

# ESTRUTURA DE CONCRETO MEMORIAL DESCRITIVO, JUSTIFICATIVO E DE CÁLCULO BLOCO C

LOCAL	Nova Sede do Tribunal Regional Federal da 1ª Região – TRF1
ENDEREÇO	Lote 3, Quadra 5, Setor de Administração Federal Sul, Brasília/DF
FASE DO PROJETO	Etapa 6

OUTUBRO DE 2017

REVISÕES					
REV.	DATA	DESCRIÇÃO	ELAB.	CONF.	APROV.
00	17/10/2017	Emissão Etapa Parcial Obra	André Abreu	Guilherme Machado	Luís Oliveira

## SUMÁRIO

<b>MEMORIAL DESCRITIVO .....</b>	<b>8</b>
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>8</b>
<b>2. LOCALIZAÇÃO .....</b>	<b>8</b>
<b>3. DESCRIÇÃO GERAL DA ESTRUTURA e intervenções necessárias .....</b>	<b>9</b>
<b>4. MATERIAIS .....</b>	<b>14</b>
<b>5. AÇÕES .....</b>	<b>15</b>
<b>6. NORMAS E CRITÉRIOS DE PROJETO .....</b>	<b>17</b>
<b>MEMORIAL DE CÁLCULO .....</b>	<b>18</b>
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>18</b>
<b>2. MODELOS DE ANÁLISE .....</b>	<b>18</b>
2.1. MODELO GLOBAL DA ESTRUTURA .....	18
2.2. PROPRIEDADE DINÂMICAS DAS ESTRUTURA .....	21
<b>3. PROCESSO E FASEMANETO CONSTRUTIVO .....</b>	<b>22</b>
<b>4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA COM BASE NAS CONDIÇÕES REGULAMENTARES – NBR6118:2014 .....</b>	<b>24</b>
4.1. COMBINAÇÕES DE AÇÕES .....	25
4.2. AVALIAÇÃO DAS PERDAS DE PROTENSÃO .....	26
4.3. LAJES DOS PISOS .....	32
4.4. VIGAS DOS PISOS .....	41
7.2.1 VIGAS EM CONCRETO ARMADO (0.40x0.62 e 0.15x0.80) .....	42
7.2.2 VIGAS LONGITUDINAIS PROTENDIDAS .....	44
7.2.3 VIGAS TRANSVERSAIS PROTENDIDAS .....	49
4.5. PILARES .....	54
4.6. FUNDAÇÕES EXISTENTES .....	58
4.7. ELEMENTOS DE PAREDE – FACHADAS DO EDIFÍCIO .....	61
4.8. LAJE DO PISO TÉRREO – (CPD) .....	63
4.9. RAMPAS DE LIGAÇÃO das lajes do nível intermédio .....	66
4.10. ARMADURAS MÍNIMAS .....	67

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Localização da nova Sede do TRF .....	9
Figura 2 – Corte exemplificativo do tipo de demolições a realizar no subsolo .....	10
Figura 3 – Planta e alçado da parede PAR 17 com rasgo da escada exterior. ....	11
Figura 4 – Adaptação da estrutura do 1º piso para contemplar uma viga para apoio da passarela AC.....	11
Figura 5 – Planta do primeiro pavimento da estrutura do edifício .....	12
Figura 6 – Planta do segundo pavimento da estrutura do edifício.....	13
Figura 7 – Pormenores para adaptação do contorno existente do 1º piso à fachada prevista.....	13
Figura 8 – Modelo de elementos finitos da estrutura de concreto armado – Vista 1.	20
Figura 9 – Modelo de elementos finitos da estrutura de concreto armado – Vista 2.	20
Figura 10 – Modelo de elementos finitos da laje do 2º piso da estrutura .....	20
Figura 11 – Modelo de elementos finitos da laje da cobertura .....	21
Figura 12 – Viga longitudinal V51 e respectivos cabos de protensão modelados como elementos <i>tendon</i> .....	21
Figura 13 – Identificação dos alinhamentos principais de apoio do cimbramento (cyan) e dos secundários (laranja) .....	23
Figura 14 – Definição e locação das juntas de concretagem .....	24
Figura 15 – Deformação do Piso 2: Combinação quase permanente C2 [m] .....	32
Figura 16 – Deformação do Piso de cobertura: Combinação quase permanente C2 [m] .....	32
Figura 17 – Deformadas elásticas do alinhamento CD para a combinação quase permanente C2 [mm].....	33
Figura 18 – Deformadas elásticas do alinhamento CA para a combinação quase permanente C2 [mm].....	34
Figura 19 – Ilustração da continuidade dos pilares-parede ao nível do 1º Piso (variação e desvio da seção em altura) .....	34
Figura 20 – Momentos Fletores [kNm/m] ( $m_{xx}$ ) – combinação frequente C4.....	35
Figura 21 – Momentos Fletores [kNm/m] ( $m_{yy}$ ) – combinação frequente C4.....	35
Figura 22 – Laje do Piso 2: Momentos Fletores [kNm/m] ( $m_{xx}$ ) – combinação última C1 .....	37



Figura 23 – Laje do Piso 2: Momentos Fletores [kNm/m] ( $m_{yy}$ ) – combinação última C1 .....	37
Figura 24 – Laje de cobertura: Momentos Fletores [kNm/m] ( $m_{xx}$ ) – combinação última C1 .....	38
Figura 25 – Laje de cobertura: Momentos Fletores [kNm/m] ( $m_{yy}$ ) – combinação última C1 .....	38
Figura 26 – Laje do Piso 2: Forças de membrana F11 [kN/m] – combinação última C1 .....	39
Figura 27 – Laje do Piso 2: Forças de membrana F22 [kN/m] – combinação última C1 .....	39
Figura 28 – Laje do Piso 2: Esforços cortantes – Combinação última C1 [ V13 (kN/m) ] .....	40
Figura 29 – Laje do Piso 2: Esforços cortantes – Combinação última C1 [ V23 (kN/m) ] .....	41
Figura 30 - Viga V36: Diagrama de momentos fletores solicitantes [kNm] – Combinação C1 .....	42
Figura 31 - Viga V40: Diagrama de momentos fletores solicitantes [kNm] – Combinação C1 .....	43
Figura 32 - Seção adotada para o cálculo dos momentos fletores resistentes .....	45
Figura 33 – Diagramas solicitantes de flexão e de esforço cortante .....	46
Figura 34 - Viga V9: Diagrama de momentos fletores solicitantes [kNm] – Combinação última C1A .....	47
Figura 35 - Viga V9: Diagrama de Esforços Cortantes solicitantes [kNm] – Combinação última C1 .....	49
Figura 36 – Seção adotada para o cálculo dos momentos fletores resistentes .....	49
Figura 37 – Piso 2: Momentos fletores solicitantes e momento fletor resistente – Viga V24 .....	50
Figura 38 – Relação Momento-Curvatura para a viga V24 .....	51
Figura 39 – Tensões máximas no concreto no ato da protensão (Puxe total dos cabos) – Combinação peso próprio (PP) + Protensão (PE) .....	53
Figura 40 – Diagrama de interação N - Mx .....	55
Figura 41 – Diagrama de interação N - My .....	56
Figura 42 – Transição do pilar PA2 / PA2A .....	56
Figura 43 – Pormenorização da armadura adotada no projeto original para a ligação entre os pilares PA# e PA#A/B .....	58

Figura 44 – Informação extraída do desenho TRF_R02702A_BLOCOC_EST do projeto original de estruturas e fundações .....	59
Figura 45 – Informação extraída do desenho TRF_R03EX18_SUBSOLO_EST do projeto original de estruturas e fundações .....	59
Figura 46 – Informação extraída do desenho TRF_R02702A_BLOCOC_EST do projeto original de estruturas e fundações .....	60
Figura 47 – Forças de membrana F22 [kN/m] na parede PAR1 para a combinação última C1 .....	63
Figura 48 – Nova laje do CPD a executar .....	64
Figura 49 - Laje do Piso Térreo: Momentos Fletores [kNm/m] ( $m_{xx}$ ) – ELU .....	64
Figura 50 - Laje do Piso Térreo: Momentos Fletores [kNm/m] ( $m_{yy}$ ) – ELU .....	65
Figura 51 - Laje do Piso Térreo: Esforços cortantes - ELU [ V13 (kN/m) ] .....	65
Figura 52 – Representação em planta do desenvolvimento da rampa .....	66
Figura 53 – Diagramas dos momentos fletores e cortantes solicitantes .....	67

## INDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Dados ambientais.....	27
Tabela 2 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: V51 .....	28
Tabela 3 – Perdas por acomodação das ancoragens : V51 .....	28
Tabela 4 – Perdas Progressivas: Viga V51 .....	28
Tabela 5 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: V9 (Cabos C1 a C6) .....	29
Tabela 6 – Perdas por acomodação das ancoragens : V9 (Cabos C1 a C6) .....	29
Tabela 7 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: V9 (Cabos C7 a C10) .....	29
Tabela 8 – Perdas por acomodação das ancoragens : V9 (Cabos C7 a C10) .....	30
Tabela 9 – Perdas Progressivas: Viga V9 .....	30
Tabela 10– Deformada nas zonas em estudo; Deslocamentos a longo prazo .....	36
Tabela 11 – Laje do Piso 2: Momentos fletores máximos solicitantes, armação adotada e resistência da secção .....	39
Tabela 12 – Laje do Piso 2: Esforço cortante solicitante máximo e resistente .....	41

Tabela 13 – Piso 2: Verificação de segurança das vigas V23 e V36 .....	43
Tabela 14 – Piso 1: Verificação de segurança da viga V40 .....	44
Tabela 15 - Piso 2: Verificação de segurança aos momentos fletores das vigas longitudinais .....	47
Tabela 16 - Piso 2: Verificação de segurança ao esforço cortante das vigas longitudinais .....	48
Tabela 17 - Piso 2: Verificação de segurança aos momentos fletores das vigas transversais .....	51
Tabela 18 - Piso 2: Verificação de segurança ao esforço cortante das vigas transversais .....	52
Tabela 19 – Momentos fletores solicitantes e momentos de fissuração das vigas longitudinais .....	53
Tabela 20 – Esforços axiais solicitantes, esforço axial resistente de cálculo e nível de tensão na base dos pilares-parede .....	54
Tabela 21 – Esforços axiais solicitantes, esforço axial resistente de cálculo e nível de tensão ao nível da laje do piso 1 .....	54
Tabela 22 – Definição da geometria da transição .....	57
Tabela 23 – Verificação do fuste do tubulão .....	60
Tabela 24 – Verificação da tensão admissível na base dos tubulões .....	61
Tabela 25 – Armadura mínima horizontal .....	62
Tabela 26 – Armadura mínima vertical.....	62
Tabela 27 – Verificação de segurança da nova laje do piso térreo .....	66
Tabela 28 – Armaduras Mínimas de tração em vigas .....	68
Tabela 29 – Armaduras Mínimas de Pele em vigas .....	68
Tabela 30 – Armadura Transversal Mínima em vigas .....	68
Tabela 31 – Armaduras mínimas de Ligação Mesa-Alma .....	69

## MEMORIAL DESCRITIVO

### 1. INTRODUÇÃO

O presente documento tem por finalidade ser a base da apresentação desta fase do projeto executivo do Bloco C da Nova Sede do Tribunal Regional Federal da 1ª Região – TRF1, em Brasília, indicando-se os princípios gerais da concepção e verificação da segurança, sendo que os elementos de cálculo são apresentados no memorial de cálculo.

Este documento vem dar continuidade a dois anteriores em que se fez, no primeiro, uma avaliação sumária das condições de segurança dos elementos estruturais considerados mais significativos do Bloco C e, de um outro, em que se ilustrou o tipo de modelo global desenvolvido e se elencaram as mudanças estruturais implementadas durante este processo. Nesta fase apresenta-se uma solução estabilizada ao nível dos desenhos de forma, protensão e armação e de justificativos das soluções implementadas.

A estrutura deste Bloco encontra-se parcialmente construída a nível da estrutura das fundações, subsolo, pavimento do 1º piso e pilares até ao arranque para o 2º piso. As condições de fissuração nos pilares parede do R/C foram objeto de uma avaliação tendo sido propostas ações de reparação que não fazem parte deste projeto e, ainda uma avaliação, por via de ensaios de corpos de prova do concreto e de carga da própria laje, das principais características do comportamento do piso construído.

Refira-se que o Sistema de Unidades adotado em todo o projeto é o Sistema Internacional (SI).

### 2. LOCALIZAÇÃO

A Nova Sede do Tribunal Regional Federal da 1ª Região – TRF1, fica localizado no Lote 3 da Quadra 5 do Setor de Administração Federal Sul, Brasília/DF, como indicado na fig. Seguinte.



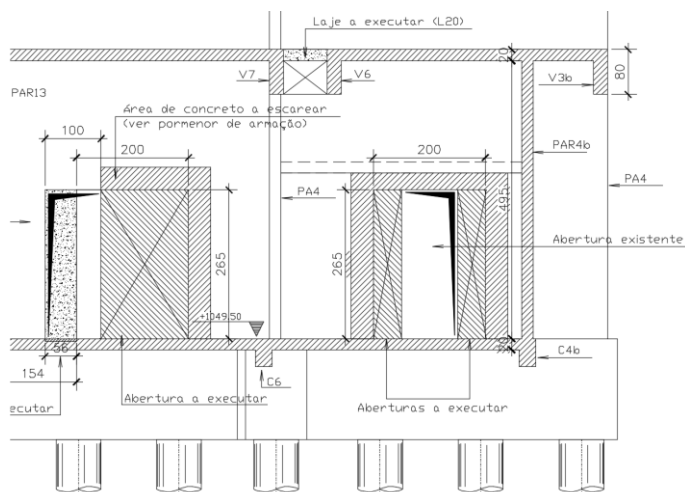
**Figura 1 - Localização da nova Sede do TRF**  
**Fonte: Google Earth, acessado em 01/12/2016**

### **3. DESCRIÇÃO GERAL DA ESTRUTURA E INTERVENÇÕES NECESSÁRIAS**

O Bloco C é um edifício em forma de coroa circular com raios de curvatura interior e exterior de 72m e 97m, respectivamente, com comprimento total variável entre o intradorso e extradorso de 81.5 metros e 109.5 metros respectivamente e com uma largura constante de aproximadamente 24.9 metros.

Do edifício consta uma zona de subsolo na zona dos acessos verticais do edifício com uma área de aproximadamente 220 m<sup>2</sup>, que liga, por uma passagem enterrada, ao parque de estacionamento adjacente. Esta estrutura é uma passagem técnica em que importantes adaptações geométricas foram, nesta fase, consideradas para atenderem a necessidades funcionais.

Refira-se que os dois conjuntos de ascensores verticais não dão acesso ao piso do subsolo. Assim, existe uma laje, a uma cota inferior à laje do piso térreo, que serve de laje de fundo dos ascensores. Esta laje é reforçada para atender às cargas previstas para os elevadores, sendo que todo este nível tem intervenções estruturais para se adaptar às novas necessidades funcionais. Na fig. 2 apresenta-se o tipo de demolições a realizar no piso do subsolo por baixo da caixa de elevadores.



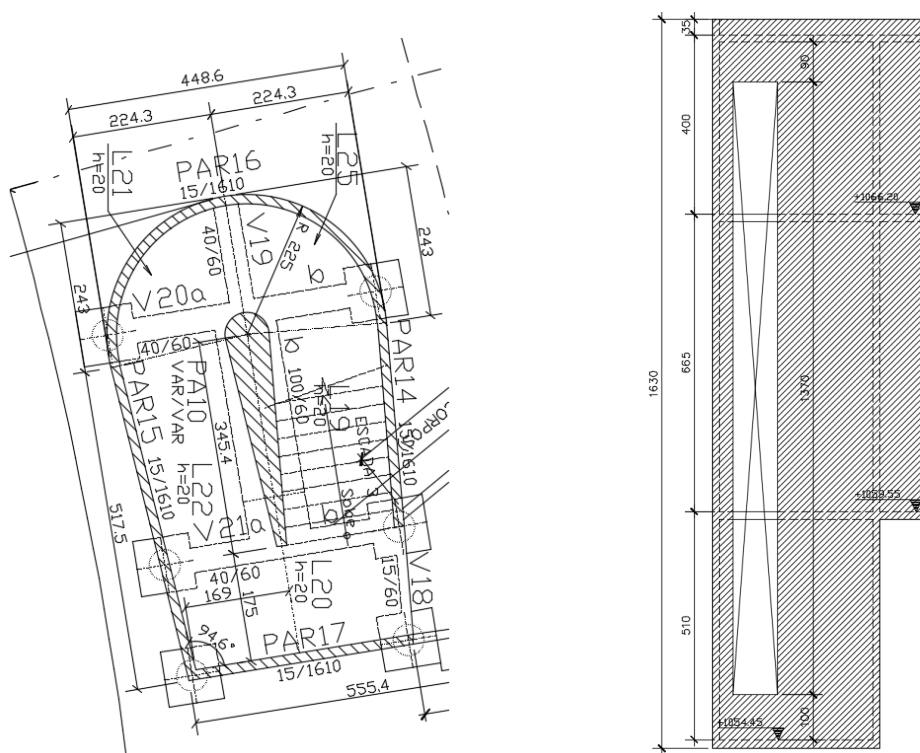
**Figura 2 – Corte exemplificativo do tipo de demolições a realizar no subsolo**

O piso térreo tem uma área estimada de utilização interior de 985m<sup>2</sup>, sendo que existe uma parte, entre o PA5 e o PA6, delimitada por baldrames, assente em blocos de fundação e tubulões ligeiros, que estando já executados, são submetidos a um processo de demolição parcial e de nova execução para a implantação do CPD.

Os pisos do 1º e 2º pavimento têm acesso por elevadores e escada e têm a mesma área de utilização, de aproximadamente 2330 m<sup>2</sup>. Saliente-se que as escadas entre estes pisos estão compatíveis com a nova arquitetura.

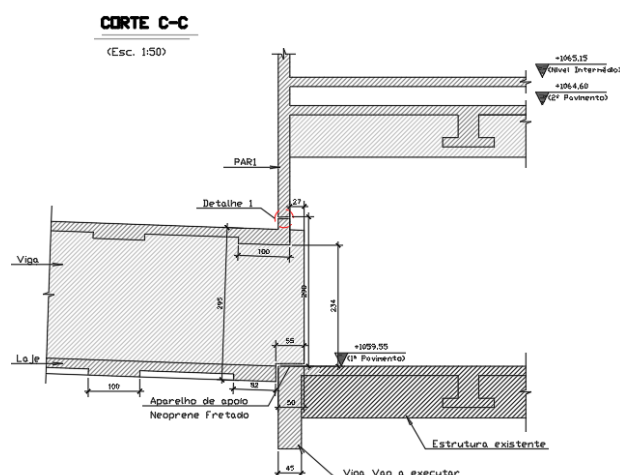
Há uma escada exterior prevista junto à fachada principal que dá acesso aos pisos e ficará envolta numa parede de concreto com um rasgo vertical na zona dos patins do nível de piso, como se ilustra na fig. 3.





**Figura 3 – Planta e alçado da parede PAR 17 com rasgo da escada exterior.**

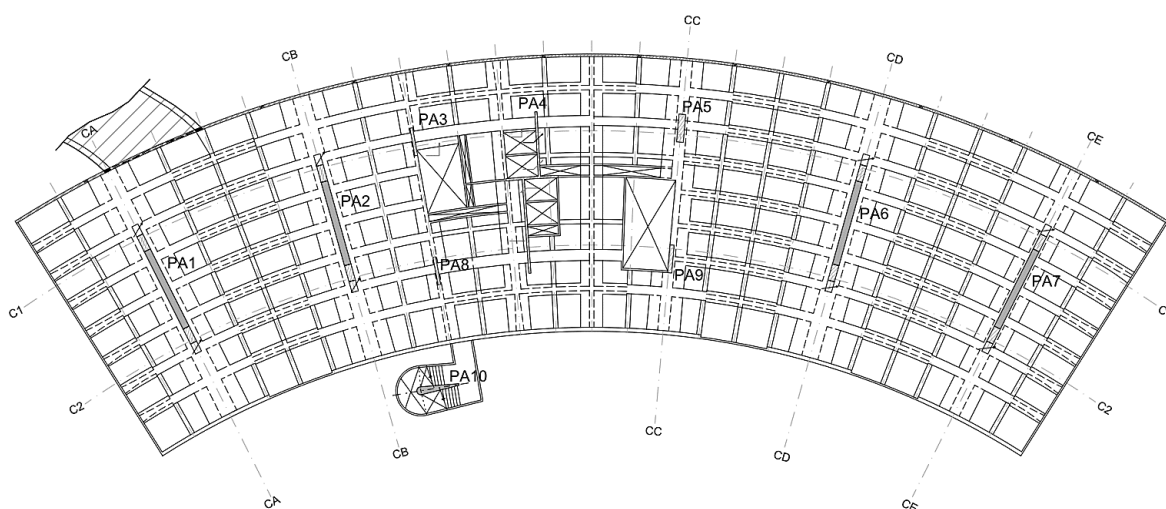
Ao nível do 1º pavimento há uma passagem superior de ligação ao Bloco A do mesmo empreendimento, denominada de passarela AC, tendo sido prevista uma forma de apoio adequada para esta como mostra a fig. 4.



**Figura 4 – Adaptação da estrutura do 1º piso para contemplar uma viga para apoio da passarela AC**

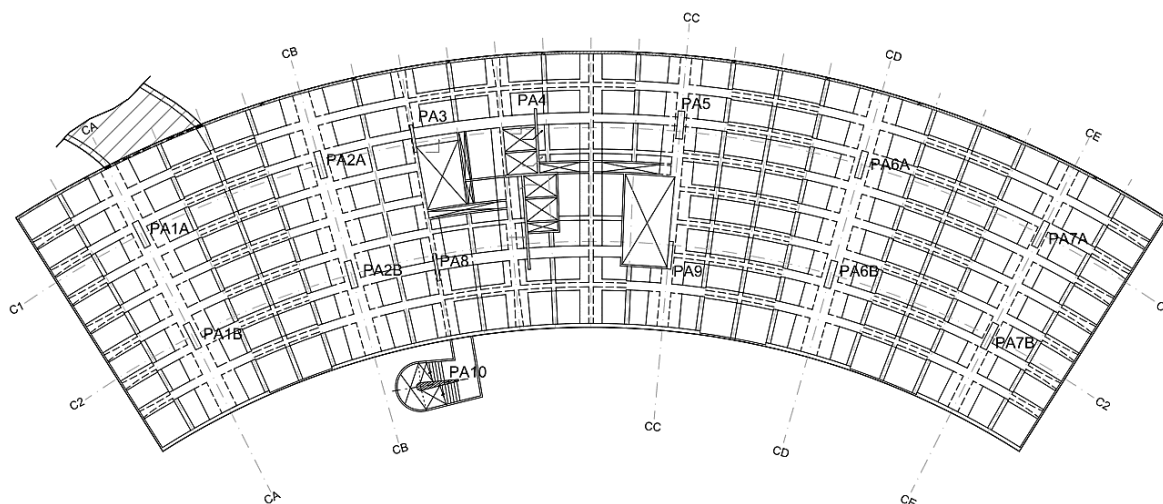
No 2º pavimento haverá o denominado piso intermédio que assegura diferentes níveis para as cotas do pavimento final e que estão compatibilizadas com o projeto de arquitetura. Estes desníveis incluindo rampas de acesso são conseguidos, quer por enchimentos leves, quer por uma estrutura de concreto com lajes apoiadas em vigas/parede apoiadas no piso estrutural principal.

