recurso a furos verticais na laje, afectando a sua resistência, pois o posicionamento das armaduras nesta, não é totalmente conhecido.

Esta justificação é também a razão pela qual não são utilizadas armaduras transversais de resistência ao punçoamento (Figura 3.55 (d)). Estas apesar de aumentarem a ductilidade da laje, de evitarem uma rotura frágil desta e de adaptarem-se consoante a zona seja mais ou menos esforçada, teriam de atravessar a laje pré-esforçada, onde o posicionamento das armaduras é desconhecido e estas podem ser por isso danificadas.

A aplicação de capitéis na zona superior dos pilares (Figura 3.55 (c)) é a solução utilizada. Se a solução adoptada para o demolição dos pilares centrais referida no capítulo 3.2 fosse o pré-esforço exterior, esta solução teria de ser compatibilizada com os desviadores metálicos. Como não é o caso, são introduzidas chapas metálicas, que aumentam a área de apoio da coluna.

Para além dos capitéis metálicos poderiam ser utilizados capitéis em betão armado, betonados in-situ ou pré-fabricados. As desvantagens da utilização de capitéis está no facto de as suas formas, dependerem dos esforços a que vão estar sujeitos, e que estão por sua vez, condicionadas por razões arquitectónicas. Neste caso a integração arquitectónica encontra-se garantida, dada a existência de um tecto falso, e considerando ainda que a coluna é revestida com painéis não estruturais.

A ligação das chapas metálicas à coluna é assegurada por varões de aço (Figura 3.56 (a)). Neste caso são utilizados varões de aço que atravessam as chapas e o pilar de um lado ao outro, e são seladas com resina epóxi para garantir a aderência varões-betão no pilar (Figura 3.56 (b) e (c)).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.56 – (a) Varões de aço para fixação das chapas metálicas através do pilar. (b) Chapas metálicas dos capitéis. (c) Capitéis metálicos. (d) FRP's de reforço da laje.

4 CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

4.1 CONCLUSÕES

O edifício industrial do ano de 1970, alterou a sua funcionalidade em 2010, e passou a ser a Universidade Suíça de Administração Pública. Esta reabilitação adaptou o edifício a novas disposições estruturais, como a introdução de um auditório na estrutura de betão armado do 1º piso, e a realização de uma abertura na cobertura metálica do 2º piso, para a introdução de um pátio.

A disposição de um auditório no 1º piso, levou à demolição de dois pilares centrais. As condições de apoio da laje foram alteradas e o encaminhamento das cargas para as fundações foi assegurado. Deste modo, foram no âmbito deste trabalho analisadas duas soluções capazes de suspender as cargas anteriormente equilibradas pelos pilares a demolir, encaminhando-as para outros elementos verticais, e de as transmitir às fundações. As soluções apresentadas têm como base o mesmo princípio, o pré-esforço, mas a sua técnica de aplicação é diferente.

A aplicação de pré-esforço exterior é uma técnica de reforço corrente no caso da supressão de um pilar, pois a força de desvio do cabo equilibra directamente a força transmitida pelo pilar a demolir. A aplicação do pré-esforço por intermédio de deslocamentos de apoio de perfis metálicos, surge neste caso como uma solução para aproveitar o vazio técnico entre a cota +0.00 e a cota +0.955 acima da laje, e que será utilizado para a passagem do sistema e equipamento HVAC.

A solução do pré-esforço exterior encontra-se abaixo da laje na zona limitada pelo tecto falso. Contudo, para a implementação do traçado de cabo capaz de equilibrar as forças dos pilares a demolir, o tecto falso teria de descer e o pé-direito do auditório seria reduzido. Além disso, o posicionamento das escadas teria de ser desviado para ser possível acomodar o traçado de cabo. No caso da solução da imposição de deslocamentos de apoios nos perfis metálicos, toda a solução é compatibilizada no vazio técnico e não são necessárias acomodações arquitectónicas.

Nas duas soluções é necessário a execução de furos na laje. No caso do pré-esforço exterior são executados furos inclinados para a passagem dos cabos que atravessam a laje, e furos verticais na zona das ancoragens, para a betonagem dos seus nichos. Na outra solução, são também executados furos para a passagem de varões pré-esforçados que ligam os perfis metálicos à laje.

A solução de pré-esforço exterior envolve tensionamento de cabos em altura, sob a laje, a betonagem dos nichos de ancoragem e o alargamentos dos muros de betão.

Ambas as soluções são protegidas contra o fogo. Todos os trabalhos de execução da solução com perfis metálicos, são apoiados na laje pré-esforçada de betão armado, enquanto que, no pré-esforço exterior é mais complicado. Assim, apesar de ambas as soluções serem válidas para este exemplo, a solução utilizada foi a aplicação de pré-esforço por intermédio de deslocamentos de apoio, que envolve meios técnicos menos sofisticados.

