

ANEXO G

ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL DA ESTRUTURA DE SUPORTE DA CABECEIRA 05 DO AEROPORTO DA MADEIRA

ÍNDICE GERAL

1	INTRODUÇÃO	5
2	NORMAS E REGULAMENTOS.....	5
3	MATERIAIS.....	6
4	QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES.....	6
4.1	AÇÕES DE CARÁCTER PERMANENTE	6
4.1.1	PESO PRÓPRIO.....	6
4.1.2	REstantes CARGAS PERMANENTES.....	6
4.1.3	IMPULSO DE TERRAS.....	7
4.1.4	IMPULSO HIDROSTÁTICO.....	8
4.2	AÇÕES DE CARÁCTER VARIÁVEL	8
4.2.1	SOBRECARGA RODOVIÁRIA	8
4.2.2	AÇÃO SÍSMICA.....	9
4.3	COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	11
5	MODELAÇÃO ESTRUTURAL	11
6	VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA.....	12
6.1	ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS.....	12
6.1.1	ESTADO LIMITE DE FLEXÃO	12
6.1.2	ESTADO LIMITE DE ESFORÇO TRANSVERSO.....	18
6.2	ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO	19
6.2.1	ESTADO LIMITE DE FENDILHAÇÃO	19
6.3	LIGAÇÃO DAS JUNTAS DE BETONAGEM.....	19
6.4	VERIFICAÇÃO FASE CONSTRUTIVA	20

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1 – VISTA GERAL DA ESTRUTURA DE SUPORTE	5
FIGURA 2 - ZONAMENTO SÍSMICO NO ARQUIPÉLAGO DA MADEIRA (AÇÃO SÍSMICA TIPO I).....	10
FIGURA 3 - PERSPETIVAS 3D DO MODELO DE CÁLCULO	12
FIGURA 4 - MOMENTO FLETOR SEGUNDO A DIREÇÃO LONGITUDINAL M_{xx} [KN.M/M] – COMB. FUNDAMENTAL	13
FIGURA 5 - MOMENTO FLETOR SEGUNDO A DIREÇÃO TRANSVERSAL M_{yy} [KN.M/M] – COMB. FUNDAMENTAL	13
FIGURA 6 - MOMENTO FLETOR SEGUNDO A DIREÇÃO LONGITUDINAL M_{xx} [KN.M/M] – COMB. SÍSMICA.....	14
FIGURA 7 - MOMENTO FLETOR SEGUNDO A DIREÇÃO TRANSVERSAL M_{yy} [KN.M/M] – COMB. SÍSMICA.....	14
FIGURA 8 – DIAGRAMA DE ESFORÇOS AXIAIS F_{xx} [KN] – COMB. FUNDAMENTAL	15
FIGURA 9 - DIAGRAMA DE ESFORÇOS AXIAIS F_{yy} [KN] – COMB. FUNDAMENTAL	15
FIGURA 10 – DIAGRAMA DE ESFORÇOS AXIAIS F_{xx} [KN] – COMB. SÍSMICA.....	15
FIGURA 11 – DIAGRAMA DE ESFORÇOS AXIAIS F_{yy} [KN] – COMB. SÍSMICA.....	16
FIGURA 12 – DIAGRAMA DE INTERAÇÃO M-N NA FACE INFERIOR (ESP. = 0.50 M)	17
FIGURA 13 - DIAGRAMA DE INTERAÇÃO M-N NA FACE INFERIOR (ESP. = 0.50 M)	17
FIGURA 14 - DIAGRAMA DE INTERAÇÃO M-N NA FACE SUPERIOR (ESP. = 0.90 M)	18
FIGURA 15 – FASEAMENTO CONSTRUTIVO PREVISTO PARA AS ABÓBADAS	21
FIGURA 16 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS – FASE INICIAL.....	22
FIGURA 17 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS – FASE 1 (DEMOLIÇÃO+COMPLEMENTAÇÃO).....	22
FIGURA 18 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS – FASE 2 (DEMOLIÇÃO+COMPLEMENTAÇÃO).....	22
FIGURA 19 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS – FASE 3 (DEMOLIÇÃO+COMPLEMENTAÇÃO).....	23
FIGURA 20 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS – FASE 4 (DEMOLIÇÃO+COMPLEMENTAÇÃO).....	23
FIGURA 21 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS – FASE FINAL (REMOÇÃO ESCORAMENTOS)	23
FIGURA 22 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES LONGITUDINAIS – FASE INICIAL.....	24
FIGURA 23 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES LONGITUDINAIS – FASE 1 (DEMOLIÇÃO+COMPLEMENTAÇÃO).....	24
FIGURA 24 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES LONGITUDINAIS – FASE 2 (DEMOLIÇÃO+COMPLEMENTAÇÃO).....	24
FIGURA 25 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES LONGITUDINAIS – FASE 3 (DEMOLIÇÃO+COMPLEMENTAÇÃO).....	25
FIGURA 26 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES LONGITUDINAIS – FASE 4 (DEMOLIÇÃO+COMPLEMENTAÇÃO).....	25
FIGURA 27 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES LONGITUDINAIS – FASE FINAL (REMOÇÃO ESCORAMENTOS)	25
FIGURA 24 - DIAGRAMA DE ESFORÇOS AXIAIS LONGITUDINAIS – FASE INICIAL	26
FIGURA 25 - DIAGRAMA DE ESFORÇOS AXIAIS LONGITUDINAIS – FASE FINAL (REMOÇÃO ESCORAMENTOS)	26
FIGURA 26 – MODELO ESCORA-TIRANTE PARA UMA CONSOLA CURTA	27
FIGURA 27 – CONFIGURAÇÃO DA DEFORMADA TEÓRICA ATUAL DA ESTRUTURA.....	28
FIGURA 28 – DEFORMAÇÃO TEÓRICA DA ESTRUTURA APÓS A REMOÇÃO DOS ESCORAMENTOS.....	28

ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 1 - MATERIAIS EXISTENTES NA ESTRUTURA	6
TABELA 2 – ESPESSURA DAS CAMADAS DE RECOBRIMENTO	6
TABELA 3 – TIPOS DE TERRENO (QUADRO 3.1 DA NP EN 1998-1:2010).....	9
TABELA 4 – ACELERAÇÃO MÁXIMA DE REFERÊNCIA NAS DIFERENTES ZONAS SÍSMICAS	10
TABELA 5 – MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS AXIAIS ATUANTES PARA CADA COMBINAÇÃO DE AÇÕES.....	16
TABELA 6 – VERIFICAÇÃO DO ELU DE ESFORÇO TRANSVERSO	19
TABELA 7 – ABERTURA DE FENDAS	19
TABELA 8 – QUANTIDADE DE ARMADURA A ADOTAR PARA GARANTIR A LIGAÇÃO ENTRE CAMADAS DE BETÃO.....	20

1 INTRODUÇÃO

A estrutura em análise tem como função conter a Cabeceira 05 do Aeroporto da Madeira (antiga cabeceira 06), e suportar a plataforma rodoviária da ER101. Trata-se assim de uma estrutura de suporte de terras, em betão armado, composta por 10 abóbadas inclinadas ligadas/suportadas por 11 contrafortes verticais com afastamento entre si de 25 m, medidos radialmente ao extradorso da configuração curva em planta. De acordo com o projeto, as abóbadas apresentam espessura variável entre 0.50 m no fecho do arco e cerca de 0.90 no apoio. Além disto, a estrutura é dotada de muros de tímpano e encontros laterais.



FIGURA 1 – VISTA GERAL DA ESTRUTURA DE SUPORTE

Embora o Caderno de Encargos de projeto refira que: “A presente intervenção pretende repor os níveis de segurança e durabilidade da estrutura não se prevendo alteração do seu uso nem uma reavaliação global teórica da segurança estrutural.”, “Não sendo objeto da presente prestação de serviços uma reavaliação estrutural integral nem uma atualização das disposições regulamentares, as soluções de reparação deverão respeitar as normas e regulamentos atuais.”, no presente anexo, realiza-se uma análise expedita de verificação de segurança da estrutura existente, onde se visa analisar a compatibilidade estrutural face aos requisitos vigentes para Estados Limites Últimos e de Serviço, de acordo com os regulamentos em vigor.

2 NORMAS E REGULAMENTOS

Na análise e verificação de segurança da estrutura em estudo teve-se como base a regulamentação europeia em vigor, nomeadamente os Eurocódigos.

3 MATERIAIS

Tendo em conta os resultados dos ensaios realizados *in-situ* e em laboratório pelo LREC (Laboratório Regional de Engenharia Civil) identificaram-se os seguintes materiais.

TABELA 1 - MATERIAIS EXISTENTES NA ESTRUTURA

Material	Classe
Betão	C50/60
Aço	A400

Adicionalmente, foram tidas em consideração as medidas de espessuras da camada de recobrimento em diferentes zonas da estrutura, obtidas na campanha de ensaios realizada pelo LREC, as quais apresentam uma certa variabilidade.

TABELA 2 – ESPESSURA DAS CAMADAS DE RECOBRIMENTO

Zona	Recobrimento (m)
Lajes	0.04
Tímpanos	0.05
Base dos contrafortes	0.025 a 0.05
Junto aos apoios das lajes	0.07 a 0.1

4 QUANTIFICAÇÃO DE AÇÕES

4.1 AÇÕES DE CARÁCTER PERMANENTE

4.1.1 Peso Próprio

O peso próprio foi obtido através do produto das áreas correspondentes de cada elemento pela densidade do betão que se tomou igual a 25 kNm^{-3} ou pela densidade do aço que se considerou igual a 77 kNm^{-3} .

Além disto, teve-se em conta o peso próprio do aterro localizado sobre a estrutura, que se tomou igual a 22 kNm^{-3} .

4.1.2 Restantes cargas permanentes

As restantes cargas permanentes foram consideradas em função do peso volúmico dos materiais constituintes e dimensões dos elementos.

4.1.3 Impulso de Terras

O impulso de terras é uma ação triangular de valor na base “ q_i ” que é considerada para o dimensionamento das estruturas enterradas. O valor característico da ação dos impulsos de terras foi quantificado atendendo às seguintes características do terreno:

- Peso volúmico do terreno igual a $\gamma = 22 \text{ kNm}^{-3}$;
- Ângulo de atrito interno do solo igual a $\Phi = 45^\circ$ (pedrapleno).