A concepção estrutural dos pisos estruturais baseia-se numa laje apoiada numa grelha de vigas protensionadas que permitem contrariar a deformação dos balanços da ordem dos 6 metros em torno da planta. A geometria das vigas é muito variável com uma forma complexa em termos de execução, tendo-se mantido nos pisos superiores a exemplo do já realizado no 1º piso. Refira-se que a estrutura destes pisos é baseada numa estruturação disposta segundo eixos radiais, como mostram as plantas do 1º pavimento e do 2º pavimento, que se ilustram nas figuras. 5 e 6.



**Figura 5 – Planta do primeiro pavimento da estrutura do edifício**





**Figura 6 – Planta do segundo pavimento da estrutura do edifício**

Nos alçados laterais e do extradorso do contorno prevê-se uma parede estrutural com 0.20m de espessura em concreto armado entre os pisos 1 e a cobertura que inclusive tem previsto uns aumentos laterais no piso 1 para acerto das alturas das platibandas e áreas de piso com o projeto de arquitetura, como mostram os pormenores da fig. 7. Estas paredes, que compatibilizam estruturalmente as deformações relativas entre pisos, têm rasgos verticais para iluminação de acordo com os alçados de arquitetura.



**Figura 7 – Pormenores para adaptação do contorno existente do 1º piso à fachada prevista**

Em termos gerais, nesta fase do projeto executivo fizeram-se e apresentam-se as alterações necessárias para garantir a conformidade com o projeto de Arquitetura e demais especialidades e, essencialmente a verificação da segurança geral da estrutura.

Como referido, parte da estrutura já está construída e ao nível do piso 1, o arranque dos pilares já está executado. Com o arranque dos pilares executados, foram deixadas armaduras de espera nos pilares, de forma a realizar o empalme das armaduras do trecho seguinte do pilar. Estas armaduras apresentam sinais visíveis de corrosão e, por isso, devem ser alvo de inspeção. Deverão realizar-se trabalhos de limpeza das armaduras de forma a remover a camada de corrosão. Posteriormente, deverá ser avaliada a seção das armaduras de forma a verificar se existe redução da seção total.

#### **4. MATERIAIS**

O projeto foi elaborado em concreto armado de acordo com as Normas Brasileiras, tendo-se adoptado os seguintes materiais, na sequência do projeto anterior:

- Concreto C40 -  $f_{ck} \geq 40$  MPa

As características mecânicas do concreto utilizadas nas análises estruturais, tais como o módulo de elasticidade e da resistência do concreto à tração foram as previstas na NBR 6118:2014, para as classes de concreto consideradas. O coeficiente de poisson considerado foi de 0.2.

Adota-se uma relação água/cimento não superior a 0.50, a ser confirmada com a aprovação da composição do concreto na fase de execução.

Os cobrimentos adotados estão conforme preconiza a NBR 6118:2014 como se segue:

- Pilares: 3.0cm
- Vigas (concreto armado): 3.0cm
- Vigas (concreto protendido): 3.5cm
- Lajes: 2.5cm
- Paredes: 3.0cm

Aço de armadura passiva: CA-50

Aço de protensão: em cabo - CP 190 RB

Considerou-se, na definição dos cobrimentos uma agressividade ambiental moderada de classe II.

## 5. AÇÕES

Na definição, quantificação e combinação das ações seguiu-se o prescrito na regulamentação brasileira de estruturas, nomeadamente:

- NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas;
- NBR 6120:1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações;
- NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações;
- NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

Definiram-se assim as seguintes ações:

### Cargas Permanentes:

#### Peso próprio dos elementos estruturais em concreto (PP)

- $\gamma$ Concreto armado ou protendido ..... 25 kN/m<sup>3</sup>
- Laje do piso intermédio..... 4.5 kN/m<sup>2</sup>
- Laje da rampa do piso intermédio ..... 4.5 kN/m<sup>2</sup>

#### Restantes cargas permanentes (RCP)

- Revestimentos, incluindo paredes de alvenaria ..... 3 kN/m<sup>2</sup>
- $\gamma$ Enchimentos ..... 15 kN/m<sup>2</sup>
- Revestimentos (escadas) ..... 1 kN/m<sup>2</sup>
- Revestimentos das lajes do piso intermédio..... 2 kN/m<sup>2</sup>
- Revestimento da rampa do piso intermédio ..... 2 kN/m<sup>2</sup>

Refira-se que as paredes do contorno são em concreto (e estruturais), portanto incluindo o peso correspondente. A carga de 3 kN/m<sup>2</sup> diz respeito a todos os outros elementos não estruturais, incluindo paredes de alvenaria.

### Ações Variáveis:

#### Sobrecargas

- Em geral ..... 3 kN/m<sup>2</sup>
- CPD (Piso do subsolo) ..... 12.5 kN/m<sup>2</sup>

- Zona de Arquivo (Piso 1) ..... 10 kN/m<sup>2</sup>
- Escadas ..... 3 kN/m<sup>2</sup>
- Forros ..... 0.5 kN/m<sup>2</sup>
- Cobertura – sem acesso ao público ..... 2 kN/m<sup>2</sup>
- Rampa do piso intermédio ..... 5 kN/m<sup>2</sup>

### Vento (W)

Para quantificar a ação do vento utilizaram-se coeficientes de pressão, segundo a NBR 6123.

- Velocidade básica do vento (região de Brasília) -  $V_0 = 32$  m/s
- Fator topográfico –  $S_1 = 1.00$
- Fator terreno –  $S_2 = 1.32$
- Fator estatístico –  $S_3 = 1.00$
- Velocidade característica do vento –  $V_k = 42.30$  m/s
- Pressão dinâmica –  $q = 1.1$  kN/m<sup>2</sup>

### **Temperatura (T):**

- Variação Uniforme  $\Delta T = 15^\circ\text{C}$
- Retração:  $\varepsilon_{cs} = -3\text{E-}4$  (Considerou-se uma variação de temperatura equivalente de  $-30^\circ\text{C}$ )

### **Protensão (PE)**

- Designação ..... CP 190 RB
- Área mínima das cordoalhas ..... 125 e 152 mm<sup>2</sup>
- Carga de rotura mínima ..... 1900 MPa

### **Passarela AC**

Apoios principais (carga última – combinação C1):

- $P_{sd, \text{Vertical}}$  (V24) – Apoio 1 ..... 1611 kN
- $P_{sd, \text{Vertical}}$  – Apoio 2 ..... 320 kN

## 6. NORMAS E CRITÉRIOS DE PROJETO

No desenvolvimento do projeto, entre outras recomendações pertinentes, são verificadas todas as prescrições constantes das seguintes normas vigentes da ABNT, como a seguir prescrito:

- NBR 6118 - Projeto e execução de obras de concreto armado;
- NBR 6122 - Projeto e execução de fundações;
- NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações;
- NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas.

**Os critérios de verificação de segurança verificados são:**

### Estados Limites Últimos:

- Resistência global das seções dos elementos estruturais;

### Estados Limites de Serviço:

- Limitação dos deslocamentos máximos, para as ações de natureza permanente, a um valor inferior a 1/250 do vão e, ainda, uma limitação a 1/500 após a construção das paredes de alvenaria. Estas verificações devem ser garantidas com boa folga.
- No caso de concreto protendido, controle de tensões no ato da protensão, em que apenas se mobiliza o peso próprio do piso estrutural envolvido, garantindo-se que as tensões de compressão nas vigas são inferiores a 0.70 da tensão característica no instante de aplicação da carga  $f_{ck}$  (t) e que as tensões de tração não ultrapassam a resistência à tração  $f_{ctm}$
- Controle de tensões no concreto e do estado limite de aberturas de fendas para a combinação frequente de serviço, sendo que, nas situações com protensão, as aberturas de fendas devem ser inferiores a 0.2mm, de acordo com a classe de agressividade ambiental CAA II e do tipo de protensão (pós-tração) (Artigo 13.4.2 da NBR 6118-2014). Em geral poder-se-á constatar que não se verificam fendas.

**Crítérios adicionais observados:**

- Disposições de armação mínima (armaduras mínimas de tração, de pele e armaduras mínimas transversais)
- Níveis de cobrimento

Os cálculos desenvolvidos no processo de verificação da segurança estrutural dos diferentes elementos estruturais são apresentados e detalhados na Memória de Cálculo.

## MEMORIAL DE CÁLCULO

### 1. INTRODUÇÃO

O presente documento refere-se à análise e verificação de segurança da estrutura do Bloco C, obra integrada no complexo da nova sede do Tribunal Regional Federal. Este memorial de cálculo vem na sequência do memorial descritivo da mesma obra e incide essencialmente sobre os seguintes aspetos:

- Desenvolvimento do modelo de análise global;
- Análise das características principais da estrutura;
- Verificação da segurança em termos da capacidade resistente;
- Verificação da segurança para a fase de utilização/exploração.

### 2. MODELOS DE ANÁLISE

#### 2.1. MODELO GLOBAL DA ESTRUTURA

Para efeitos de análise estrutural e verificação da segurança foram elaborados modelos numéricos, tridimensionais, recorrendo-se ao *software* comercial SAP2000. Em termos da abordagem de modelação, as lajes, pilares e paredes exteriores foram consideradas como elementos de casca (*shell*) e as vigas, como elementos de barra (*frame*); os cabos de protensão foram modelados como elementos *tendon*. Para os

blocos de fundação consideraram-se elementos de casca com espessura e altura correspondente e os tubulões foram simulados como apoios simples (restringimento de translação nas 3 direções).

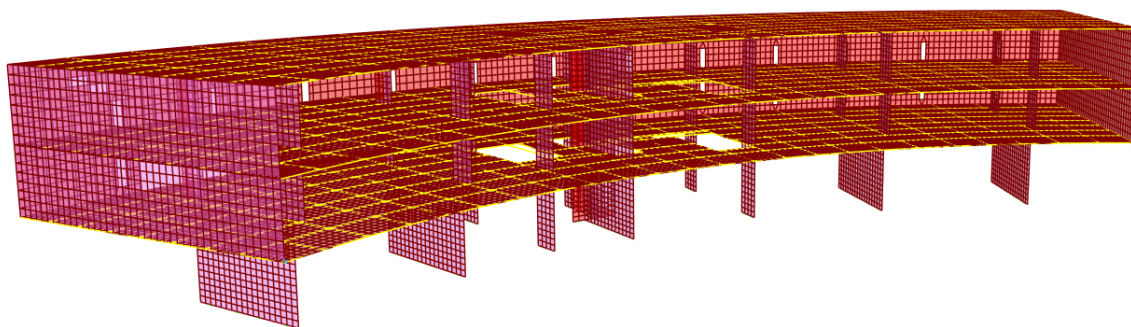
Em termos de comportamento global da estrutura, o piso intermédio não foi, em geral, explicitamente modelado, optando-se por aplicar as respectivas cargas uniformemente distribuídas, que simulam não só as zonas de enchimento como as próprias lajes e vigas do piso intermédio. Trata-se de uma hipótese conservativa, uma vez que não traduz a rigidez real do piso. As paredes que fazem a transição entre a cota da laje do piso 2 e o nível intermédio conferem uma maior rigidez ao piso e desta forma as deformações elásticas estimadas poderão ser superiores às deformações reais. Em particular, na zona entre acessos verticais, verificou-se que este efeito era bastante favorável.

As escadas também não foram consideradas explicitamente no modelo global da estrutura do bloco C, sendo estas analisadas em modelos tridimensionais individuais. É corrente adoptar esta hipótese de não modelar as escadas interiores no modelo global da estrutura, uma vez que se trata de uma hipótese conservativa em termos do comportamento global da estrutura, nomeadamente para as ações horizontais. A escada exterior do edifício (escada E3) e respectivas paredes de concreto não foram igualmente consideradas no modelo global, optando-se por colocar apoios que restringem a translação vertical nessa zona da laje do piso.

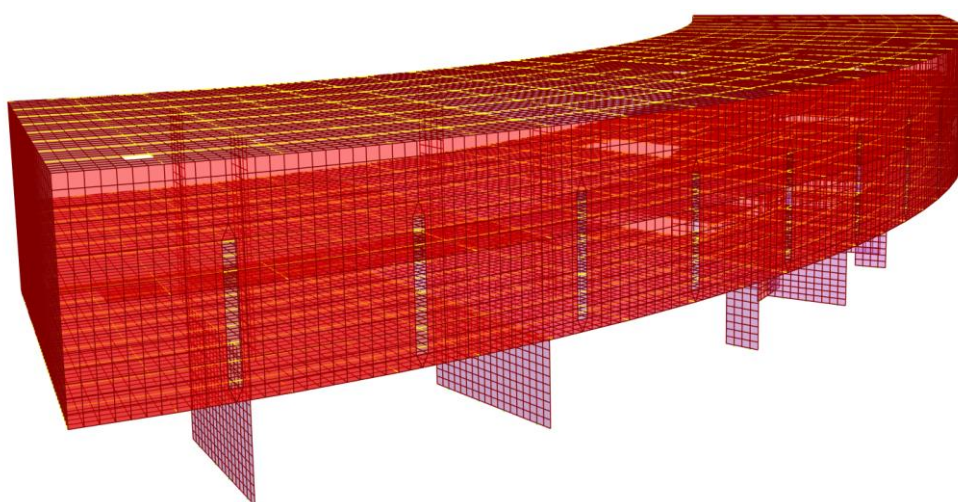
Na apresentação dos resultados da análise do modelo tridimensional extraídos do SAP2000, no capítulo seguinte, serão utilizadas as mesmas convenções e nomenclaturas adotadas pelo software.

Nas figuras seguintes ilustra-se o modelo numérico global realizado, assim como alguns aspetos particulares do modelo da estrutura do edifício.

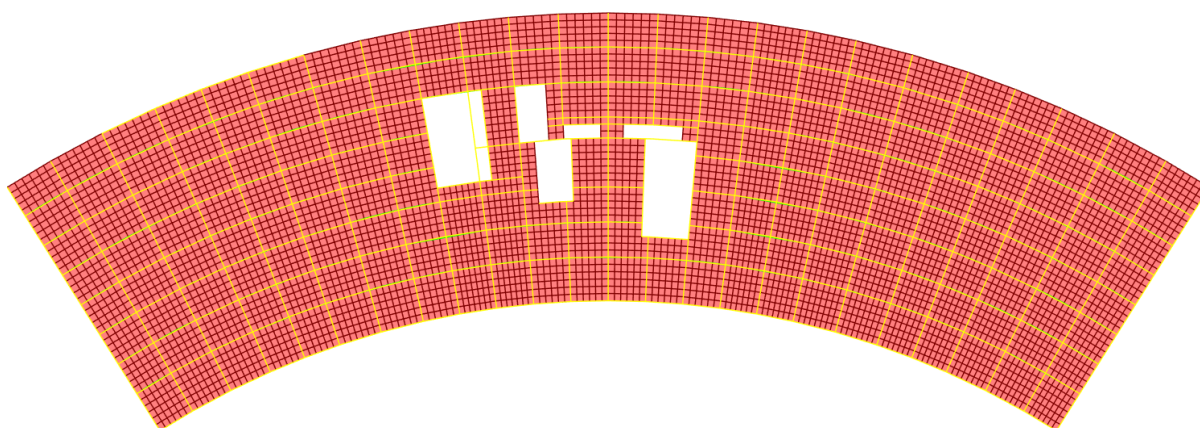




**Figura 8 – Modelo de elementos finitos da estrutura de concreto armado – Vista 1**

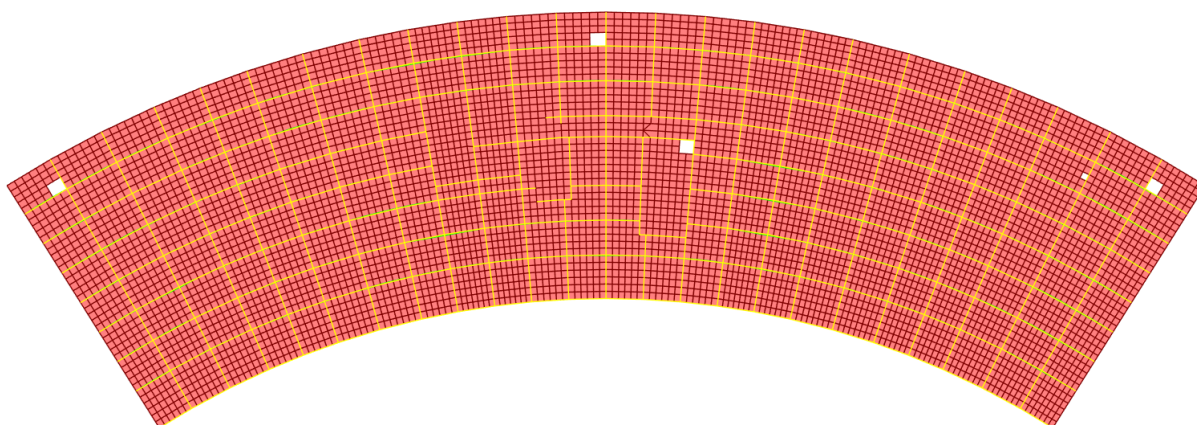


**Figura 9 – Modelo de elementos finitos da estrutura de concreto armado – Vista 2**



**Figura 10 – Modelo de elementos finitos da laje do 2º piso da estrutura**





**Figura 11 – Modelo de elementos finitos da laje da cobertura**



**Figura 12 – Viga longitudinal V51 e respectivos cabos de protensão modelados como elementos tendon**

## **2.2. PROPRIEDADE DINÂMICAS DAS ESTRUTURA**

A determinação das propriedades dinâmicas da estrutura consistiu numa análise de valores e vetores próprios dos primeiros 12 modos de vibração, utilizando-se para este efeito o modelo global. Na tabela seguinte apresentam-se os valores das frequências e das participações de massa dos modos de vibração obtidos.

Observa-se que os valores das frequências são correntes para o tipo de obra, sendo que, devido às consolas existentes, a massa acumulada na direcção vertical (Z) ainda é relevante. Na direcção X obteve-se 89% de participação da massa, valor expectável pois o piso 0 não é modelado explicitamente. Segundo a direcção Y a estrutura apresenta uma rigidez bastante elevada, não sendo possível obter uma participação da massa superior a 50% nos 12 modos considerados na análise. Por outro lado, a partir dos 3.8 Hz, devido aos grandes vãos, nomeadamente os vãos em consola, os modos de vibração são predominantemente verticais e por isso a mobilização da massa na direcção Z (vertical) é considerável. Este nível de frequência vertical não é inconveniente, em termos de risco da ressonância para frequência coincidentes da estrutura e da ação, para o tipo de utilização destes espaços, estando suficientemente afastado da gama dos 2 Hz.

Modo	Período	Freq.	Massa			Massa acumulada			Massa	Massa acumulada
	[s]	[Hz]	X	Y	Z	UX	UY	UZ	RZ	RZ
1	0.77	1.29	0.888	0.001	0.000	0.888	0.001	0.000	0.033	0.033
2	0.48	2.06	0.000	0.020	0.000	0.888	0.021	0.000	0.435	0.468
3	0.40	2.53	0.000	0.453	0.000	0.888	0.474	0.000	0.017	0.485
4	0.28	3.57	0.005	0.001	0.000	0.893	0.474	0.000	0.000	0.486
5	0.27	3.76	0.001	0.021	0.110	0.893	0.495	0.110	0.000	0.486
6	0.24	4.09	0.000	0.000	0.001	0.893	0.495	0.111	0.000	0.486
7	0.23	4.26	0.000	0.000	0.013	0.893	0.496	0.124	0.001	0.487
8	0.23	4.44	0.000	0.000	0.000	0.894	0.496	0.124	0.000	0.487
9	0.21	4.77	0.000	0.002	0.208	0.894	0.498	0.332	0.002	0.488
10	0.21	4.79	0.000	0.003	0.040	0.894	0.501	0.372	0.001	0.489
11	0.21	4.84	0.000	0.001	0.007	0.894	0.502	0.380	0.000	0.489
12	0.21	4.86	0.000	0.003	0.003	0.894	0.505	0.383	0.001	0.491

A análise destes resultados e a análise da distribuição de esforços e deformações para as diferentes ações aplicadas permitiu que se concluísse pela validade do modelo global desenvolvido.

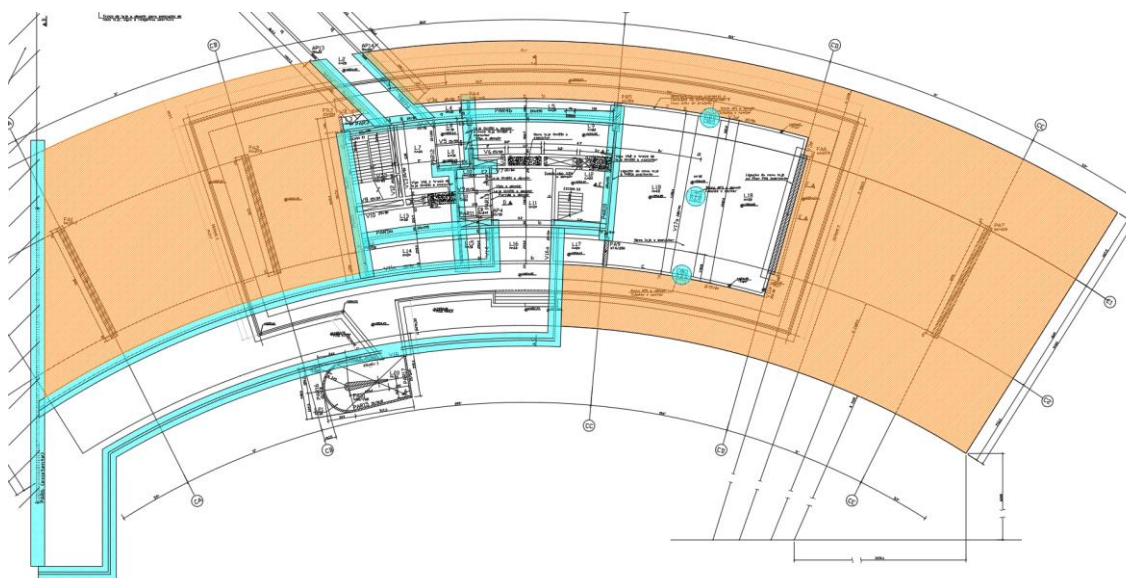
### 3. PROCESSO E FASEMANETO CONSTRUTIVO

Para a construção deste edifício há alguns condicionantes de faseamento a referir, em particular o facto do **apoio da passarela no piso 1** só se poder verificar após a execução da totalidade da estrutura dos 3 pisos, pois as paredes estruturais das fachadas ligando os pisos, transmite aos níveis superiores parte das reações de apoio sobre a viga do piso 1. Na realidade a resistência às cargas de apoio da passarela, que é em balanço, é repartida pelos 3 pisos.

Na construção do piso estrutural 2 com consolas de dimensões significativas, deverá ser assegurado **um escoramento** do piso 1 que deverá estar apoiado de acordo com as indicações da figura tal que:

- Nas áreas em que existe piso de terreno, utilizar apoios bem distribuídos e/ou com um sistema de distribuição de carga que uniformize o mais possível as cargas.