A introdução do pátio na estrutura metálica obrigou a alteração das condições de apoio dos pórticos interrompidos, evitando deslocamentos horizontais elevados. De modo a diminuir a flexibilidade dos pórticos e aumentar a sua rigidez, solidarizando os pórticos e diminuindo os seus deslocamentos, foram encastradas a base de algumas colunas metálicas.

Como referido anteriormente, a alteração do carregamento do edifício e a alteração das condições de apoio da laje exigiram a verificação da segurança desta ao punçoamento. Para esta, realizou-se uma análise comparativa da capacidade resistente da laje para as duas situações de carregamento, anterior e actual. Apesar de a carga dos elementos verticais diminuir para a nova situação de carregamento, a capacidade de carga da laje é analisada para esta situação, de modo a validar a sua segurança, uma vez que as normas e critérios de dimensionamento da laje vão sendo alteradas ao longo do tempo. Nos elementos verticais, sobre os quais a capacidade de carga da laje é insuficiente na transmissão de carregamento vertical, foram estudadas diversas soluções de reforço: introdução de capiteis nos pilares, aumento da espessura da laje, introdução de armadura de punçoamento na laje e aumento da secção do pilar. A introdução de armaduras de punçoamento é uma solução, neste caso, pouco viável, pois o posicionamento das armaduras da laje não é conhecido, devido a não se dispor do seu projecto de dimensionamento, havendo a possibilidade de danificar as suas armaduras. O aumento da secção do pilar em altura é também pouco viável, uma vez que a betonagem de todo o seu comprimento, obrigaria a introdução de furos na laje, a evitar, pela razão dada anteriormente. A introdução dos capiteis foi a solução adequada neste caso, pois a sua localização não interfere com os capiteis.

4.2 PERSPECTIVAS FUTURAS

Para além das técnicas de reforço aplicadas, a verificação da capacidade resistente dos elementos verticais, devido à alteração dos esforços introduzidos e à modificação das condições de apoio, seriam aspectos complementares relevantes a avaliar no âmbito de trabalhos futuros. De forma análoga, o comportamento em serviço da laje teria de ser analisado, comparando o valor de deslocamento da laje com o valor máximo admitido pela respectiva norma.

A realização de uma análise comparativa entre o Eurocódigo 2 e a Norma suíça seria também um aspecto interessante a desenvolver.

BIBLIOGRAFIA

Aguiar, José; Reis Cabrita, A.M.; Appleton, João Guia de Apoio à Reabilitação de Edifícios Habitacionais, volume 2 [Livro]. - 1998.

Almeida João F. Pré-Esforço em Estruturas de Edifícios [Relatório]: Instituto Superior Técnico, 2015.

Appleton Júlio Construções em Betão - Nota histórica sobre a sua evolução [Relatório]: Instituto Superior Técnico, 2005.

BD 58/94 The design of concrete highway bridges and structures with external unbounded prestressing [Relatório]. - 1995.

Brito Jorge Reabilitação de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado [Livro]. - 1988.

Brito Jorge Técnicas de Demolição de Edifícios Correntes [Jornal]: Instituto Superior Técnico, 1999.

Camara José Estruturas de Betão I - Folhas de apoio às aulas [Relatório]: Instituto Superior Técnico, 2014.

Chastre Carlos Materiais e Tecnologias De Reforço De Estruturas De Betão - Potencialidade e Limitações [Secção do Livro]: Universidade Nova de Lisboa - Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2014.

Costa António Reabilitação e Reforço de Estruturas. Durabilidade de Estruturas de Betão [Relatório]: Instituto Superior Técnico, 2014.

Costa António Reabilitação e Reforço de Estruturas. Reparação de Estruturas de Betão [Relatório]: Instituto Superior Técnico, 2014.

Costa António Reabilitação e Reforço de Estruturas: Reforço com Pré-Esforço exterior [Relatório]: Instituto Superior Técnico, 2014.

Costa, António; Appleton, Júlio Reforço de Estruturas de Betão [Relatório]: Instituto Superior Técnico, 2011.

CSI Computers & Structures Inc Sap2000 [Online] // CSI Computers & Structures, Inc. - <http://www.csiportugal.com/software/2/sap2000>.

Dywidag Sistema de [Online] // Sistema de Dywidag de Pré-esforço em barra. - <https://www.dywidag-sistemas.com/uploads/media/DSI-Sistema-DYWIDAG-de-Pre-Esforco-em-Barra-pt.pdf>: site consultado a 7/02/2017.

EN1992-1-1 NP Eurocódigo 2 - Projecto de Estruturas de Betão, Parte 1.1: Regras Gerais para Edifícios [Secção do Livro]. - 2010.