4.1.3.1 Impulso de Terras em Repouso

Esta ação é quantificada recorrendo à teoria de Rankine considerando que a estrutura é rígida, o que impede que a situação de equilíbrio no solo se altere. Admite-se que os solos de aterro têm características médias, são secos e incoerentes. Despreza-se o atrito entre as terras e o tardo do muro, pelo que a direção dos impulsos é horizontal.

O diagrama de impulsos é triangular com valor nulo no topo e $I = K_0 \times \gamma \times H$ na base, onde:

K_0 - coeficiente de impulso em repouso $K_0 = (1 - \sin\phi)$

γ - peso específico do solo;

ϕ - ângulo de atrito interno do solo.

h - altura de terra

Esta ação foi considerada como permanente.

4.1.3.2 Impulso de Terras Ativo

A determinação do impulso ativo é efetuada segundo a formulação de Coulomb, na qual se considera que a superfície de rutura é plana e que a porção de solo que plastifica se comporta como um corpo rígido. Assim sendo, é analisada uma cunha de solo não coesivo que tenha tendência para se deslocar contra a superfície do muro de suporte.

O impulso ativo está associado à cunha de solo deslizante, sendo o seu valor mais desfavorável quando se considera a superfície de rutura no limite anterior da porção de solo que assenta sobre a sapata de fundação, fazendo desse modo uma inclinação de 90° com a horizontal.

- Coeficiente de impulso ativo do solo (K_a):

$$K_a = \left[\frac{\operatorname{cosec} \beta \cdot \sin(\beta - \phi')}{\sqrt{\sin(\beta + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - i)}{\sin(\beta - i)}}} \right]^2$$

- Impulso Ativo (I_a):

$$I_a = K_a \times \gamma \times H \text{ [kNm}^{-2}\text{]}$$

onde:

ϕ'_d – valor de cálculo do ângulo de atrito interno do solo - $\phi'_d = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{\operatorname{tg} \phi'}{\gamma_{\phi'}} \right)$;

β – ângulo da face interior da estrutura com a horizontal;

i – ângulo que o solo suportado faz com a horizontal;

δ_d – valor de cálculo do ângulo de atrito entre o solo e o muro - $\delta_d = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{\operatorname{tg} \delta}{\gamma_{\phi'}} \right)$.

4.1.4 Impulso Hidrostático

Considerou-se a existência de um nível freático 5 m acima da base do muro, tomada com a cota de referência a +4.00 m representada nas peças desenhadas, resultando assim um impulso hidrostático com diagrama triangular com valor nulo no topo e $I = \gamma_w \times H$ na base.

O peso volúmico da água corresponde a um $\gamma_w = 10 \text{ kNm}^{-3}$.

4.2 AÇÕES DE CARÁCTER VARIÁVEL

4.2.1 Sobrecarga Rodoviária

A sobrecarga devida ao tráfego a considerar para efeito da determinação do impulso das terras sobre o impulso pode ser assimilada a uma carga uniformemente distribuída na faixa de rodagem com o seguinte valor.

$$q_k = 10 \text{ kN/m}^2$$

4.2.2 Ação Sísmica

A determinação dos efeitos da ação sísmica foi efetuada através de uma análise dinâmica com base na definição do espectro de resposta regulamentar, considerando a ação dos impulsos no tardoz da estrutura de suporte.

Tendo em conta os elementos base de projeto e a geotecnia local, considerou-se um tipo de terreno A de acordo com o quadro 3.1 da NP EN 1998-1:2010.

TABELA 3 – TIPOS DE TERRENO (QUADRO 3.1 DA NP EN 1998-1:2010)

Tipo de terreno	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (puncadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco à superfície	> 800	–	–
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360 – 800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $v_s > 800$ m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($PI > 40$) e um elevado teor de água	< 100 (indicativo)	–	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Considerou-se um coeficiente de amortecimento de 5% e uma classe de importância III, dada a importância da estrutura em questão (proximidade com a infraestrutura Aeroportuária).

Tendo em conta o zonamento sísmico indicado na NP EN 1998-1:2010, esta estrutura encontra-se na zona sísmica 1.6, sendo sujeita apenas à ação sísmica tipo I.



FIGURA 2 - ZONAMENTO SÍSMICO NO ARQUIPÉLAGO DA MADEIRA (AÇÃO SÍSMICA TIPO I)

A aceleração máxima de referência será de 0.35 m/s^2 para a ação sísmica tipo I.

TABELA 4 – ACELERAÇÃO MÁXIMA DE REFERÊNCIA NAS DIFERENTES ZONAS SÍSMICAS

Ação sísmica Tipo 1		Ação sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR} \text{ (m/s}^2\text{)}$	Zona Sísmica	$a_{gR} \text{ (m/s}^2\text{)}$
1.1	2,5	2.1	2,5
1.2	2,0	2.2	2,0
1.3	1,5	2.3	1,7
1.4	1,0	2.4	1,1
1.5	0,6	2.5	0,8
1.6	0,35	—	—

4.2.2.1 Acréscimo de Impulso Sísmico

Para quantificar acréscimo de impulso resultante do impulso sísmico adota-se a expressão de Mononobe e Okabe, conforme indicado na NP EN 1998-5, em que se considera que o efeito das acelerações sísmicas modifica a direção da força gravítica W , rodando os planos vertical e horizontal de referência de um ângulo θ , com sentido igual ao da ação sísmica.