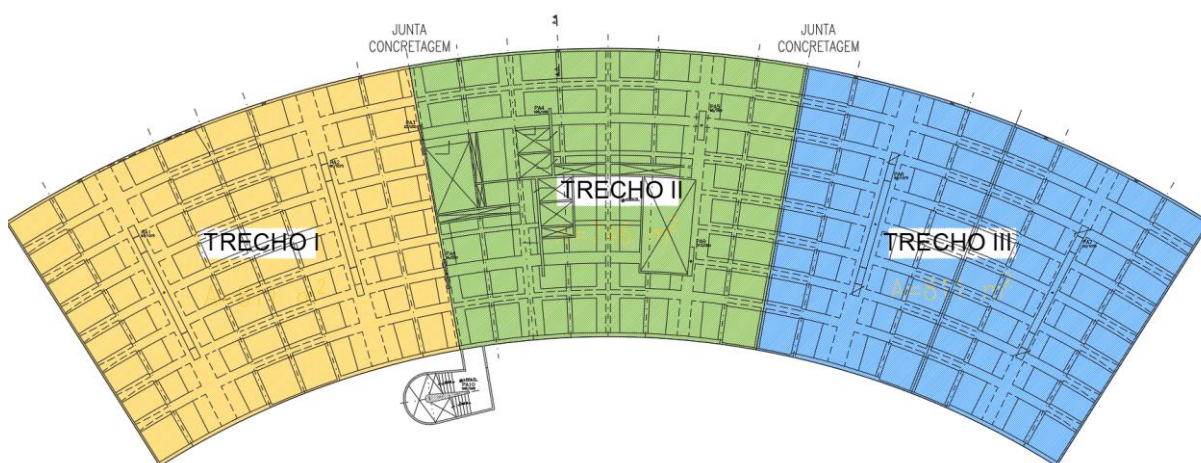
- Nas áreas do piso térreo com piso estrutural, deve-se apoiar o sistema de escoramento do piso 1 nos elementos de suporte referidos na planta (elementos de parede enterrados).



**Figura 13 – Identificação dos alinhamentos principais de apoio do cimbramento (cyan) e dos secundários (laranja)**

- Os escoramentos dos pisos superiores deverão manter a verticalidade do escoramento do piso 1. Refira-se que a capacidade de carga do piso 1 é elevada, como se mostrou no ensaio de carga, para  $8 \text{ kN/m}^2$ , sendo que a carga que este sistema tem de suportar (cimbramento) é limitada.

Em termos de faseamento construtivo, assumem-se 2 juntas de concretagem. Estas juntas de concretagem foram definidas pelos alinhamentos das voutes de protensão. Uma vez que não existe protensão faseada, a protensão deverá ser aplicada, em cada viga na sua totalidade, após a concretagem de cada trecho. Nas juntas de construção adotam-se ancoragens de continuidade, portanto, ativas na fase construtiva anterior e passivas na fase seguinte.



**Figura 14 – Definição e locação das juntas de concretagem**

Após a concretagem total, ligação dos elementos de parede e aplicação total da protensão do piso 2, o piso 1 e 2 passarão a funcionar em conjunto. Após o concreto ganhar resistência suficiente, é possível a redução dos alinhamentos de escoramento que seguem para apoio do piso de cobertura.

A laje intermedia, acima do piso 2, só deverá ser executada após a concretagem total de todos os pisos (2 e cobertura) e restantes elementos de parede. Nesta altura o edifício já estará a funcionar totalmente em conjunto, pelo que o escoramento entre os pisos 2 a 3 já poderá ser totalmente removido para a execução da laje intermedia.

#### **4. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA COM BASE NAS CONDIÇÕES REGULAMENTARES – NBR6118:2014**

As verificações de segurança à rotura foram efetuadas com programas de cálculo próprios, em linguagem visual basic e folhas de cálculo em excel preparadas para o efeito. Em anexo encontra-se uma breve apresentação e explicação da folha de cálculo tipo utilizada para cada pavimento.

Em seguida apresentam-se as combinações utilizadas no modelo estrutural.



## 4.1. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Para o cálculo das solicitações e a verificação de segurança da do Bloco C, utilizaram-se as seguintes formulações, preconizadas na NBR:

Combinações Últimas Normais:

$$1. F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} F_{\varepsilon} + \gamma_q (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} F_{qjk}) + \gamma_{\varepsilon q} \psi_{0\varepsilon} F_{\varepsilon qk}$$

Combinações Quase Permanentes de serviço

$$2. F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^m \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

Combinações Frequentes de Serviço

$$3. F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \psi_1 F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} F_{Qj,k}$$

Combinações Raras de Serviço

$$4. F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{1j} F_{Qj,k}$$

Na listagem seguinte, definem-se todas as combinações de ações utilizadas no modelo tridimensional e as respectivas nomenclaturas:

PP – Peso próprio dos elementos estruturais

RCP – Restante carga permanente (contrapiso, revestimento, forros e enchimentos)

SC – Sobrecarga

W – Vento

PE – Protensão

T – Variação Temperatura, onde se inclui os efeitos da Retração.

Combinações Últimas (ELU)

- C1: ULS – 1.4x(PP+RCP+SC) + PE
- C1.A: ULS – 1.4x(PP+RCP+SC)
- C1.B: ULS – 1.4 x (PP+RCP+SC+0.6W)
- C1.C: ULS – 1.4 x (PP+RCP+0.7SC+W)

Combinações Quase Permanentes de serviço

- C2:  $SLS - PP + RCP + 0.4xSC + PE$
- C3:  $SLS - PP + RCP + 0.4xSC + 0.3xT + PE$

#### Combinações Frequentes de Serviço

- C4:  $SLS - PP + RCP + 0.6xSC + PE$
- C5:  $SLS - PP + RCP + 0.6xSC + PE + 0.3xT + PE$
- C6:  $SLS - PP + RCP + 0.4xSC + PE + 0.5xT + PE$
- C7:  $SLS - PP + RCP + 0.4xSC + PE + 0.3W$

#### Combinações Raras de Serviço

- C8:  $SLS - PP + RCP + SC + PE$
- C9:  $SLS - PP + RCP + SC + PE + 0.5xT$

## 4.2. AVALIAÇÃO DAS PERDAS DE PROTENSÃO

No presente capítulo apresentam-se as perdas da força de protensão em relação ao valor inicial aplicado. Estas são apresentadas separadamente em perdas imediatas e perdas progressivas. Refira-se que para o valor de  $k$  (coeficiente de perda por metro, provocada por curvaturas não intencionais do cabo – variação angular parasita) adotado foi de 0.01, de acordo com a seção 9.6.3.3.2.2 da NBR 6118. Este valor é conservativo, sendo mais corrente a adoção de um valor de  $k=0.005$ .

As perdas imediatas são apresentadas no documento 85EA16-EACE-PE-CXX-XXX-MD-EST-006-R00 e os valores apresentados na presente memória para a força de protensão após estas perdas foram extraídos a partir do documento acima mencionado.

As perdas por acomodação da ancoragem e as perdas progressivas serão apresentadas neste capítulo. Para o cálculo de ambas as perdas selecionou-se uma a duas vigas do 2º pavimento, que se consideram representativas das vigas que constituem o sistema estrutural quer do 2º pavimento quer da cobertura. Para estas vigas calculou-se as perdas para cada seção conforme as seções definidas para o cálculo das perdas por atrito.

Na tabela seguinte indicam-se os valores da umidade do ar e temperatura ambiente adotada:

Tabela 1 – Dados ambientais	
U [%]	T [°C]
65	20

No cálculo dos valores da retração ( $\epsilon_{cs}$ ) e da fluência ( $\phi$ ) do concreto, adotou-se as formulações dispostas no Anexo A da NBR 6118. Os valores foram calculados para  $t=50$  anos (18250 dias), para os dados da tabela 2 e são apresentados, para cada viga, nas tabelas de cálculo das perdas progressivas de cada viga.

O Cálculo das perdas progressivas foi efetuado segundo as disposições regulamentares presentes na seção 9.6.3.4.2 da NBR 6118.

Em seguida o cálculo das perdas das vigas selecionadas.

---

\*Simbologia adotada:

$P_{atrito}$ : Valor da força de protensão após perdas por atrito

$P_{reent}$ : Valor da força de protensão após perdas por acomodação das ancoragens

$\Delta P$ : Valor da perda de protensão

$e$ : Excentricidade do cabo

$D$ : Parcela do denominador das perdas progressivas

(Expressão da seção 9.6.3.4.2 :  $D = \chi_p + \chi_c \alpha_p \eta \rho_p$ )

$\omega$ : Comprimento no qual o cabo é afetado pelas perdas de acomodação

Os demais parâmetros seguem a simbologia base segundo a NBR 6118.

---

## **2º PAVIMENTO**

As vigas analisadas, na integra, são as vigas longitudinal V51, representativa das vigas transversais e a viga V9, igualmente representativa das restantes vigas longitudinais.

- **V51**

### **Perdas por Acomodação das ancoragens:**

O comprimento no qual o cabo é afetado pelas perdas por acomodação das ancoragens ( $\omega$ ) é da ordem de grandeza do comprimento total do cabo, cerca de 8.0m.

**Tabela 2 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: V51**

$p$	30.3 [kN/m]
$\omega$	22.0 [m]
$\Delta L$	5.0 [mm]
$L$	24.9 [m]

**Tabela 3 – Perdas por acomodação das ancoragens : V51**

	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]
Seção	$\sigma_c$	$P_{atrito}$	$\Delta P$	$P_{reent}$
1	1368	20595	1334	19262
2	1316	19808	1183	18625
3	1315	19804	1033	18771
4	1309	19716	882	18834
5	1313	19765	731	19034
6	1314	19780	581	19199
7	1314	19780	430	19349
8	1313	19765	280	19485
9	1309	19716	129	19587
10	1315	19805	0	19805
11	1318	19843	0	19843

### Perdas Progressivas:

Para esta viga V51 as perdas progressivas são da ordem dos 19%, para uma tensão média ao nível do cabo da ordem dos 8.0 MPa. Na tabela seguinte apresenta-se o cálculo para a seções definidas.

**Tabela 4 – Perdas Progressivas: Viga V51**

Seção	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
$M_{cp}$	-1295	-4512	-6612	-2392	52	-707	-6984	-2317	-495	[kNm]
$M_{pe}$	2235	4470	6519	6705	5774	6705	6519	2794	2235	[kNm]
$e$	-0.12	-0.24	-0.35	-0.36	-0.31	-0.36	-0.35	-0.15	-0.12	[m]
$\sigma_{c,p0g}$	7.7	7.3	7.2	12.4	9.0	9.4	6.8	7.6	8.1	[MPa]
$\sigma_{p0}$	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	[MPa]
$\epsilon_{cs}$	2.74E-04	2.74E-04	2.74E-04	2.74E-04	2.74E-04	2.74E-04	2.74E-04	2.74E-04	2.74E-04	
$\varphi$	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	3.02	
$\psi_{1000}$	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	
$\psi$	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	
$\Delta\sigma\epsilon$	53.4	53.4	53.4	53.4	53.4	53.4	53.4	53.4	53.4	
$\Delta\sigma\varphi$	130.1	122.8	121.4	207.9	150.7	157.9	113.7	127.6	135.7	[MPa]
$\Delta\psi$	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	[MPa]
$D^*$	1.067	1.068	1.068	1.068	1.068	1.068	1.068	1.067	1.067	
$\Delta\sigma$	257.1	250.2	248.8	329.7	276.3	283.0	241.6	254.8	262.5	[MPa]
$\Delta P$	36.9	35.9	35.7	47.3	39.6	40.6	34.6	36.5	37.6	[kN]
$\Delta P_{total}$	3872	3768	3747	4965	4160	4261	3638	3837	3952	[kN]



- V9

### Perdas por Acomodação das ancoragens:

O comprimento no qual os cabos C1 a C6 são afetado pelas perdas por acomodação das ancoragens ( $\omega$ ) é de cerca de 7m. Para o caso dos cabos C7 a C10, o valor de  $\omega$  é de 9.0m, valor exepável tendo em conta o reduzido comprimento do cabo. Apresenta-se na tabela seguinte os parâmetros e o cálculo das perdas.

**Tabela 5 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: V9 (Cabos C1 a C6)**

<b>p</b>	66.7 [kN/m]
<b><math>\omega</math></b>	7.1 [m]
<b><math>\Delta L</math></b>	5.0 [mm]
<b>L</b>	28.9 [m]

**Tabela 6 – Perdas por acomodação das ancoragens : V9 (Cabos C1 a C6)**

	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]
<b>Seção</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>P<sub>atrito</sub></b>	<b><math>\Delta P</math></b>	<b>P<sub>reent</sub></b>
1	1368	4707	946	3761
2	1338	4318	456	3862
3	1306	4278	0	4278
4	1274	4254	0	4254
5	1265	2765	0	2765
6	1256	2763	0	2763
7	1234	2761	0	2761
8	1225	2760	0	2760
9	1204	2761	0	2761
10	1187	2764	0	2764
11	1179	2783	0	2783

**Tabela 7 – Parâmetros de cálculo para perdas por acomodação das ancoragens: V9 (Cabos C7 a C10)**

<b>p</b>	66.7 [kN/m]
<b><math>\omega</math></b>	7.1 [m]
<b><math>\Delta L</math></b>	5.0 [mm]
<b>L</b>	28.9 [m]

**Tabela 8 – Perdas por acomodação das ancoragens : V9 (Cabos C7 a C10)**

	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]
Seção	$\sigma_c$	P <sub>atrito</sub>	$\Delta P$	P <sub>reent</sub>
1	1368	3138	495	2644
2	1278	2959	404	2555
3	1253	2931	314	2617
4	1238	2913	223	2690
5	1214	2886	133	2753
6	1207	2878	42	2836

### Perdas Progressivas:

Para esta viga V9, as perdas progressivas são da ordem dos 30% na região do 1º apoio (V24) e de cerca de 20% na região do 2º apoio (V28), para uma tensão média ao nível do cabo da ordem dos 18MPa e 8.0 MPa, respetivamente. No primeiro apoio, este valor de perdas e tensão ao nível do cabo é expetável, uma vez que existe um reforço em termos de cabos de protensão, localizado apenas na região do apoio. Na tabela seguinte apresenta-se o cálculo para a seções definidas.

**Tabela 9 – Perdas Progressivas: Viga V9**

Seção	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
M <sub>cp</sub>	-583	-902	-1266	-831	-279	480	366	-125	-678	[kNm]
M <sub>pe</sub>	734	1802	2293	938	0	-345	-345	414	884	[kNm]
e	-0.17	-0.25	-0.32	-0.17	0.00	0.13	0.13	-0.15	-0.32	[m]
$\sigma_{c,p0g}$	10.9	24.1	18.2	13.8	13.2	5.9	4.2	7.8	8.6	[MPa]
$\sigma_{p0}$	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	1367.8	[MPa]
$\epsilon_{cs}$	2.95E-04	2.95E-04	2.95E-04	2.95E-04	2.95E-04	2.95E-04	2.95E-04	2.95E-04	2.95E-04	
$\varphi$	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	3.35	
$\psi_{1000}$	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	2.6%	
$\psi$	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	
$\Delta\sigma\epsilon$	57.5	57.5	57.5	57.5	57.5	57.5	57.5	57.5	57.5	
$\Delta\sigma\varphi$	203.4	448.4	338.9	256.7	245.7	110.1	78.8	146.1	159.8	[MPa]
$\Delta\psi$	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	91.0	[MPa]
D*	1.074	1.077	1.080	1.074	1.071	1.073	1.073	1.073	1.080	
$\Delta\sigma$	327.7	554.3	451.2	377.3	367.8	241.1	211.9	274.5	285.4	[MPa]
$\Delta P$	47.0	79.5	64.7	54.1	52.7	34.6	30.4	39.4	40.9	[kN]
$\Delta P_{total}$	1128	1908	1553	1299	1266	830	729	945	982	[kN]

Realizadas estas análises representativas das perdas por acomodação das ancoragens e progressivas, representativas do tipo de viga e tipo de cabos, conclui-se que para a generalidade dos cabos adotados, a ordem de grandeza dos resultados é idêntica e, por isso, dentro dos parâmetros assumidos em projeto.

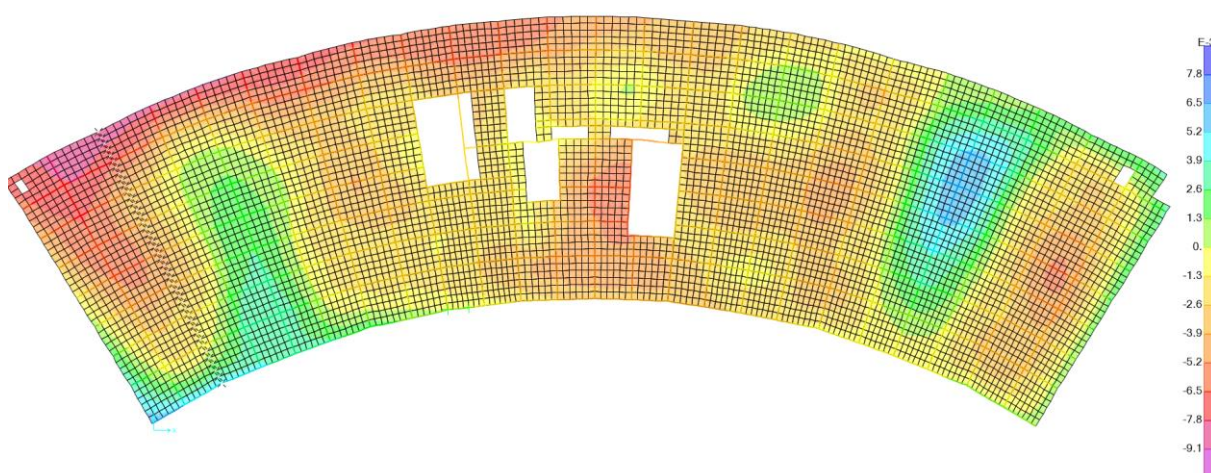
Note-se que algumas das perdas são um pouco superiores ao expetável, uma vez que, de uma forma conservativa, assumiu-se que a totalidade da protensão se encontra instalada na viga, o que não corresponde exatamente à realidade pois parte da protensão encontra-se efetivamente dispersa na laje.

### 4.3. LAJES DOS PISOS

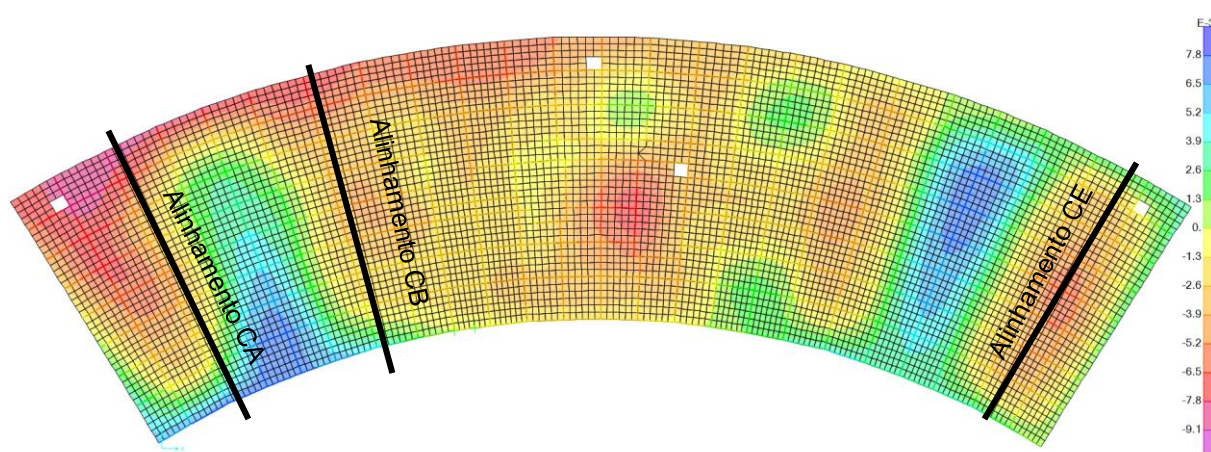
#### ***Estados Limites de Serviço: Controlo da deformação e da fissuração***

Para a verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas foi considerada a combinação quase permanente. Adotou-se como critério, limitar o deslocamento a  $l/250$ , tal como previsto na NBR, tendo presente que as deformações numa obra deste tipo deverão ser bem inferiores a estes limites.

Nas figuras seguintes ilustram-se as deformadas verticais para a laje do piso 2, tomando um comportamento elástico, para a **combinação quase permanente de serviço C2**.



**Figura 15 – Deformação do Piso 2: Combinação quase permanente C2 [m]**

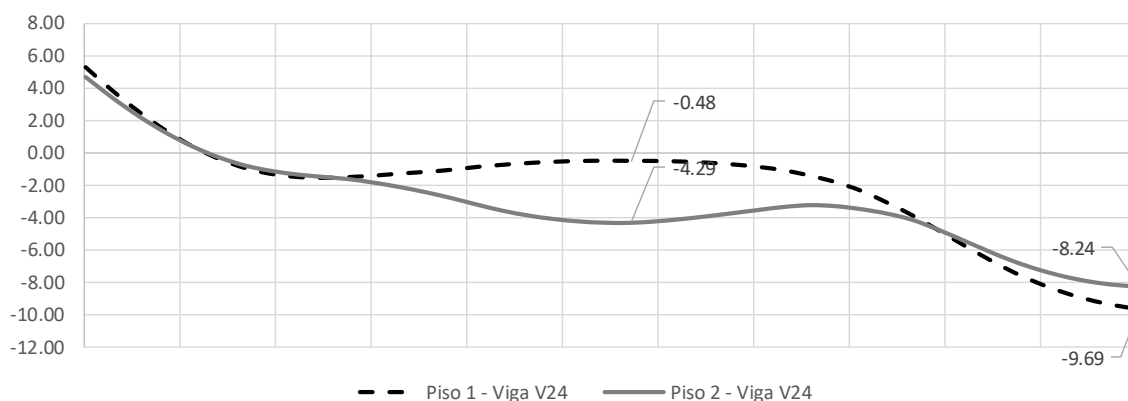


**Figura 16 – Deformação do Piso de cobertura: Combinação quase permanente C2 [m]**

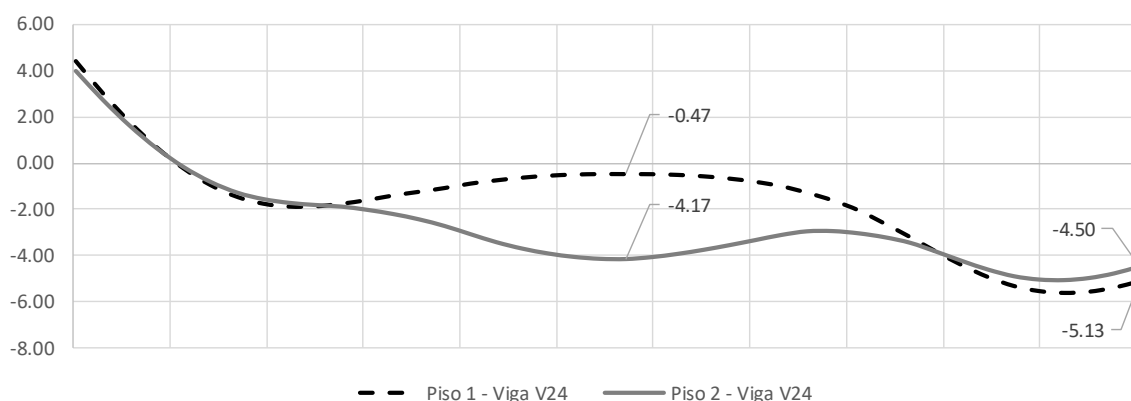
As maiores deformações elásticas da estrutura concentram-se na zona central junto à caixa de escadas E2, da ordem dos 7.5mm e na zona em balanço, no alinhamento CA (alinhamento onde apoio a passarela AC) da ordem dos 9.0mm. De uma forma geral as deformações elásticas a meio vão não excedem os 5.5mm nos vãos de extremidade (esquerdo e direito) e os 3.5mm nas restantes zonas em balanço.