Figueiredo Paulo Rafael da Silva Estudo dos Efeitos Hiperstáticos do Pré-Esforço. Aplicação ao caso do tabuleiro da Ponte Infante D. Henrique [Relatório]: Faculdade de Engenharia - Universidade do Porto, 2009.

Filipe Marco Gonçalves [Online] // Caracterização de Alvenarias Antigas. - 2012. - <https://ria.ua.pt/bitstream/10773/11168/1/7628.pdf>: site consultado a 13/04/2017.

Filipe Vasco Emanuel Patrício Dimensionamento e Pormenorização de elementos Estruturais tipo Parede [Relatório]: Instituto Superior Técnico, 2008.

Gomes João Ferreira e Oliveira Fernanda Sá Técnicas De Demolição [Jornal]: Instituto Superior Técnico, 2014.

Inácio Micael Manuel Gonçalves Comportamento ao Punloamento de Lajes Fungiformes reforçadas com Parafusos - Efeito da Área e Posicionamento da Ancoragem [Secção do Livro]: Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, 2010.

Martins Bárbara [et al.] [Online]. - 2009. - 21 de Março de 2016. - http://prewww.aecops.pt/pls/daecops3/WEB_EXTRACT_EXTERNAL.GET_EXTERNAL?code=29390781&col_ext=FILE1&tab=sa_document: site consultado a 3/02/2017.

Nascimento, José; Dias, Miranda Métodos de diagnóstico das causas das anomalias construtivas e respectivas soluções de intervenção no âmbito da conservação e reabilitação de edifícios [Secção do Livro] // Caderno de edifícios: Conservação e Reabilitação de Edifícios Recentes : Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2010.

NCR EP Ensaios com macacos planos (simples e duplos) [Online] // Consultoria em Reabilitação do Edificado e Património. - 2011. - <http://www.oz-diagnostico.pt/fichas/1F%20011.pdf>: site consultado a 21/03/2017.

Neves Samuel Patrício Maló das Pré-Esforço Exterior no Reforço de Estruturas [Relatório]: Universidade Nova de Lisboa. Faculdade de Ciências e Tecnologia., 2012.

Oliveira, Rui; De Sousa, Hipólito; Lopes, Jorge Reabilitação de Edifícios. Está o meio técnico preparado para o desafio? [Secção do Livro] // Patologia e Reabilitação. - 2004.

Pereira Bruno Elói A Crise na Contração e a Reabilitação como Solução [Secção do Livro]: Universidade Fernando Pessoa - Faculdade de Ciências e Tecnologia, 2012.

Pereira, Carlos; Almeida, Romão Execução de Estruturas: Sistemas de Pré-Esforço [Livro]: Instituto Superior Técnico, 2010.

Preto Pedro Aplicação de Pré-Esforço exterior como técnica de reforço de Estruturas de Betão [Relatório]: Instituto Superior Técnico, 2014.

Ribeiro, Tiago; E Silva, V. Cóias Anomalias em Edifícios: Casos de estudo do "ConstruDoctor" [Secção do Livro] // 2º Simpósio Internacional sobre Patologia, Durabilidade e Reabilitação dos Edifícios "Aprendendo com os Erros e Defeitos da Construção". - 2003.

S. Júlio Eduardo Mapeamento de anomalias e ensaios in-situ [Relatório]: Instituto Superior técnico, 2014.

S. Júlio Eduardo Metodologia de Intervenção [Relatório]: Instituto Superior Técnico, 2014.

S. Júlio Eduardo Técnicas de Reforço de Estruturas de Betão Armado [Relatório]: Instituto Superior Técnico, 2014.

Santos Maria Cristina Andrade dos Demolição De Estruturas [Jornal]: Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2013.

Sena José Cruz Reabilitação e Reforço de Estruturas. Aula 14: Projecto de Reforço com FRP [Relatório]: Instituto Superior Técnico, 2014.

SIA 261 Actions sur les structures porteuses [Regulamento]. - 2003.

SIA 261/1 Actions sur les structures porteuses [Regulamento]. - 2003.

SIA260 Bases pour l'élaboration des projets de structures porteuses [Regulamento]. - 2003.