- Coeficiente de incremento do impulso ativo do solo devido ao sismo (ΔK).

$$\Delta K = K - K_a$$

Sendo:

K - coeficiente de impulso de terras (estático + dinâmico), calculado a partir da fórmula de Mononobe e Okabe.

Para estados ativos:

- Se $\beta \leq \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

- Se $\beta > \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos\theta \sin^2\psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)}$$

onde:

- ϕ'_d – valor de cálculo do ângulo de atrito interno do solo - $\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan\phi'}{\gamma_{\phi'}} \right)$;
- β - inclinação do terreno;
- ψ - ângulo que o tardo do muro faz com a horizontal;
- δ_d – valor de cálculo do ângulo de atrito entre o solo e o muro - $\delta_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan\delta}{\gamma_{\phi'}} \right)$;
- θ - ângulo que a força resultante do peso do solo faz com a vertical = $\arctg(\alpha)$;
- $\alpha = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$.

em que, k_h e k_v são coeficientes sísmicos horizontal e vertical:

- $k_h = \alpha \frac{S}{r}$;
- $k_v = \pm 0.5 k_h$.

sendo:

- S – coeficiente do solo para sismo tipo 1;
- r – coeficiente para o cálculo do coeficiente sísmico horizontal = 1.0;
- α – razão entre o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A, a_g , e a aceleração devida à gravidade g .

4.3 COMBINAÇÕES DE AÇÕES

Na análise dos elementos estruturais adotaram-se os critérios de verificação de segurança aos Estados Limites Últimos (ELU) e aos Estados Limites de Serviço (ELS) preconizados na regulamentação europeia de estruturas, nomeadamente nos Eurocódigos.

A verificação dos estados limites foi realizada através do método dos coeficientes parciais.

5 MODELAÇÃO ESTRUTURAL

Para o cálculo de esforços e deslocamentos da estrutura de suporte da cabeceira 05 do Aeroporto da Madeira, elaborou-se um modelo de cálculo 2D/3D com recurso ao programa de cálculo automático STRAP 2020.

Consideraram-se como peças lineares as vigas e as lajes como peças laminares. As peças lineares foram discretizadas através de elementos de barra com propriedades geométricas e físicas equivalentes e as peças laminares através de elementos finitos de laje ou placa.

A partir da análise do modelo de cálculo, obtiveram-se os esforços finais de cálculo, que serviram de base à verificação de segurança da estrutura.

Seguidamente apresentam-se perspetivas 3D do modelo de cálculo efetuado para a estrutura em questão.

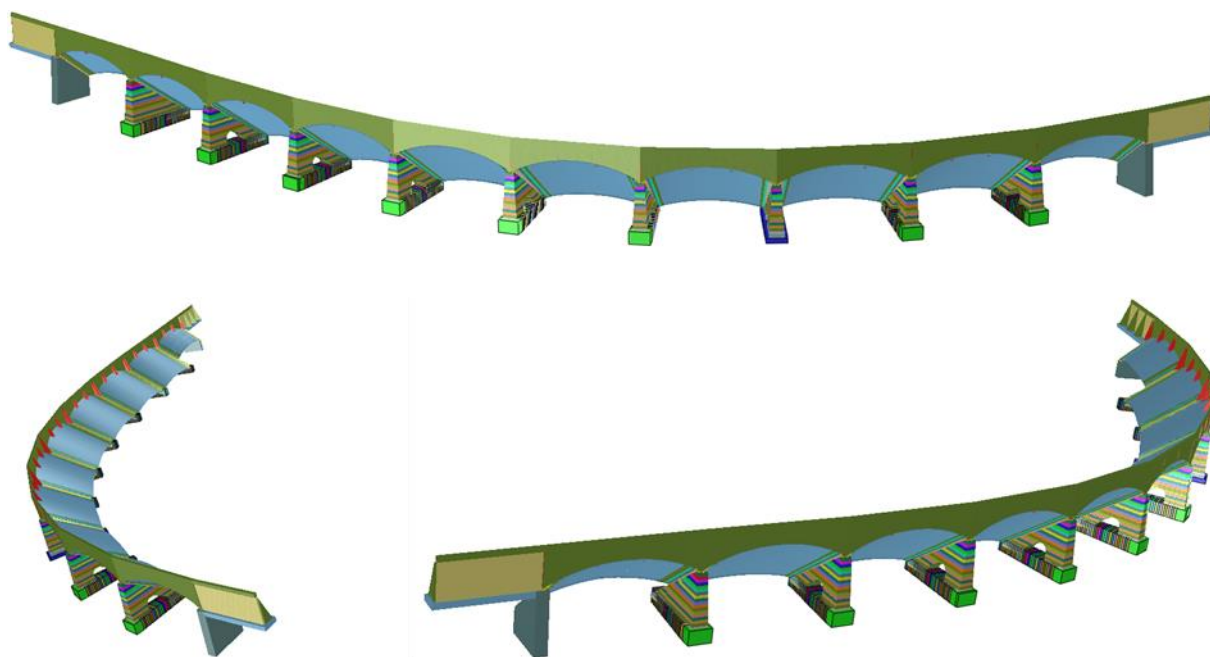


FIGURA 3 - PERSPETIVAS 3D DO MODELO DE CÁLCULO

6 VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

6.1 ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

6.1.1 Estado Limite de Flexão

Admitindo o comportamento elástico dos materiais, para um determinado conjunto de momentos (M_x , M_y e M_{xy}) num ponto da laje, as armaduras foram verificadas para M'_x e M'_y , determinados aproximadamente pela seguinte forma:

Armadura Superior Armadura Inferior

$$M'_x = M_x - |M_{xy}| \leq 0 \quad M'_x = M_x + |M_{xy}| \leq 0$$

$$M'_y = M_y - |M_{xy}| \leq 0 \quad M'_y = M_y + |M_{xy}| \leq 0$$

De notar, que as armaduras de flexão da laje foram verificadas considerando-se uma secção com um metro de largura e altura igual à espessura da laje.

Na apresentação de resultados das lajes representam-se diagramas orientados segundo as direções x e y, que correspondem a alinhamentos segundo o lado maior e menor das abóbadas, respetivamente.

Nas figuras seguintes apresentam-se os diagramas de momentos fletores atuantes para a combinação fundamental de ações.

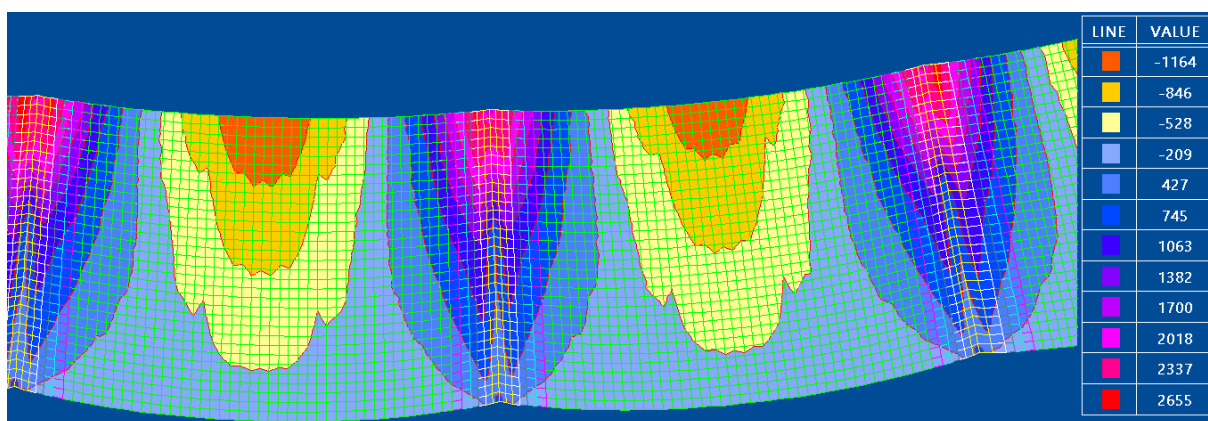


FIGURA 4 - MOMENTO FLETOR SEGUNDO A DIREÇÃO LONGITUDINAL M_{xx} [kN.m/m] – COMB. FUNDAMENTAL

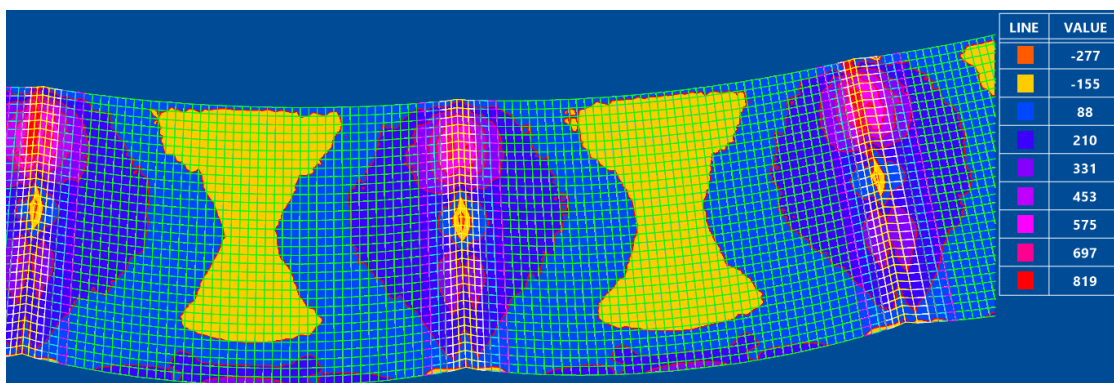


FIGURA 5 - MOMENTO FLETOR SEGUNDO A DIREÇÃO TRANSVERSAL M_{yy} [kN.m/m] – COMB. FUNDAMENTAL

Nas figuras seguintes apresentam-se os diagramas de momentos fletores atuantes para a combinação sísmica de ações.