Nas figuras abaixo ilustram-se as deformadas nos alinhamentos dos eixos CA e CD de projeto (alinhamento da viga principal V24 e V47, respetivamente), ao nível do piso 2. Tal como se pode verificar nas imagens anteriores da deformada do 2º piso, a zona direita do edifício em planta é menos deformável. Esta diferença deve-se sobretudo ao apoio da passarela ao nível da laje do 1º piso. Uma vez que as paredes de concreto das fachadas laterais e posterior são continuas e fazem a ligação entre os pisos, as lajes dos 3 pisos elevados funcionam em conjunto, e dessa forma os efeitos das cargas e da protensão depende desse funcionamento. Essa é uma explicação para que as deformações dos pisos seja semelhante. Refira-se que na fachada principal que é côncava as deformações chegam a ser para cima devido às menores cargas por viga.

No alinhamento CE as deformadas das zonas em balanço são idênticas, sendo que a diferença é explicada pelo diferente comprimento do vão em balanço.

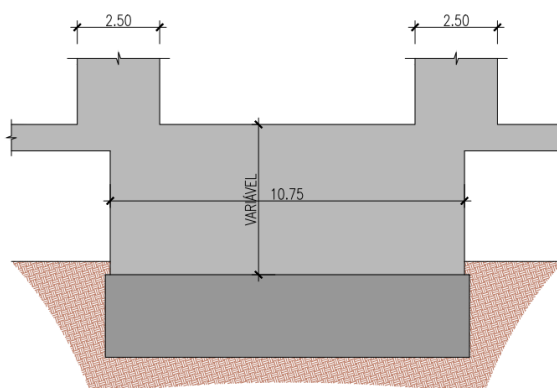


**Figura 17 – Deformadas elásticas do alinhamento CD para a combinação quase permanente C2 [mm]**



**Figura 18 – Deformadas elásticas do alinhamento CA para a combinação quase permanente C2 [mm]**

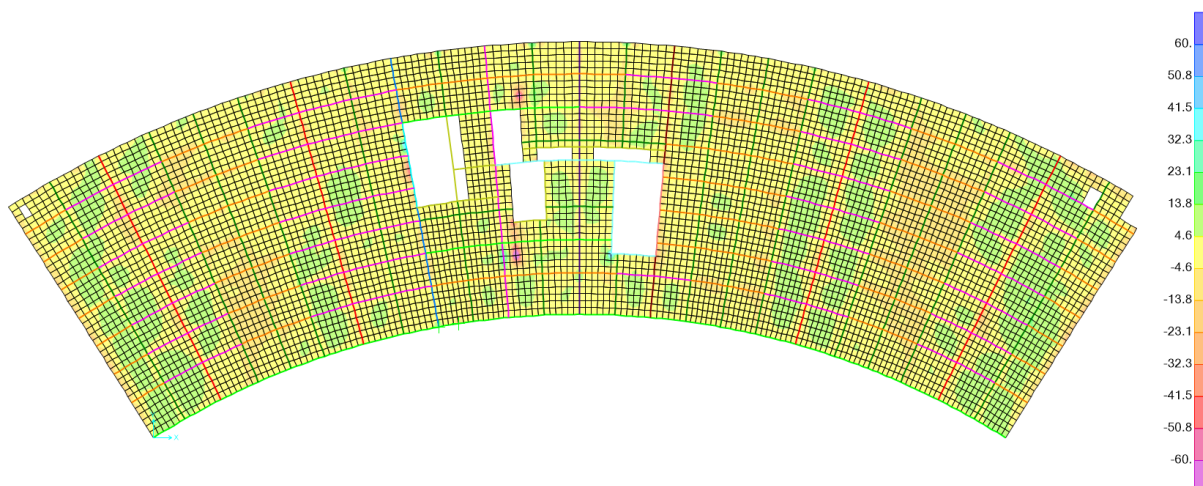
Na zona central do vão das vigas verifica-se também a influência na deformada, da transição dos pilares parede entre os pisos 0 e 1 e nos restantes com 2 pilares afastados, como se representa na figura seguinte.



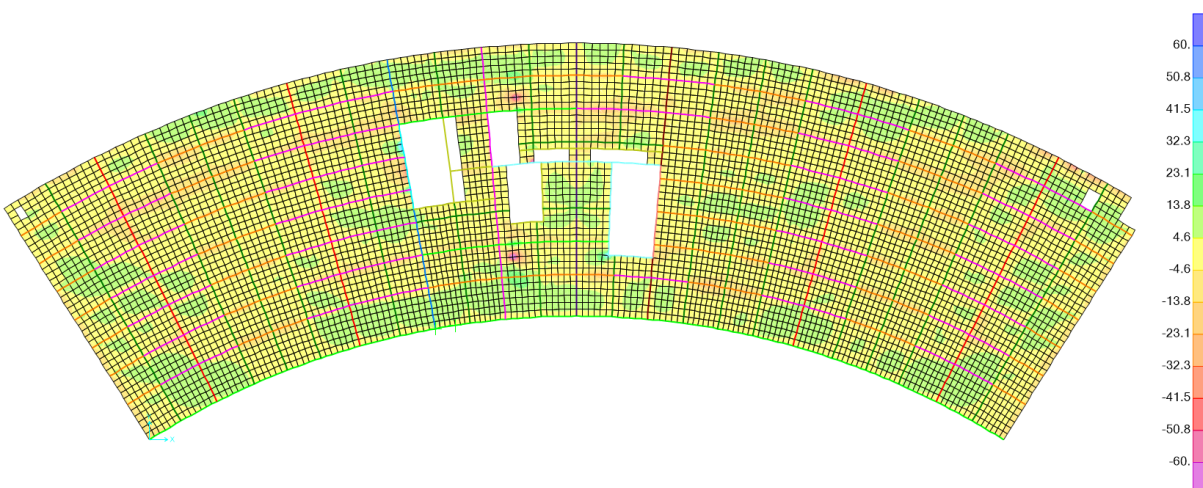
**Figura 19 – Ilustração da continuidade dos pilares-parede ao nível do 1º Piso (variação e desvio da seção em altura)**

Verifica-se também, que de uma forma geral os momentos solicitantes **para a combinação frequente de serviço C4**, da ordem dos dos 15 kNm/m são inferiores ao momento de fissuração,  $M_{cr}=30.9$  kNm/m (assumindo um esforço axial de compressão médio da laje de 400 kN/m). Nas figuras seguintes apresentam-se os diagramas de esforços na laje.





**Figura 20 – Momentos Fletores [kNm/m] ( $m_{xx}$ ) – combinação frequente C4**



**Figura 21 – Momentos Fletores [kNm/m] ( $m_{yy}$ ) – combinação frequente C4**

Desta forma, considera-se que a laje para a **combinação frequente C4 não se encontra fissurada** (estádio I), pelo que a deformação diferida no tempo é calculada da seguinte forma:

$$\delta(t=\infty) = \delta_{\text{elástico}} \times (1 + \varphi), \text{ onde } \varphi \text{ representa o coeficiente de fluência.}$$

Para o coeficiente de fluência adotou-se um valor usual de 2.5.

**Tabela 10– Deformada nas zonas em estudo; Deslocamentos a longo prazo**

Zona da laje do piso 2	$\delta_{\text{elástico}}$ [mm]	$\delta (t=\infty)$ [mm]	Deslocamento	Deslocamento limite ( $l/250$ )[mm]
Laje em balanço	8.6	30.1	L/432	$(2 \cdot 6.5)/250 = 52$
Vão (zona da escada E2)	5.8	20.3	L/350	$7.1/250 = 28.4$
Vão (zona corrente)	5.2	18.2	L/895	$16.30/250 = 65.2$

É possível concluir que o deslocamento limite de  $l/250$  não é excedido, com uma folga considerável, em nenhum vão da estrutura, o que é bastante confortável.

Assim, consideram-se satisfeitas as disposições normativas presentes na seção 13.3 da NBR 6118 para o deslocamento limite de  $l/250$ . Em relação às disposições normativas para o controle do deslocamento após a construção das paredes de alvenaria, considera-se igualmente satisfeito o critério  $L/500$  uma vez que é verificado, na generalidade das zonas, para a deformação global.

### ***Movimento lateral do edifício***

Nesta seção apresenta-se a verificação para o movimento lateral, com base na **combinação frequente C7**. Na tabela abaixo indicam-se esses deslocamentos, verificando-se que os limites segundo a NBR 6118 são verificados com uma boa folga.

$\beta$ (°)	Direção	$u_{x,\text{máx}}(L)$ [mm]	$u_{y,\text{máx}}(T)$ [mm]	$H/1700$ [mm]	$u_{x1}-u_{x2}$ [mm]	$u_{y1}-u_{y2}$ [mm]	$H_i/850$ [mm]
0	Longitudinal (L)	5.5	4.5	9.8	2.7	2.0	7.7
0	Transversal (T)	4.0	4.7	9.8	2.1	3.2	7.7

## Combinações Últimas (ELU)

### Estado limite Último de Flexão

Para a **combinação última C1**, verifica-se, de uma forma geral que os momentos das lajes na direção longitudinal são inferiores a 15 kNm/m na zona do vão e -30 kNm/m na zona das vigas principais transversais. Na direção transversal a ordem de grandeza dos valores máximos de esforços é também semelhante. Em seguida, apresentam-se os diagramas de momentos para as lajes dos pisos 2 e cobertura:

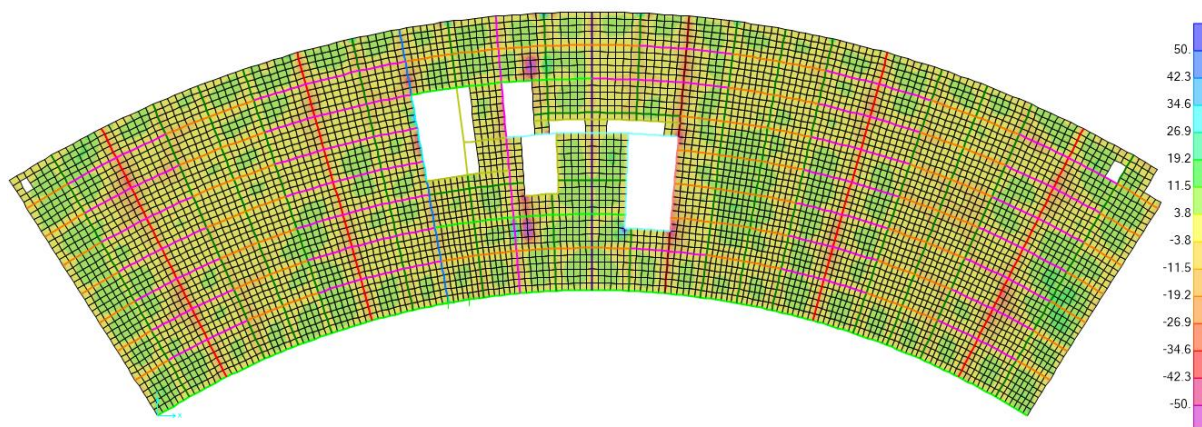


Figura 22 – Laje do Piso 2: Momentos Fletores [kNm/m] ( $m_{xx}$ ) – combinação última C1

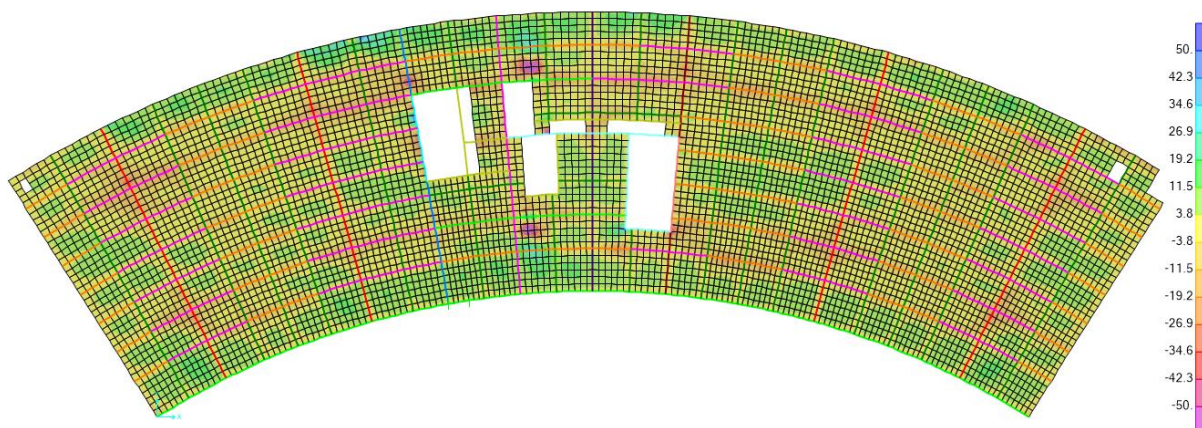
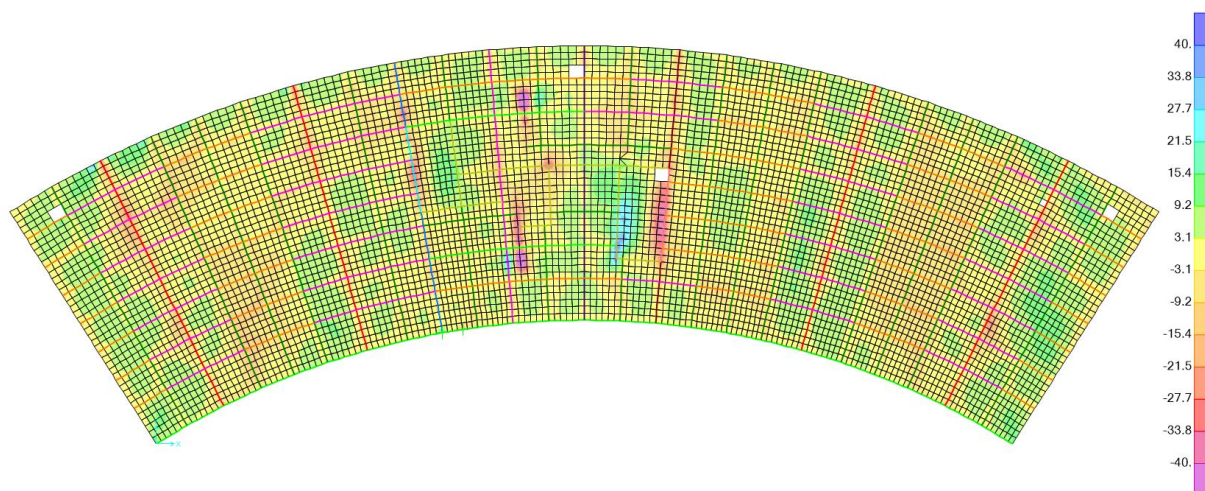
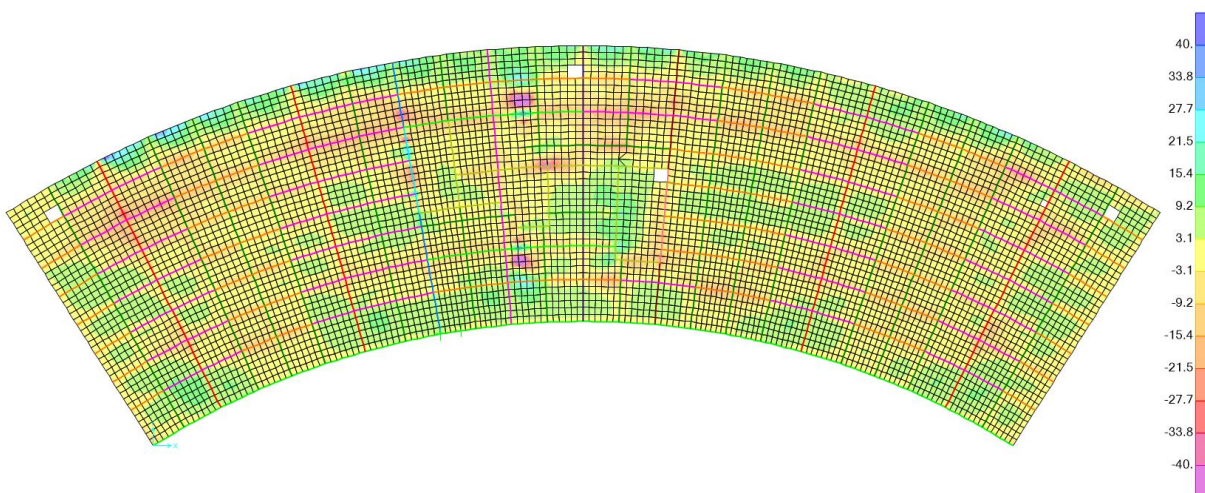


Figura 23 – Laje do Piso 2: Momentos Fletores [kNm/m] ( $m_{yy}$ ) – combinação última C1





**Figura 24 – Laje de cobertura: Momentos Fletores [kNm/m] ( $m_{xx}$ ) – combinação última C1**



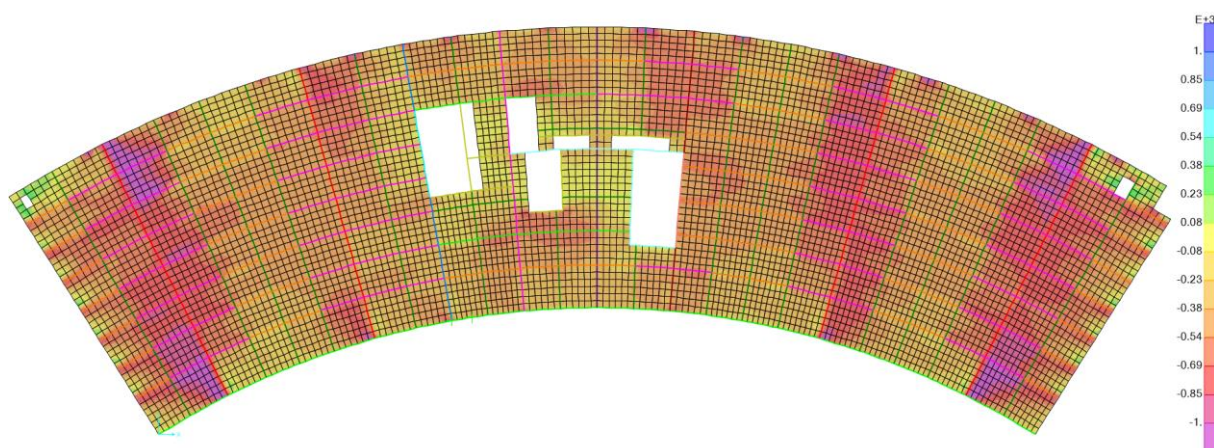
**Figura 25 – Laje de cobertura: Momentos Fletores [kNm/m] ( $m_{yy}$ ) – combinação última C1**

Nas tabelas abaixo apresentam-se os esforços máximos para os estados limites últimos de flexão, a armação considerada no projeto e o respectivo momento resistente, para a laje do piso 2, observando-se que a segurança se encontra verificada segundo a NBR 6118:2014. A verificação da laje de cobertura está automaticamente uma vez que a armação adota é a mesma do piso 2. Caso estas fossem inferiores não respeitariam as taxas mínimas de armadura segundo a NBR6118:2014.

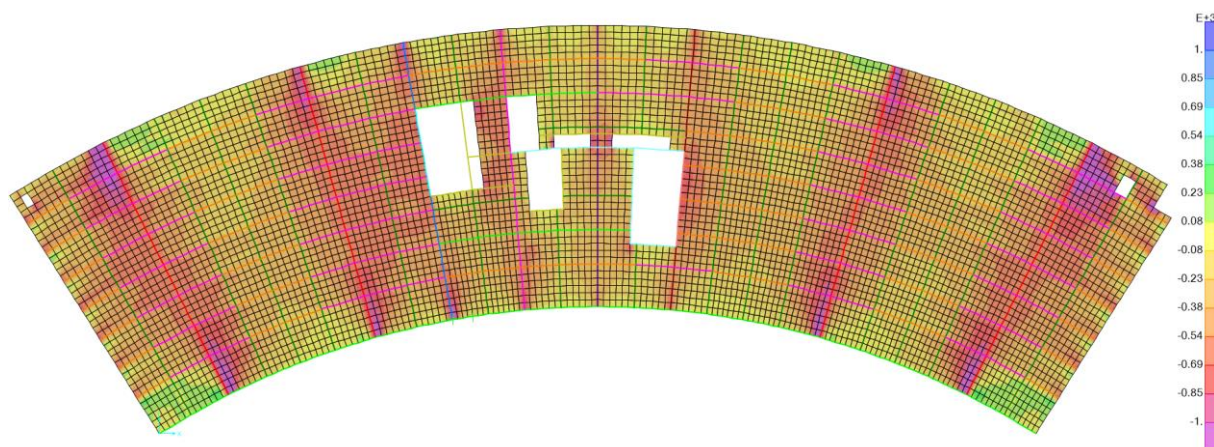
**Tabela 11 – Laje do Piso 2: Momentos fletores máximos solicitantes, armação adotada e resistência da secção**

$m_{xx.sd,máx}$ [kN.m/m]	$A_{s,adotado}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$m_{xx.Rd}$ [kN.m/m]	$m_{yy.sd,máx}$ [kN.m/m]	$A_{s,adotado}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$m_{yy.Rd}$ [kN.m/m]
12	3.12 ( $\phi 6.3//0.10$ )	18.3	15	3.12 ( $\phi 6.3//0.10$ )	18.3
- 30	5.24 ( $\phi 10//0.15$ )	-32.5	-30	5.03 ( $\phi 8//0.10$ )	31

Nas figuras seguintes ilustram-se ainda as forças de membrana F11 e F22 (direção longitudinal e transversal, respetivamente) para a combinação última C1. Verifica-se que, de uma forma geral, a laje encontra-se totalmente comprimida pela protensão.