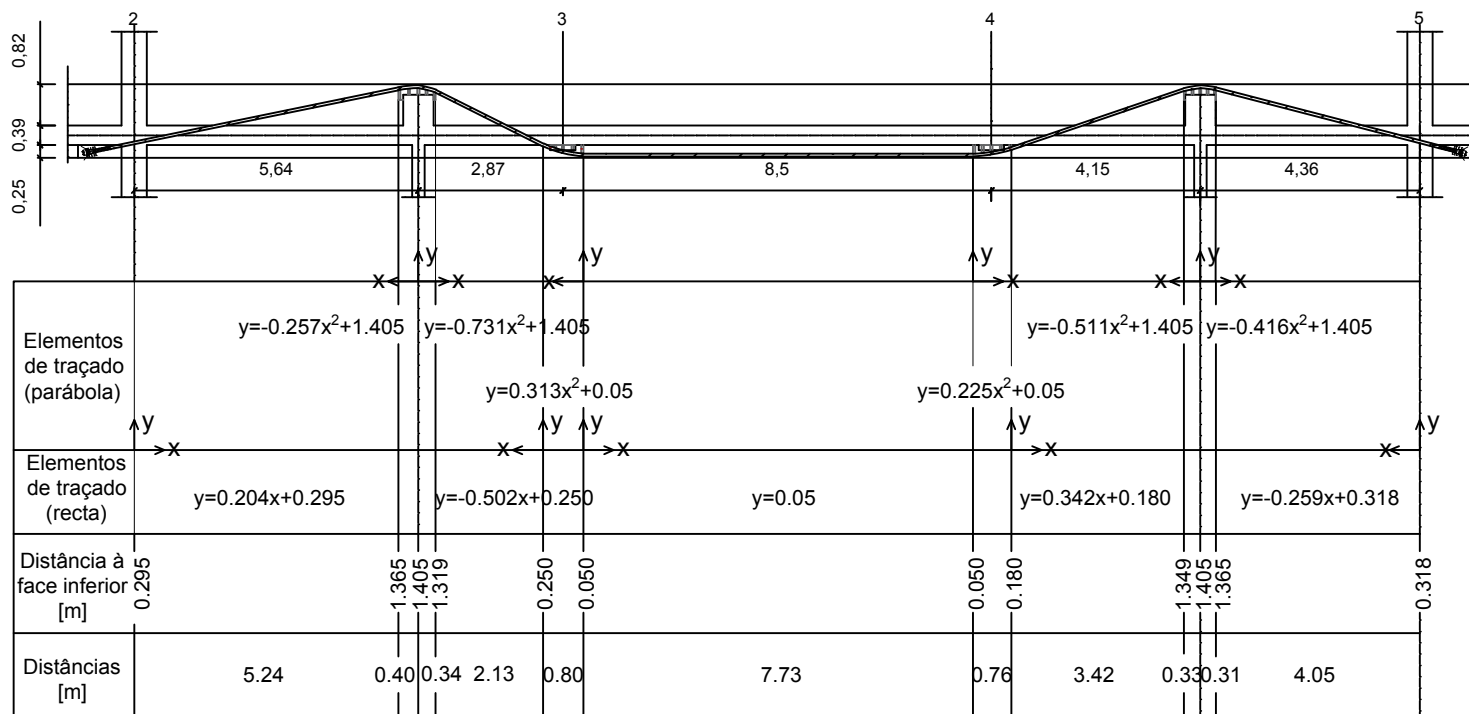
SIA262 Construction en béton [Regulamento]. - 2003.

Sistemas DYWIDAG [Online] // Sistemas DYWIDAG Internacional:- https://www.dywidag.com.br/uploads/media/DSI_Protendidos_Sistemas_DYWIDAG_br.pdf: site consultado a 12/01/2017.

Técnico Instituto Superior Estruturas de Betão II - Pré-Esforço Catálogos [Secção do Livro] : Instituto Superior Técnico, 2013.

Vaz Rodrigues, Rui; Fellrath, Mario The New Swiss Graduate School of public administration [Artigo]: International conference - Durable structures from construction to rehabilitation, 2012.

ANEXOS



Materials:

- Betão: NP EN 206-1:2007
 • Laje, Pilar e Muro: NP EN 206-1(2007): C30/37 XC1 (Pt) Dmax 22 Cl 0.2>S3
 Aço:
 • Armadura : A500NR
 • Construção metálica: S355 J2
 • Fio e Cordão: A1670/1860

Pré-Esforço:

$P = 2780$ kN
 $\phi_{\text{bainha}} = 6$ cm
 4 Cabos de 5 cordões (0.6"N)

PROJECTO (TESE)

Reabilitação e Reforço do Edifício
 Industrial Reconvertido em Universitário
 com Eliminação de Pilares Principais