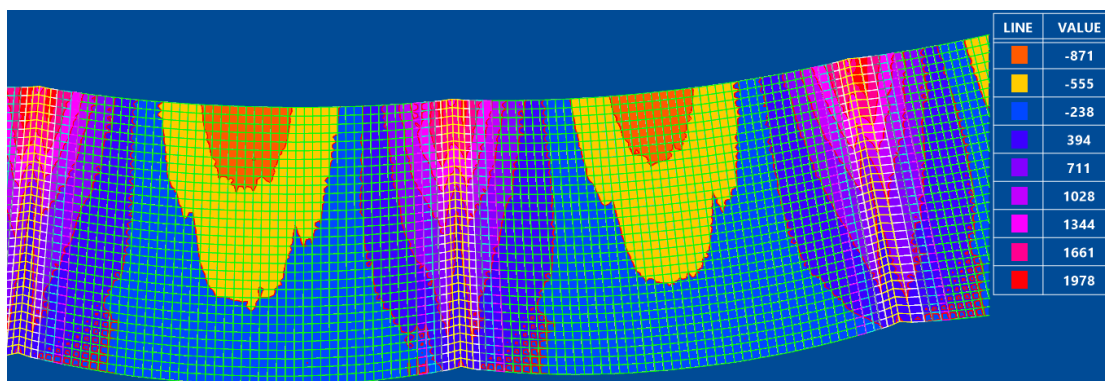


FIGURA 6 - MOMENTO FLETOR SEGUNDO A DIREÇÃO LONGITUDINAL M_{xx} [KN.M/M] – COMB. SÍSMICA

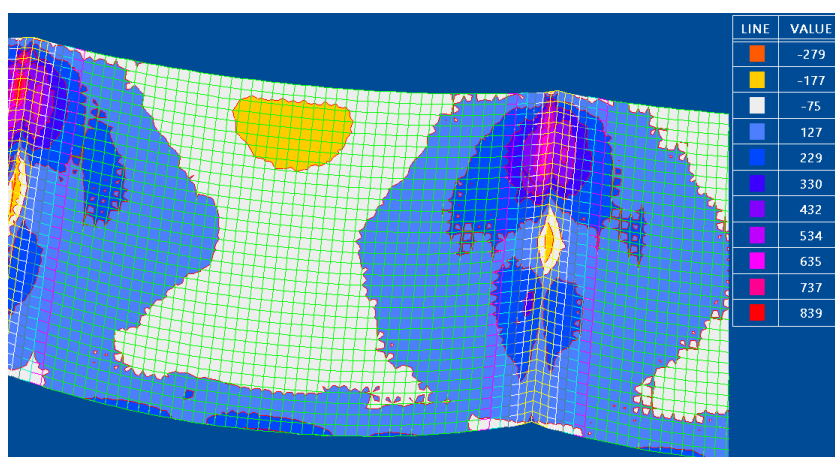


FIGURA 7 - MOMENTO FLETOR SEGUNDO A DIREÇÃO TRANSVERSAL M_{yy} [KN.M/M] – COMB. SÍSMICA

Tendo em consideração o funcionamento estrutural da obra, e uma vez que as lajes são sujeitas a elevados esforços axiais, a análise foi realizada em flexão composta, como tal, apresentam-se também os diagramas de esforços axiais atuantes.

Nas figuras seguintes encontram-se representados os diagramas de esforços axiais para a combinação fundamental de ações.