**Figura 26 – Laje do Piso 2: Forças de membrana F11 [kN/m] – combinação última C1**



**Figura 27 – Laje do Piso 2: Forças de membrana F22 [kN/m] – combinação última C1**



### ***Estado Limite Último de Esforço Cortante***

Confirmou-se que o esforço solicitante de cálculo ( $V_{sd}$ ), de uma forma geral, é sempre inferior à força cortante resistente da laje ( $V_{Rd1}$ ), sendo esta calculada pela seguinte expressão:

$$VRd1 = [\tau_{Rd} k (1.2 + 40 \rho_1) + 0.15 \sigma_{cp}] b_w d$$

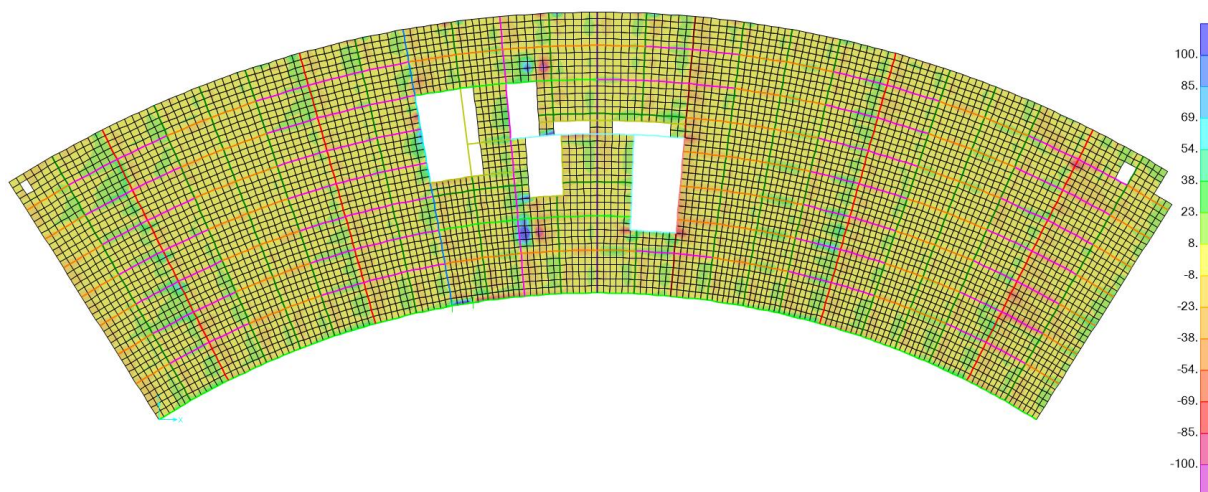
onde:

$$\tau_{Rd} = 0.25 f_{ctd} = 437.5 \text{ kN}$$

$$k = 1.6 - d = 1.45$$

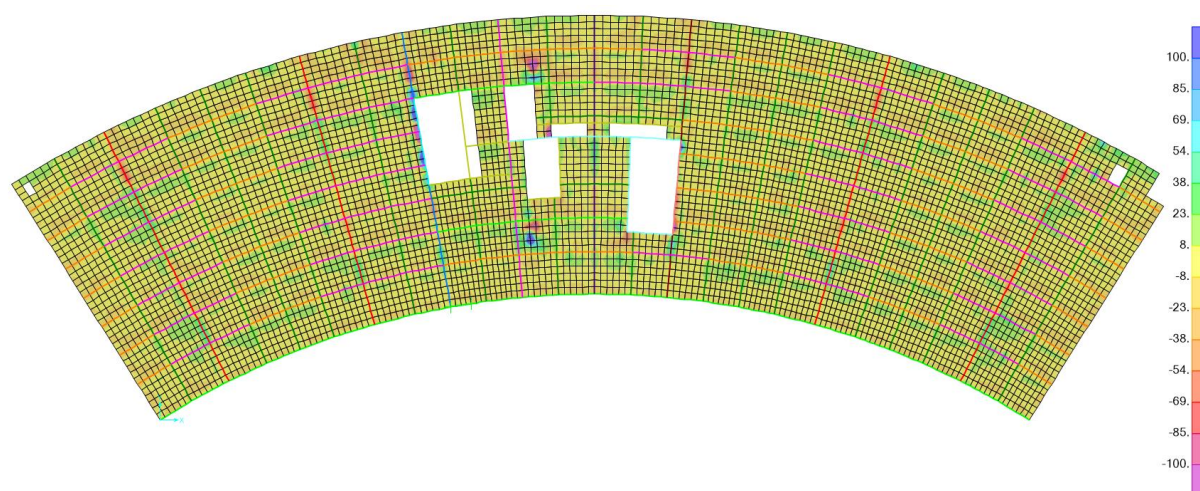
$N_{sd}$  – Força longitudinal na secção devido à protensão  $\approx 450 \text{ kN/m}$  (valor médio adotado)

Na figura seguinte ilustra-se o diagrama de esforço cortante na laje do piso 2 para as duas direções, longitudinal e transversal, em análise. Como referido, o valor atuante é inferior ao resistente, pelo que se pode prescindir de armadura transversal para resistir ao esforço cortante.



**Figura 28 – Laje do Piso 2: Esforços cortantes – Combinação última C1 [ V13 (kN/m) ]**





**Figura 29 – Laje do Piso 2: Esforços cortantes – Combinação última C1 [ V23 (kN/m) ]**

Na tabela abaixo apresenta-se o valor do esforço cortante máximo, assim como o valor de da força cortante resistente de cálculo, observando-se que a verificação de segurança é satisfeita segundo a NBR 6118:2014

**Tabela 12 – Laje do Piso 2: Esforço cortante solicitante máximo e resistente**

$V_{Sd}$ [kN]	$V_{Rd1}$ [kN]
80	183

#### 4.4. VIGAS DOS PISOS

O presente capítulo encontra-se dividido em 3 subseções, de forma a distinguir os vários tipos de vigas que formam a grelha estrutural dos pisos:

1. Vigas em concreto armado
2. Vigas longitudinais em concreto armado protendido
3. Vigas transversais principais em concreto armado protendido

Em cada capítulo serão apresentadas explicitamente, a título de exemplo e para um determinado número de vigas tipo, as verificações para as disposições normativas consideradas. Em anexo serão apresentadas as verificações para as restantes vigas.

Para o cálculo da resistência ao esforço cortante das diversas vigas em análise adotou-se sempre o modelo de cálculo II. Salvo indicação contrária, a parcela  $V_c$ ,

correspondente à contribuição do concreto à resistência ao esforço cortante, será desprezada.

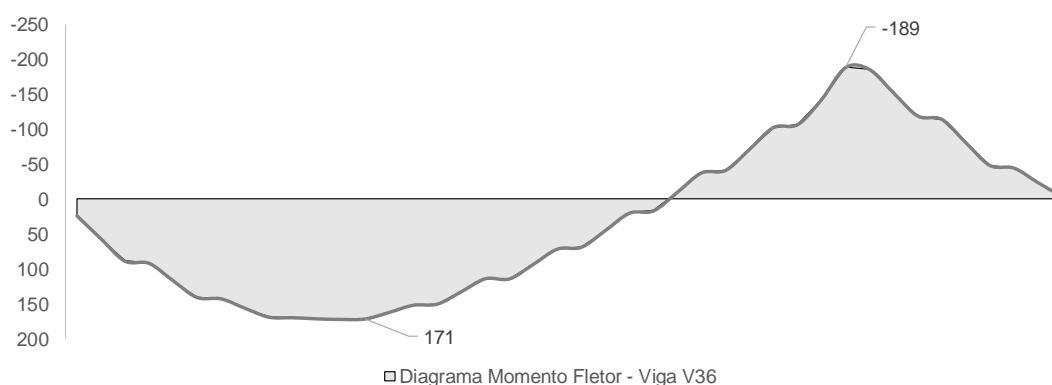
### 7.2.1 VIGAS EM CONCRETO ARMADO (0.40x0.62 e 0.15x0.80)

As vigas transversais em concreto armado têm dimensões de 0.40x0.62 [m], enquanto que as vigas no contorno dos shafts dos elevadores têm dimensões de 0.15x0.80.

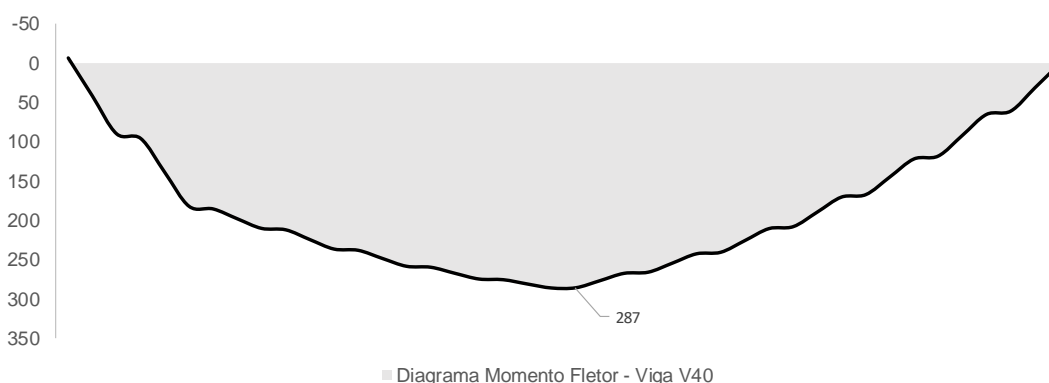
De uma forma geral são vigas que têm percentagens de armadura relativamente baixas e evidenciam uma boa ductilidade.

A título de exemplo, analisam-se as vigas V23 e V36 do piso 2 e a viga V40 do piso 1. A viga V40 do piso 2 não é representativa dos restantes pisos, uma vez que faz a transição para o nível intermédio, acima do piso 2, conferindo-lhe uma altura total e uma rigidez muito superior às V40 dos pisos 1 e cobertura. Assim, optou-se por verificar a viga V40 do piso 1.

Na figura seguinte apresentam-se os diagramas de momentos fletores das vigas V36 e V40 para a **combinação última C1**. Apesar destas vigas não serem protendidas, o efeito da protensão das restantes vigas transversais principais introduz ligeiros esforços de compressão tanto nas lajes como nestas vigas secundárias. Assim, considerou-se a verificação em flexão composta.



**Figura 30 - Viga V36: Diagrama de momentos fletores solicitantes [kNm] – Combinação C1**



**Figura 31 - Viga V40: Diagrama de momentos fletores solicitantes [kNm] – Combinação C1**

Nas tabelas abaixo apresentam-se os valores dos esforços máximos para os estados limites últimos de flexão e esforço cortante, para o piso 2. Para a verificação da resistência ao cisalhamento, adotou-se o modelo de cálculo II, previsto na NBR6118. Assim, a força cortante resistente relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto ( $V_{Rd2}$ ) e à força cortante relativa à ruína por tração diagonal ( $V_{Rd3}$ ), são calculadas pelas seguintes expressões:

$$V_{Rd,3} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9d f_{ywd} \cot \theta$$

$$V_{Rd,2} = 0.6 (1 - f_{ck} / 250) f_{cd} b_w \sin^2 \theta \cot \theta$$

onde:  $A_{sw} / s$  – estribos

$d$  – Altura útil da seção

$f_{ywd}$  – Valor de cálculo da tensão de cedência dos estribos

$\theta$  - Ângulo de inclinação das bielas de compressão (adotou-se  $\theta=30^\circ$ )

$b_w$  – Largura média da alma da seção. No caso de elementos estruturais protendidos, como se verifica na presente seção, foram descontadas as respectivas bainhas ( $b_w^* = b_w - 0.5 \sum \Phi_{bainhas}$ )

**Tabela 13 – Piso 2: Verificação de segurança das vigas V23 e V36**

Viga	P [kN]	$M_{Sd}^+$ [kNm]	$M_{Rd}^+$ [kNm]	P [kN]	$M_{Sd}^-$ [kNm]	$M_{Rd}^-$ [kNm]	$V_{Sd}$ [kN]	$V_{Rd}$ [kN]
V23	-200	122	180	-200	-169	-180	137	319
V36	-150	171	204	-80	-189	-223	189	478

**Tabela 14 – Piso 1: Verificação de segurança da viga V40**

Viga	P [kN]	M <sub>Sd</sub> + [kNm]	M <sub>Rd</sub> + [kNm]	V <sub>Sd</sub> [kN]	V <sub>Rd</sub> [kN]
V40	0	287	384	101	210

A ordem de grandeza dos momentos fletores e dos esforços cortantes atuantes no piso 2 é semelhante para as restantes vigas deste tipo. Os restantes pisos, em particular o da cobertura, têm menores carregamento, tendo a verificação da segurança seguido as mesmas orientações.

Encontra-se assim verificada a segurança segundo a NBR 6118:2014.

## 7.2.2 VIGAS LONGITUDINAIS PROTENDIDAS

As vigas longitudinais protendidas, na zona do vão têm uma seção em I com dimensões de 0.40/0.62 na zona da alma e de 1.00/0.18 no banzo inferior. Na zona do apoio, isto é, na zona que cruzam as vigas principais transversais têm uma seção retangular de 0.80x0.80.

Nesta seção analisam-se com maior detalhe as vigas V3 e V9, que são representativas do conjunto das vigas longitudinais que formam a grelha do piso.

De uma forma geral, a viga V3 é constituída por 4 cabos de 4 cordoalhas, sendo que nas seções determinantes existem reforços. Assim, nas zonas da viga que cruza com as vigas principais transversais existe um total de 6 cabos de 4 cordoalhas e 4 cabos de 6 cordoalhas.

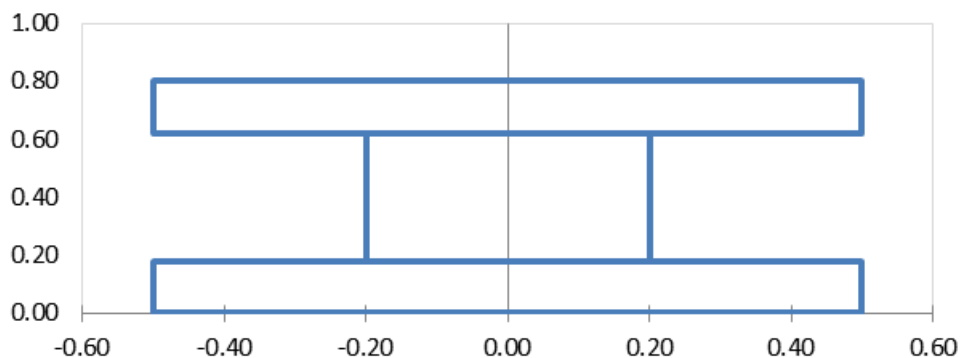
Os níveis de tensão de compressão média destas vigas, devido à protensão, são valores correntes na zona do vão, da ordem dos 4.5MPa. Na zona do apoio, apesar de se ter um valor um pouco mais elevado, da ordem dos 9.4MPa, trata-se de um valor aceitável.

### ***Estado limite Último de Flexão***

Na verificação de segurança à flexão considerou-se a protensão do lado da resistência. Assim, os esforços são obtidos para a **combinação última C1.A** e comparados com a resistência das vigas. Para o cálculo do momento fletor resistente adotou-se uma largura efetiva do banzo superior igual a 1.0m (largura do banzo

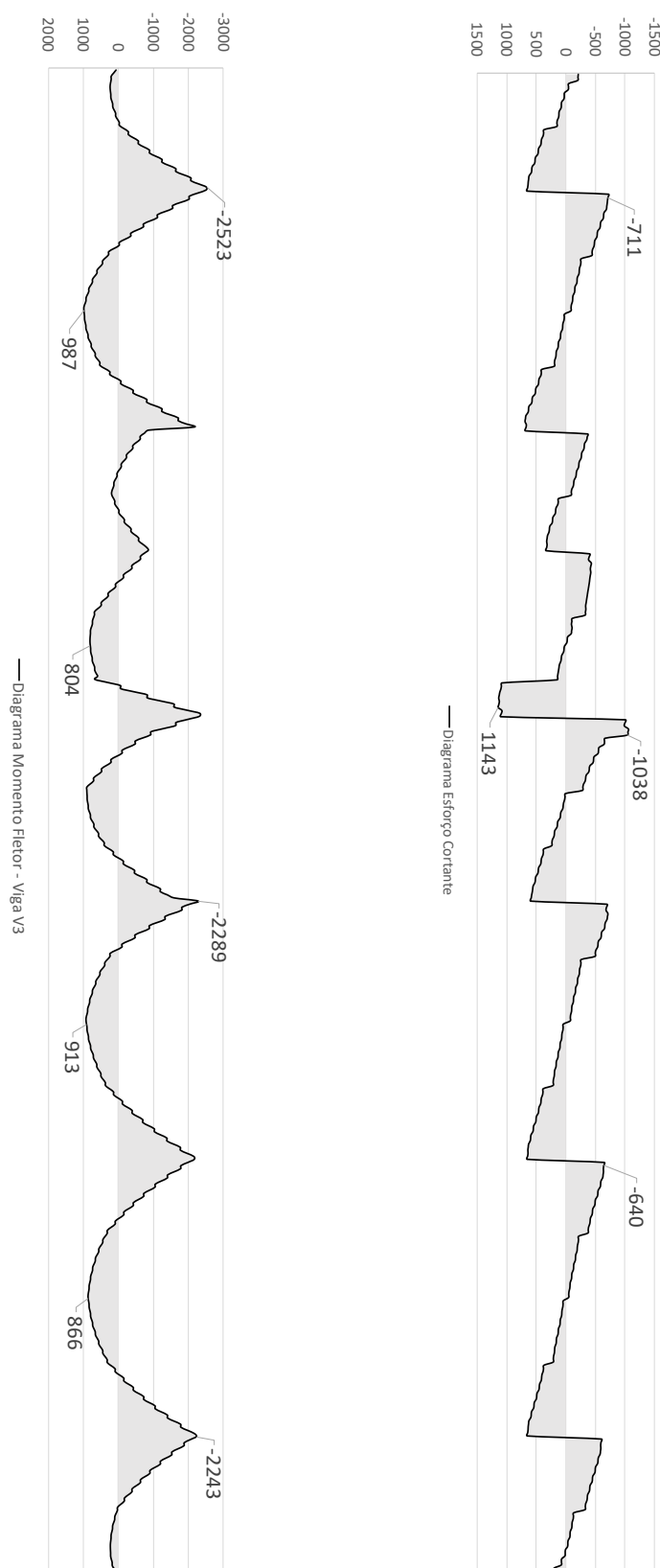
inferior = largura do banzo superior), sem, no entanto, considerar a armadura da laje para a resistência total da secção da viga.

Na figura em baixo ilustra-se a secção tipo adotada.



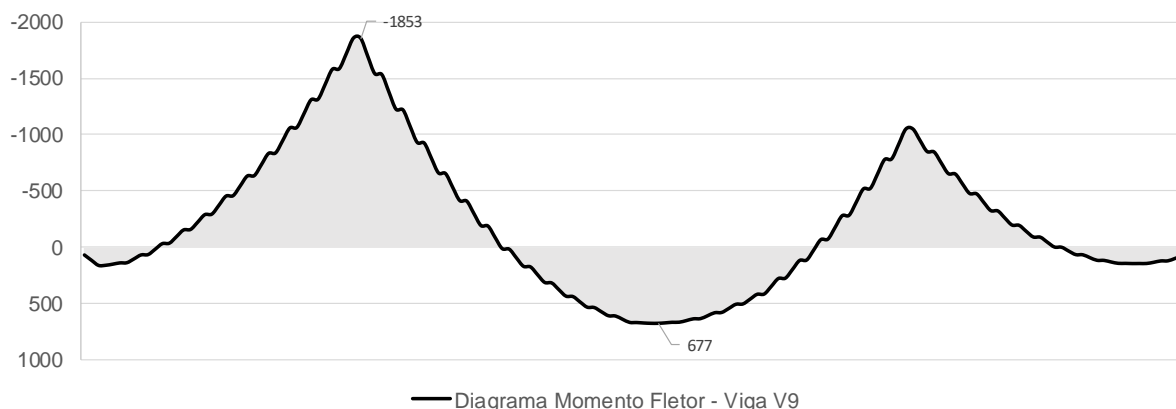
**Figura 32 - Seção adotada para o cálculo dos momentos fletores resistentes**

Seguidamente apresentam-se as verificações de segurança aos momentos fletores e forças cortantes para a **combinação última C1.A**. Realçam-se, em geral as vigas V3 e V9.



**Figura 33 – Diagramas solicitantes de flexão e de esforço cortante**





**Figura 34 - Viga V9: Diagrama de momentos fletores solicitantes [kNm] – Combinação última C1A**

Na tabela seguinte encontram-se os valores dos momentos fletores solicitantes e resistentes em cada secção condicionantes para as diversas vigas longitudinais. A segurança, segundo a NBR 6118:2014, encontra-se verificada com grande folga, como se pode observar na tabela, uma vez que a protensão está condicionada pelas condições de comportamento em serviço.

**Tabela 15 - Piso 2: Verificação de segurança aos momentos fletores das vigas longitudinais**

Viga	$M_{Sd}^+$ [kNm]	$M_{Rd}^+$ [kNm]	Verificação	$M_{Sd}^-$ [kNm]	$M_{Rd}^-$ [kNm]	Verificação
V2	619	1827	OK	-2081	-4647	OK
V3	987	2032	OK	-2523	-4647	OK
V4	834	2032	OK	-2011	-4461	OK
V9	677	2032	OK	-1854	-4461	OK
V14	727	2032	OK	-2045	-4461	OK
V18	859	2032	OK	-2762	-4461	OK
V20	799	2032	OK	-1928	-4461	OK
V21	1497	4631	OK	-5535	-7359	OK
V6	809	2032	OK	-1742	-4155	OK
V10	712	2032	OK	-1680	-4155	OK
V17	765	2032	OK	-1978	-4155	OK
V19	937	2032	OK	-2924	-4155	OK

## Estado Limite Último de Esforço Cortante

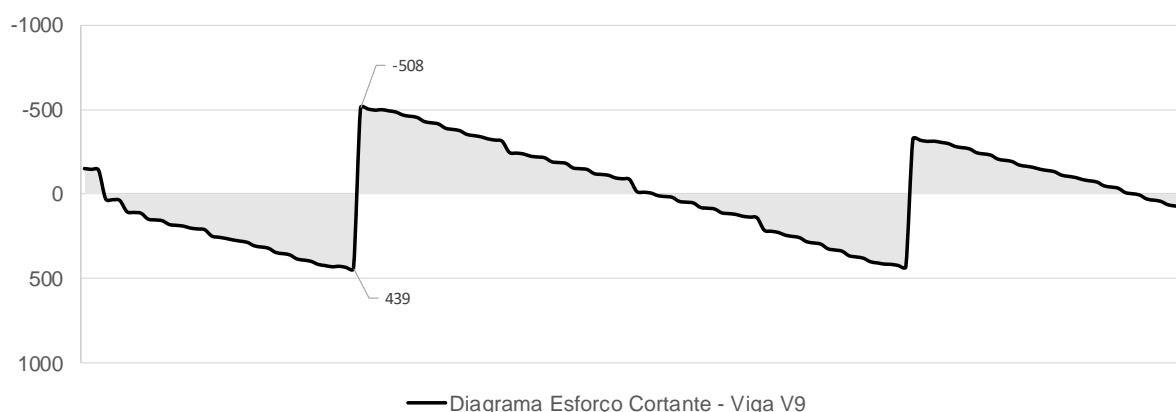
Para o cálculo da resistência ao esforço cortante seguiu-se o método de cálculo II, como referido anteriormente. No entanto, de forma conservativa, não se tomou partido do efeito favorável da protensão uma vez que a parcela resistida pela armadura transversal é suficiente para garantir uma força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal superior à força cortante solicitante. O esforço cortante solicitante foi obtido ao eixo do pilar, sem considerar a largura do apoio e uma eventual redução do esforço solicitante caso este seja obtido numa secção a uma distância de  $Z_{cotg}(\Theta)$  do apoio.

Com base nas premissas adotadas, a segurança encontra-se verificada, segundo a NBR 6118:2014, e em geral, com alguma folga, como se verifica na tabela seguinte.

**Tabela 16 - Piso 2: Verificação de segurança ao esforço cortante das vigas longitudinais**

Viga	$V_{Sd}$ [kN]	$V_{Rd2}$ [kN]	$V_{Rd3}$ [kN]	$A_{sw/s}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{sw,req/s}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$\Delta A_{sw/s}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Verificação
V2	647	2041	681	13.4	12.7	0.7	OK
V3	1143	2883	1606	31.6	22.5	9.1	OK
V4	548	2041	681	13.4	10.8	2.6	OK
V9	508	2041	681	13.4	10.0	3.4	OK
V14	598	2041	681	13.4	11.8	1.6	OK
V18	1159	3679	1606	31.6	22.8	8.8	OK
V20	677	2041	681	13.4	13.3	0.1	OK
V21	1088	2128	1090	5.0	5.0	0.0	OK
V6	505	2041	681	13.4	9.9	3.5	OK
V10	474	2041	681	13.4	9.3	4.1	OK
V17	603	2041	681	13.4	11.9	1.5	OK
V19	480	2041	681	13.4	9.4	4.0	OK

A título de exemplo, ilustra-se na figura abaixo o diagrama de forças cortantes solicitantes para a viga V9.