DESIGNAÇÃO

Solução com Pré-Esforço Exterior

ESCALA: 1:150

VERIFICOU
 Rui Vaz Rodrigues

PROJECTOU
 Patrícia Peixoto

DESENHOU
 Patrícia Peixoto

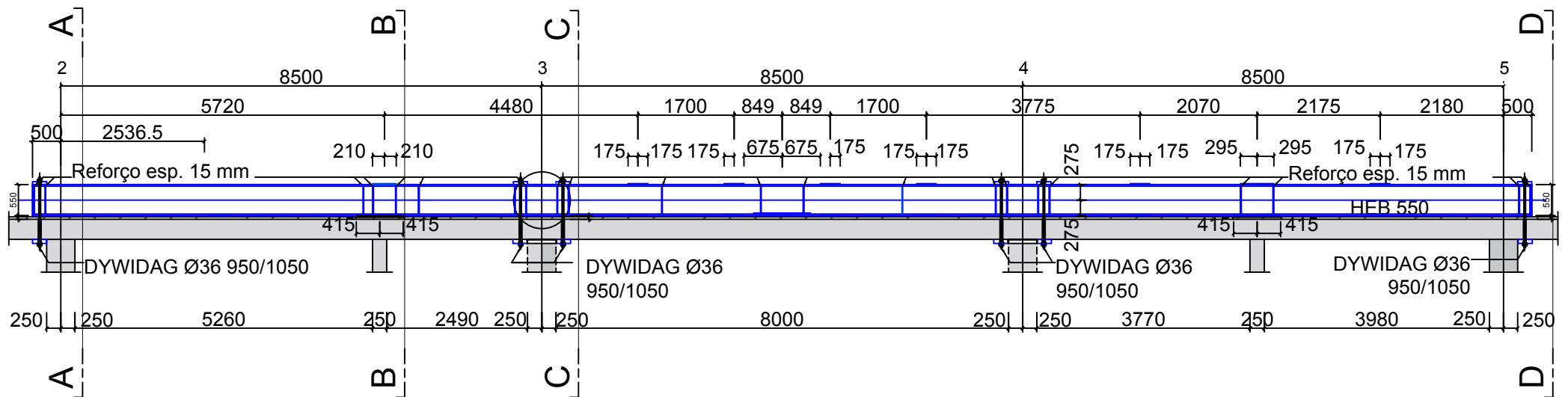
DATA
 18/05/17

ANO LECTIVO
 2016/2017

DESENHO

01
 PÁGINA: 78





Materiais:

- Betão: NP EN 206-1:2007
- Laje e Pilar : NP EN 206-1(2007): C30/37 XC1 (Pt) Dmax 22 Cl 0.2>S3
- Aço:
 - Armadura : A500NR
 - Perfis: S355 J2

PROJECTO (TESE)

Reabilitação e Reforço do Edifício Industrial Reconvertido em Universitário com Eliminação de Pilares Principais