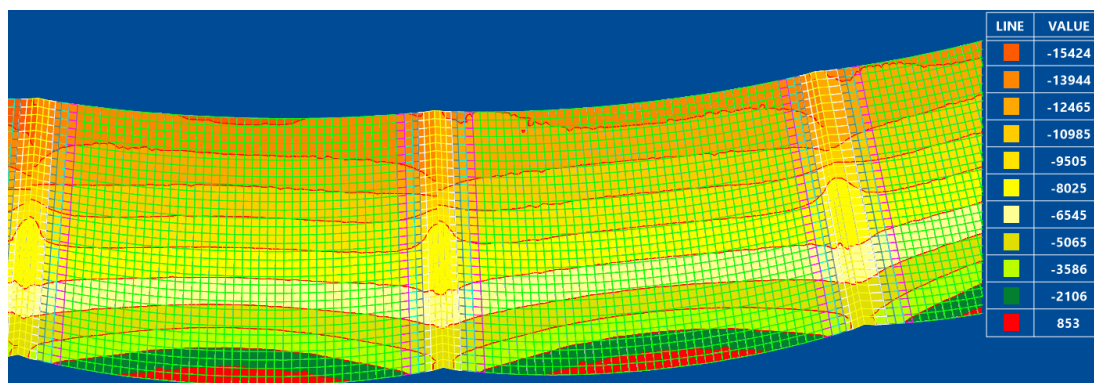


FIGURA 8 – DIAGRAMA DE ESFORÇOS AXIAIS F_{xx} [kN] – COMB. FUNDAMENTAL

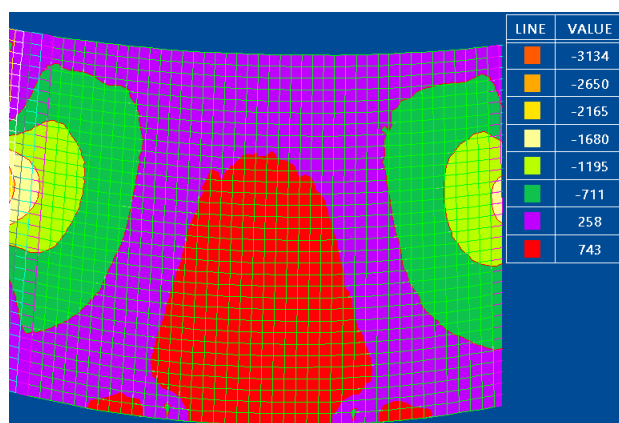


FIGURA 9 - DIAGRAMA DE ESFORÇOS AXIAIS F_{yy} [kN] – COMB. FUNDAMENTAL

Nas figuras seguintes apresentam-se os diagramas de esforços axiais para a combinação sísmica de ações.

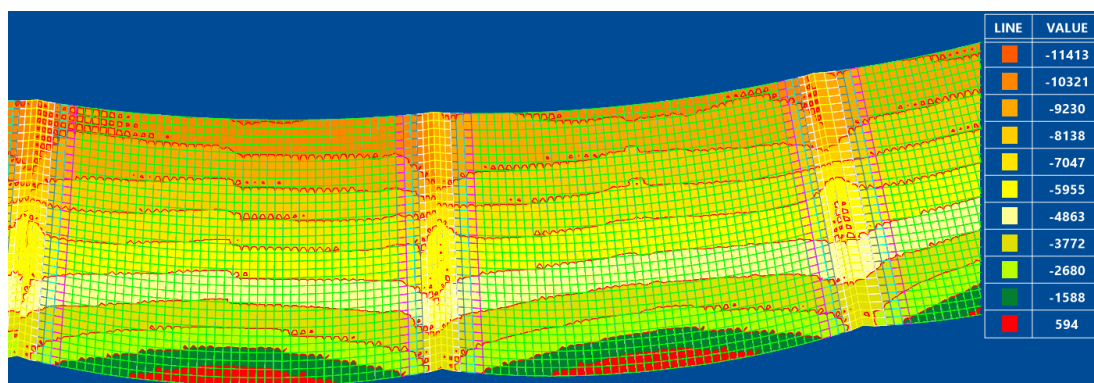


FIGURA 10 – DIAGRAMA DE ESFORÇOS AXIAIS F_{xx} [kN] – COMB. SÍSMICA

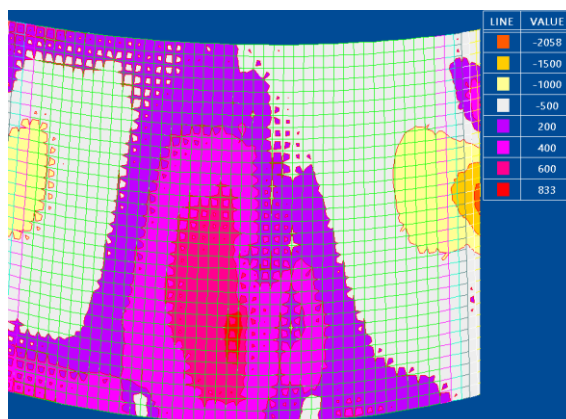


FIGURA 11 – DIAGRAMA DE ESFORÇOS AXIAIS F_{yy} [kN] – COMB. SÍSMICA

Na tabela resumo seguinte apresentam-se os momentos fletores, e respetivos esforços axiais concomitantes, obtidos para cada combinação em análise.

TABELA 5 – MOMENTOS FLETORES E ESFORÇOS AXIAIS ATUANTES PARA CADA COMBINAÇÃO DE AÇÕES

Combinação de ações	Face	e [m]	Direção	M_{sd} [kN.m/m]	F_{sd} [kN]
Fundamental	Inferior	0.50	Longitudinal (X)	1094	-14113
			Transversal (Y)	85	530
	Superior	0.90	Longitudinal (X)	-2370	-13000
			Transversal (Y)	-	-
Ação Sísmica	Inferior	0.50	Longitudinal (X)	802	-10266
			Transversal (Y)	62	420
	Superior	0.90	Longitudinal (X)	-1741	-9300
			Transversal (Y)	-	-

Dos resultados acima indicados verifica-se que a combinação fundamental de ações é a mais condicionante não sendo a ação sísmica condicionante para a verificação estrutural.

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de interação M-N para a secção de betão armado com espessura de 0.50 m, para a direção longitudinal.