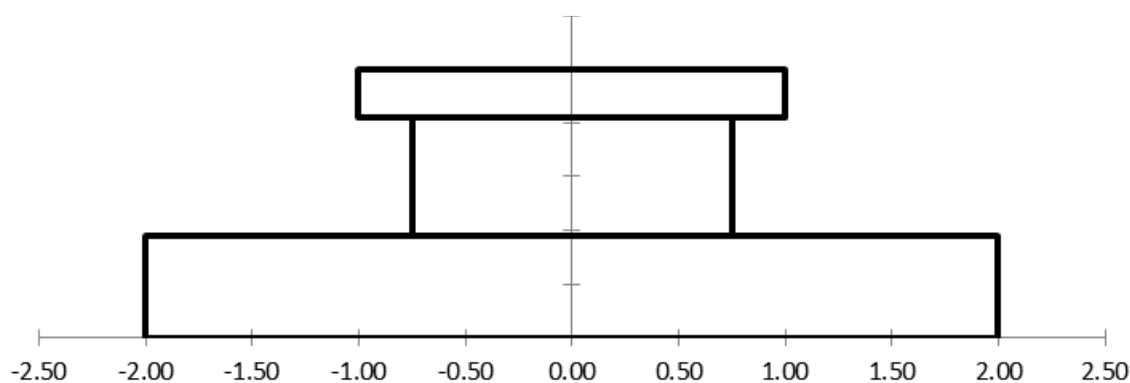
**Figura 35 - Viga V9: Diagrama de Esforços Cortantes solicitantes [kNm] – Combinação última C1**

### 7.2.3 VIGAS TRANSVERSAIS PROTENDIDAS

As vigas longitudinais protendidas têm uma seção constante em I com dimensões de 1.50/0.62 na zona da alma e de 4.00/0.38 no banzo inferior.

Nesta seção analisam-se com maior detalhe a viga V24 do piso 2. A viga V24 do piso 1, que se encontra executada, é igualmente um elemento importante uma vez que recebe uma carga considerável devido ao apoio da passarela AC. No entanto, verificar-se-á mais à frente que a viga V24 do piso 2 é efetivamente a mais solicitada, devido ao peso do piso intermédio por cima da laje do 2º piso.

Na figura em baixo ilustra-se a seção tipo adotada para análise.

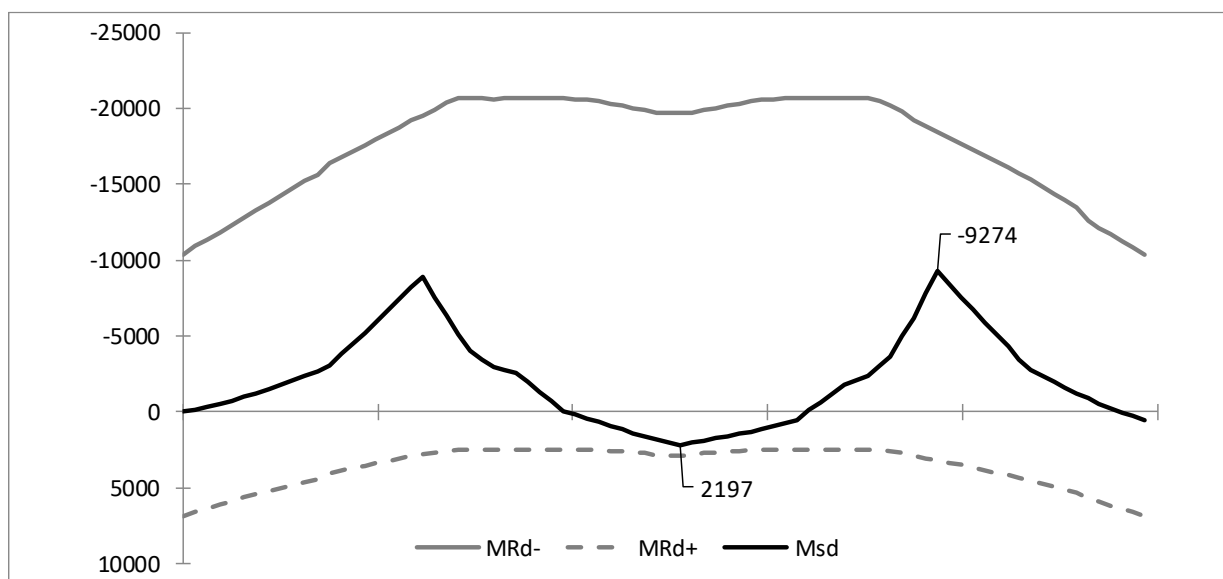


**Figura 36 – Seção adotada para o cálculo dos momentos fletores resistentes**

### **Estado limite Último de Flexão**

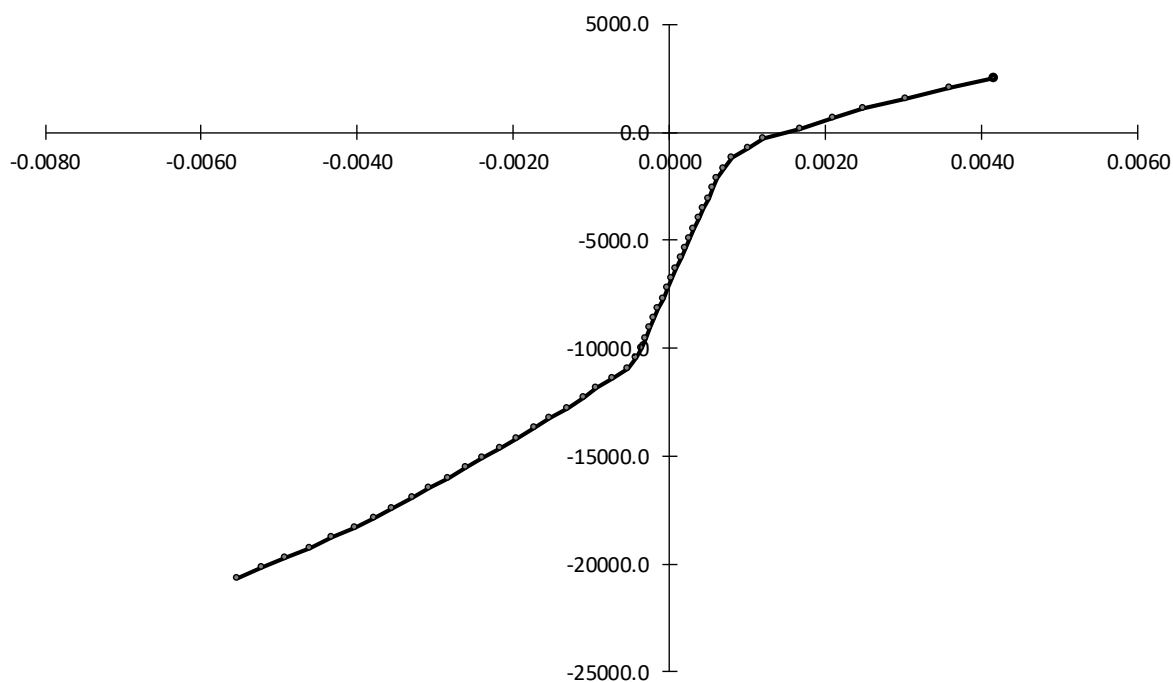
Na verificação de segurança à flexão considerou-se a protensão do lado da resistência. Assim, os esforços são obtidos para a combinação Fundamental e comparados com a resistência das vigas. Para o cálculo do momento fletor resistente adotou-se uma largura efetiva do banzo superior igual a 2.0m (largura do banzo superior = metade da largura do banzo superior), sem, no entanto, considerar a armadura da laje para a resistência total da secção da viga.

Na figura seguinte apresenta-se a envoltória dos momentos fletores solicitantes para a **combinação última C1A**. Observa-se, como é corrente na generalidade das vigas que constituem a grelha estrutural dos pisos, que as seções evidenciam uma folga considerável aos estados limites últimos.



**Figura 37 – Piso 2: Momentos fletores solicitantes e momento fletor resistente – Viga V24**

Na figura abaixo, apresenta-se a título de exemplo a relação momento curvatura da viga V24 ( $M-1/R$ ), até a um valor máximo de aprox. 20000 kNm.



Relação Momento Curvatura - Viga V47

**Figura 38 – Relação Momento-Curvatura para a viga V24**

Na tabela seguinte, apresentam-se os valores dos momentos fletores máximos solicitantes para a **combinação última C1A** para cada secção e ainda os respectivos esforços resistentes. Verifica-se, com bastante folga, os requisitos aos estados limites últimos de flexão segundo a NBR 6118:2014. Esta afirmação mantém-se válida para os restantes pisos da estrutura, uma vez que de uma forma geral estão sujeitos a menores cargas.

**Tabela 17 - Piso 2: Verificação de segurança aos momentos fletores das vigas transversais**

Viga	$M_{Sd}^+$ [kNm]	$M_{Rd}^+$ [kNm]	Verificação	$M_{Sd}^-$ [kNm]	$M_{Rd}^-$ [kNm]	Verificação
V24	2258	2878	OK	-13874	-19377	OK
V28	1912	2878	OK	-10898	-19377	OK
V30	606	2481	OK	-2974	-4101	OK
V35	474	2279	OK	-1561	-5708	OK
V39	385	1977	OK	-1014	-2934	OK
V43	1285	1420	OK	-8980	-12050	OK
V47	2197	2771	OK	-9274	-19007	OK
V51	2145	2771	OK	-11153	-19007	OK

### **Estado Limite Último de Esforço Cortante**

Tal como nas situações anteriores, não se tomou partido do efeito favorável da protensão, que permite reduzir o esforço cortante solicitante. Nas vigas transversais, o esforço cortante solicitante foi avaliado a uma distância de  $Z_{cotg(\Theta)}$  do apoio e a parcela  $V_c$  foi considerada para a resistência  $V_{Rd3}$ . Considera-se verificada a resistência ao esforço cortante segundo a NBR 6118:2014. De forma análoga, as restantes vigas do piso 1 e cobertura estão igualmente verificadas, uma vez que estão sujeitas a solicitações menores e existem poucas diferenças em termos de armação adotada.

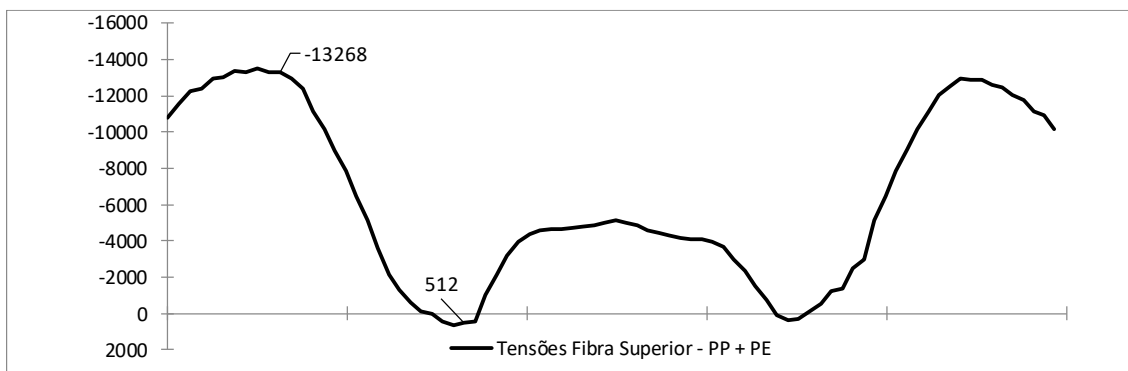
**Tabela 18 - Piso 2: Verificação de segurança ao esforço cortante das vigas transversais**

Viga	$V_{Sd}$ [kN]	$V_c$ [kN]	$V_{Rd2}$ [kN]	$V_{Rd3}$ [kN]	$A_{sw/s}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{sw,req/s}$ [cm <sup>2</sup> /m]	Verificação
V24	3763	1982	6821	5771	58.9	58.4	OK
V28	2968	2174	6821	5964	58.9	46.1	OK
V30	535	258	888	936	13.3	10.5	OK
V35	550	962	2572	1640	13.3	10.8	OK
V39	419	1146	3102	678	13.3	8.2	OK
V43	2908	1849	6485	5006	49.0	45.2	OK
V47	2692	2332	6821	6121	58.9	41.8	OK
V51	3182	2154	6821	5943	58.9	49.4	OK

### **Estado Limite de Serviço**

De forma a avaliar a sequência de puxe da Protensão, verificaram-se as tensões máximas para a combinação peso próprio + Protensão. De uma forma geral admitem-se tensões de tração da ordem dos 2.0 a 2.5 MPa. No entanto, tomando como exemplo a viga V47 do piso 2 e admitindo o puxe total dos cabos numa só fase, verifica-se na figura seguinte que as tensões de tração registadas na fibra superior não excedem os 1.0 MPa. As tensões máximas de compressão calculadas não excedem os 13.5MPa, sendo por isso inferiores a  $0.45f_{ck}=18.0\text{MPa}$ .





**Figura 39 – Tensões máximas no concreto no ato da protensão (Puxe total dos cabos) – Combinação peso próprio (PP) + Protensão (PE)**

Na tabela seguinte apresentam-se os esforços de flexão solicitantes para a **combinação frequente C4** e os momentos de fissuração para cada uma das vigas principais que compõem o sistema principal da grelha do piso. Observa-se que os valores dos esforços solicitantes excedem pontualmente no vão os momentos de fissuração para 3 vigas, mas de uma forma global o momento de fissuração é bastante superior ao momento solicitante para a combinação frequente.

Assim, tal como se verificou para o caso das lajes, não se espera que se formem fissuras nos elementos estruturais, mas caso se formarem, não põem em causa o comportamento global da estrutura nem as verificações regulamentares para condições de serviço, em particular a limitação da abertura de fendas.

**Tabela 19 – Momentos fletores solicitantes e momentos de fissuração das vigas longitudinais**

Viga	$M_{fr}^+$ [kNm]	$M_{fr}^-$ [kNm]	$M_{cr}^+$ [kNm]	$M_{cr}^-$ [kNm]
V24	1480	-10361	1374	-12892
V28	1231	-7940	1374	-12892
V30	271	-1980	1462	-1284
V35	315	-1041	1674	-2256
V39	253	-665	1002	-1000
V43	826	-6021	1846	-7684
V47	1423	-6154	1374	-12892
V51	1399	-7291	1374	-12892

## 4.5. PILARES

Neste capítulo efetua-se a verificação da segurança para os pilares do bloco B. No dimensionamento dos pilares considerou-se ainda a ação do vento, que será desprezável, como se apresenta em seguida.

Assim, apresentam-se resumidos em tabela os esforços axiais máximo atuantes na base de cada pilar-parede para a combinação C1. Apresenta-se ainda numa outra tabela os esforços axiais ao nível do piso, de forma a verificar a capacidade resistente da secção dos pilares parede que transitam de uma secção de 0.6x10.75 para 0.60x2.50. De uma forma geral os pilares estão com níveis de tensão moderados, o que indica que existe ainda uma folga considerável para a resistência à flexão.

**Tabela 20 – Esforços axiais solicitantes, esforço axial resistente de cálculo e nível de tensão na base dos pilares-parede**

Pilar-Parede	b [m]	h [m]	A <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	N <sub>Rd</sub> [kN]	N <sub>Sd</sub> [kN]	v	σ
Pilar-Parede PA1	1.00	10.75	10.75	261071	44132	0.17	0.14 f <sub>cd</sub>
Pilar-Parede PA2	0.60	10.75	6.45	156643	35764	0.23	0.19 f <sub>cd</sub>
Pilar-Parede PA3	0.25	2.50	0.63	15179	7510	0.49	0.42 f <sub>cd</sub>
Pilar-Parede PA4	0.20	18.90	3.78	91800	22677	0.25	0.21 f <sub>cd</sub>
Pilar-Parede PA5	0.60	2.50	1.50	36429	17339	0.48	0.40 f <sub>cd</sub>
Pilar-Parede PA6	0.60	10.75	6.45	156643	39185	0.25	0.21 f <sub>cd</sub>
Pilar-Parede PA7	0.60	10.75	6.45	156643	40217	0.26	0.22 f <sub>cd</sub>
Pilar-Parede PA8	0.25	2.50	0.63	15179	4839	0.32	0.27 f <sub>cd</sub>
Pilar-Parede PA9	0.375	2.50	0.94	22768	11892	0.52	0.44 f <sub>cd</sub>

**Tabela 21 – Esforços axiais solicitantes, esforço axial resistente de cálculo e nível de tensão ao nível da laje do piso 1**

Pilar-Parede	b [m]	h [m]	A <sub>c</sub> [m <sup>2</sup> ]	N <sub>Rd</sub> [kN]	N <sub>Sd</sub> [kN]	v	σ
Pilar-Parede PA1A	0.60	2.50	1.50	36429	15746	0.37	0.43 f <sub>cd</sub>
Pilar-Parede PA1B	0.60	2.50	1.50	36429	13025	0.30	0.44 f <sub>cd</sub>
Pilar-Parede PA2A	0.60	2.50	1.50	36429	11565	0.27	0.43 f <sub>cd</sub>
Pilar-Parede PA2B	0.60	2.50	1.50	36429	8819	0.21	0.43 f <sub>cd</sub>
Pilar-Parede PA6A	0.60	2.50	1.50	36429	12566	0.29	0.43 f <sub>cd</sub>
Pilar-Parede PA6B	0.60	2.50	1.50	36429	11999	0.28	0.44 f <sub>cd</sub>
Pilar-Parede PA7A	0.60	2.50	1.50	36429	12690	0.30	0.43 f <sub>cd</sub>
Pilar-Parede PA7B	0.60	2.50	1.50	36429	13282	0.31	0.43 f <sub>cd</sub>

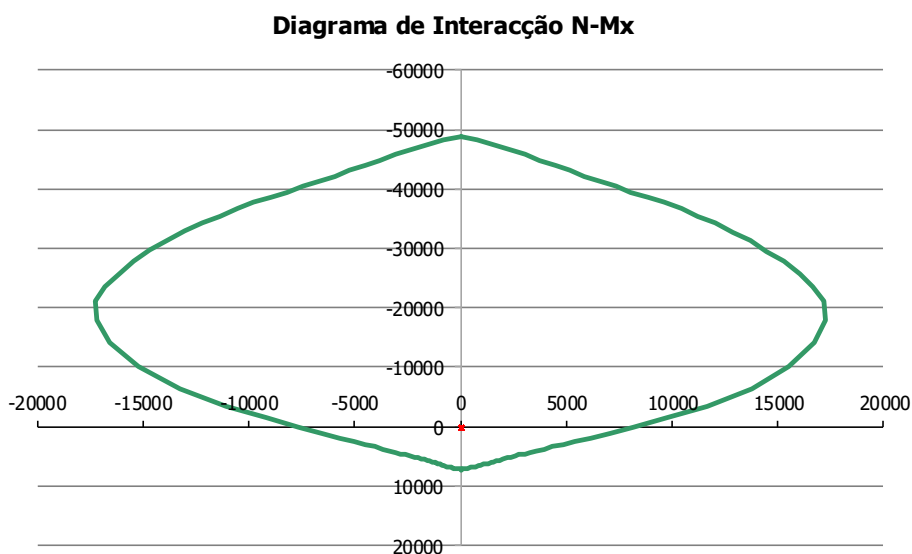
Na tabela seguinte apresentam-se os esforços máximos de flexão na maior e menor direção dos pilares tipo PA# e PA#/A/B (sendo # a numeração do pilar) devido

ao vento W. Verifica-se que os esforços de flexão são pequenos e não têm impacto algum na verificação de segurança dos pilares. Esta conclusão era expetável dada a pequena altura do bloco e o seu longo desenvolvimento em planta.

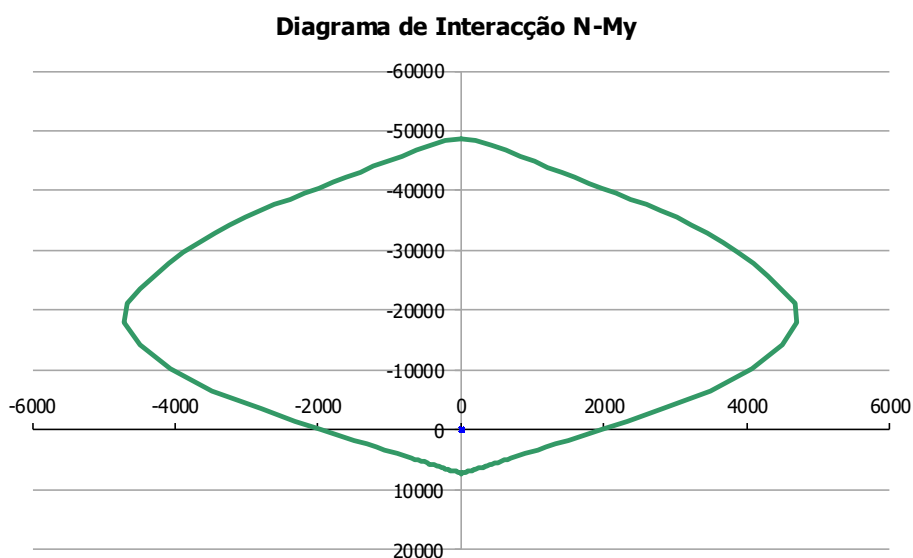
Pilar-Parede	$M_{sd,x}$ [kNm]	$M_{sd,y}$ [kNm]
Pilar-Parede PA#	1578.2	80.8
Pilar-Parede PA#A/B	366.8	58.5

\* $M_{sd,x}$  representa o momento segundo a maior direção do pilar e  $M_{sd,y}$  o momento segundo a menor direção.

A título de exemplo ilustra-se na figura abaixo o diagrama de interação N-M para um pilar tipo PA#A/B (0.60x2.50, composto por 50 $\Phi$ 20, com 5 $\Phi$ 20 em cada uma das menores faces). Verifica-se que para o esforço axial solicitante nestes pilares, a resistência à flexão tem uma folga considerável.

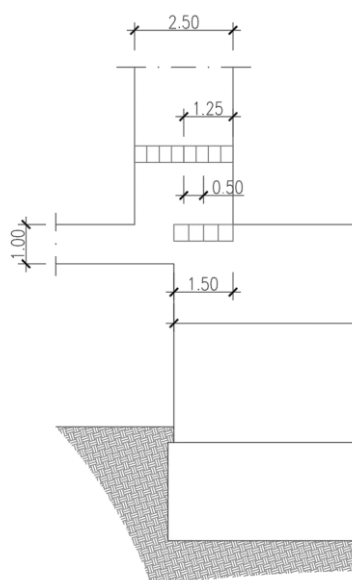


**Figura 40 – Diagrama de interação N - Mx**



**Figura 41 – Diagrama de interação N - My**

Em seguida verifica-se a segurança da seção de transição do pilar PA2A para o pilar PA2 (considera-se este pilar como um pilar representativo desta situação). Na tabela abaixo apresentam-se os dados geométricos mais relevantes, assim como as cargas solicitantes. Na figura abaixo apresenta-se a geometria da transição entre pilares.



**Figura 42 – Transição do pilar PA2 / PA2A**

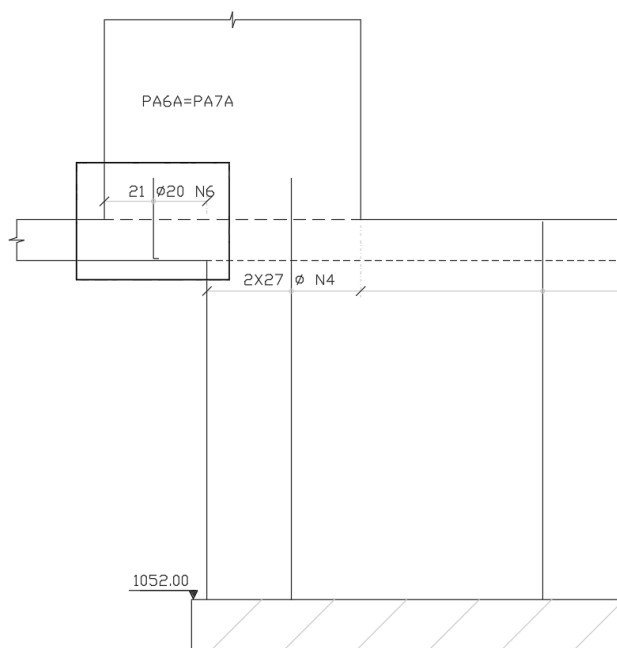
**Tabela 22 – Definição da geometria da transição**

Pilar-Parede	$N_{sd}$ [kN]	L [m]	b [m]	$\sigma_1$ [MPa]	$l_1$ [m]	$l_2$ [m]	$\sigma_2$ [MPa]	e [m]	M [kNm]
PA2 – PA2A	11565	2.50	0.60	7.7	1.25	1.50	12.9	0.50	5783

A primeira verificação a realizar diz respeito à verificação da tensão de compressão que deverá passar na largura  $l_2=1.50\text{m}$ . Na tabela anterior fica verificada a tensão de compressão, que é inferior a  $f_{cd2}=14.4\text{ Mpa}$  segundo a NBR 6118:2014. A segunda verificação diz respeito ao equilíbrio do momento gerado pela excentricidade da carga. Essa excentricidade  $e=0.50\text{m}$ , gera um momento  $M_{sd}=N_{sd} \times e = 11565 \times 0.50 = 5783\text{ kNm}$ .