DESIGNAÇÃO

Solução com Perfis Metálicos

ESCALA: 1:100

VERIFICOU Rui Vaz Rodrigues PROJECTOU Patrícia Peixoto DESENHO Patrícia Peixoto

DATA 18/05/17 ANO LECTIVO 2016/2017

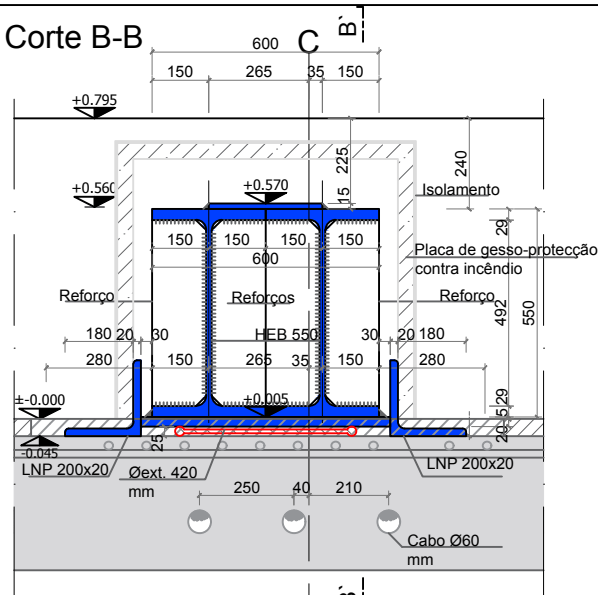


DESENHO

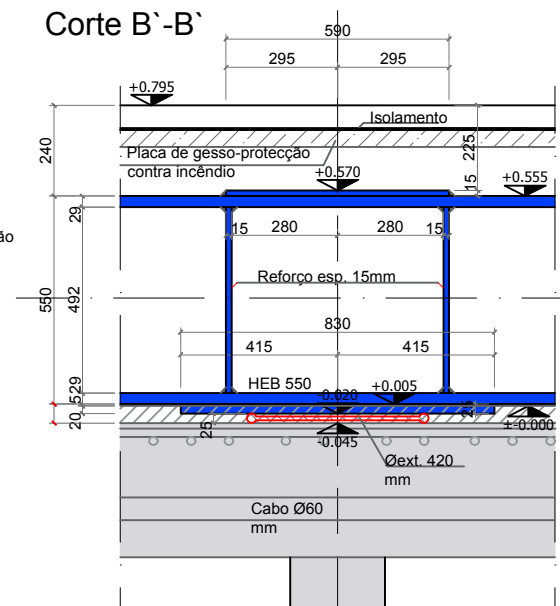
02

PÁGINA: 79

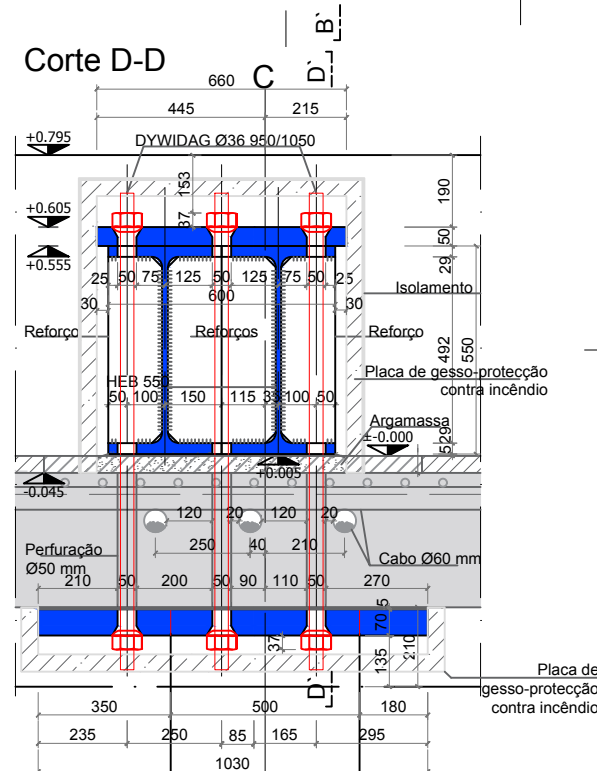
Corte B-B



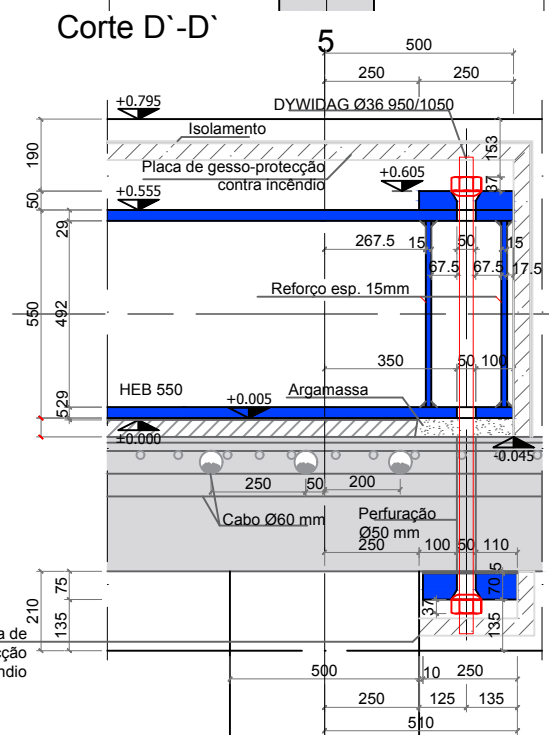
Corte B`-B`



Corte D-D



Corte D`-D`



Materiais:

- Betão: NP EN 206-1:2007
- Laje e Pilar: NP EN 206-1(2007): C30/37
- XC1 (Pt) Dmax 22 CI 0.2>S3
- Arço:
- Armadura: A500NR
- Perfis: S355 J2

PROJECTO (TESE)

Reabilitação e Reforço do Edifício Industrial Reconvertido em Universitário com Eliminação de Pilares Principais

DESIGNAÇÃO

Solução com Perfis Metálicos

Corte B-B e Corte D-D

ESCALA: 1:20

VERIFICOU	PROJECTOU	DESENHOU
Rui Vaz Rodrigues	Patrícia Peixoto	Patrícia Peixoto

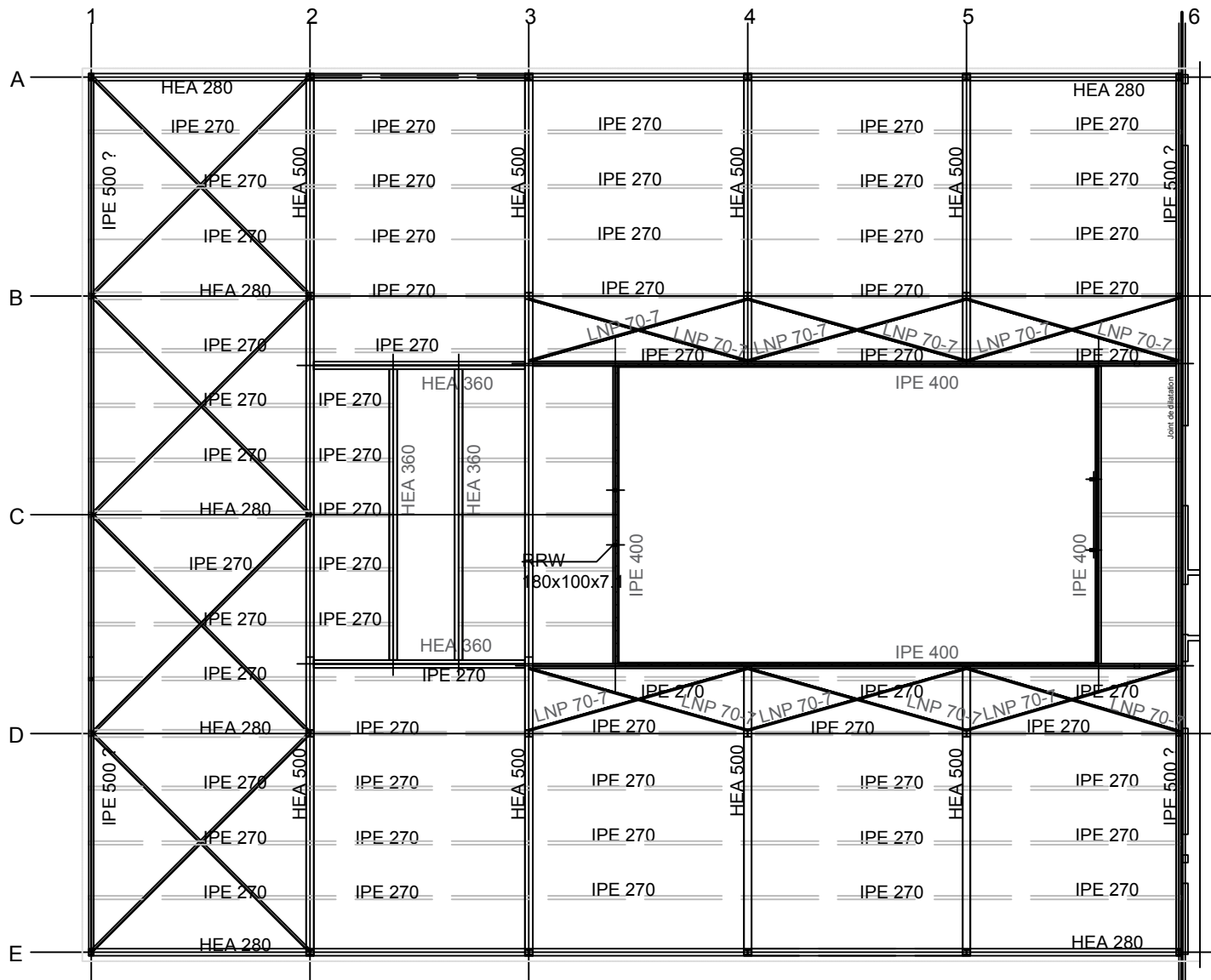
DATA	ANO LECTIVO
18/05/17	2016/2017

DESENHO



04

PÁGINA:81



Materiais:

- Aço:
 • Perfis: S355 J2

PROJECTO (TESE)

Reabilitação e Reforço do Edifício Industrial Reconvertido em Universitário com Eliminação de Pilares Principais