Este momento é equilibrado por um binário entrepisos (entre o piso 1 e o piso 2). Assim, esta excentricidade é equilibrada com tração ao nível do piso 2 e compressão ao nível do piso 1. A tração ao nível do 2º piso é  $FT_{sd} = 1412\text{ kN}$  ( $h=5.05\text{m}$ ), o que equivale a uma área de armadura  $A = 32.5\text{ cm}^2$ . Esta armadura é uma armadura adicional que deverá ser acrescida à área de armadura da viga do piso 2, caso não haja reserva aos estados limites últimos. O momento solicitante para a combinação C1A da viga V28 (viga que atravessa os pilares PA2A e PA2) ao nível da laje do 2º piso é  $10898\text{ kNm}$ , resultando numa força de tração na fibra superior da ordem dos  $13454\text{ kN}$ , e a uma armadura de  $309\text{ cm}^2$ . A área de armadura ativa é  $147\text{ cm}^2$  e a armadura passiva  $32.1\text{ cm}^2$ , o que equivale a um total de armadura passiva de  $522\text{ cm}^2$ . Assim, a armadura negativa remanescente é  $213\text{ cm}^2$ , que acrescida à armadura inferior da viga são suficientes para resistir a esta tração resultante do binário entrepisos.

Contudo, podem e foram adotados outros modelos secundários de equilíbrio da excentricidade da carga com base na **pormenorização adotada no projeto original** (parte da estrutura existente). Na figura abaixo ilustra-se a pormenorização adotada no **projeto original** para a ligação em causa. Na figura identificou-se os varões N6 que são barras verticais  $\Phi 20$ .



**Figura 43 – Pormenorização da armadura adotada no projeto original para a ligação entre os pilares PA# e PA#A/B**

Com base na armadura adotada, obtém-se uma força de tração de  $21 \times 3.14 \times 43.5 = 2868 \text{ kN}$ , que permite ancorar parte da carga e transportar através de uma biela de compressão para o pilar PA2. Assim, é possível equilibrar, segundo este modelo, cerca de  $0.25N_{Sd}$ .

Fica assim verificada a segurança segundo as disposições regulamentares da NBR6118:2014.

#### **4.6. FUNDAÇÕES EXISTENTES**

Verifica-se sucintamente as fundações do Bloco C, **já executadas**, de acordo com as informações do desenho do projeto original de Fundações e Estrutura do bloco C TRF\_R02702A\_BLOCOC\_EST:

- Concreto –  $f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
- Cargas admissíveis:



LEGENDA DOS TUBULÕES:

	Qtd	diam.(d)/carga
	20	ø 70 – até 230t
	14	ø 80 – até 300t
	12	ø 120 – até 680t
	08	ø 130 – até 800t

**Figura 44 – Informação extraída do desenho TRF\_R02702A\_BLOCOC\_EST do projeto original de estruturas e fundações**

De acordo com o mesmo desenho (TRF\_R02702A\_BLOCOC\_EST), o início da execução das bases alargadas de todos os tubulões deu-se na cota 1043.20. Uma vez que se desconhece a tensão admissível adotada em projeto, nem se encontra referido nas notas dos desenhos disponíveis e fornecidos à EACE, extrapolou-se e admitiu-se a tensão admissível adotada para a execução das fundações diretas dos subsolos. No desenho TRF\_R03EX18\_SUBSOLO\_EST, correspondente ao trecho VI do subsolo (o mais próximo do bloco C), encontra-se indicado a cota do topo de todas as sapatas ( $Z=1043.12$ ), assim como a tensão admissível ( $10 \text{ kg/cm}^2$ ).

12 – Notas específicas para esta forma:

1 – Convenções:	
	Pilar que nasce.
	Pilar que continua.
	Pilar que morre.
2 – Fundação direta, em sapata assentada em terreno limpo e regularizado com tensão mínima de $10 \text{ kg/cm}^2$ conforme orientação do consultor de solos/fundações.	
3 – Topo da sapata nível +1043.12, exceto onde indicado.	

**Figura 45 – Informação extraída do desenho TRF\_R03EX18\_SUBSOLO\_EST do projeto original de estruturas e fundações**

Uma vez que a cota de assentamento da base dos tubulões não será inferior à cota de assentamento da base das sapatas dos pilares do subsolo e dada a proximidade das estruturas, considera-se plausível a adoção de uma tensão admissível de  $10 \text{ kg/cm}^2$ , de acordo com elementos disponíveis do projeto original de estruturas.

Na tabela seguinte apresentam-se os esforços de compressão para cada grupo de tubulões inserido em cada pilar. De uma forma simplificada, confirma-se que em nenhum tubulão é atingida a carga admissível pelo que se considera verificada a segurança.

**Tabela 23 – Verificação do fuste do tubulão**

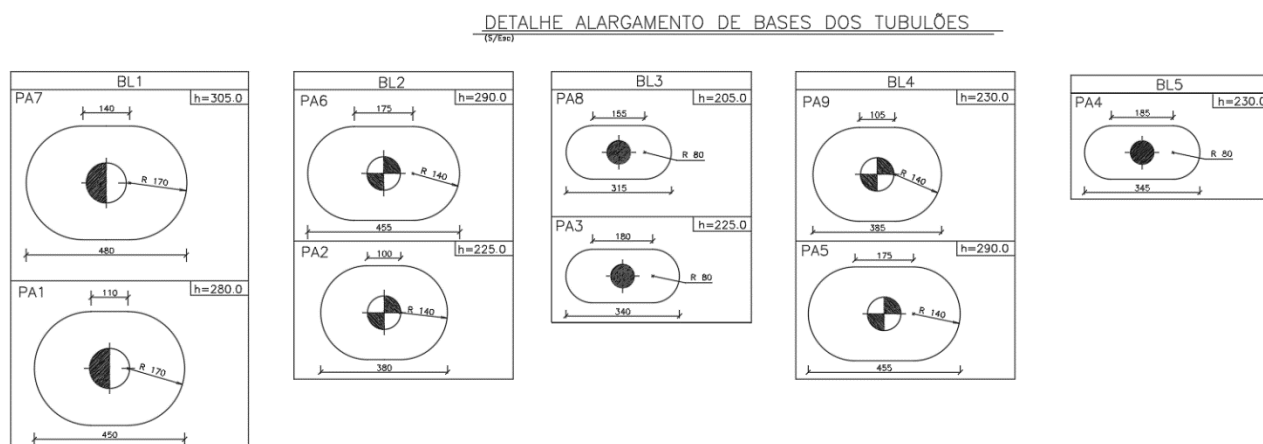
Pilar-Parede	N - Rara [kN]	Nº Tubulões	Φ [m]	N / Tubulão	N <sub>adm</sub> / Tubulão **
Pilar-Parede PA1*	31714	-	-	-	-
Pilar-Parede PA2	26144	4	1.2	6536	6800
Pilar-Parede PA3	5065	2	0.8	2532	3000
Pilar-Parede PA4	16532	9	0.7	1837	2300
Pilar-Parede PA5	12145	2	1.2	6072	6800
Pilar-Parede PA6	28384	4	1.2	7096	6800
Pilar-Parede PA7	28829	4	1.3	7207	8000
Pilar-Parede PA8	3501	2	0.8	1750	3000
Pilar-Parede PA9	8283	2	1.2	4141	6800

\*Fundação do Pilar-Parede PA1 é fundação direta

\*\*De acordo com projeto original de estruturas e fundações do Bloco C

Verifica-se que, para o caso dos tubulões do pilar-parede PA6, estes têm uma tensão um pouco superior aos 6MPa, adotados no projeto original de estruturas e fundações do Bloco C. A tensão ao nível do fuste do tubulão é de  $7096 / 1.13 = 6.28\text{MPa}$ . No entanto, não se considera relevante esta diferença (inferior a 5%), nem coloca em causa a segurança das fundações (base) ou do fuste do tubulão.

Na figura seguinte apresenta-se a definição geométrica do alargamento da base dos tubulões, de acordo com o desenho TRF\_R02702A\_BLOCOC\_EST do projeto original de fundações e estrutura.



**Figura 46 – Informação extraída do desenho TRF\_R02702A\_BLOCOC\_EST do projeto original de estruturas e fundações**

Na tabela seguinte apresentação a verificação da tensão admissível na base dos tubulões.

**Tabela 24 – Verificação da tensão admissível na base dos tubulões**

Pilar-Parede	N - Rara [kN]	Nº Tubulões	A <sub>base</sub>	N / Tubulão	$\sigma$ , base [MPa]	Verificação
Pilar-Parede PA2	26144	4	13.90	6536	0.47	OK
Pilar-Parede PA3	5065	2	4.89	2532	0.52	OK
Pilar-Parede PA4	16532	9	4.97	1837	0.37	OK
Pilar-Parede PA5	12145	2	11.06	6072	0.55	OK
Pilar-Parede PA6	28384	4	11.06	7096	0.64	OK
Pilar-Parede PA7	28829	4	13.90	7207	0.52	OK
Pilar-Parede PA8	3501	2	4.49	1750	0.39	OK
Pilar-Parede PA9	8283	2	9.10	4141	0.46	OK

Considera-se verificada a segurança das fundações existentes do Bloco C.

Com relação aos métodos de escavação a adotar na área de intervenção do bloco C, estão previstos executar taludes não superiores a 45°, quer para a execução do novo túnel de acesso aos subsolos, quer para a execução do reforços das fundações existentes.

## 4.7. ELEMENTOS DE PAREDE – FACHADAS DO EDIFÍCIO

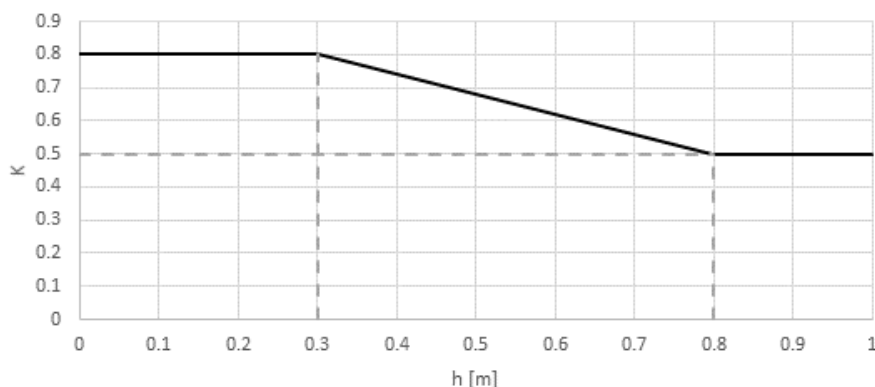
### Armadura Mínima

Os elementos de parede que interligam os diversos pisos são elementos estruturais que estão sobretudo sujeitos a esforços de membrana. São elementos com uma função importante na uniformização das deformações entre pisos. Assim, estas paredes são elementos estruturais com função de compatibilização, não tendo nenhuma função importante em termos de resistência global da estrutura. No entanto, os esforços mais importantes que se podem gerar, fora das zonas de maior especificidade como é o caso da abertura para o encaixa da passarela, são sobretudo devido a deformações impostas. Assim, adota-se uma armadura mínima que garanta

um adequado controle da fissuração, como previsto na NBR6118:2014. Segundo a NBR, esta armadura é calculada da seguinte forma:

$$A_s = k k_c f_{ct.ef} \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$$

Onde, k é um coeficiente que depende da espessura da parede, como se verifica na seguinte figura:



Adotou-se ainda  $K_c=1$ .

Na tabela seguinte apresenta-se a área mínima horizontal a dispor pelas duas faces, para cada espessura de parede considerada em análise e a área de armadura adotada para cada situação.

**Tabela 25 – Armadura mínima horizontal**

b [m]	K	$K_c$	$A_{ct}$ [m <sup>2</sup> /m]	$A_{s/s}$ (2 faces) [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s/s,adotada}$ (2 faces) [cm <sup>2</sup> /m]
0.15	0.8	1	0.15	8.40	10.48 ( $\Phi 10$ c/15)
0.225	0.8	1	0.225	12.60	16.36 ( $\Phi 12.5$ c/15)

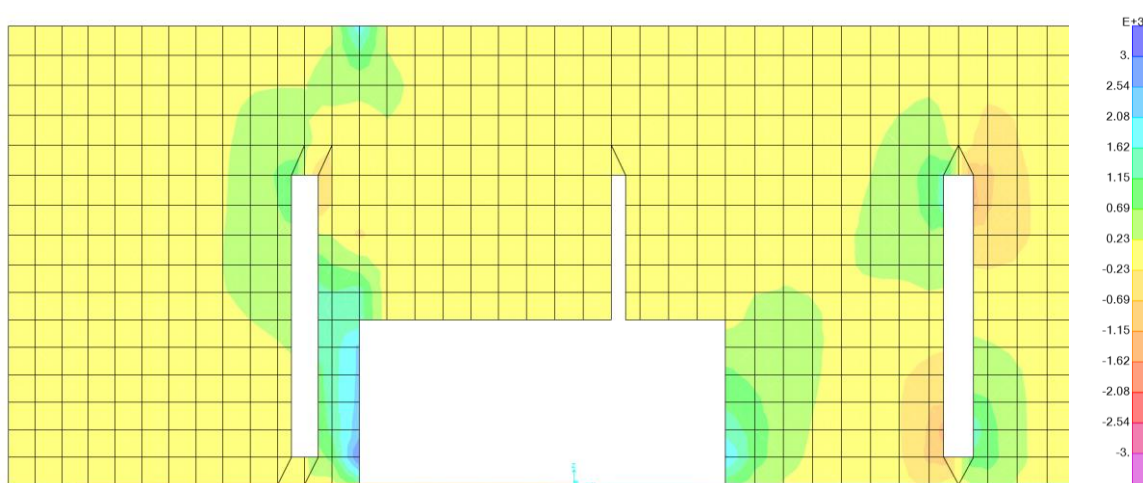
Em termos de armadura mínima vertical, respeitam-se os mínimos de armadura previstos para elementos viga-parede segundo a NBR 6118:2014.

**Tabela 26 – Armadura mínima vertical**

b [m]	$\rho_{min}$ [%]	$A_{s/s}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s/s, adotado}$ [cm <sup>2</sup> /m]
0.15	0.15%	2.25	6.70
0.225	0.15%	3.38	10.48

### **PAREDE PAR 1 – ZONA DE APOIO DA PASSARELA AC**

Como referido no capítulo 4, o funcionamento estrutural do piso 1, em particular a zona de apoio da passarela AC, não é independente dos restantes pisos, uma vez que a parede PAR1 transmite parte da carga da passarela para os pisos superiores. Assim, torna-se necessário reforçar a armação vertical da parede PAR1 nas zonas adjacentes à abertura para o encaixe da passarela. Na figura seguinte ilustra-se as forças de membrana F22 para a combinação fundamental. Verifica-se que a força média, na situação mais condicionante que corresponde ao poio da parede do intradorso da passarela AC, é de cerca de 1300 kN.



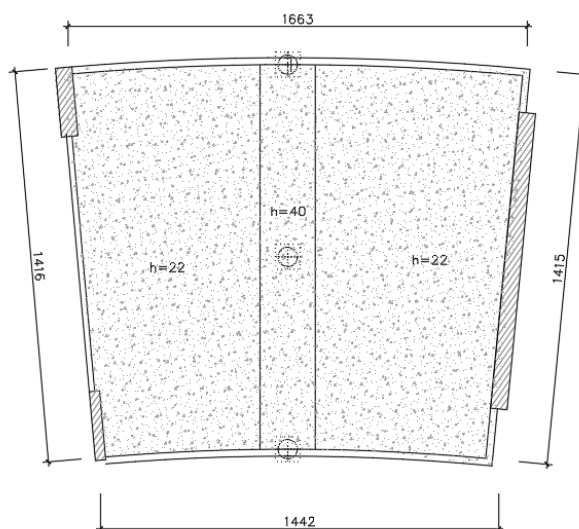
**Figura 47 – Forças de membrana F22 [kN/m] na parede PAR1 para a combinação última C1**

Adota-se uma armadura de reforço de  $3\phi 20 + 2 \times 8\phi 16$ , distribuída numa largura de 1m. A força de cálculo resistente para a armadura adotada é de 1808 kN, superior à força solicitante.

#### **4.8. LAJE DO PISO TÉRREO – (CPD)**

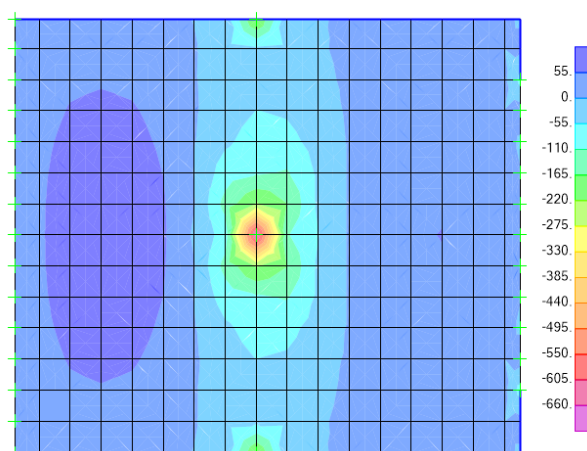
Para a nova laje a construir na zona do piso térreo e que servirá de suporte para o CPD foram verificadas as condições de segurança aos estados limites últimos de esforço cortante e de flexão. Na figura abaixo ilustra-se, isoladamente esta nova laje a executar.



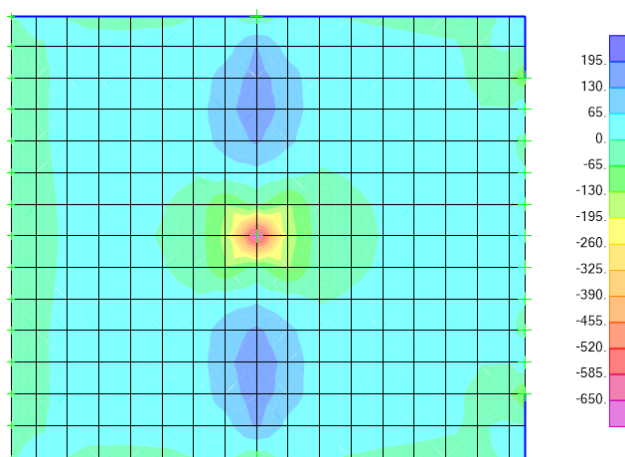


**Figura 48 – Nova laje do CPD a executar**

Para tal desenvolveu-se um modelo de laje isolado, que é suficiente para simular a nova laje a executar. Assumiu-se, de forma simplificada um modelo de laje retangular com uma largura média, de cerca de 15.50m e um comprimento de 14.15m. Como condições de vinculação, adotaram-se apoios simples (restringimento das translações nas 3 direções principais) no local dos pilares e paredes. Os blocos de fundação foram igualmente simulados com apoios simples. Nos topos sul e norte da planta foram modeladas as vigas dessa laje. Não foram consideradas quaisquer interações solo-estrutura. Na figura seguinte apresentam-se os respetivos diagramas de momentos fletores e esforço cortante para a **combinação última C1**.

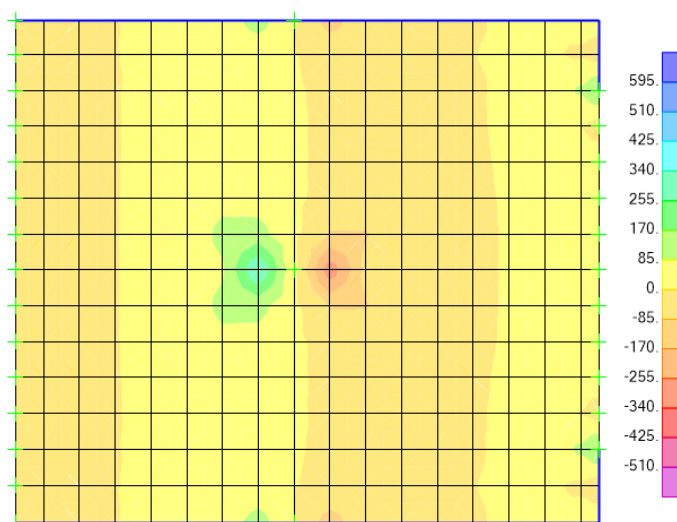


**Figura 49 - Laje do Piso Térreo: Momentos Fletores [kNm/m] ( $m_{xx}$ ) – ELU**



**Figura 50 - Laje do Piso Térreo: Momentos Fletores [kNm/m] ( $m_{yy}$ ) – ELU**

Como se pode verificar pela imagem seguinte, os valores do esforço cortante na zona de ligação à estrutura existente são da ordem dos 55.0 kN/m, considerando uma largura média. Para tal adotou-se uma distribuição de ferrolhos em U de  $\Phi 12./0.40$  que é suficiente para garantir uma adequada ligação entre a nova estrutura e a estrutura existente e verificar a segurança segundo a NBR 6118:2014.



**Figura 51 - Laje do Piso Térreo: Esforços cortantes - ELU [ V13 (kN/m) ]**

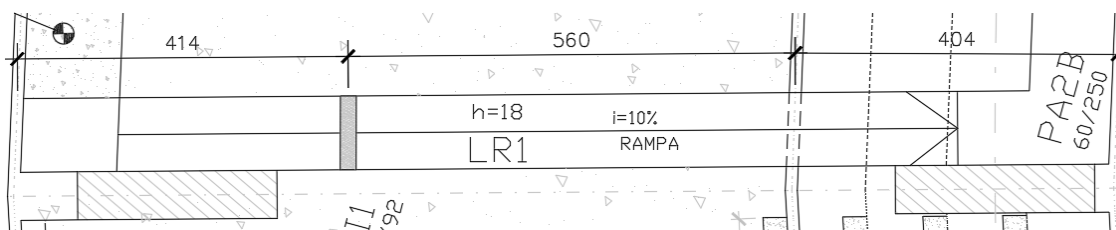
Seguidamente é apresentado o resumo das ações e resistências nas secções condicionantes da laje e da faixa central de maior espessura. Para a laje dividiu-se em duas regiões, uma região central, no alinhamento do apoio central, e uma região latera. Está assim verificada a segurança segundo a NBR 6118:2014.