DESIGNAÇÃO

Cobertura Metálica

ESCALA: 1:250

VERIFICOU	PROJECTOU	DESENHOU
Rui Vaz Rodrigues	Patrícia Peixoto	Patrícia Peixoto

DATA	ANO LECTIVO
18/05/17	2016/2017

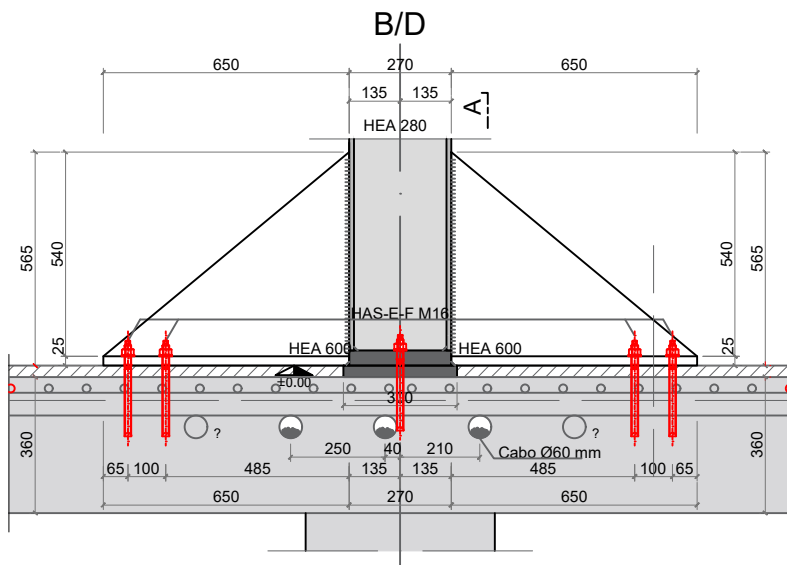
DESENHO

05

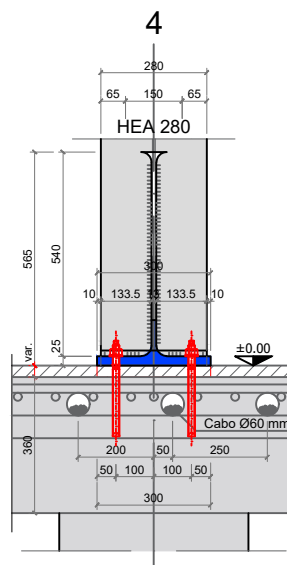
PÁGINA: 82



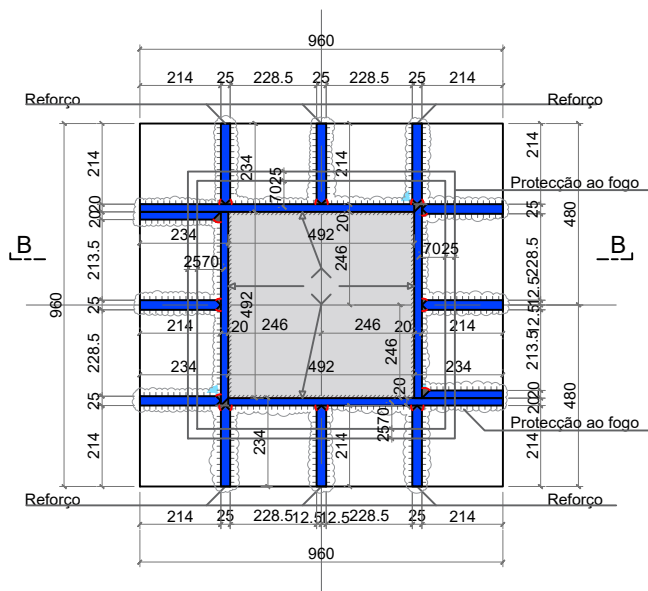
DETALHE: Encastramento da base do Pilar HEA280



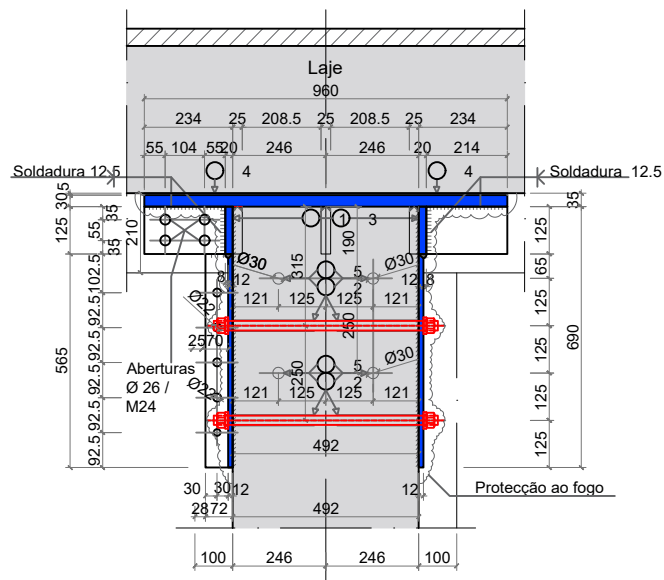
Corte AA



DETALHE: Reforço do Pilar D4



Corte B-B



Materiais:

- Betão: NP EN 206-1:2007
- Laje e Pilar: NP EN 206-1(2007): C30/37 XC1 (Pt) Dmax 22 Cl 0.2-S3
- Aço:
 - Armadura : A500NR
 - Perfis: S355 J2

PROJECTO (TESE)

Reabilitação e Reforço do Edifício Industrial Reconvertido em Universitário com Eliminação de Pilares Principais

DESIGNAÇÃO

Reforços na Base das Colunas e Capitéis Metálicos

ESCALA: 1:20

VERIFICOU	PROJECTOU	DESENHOU
Rui Vaz Rodrigues	Patrícia Peixoto	Patrícia Peixoto

DATA	ANO LECTIVO	DESENHO
18/05/17	2016/2017	06



06
PÁGINA:83