**Tabela 27 – Verificação de segurança da nova laje do piso térreo**

Localização		$M_{Sd}^+$ [kNm/m]	$M_{Sd}^-$ [kNm/m]	$A_{s^+,adop}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$A_{s^-,adop}$ [cm <sup>2</sup> /m]	$M_{Rd}^+$ [kNm/m]	$M_{Rd}^-$ [kNm/m]
Faixa (h=0.40)		155	-335	12.27 ( $\Phi 12.5$ c/10)	21.84 ( $\Phi 12.5$ c/20+ $\Phi 20$ c/20)	195	-340
Laje (h=0.22)	Região Central	96	-100	13.98 ( $\Phi 10$ c/20+ $\Phi 16$ c/20)	21.84 ( $\Phi 12.5$ c/20+ $\Phi 20$ c/20)	155	-106
	Região Lateral	65	-40	13.98 ( $\Phi 10$ c/20+ $\Phi 16$ c/20)	9.58 ( $\Phi 10$ c/20+ $\Phi 12.5$ c/20)	80	-106

#### 4.9. RAMPAS DE LIGAÇÃO DAS LAJES DO NÍVEL INTERMÉDIO

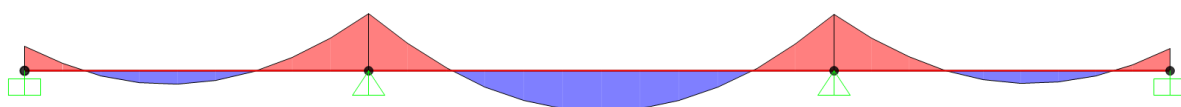
Utilizou-se um modelo plano para a verificação de segurança das novas rampas que ligam as lajes a diferentes cotas ao nível do piso elevado, acima da laje do piso 2. As rampas têm uma largura de cerca de 92cm e um vão central máximo de cerca de 5.60m, como apresentado na figura abaixo, existindo continuidade da laje às pequenas paredes/vigas de apoio.

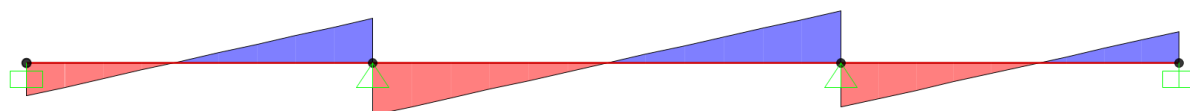


**Figura 52 – Representação em planta do desenvolvimento da rampa**

Em termos de dimensionamento e verificação de segurança assumiu-se continuidade da laje da rampa com as respectivas lajes elevadas.

Na figura seguinte apresentam-se os diagramas de esforços de flexão e cortantes para a **combinação última C1**.





**Figura 53 – Diagramas dos momentos fletores e cortantes solicitantes**

Na tabela seguinte indicam-se os esforços solicitantes e os respetivos esforços resistentes de cálculo, encontrando-se verificada a segurança segundo a NBR 6118:2014.

$m_{Sd}$ [kNm/m]	$A_{s,adotado}$ [cm <sup>2</sup> ]	$m_{Rd}$ [kNm/m]	$V_{Sd}$ [kN/m]	$V_{Rd}$ [kN/m]
34.1	4Φ12.5+4Φ10	54.4	41.5	134.6

#### 4.10. ARMADURAS MÍNIMAS

Nesta seção apresentam-se as verificações para vigas representativas dos pisos do bloco C em termos de quantidades de armadura mínima de tração e de pele em vigas e nas paredes verificam, em geral, as disposições regulamentares da secção 17.3.5.2 da mesma norma, como, por exemplo, nas vigas V51, V30, V2 e V52, que se tomam, como exemplo, no que se segue.

Estas vigas são representativas da solução geral de geometria e armação. As V51 e V30 são exemplo das vigas transversais principais, que se apoiam diretamente nos pilares da estrutura, a V2 é uma viga longitudinal, que faz parte da grelha geral e, por último, a viga V52 é representativa das vigas radiais, secundárias.

Nas tabelas seguintes apresentam-se as características geométricas das vigas e as quantidades de armadura mínima regulamentares (tração e de pele) e as presentes atualmente nos desenhos. Verifica-se que com exceção de um caso, e com pequena margem, as disposições presentes verificam a regulamentação, deste ponto de vista, sendo que as situações que não respeitam serão corrigidas no processo em curso.

**Tabela 28 – Armaduras Mínimas de tração em vigas**

Viga	Dimensões	Armadura Mínima de Tração (NBR 6118 17.3.5.2.1)			
		As ( $\rho=0.15\%$ )	As,min	Projeto	Situação
V24 = V28 = V47 = V51	150/62 + 400/38	36.75	36.75	38.94	OK
V30 / V39	40/62 + 200/18	9.12	9.12	12.06	OK
V2 = V3 = (...) = V18 = V20	40/62 + 100/18	6.42	7.49	12.46	OK
	80/80	9.60	9.60	14.72	OK
V23 = V25 = (...) = V50 = 52	40/62	3.72	3.84	4.91	OK

**Tabela 29 – Armaduras Mínimas de Pele em vigas**

Viga	Dimensões	Armadura de Pele (NBR 6118 17.3.5.2.3)			
	[cm]	As,min [cm²]	(As,min)limite [cm²]	Projeto [cm²]	Situação
V51 = V28 = V47 = V24	150/62 + 400/38	6.6	5.00	6.14	OK
V30 / V39	40/62 + 200/18	1.76	5.00	2.50	OK
V2 = V3 = (...) = V18 = V20	40/62 + 100/18	1.76	5.00	2.00	OK
	80/80	3.52	5.00	6.14	OK
V23 = V25 = (...) = V50 = 52	40/62	0.83	5.00	2.37	OK

As quantidades de armaduras transversal mínima e de ligação mesa-alma verificam, também, as disposições regulamentares das seções 17.4.1.1.1 e 18.3.7 da NBR 6118-2014 como mostram as tabelas seguintes.

**Tabela 30 – Armadura Transversal Mínima em vigas**

Viga	Dimensões	Armadura Transversal Mínima (NBR 6118 17.4.1.1.1)			
		$\rho_{sw}$	As,min	Projeto	Situação
V24 = V28 = V47 = V51	150/62 + 400/38	0.14	21.05	24.12	OK
V30 / V39	40/62 + 200/18	0.14	5.61	20.10	OK
V2 = V3 = (...) = V18 = V20	40/62 + 100/18	0.14	5.61	10.04	OK
	80/80	0.14	11.23	20.10	OK
V23 = V25 = (...) = V50 = 52	40/62	0.14	5.61	8.29	OK



**Tabela 31 – Armaduras mínimas de Ligação Mesa-Alma**

Viga	Dimensões	Armadura Ligação Mesa-Alma (NBR 6118 18.3.7)			
	[cm]	As,min [cm²/m]	As,calc [cm²/m]	Projeto [cm²/m]	Situação
V51 = V28 = V47 = V24	150/62 + 400/38	1.50	12.11	13.40	OK
V30 / V39	40/62 + 200/18	1.50	5.08	6.70	OK
V2 = V3 = (...) = V18 = V20	40/62 + 100/18	1.50	1.50	6.70	OK
	80/80	-	-	-	OK
V23 = V25 = (...) = V50 = 52	40/62	-	-	-	OK

Brasília, 17 de Outubro de 2017

### Equipe Técnica

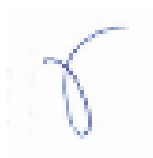
Eng.º André Abreu

Eng.º Filipe Reis

Eng.º José Camara

Eng.º Guilherme Machado

Eng.º Luís Oliveira



Eng.º Guilherme Machado  
(Coordenador de Projeto)



Eng.º Luís Oliveira  
(Aprovação)



Eng.º André Abreu  
(Eng.º Civil)

# ANEXOS

A folha de cálculo utilizada para a verificação de segurança à rotura por flexão está organizada em diversas células de entrada e de saída de informação. As células a cor laranja são células de entrada. Para as vigas retangulares, realizou-se 3 subdivisões da secção. Em termos de armadura passiva, foram criadas 5 layers, como se constata na figura abaixo. Para a armadura ativa utilizou-se duas layers para a definição da posição dos cabos de protensão. As células de entrada estão organizadas da seguinte forma:

- Binf: largura inferior de cada subdivisão da secção.
- Bsup: largura superior de cada subdivisão da secção.
- h: Altura cada subdivisão da secção desde a base da viga
- ysi: Posição em altura da armadura passiva na secção.
- Asi: Quantidade de armadura passiva em cada posição definida em ysi.
- ypi: Posição em altura da armadura ativa na secção.
- Api: Quantidade de armadura ativa em cada posição definida em ysi.
- Ppi: Força de protensão a longo prazo ( $P_{\infty}$ )

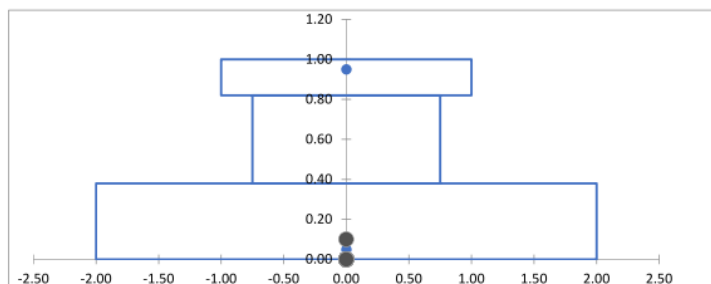
A título de exemplo, mostra-se nas figuras abaixo algumas folhas tipo de cálculo utilizadas para as verificações de segurança à flexão e ao esforço cortante.

CURITIBA – BRASILIA – RIO JANEIRO  
*“Contribuindo para um Brasil Melhor”*

Cobertura	V2	1.00	0.40	1.00	1.00	0.40	1.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.13	0.00	0.00	0.75	0.00093	0.00032	0.00000	0.00000	0.00061	0.325	0.000	0.00224	0.00000	2400	0	1827	-1121
		0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.27	0.53	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00147	0.00000	0.00000	0.00000	0.00147	0.000	0.720	0.00000	0.00560	0	7200	273	-4647
	V3	1.00	0.40	1.00	1.00	0.40	1.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00093	0.00032	0.00000	0.00000	0.00061	0.275	0.000	0.00224	0.00000	2400	0.00	2032	-927
		0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.27	0.53	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00147	0.00000	0.00000	0.00000	0.00147	0.000	0.720	0.00000	0.00560	0	7200	273	-4647
	V4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.27	0.53	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00172	0.00000	0.00000	0.00000	0.00172	0.000	0.720	0.00448	0.00000	0	4800	4355	-594
		1.00	0.40	1.00	1.00	0.40	1.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00093	0.00032	0.00000	0.00000	0.00061	0.275	0.000	0.00224	0.00000	2400	0	2032	-927
	V9	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.27	0.53	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00147	0.00000	0.00000	0.00000	0.00147	0.000	0.720	0.00000	0.00560	0	6000	402	-4461
		1.00	0.40	1.00	1.00	0.40	1.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00093	0.00032	0.00000	0.00000	0.00061	0.275	0.000	0.00224	0.00000	2400	0	2032	-927
	V14	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.27	0.53	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00147	0.00000	0.00000	0.00000	0.00147	0.000	0.720	0.00000	0.00560	0	6000	402	-4461
		0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.21	0.41	0.62	0.05	0.00	0.00	0.00	0.57	0.00061	0.00000	0.00000	0.00000	0.00142	0.000	0.000	0.00000	0.00000	0.00	0.00	161	-357
	V18	1.00	0.40	1.00	1.00	0.40	1.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00093	0.00032	0.00000	0.00000	0.00061	0.275	0.000	0.00224	0.00000	2400	0	2032	-927
		0.800	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.27	0.53	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00147	0.00000	0.00000	0.00000	0.00147	0.000	0.720	0.00000	0.00560	0	6000	402	-4461
	V20	1.000	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.27	0.53	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00196	0.00000	0.00000	0.00000	0.00196	0.000	0.525	0.00000	0.00224	0	2400	1299	-2280
		1.00	0.40	1.00	1.00	0.40	1.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00093	0.00032	0.00000	0.00000	0.00061	0.275	0.000	0.00224	0.00000	2400	0	2032	-927
	V21	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.27	0.53	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00147	0.00000	0.00000	0.00000	0.00147	0.000	0.720	0.00000	0.00560	0	6000	402	-4461
		0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1.08	2.17	3.25	0.05	0.00	0.00	0.00	3.20	0.00105	0.00000	0.00000	0.00000	0.00105	0.375	0.000	0.00069	0.00000	700	0	4631	-1693
	V6	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	1.08	2.17	3.25	0.05	0.00	0.00	0.00	3.20	0.00105	0.00000	0.00000	0.00000	0.00105	0.000	2.875	0.00000	0.00138	0	1400	1756	-7359
		0.4	0.40	0.40	0.40	0.40	0.40	0.21	0.41	0.62	0.05	0.00	0.00	0.00	0.57	0.00061	0.00000	0.00000	0.00000	0.00061	0.000	0.000	0.00000	0.00000	0.00	0.00	155	-155
	V10	1.00	0.40	1.00	1.00	0.40	1.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00093	0.00032	0.00000	0.00000	0.00061	0.275	0.000	0.00224	0.00000	2400	0	2032	-927
		0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.27	0.53	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00147	0.00000	0.00000	0.00000	0.00147	0.000	0.720	0.00000	0.00448	0	4800	456	-4155
	V17	1.00	0.40	1.00	1.00	0.40	1.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00093	0.00032	0.00000	0.00000	0.00061	0.275	0.000	0.00224	0.00000	2400	0	2032	-927
		0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.27	0.53	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00147	0.00000	0.00000	0.00000	0.00147	0.000	0.720	0.00000	0.00448	0	4800	456	-4155
	V19	1.00	0.40	1.00	1.00	0.40	1.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00093	0.00032	0.00000	0.00000	0.00061	0.275	0.000	0.00224	0.00000	2400	0	2032	-927
		0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.27	0.53	0.80	0.05	0.00	0.00	0.00	0.75	0.00147	0.00000	0.00000	0.00000	0.00147	0.000	0.720	0.00000	0.00448	0	4800	456	-4155

Tabela I – Folha de cálculo para a verificação de segurança à flexão das vigas longitudinais





Piso	Viga	binf 1	2	3	bsup 1	2	3	h 1	2	3	ysi 1	2	3	4	5	Asi 1	2	3	4	5	ypi 1	2	Api 1	2	Ppi 1	2	MRd+	MRd-
PISO 1	V24	4.00	1.50	2.00	4.00	1.50	2.00	0.38	0.82	1.00	0.05	0.33	0.00	0.00	0.95	0.00455	0.00174	0.00000	0.00000	0.00281	0.00	0.86	0.00000	0.01470	0	14507	2398	-19218
		4.00	1.50	2.00	4.00	1.50	2.00	0.38	0.82	1.00	0.05	0.33	0.00	0.00	0.95	0.00455	0.00174	0.00000	0.00000	0.00281	0.76	0.86	0.00490	0.00980	4836	9671	2719	-18400
	V28	4.00	1.50	2.00	4.00	1.50	2.00	0.38	0.82	1.00	0.05	0.33	0.00	0.00	0.95	0.00455	0.00174	0.00000	0.00000	0.00281	0.00	0.86	0.00000	0.01470	0	14507	2398	-19218
		4.00	1.50	2.00	4.00	1.50	2.00	0.38	0.82	1.00	0.05	0.33	0.00	0.00	0.95	0.00455	0.00174	0.00000	0.00000	0.00281	0.76	0.86	0.00490	0.00980	4836	9671	2719	-18400
	V30	2.00	0.40	2.00	2.00	0.40	2.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.13	0.00	0.00	0.75	0.00180	0.00079	0.00000	0.00000	0.00121	0.62	0.72	0.00152	0.00305	1003	2400	1088	-5036
		1.13	0.33	2.00	1.13	0.33	2.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.13	0.00	0.00	0.75	0.00140	0.00040	0.00000	0.00000	0.00101	0.40	0.50	0.00305	0.00152	2005	1200	2506	-2175
	V35	2.00	0.80	2.00	2.00	0.80	2.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.13	0.00	0.00	0.75	0.00280	0.00079	0.00000	0.00000	0.00201	0.62	0.72	0.00168	0.00336	1658	3316	1422	-5708
		1.080	0.28	2.00	1.08	0.28	2.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.13	0.00	0.00	0.75	0.00140	0.00040	0.00000	0.00000	0.00201	0.60	0.40	0.00252	0.00252	2487	2487	2279	-2829
	V39	2.00	0.80	2.00	2.00	0.80	2.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.13	0.00	0.00	0.75	0.00180	0.00079	0.00000	0.00000	0.00201	0.00	0.74	0.00000	0.00196	0	1934	880	-2934
		2.00	0.80	2.00	2.00	0.80	2.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.13	0.00	0.00	0.75	0.00180	0.00079	0.00000	0.00000	0.00201	0.40	0.00	0.00196	0.00000	1934	0	1977	-1837
	V43	3.00	1.50	2.00	3.00	1.50	2.00	0.38	0.62	1.00	0.05	0.33	0.00	0.00	0.95	0.00322	0.00079	0.00000	0.00000	0.00201	0.00	0.35	0.00000	0.00882	0	8704	8142	-4250
		1.58	0.83	2.00	1.58	0.83	2.00	0.38	0.62	1.00	0.05	0.33	0.00	0.00	0.95	0.00201	0.00040	0.00000	0.00000	0.00201	0.00	0.94	0.00000	0.00392	3868	3868	1025	-6382
	V47	4.00	1.50	2.00	4.00	1.50	2.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.33	0.00	0.00	0.75	0.00455	0.00174	0.00000	0.00000	0.00281	0.00	0.86	0.00000	0.00745	0	7350	1707	-10977
		4.00	1.50	2.00	4.00	1.50	2.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.33	0.00	0.00	0.75	0.00455	0.00174	0.00000	0.00000	0.00281	0.76	0.86	0.00490	0.00980	4836	9671	1787	-17641
	V51	4.00	1.50	2.00	4.00	1.50	2.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.33	0.00	0.00	0.75	0.00455	0.00174	0.00000	0.00000	0.00281	0.00	0.86	0.00000	0.01470	0	14507	1655	-18636
		4.00	1.50	2.00	4.00	1.50	2.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.33	0.00	0.00	0.75	0.00455	0.00174	0.00000	0.00000	0.00281	0.76	0.86	0.00490	0.00980	4836	9671	1787	-17641
Piso 2 COB	V24	4.00	1.50	2.00	4.00	1.50	2.00	0.38	0.82	1.00	0.05	0.33	0.00	0.00	0.95	0.00495	0.00174	0.00000	0.00000	0.00322	0.00	0.86	0.00000	0.01470	0	14507	2557	-19377
		4.00	1.50	2.00	4.00	1.50	2.00	0.38	0.82	1.00	0.05	0.33	0.00	0.00	0.95	0.00495	0.00174	0.00000	0.00000	0.00322	0.76	0.86	0.00490	0.00980	4836	9671	2878	-18559
	V28	4.00	1.50	2.00	4.00	1.50	2.00	0.38	0.82	1.00	0.05	0.33	0.00	0.00	0.95	0.00495	0.00174	0.00000	0.00000	0.00322	0.00	0.86	0.00000	0.01470	0	14507	2557	-19377
		4.00	1.50	2.00	4.00	1.50	2.00	0.38	0.82	1.00	0.05	0.33	0.00	0.00	0.95	0.00495	0.00174	0.00000	0.00000	0.00322	0.76	0.86	0.00490	0.00980	4836	9671	2878	-18559
	V30	2.00	0.40	2.00	2.00	0.40	2.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.13	0.00	0.00	0.75	0.00180	0.00079	0.00000	0.00000	0.00121	0.62	0.72	0.00118	0.00237	933	1865	1072	-4101
		1.13	0.33	2.00	1.13	0.33	2.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.13	0.00	0.00	0.75	0.00140	0.00040	0.00000	0.00000	0.00101	0.35	0.50	0.00237	0.00118	1865	933	2481	-1901
	V35	2.00	0.80	2.00	2.00	0.80	2.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.13	0.00	0.00	0.75	0.00280	0.00079	0.00000	0.00000	0.00201	0.62	0.72	0.00168	0.00336	1658	3316	1422	-5708
		1.08	0.28	2.00	1.08	0.28	2.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.13	0.00	0.00	0.75	0.00140	0.00040	0.00000	0.00000	0.00201	0.60	0.40	0.00252	0.00252	2487	2487	2279	-2829
	V39	2.00	0.80	2.00	2.00	0.80	2.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.13	0.00	0.00	0.75	0.00180	0.00079	0.00000	0.00000	0.00201	0.00	0.74	0.00000	0.00196	0	1934	880	-2934
		2.00	0.80	2.00	2.00	0.80	2.00	0.18	0.62	0.80	0.05	0.13	0.00	0.00	0.75	0.00180	0.00079	0.00000	0.00000	0.00201	0.40	0.00	0.00196	0.00000	1934	0	1977	-1837
	V43	3.00	1.50	2.00	3.00	1.50	2.00	0.38	0.62	1.00	0.05	0.33	0.00	0.00	0.95	0.00322	0.00079	0.00000	0.00000	0.00201	0.00	0.86	0.00000	0.00882	0	8704	1879	-12050
		1.58	0.83	2.00	1.58	0.83	2.00	0.38	0.62	1.00	0.05	0.33	0.00	0.00	0.95	0.00201	0.00040	0.00000	0.00000	0.00201	0.82	0.89	0.00392	0.00392	3868	3868	1420	-9705
	V47	4.00	1.50	2.00	4.00	1.50	2.00	0.38	0.82	1.00	0.05	0.33	0.00	0.00	0.95	0.00495	0.00174	0.00000	0.00000	0.00201	0.00	0.86	0.00000	0.01470	0	14507	2479	-19007
		4.00	1.50	2.00	4.00	1.50	2.00	0.38	0.82	1.00	0.05	0.33	0.00	0.00	0.95	0.00495	0.00174	0.00000	0.00000	0.00201	0.76	0.86	0.00490	0.00980	4836	9671	2771	-18189
	V51	4.00	1.50	2.00	4.00	1.50	2.00	0.38	0.82	1.00	0.05	0.33	0.00	0.00	0.95	0.00495	0.00174	0.00000	0.00000	0.00201	0.00	0.86	0.00000	0.01470	0	14507	2479	-19007
		4.00	1.50	2.00	4.00	1.50	2.00	0.38	0.82	1.00	0.05	0.33	0.00	0.00	0.95	0.00495	0.00174	0.00000	0.00000	0.00201	0.76	0.86	0.00490	0.00980	4836	9671	2771	-18189

Tabela II – Folha de cálculo para a verificação de segurança à flexão das vigas transversais

Viga	b	n $\phi$	$\phi$	bw	h	d	Vsd	VRd	VRd2	VRd3	Asw/s	Asw,req/s	$\Delta$ Asw/s	Check	Asw,req/s,min	Asw/s,min	Check
V24	1.50	6	63	1.30	1.00	0.95	3763	5741	6914	5741	0.00589	0.00584	0.41	OK	18.16	58.85	OK
V28	1.50	6	63	1.30	1.00	0.95	2968	5921	6914	5921	0.00589	0.00461	12.76	OK	18.16	58.85	OK
V30	0.40	6	63	0.21	0.80	0.75	535	888	888	915	0.00133	0.00105	2.80	OK	2.95	13.33	OK
V35	0.80	6	63	0.61	0.80	0.75	550	1640	2572	1640	0.00133	0.00108	2.51	OK	8.55	13.33	OK
V39	0.80	2	63	0.74	0.80	0.75	419	1780	3102	1780	0.00133	0.00082	5.09	OK	10.32	13.33	OK
V43	1.50	9	63	1.22	1.00	0.95	2908	4954	6485	4954	0.00490	0.00452	3.88	OK	17.03	49.04	OK
V47	1.50	6	63	1.30	1.00	0.95	2692	6068	6914	6068	0.00589	0.00418	17.04	OK	18.16	58.85	OK
V51	1.50	6	63	1.30	1.00	0.95	3182	5902	6914	5902	0.00589	0.00494	9.43	OK	18.16	58.85	OK

Tabela III – Folha de cálculo para a verificação de segurança ao esforço cortante das vigas transversais