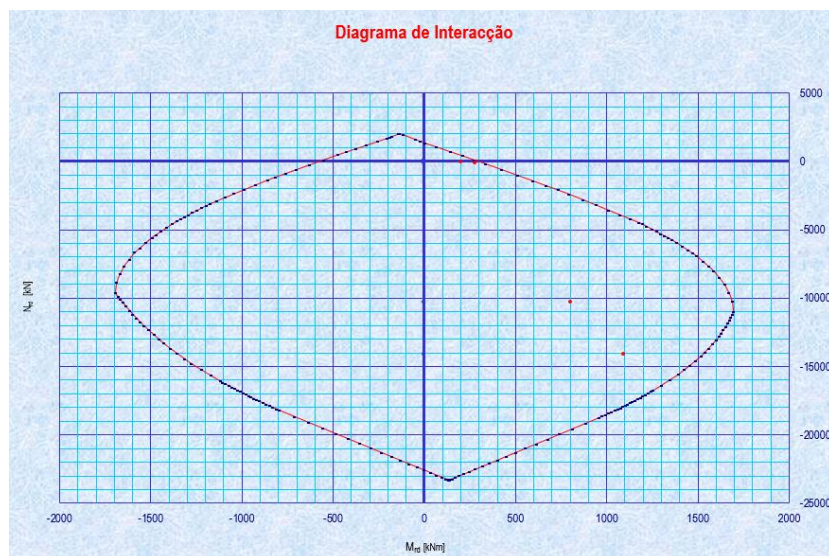


FIGURA 12 – DIAGRAMA DE INTERAÇÃO M-N NA FACE INFERIOR (ESP. = 0.50 m)

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de interação M-N para a secção de betão armado com espessura de 0.50 m, para a direção transversal.

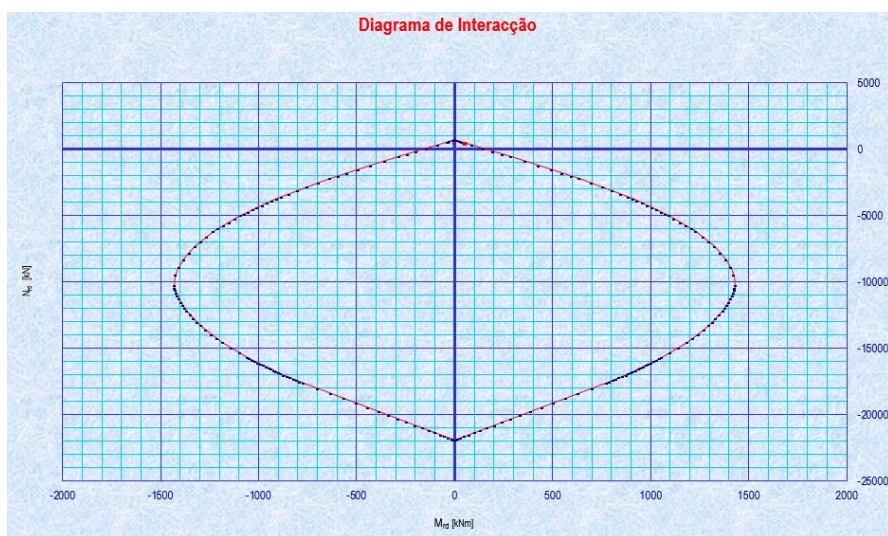


FIGURA 13 - DIAGRAMA DE INTERAÇÃO M-N NA FACE INFERIOR (ESP. = 0.50 m)

Na figura seguinte apresenta-se o diagrama de interação M-N para a secção de betão armado com espessura de 0.90 m, para a direção longitudinal.

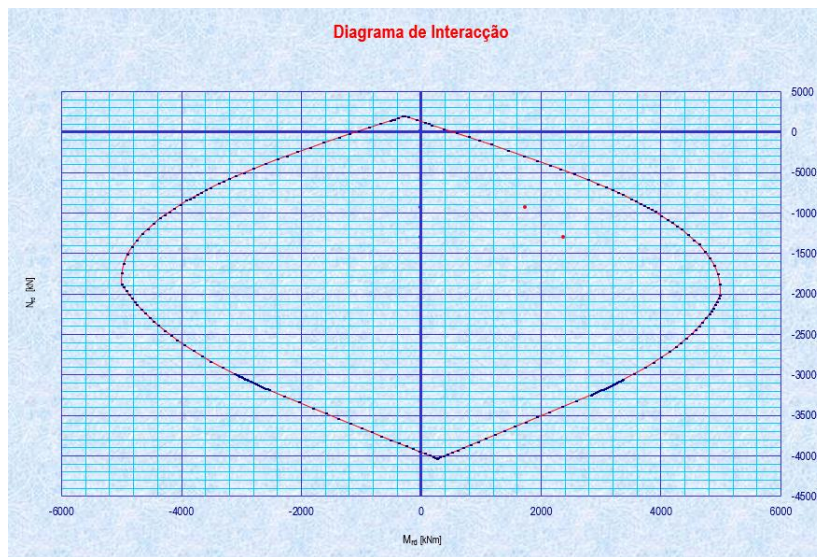


FIGURA 14 - DIAGRAMA DE INTERAÇÃO M-N NA FACE SUPERIOR (ESP. = 0.90 m)

No âmbito da campanha de ensaios realizada pelo LREC, foram ensaiadas um elevado número de carotes de betão com o objetivo de determinar a sua tensão resistente à compressão. Os resultados obtidos demonstram que os betões das amostras recolhidas são da classe de resistência à compressão C50/60.

Como tal, tratando-se de uma estrutura construída e em funcionamento, sem aparentes deficiências estruturais além das patologias associadas ao processo de corrosão das armaduras, e cujo betão estrutural se encontra devidamente caracterizado em termos de resistência através da realização de diversos ensaios de compressão, a determinação dos diagramas de interação foi realizada considerando a resistência de cálculo à compressão (f_{cd}) igual a um valor mínimo de 50 MPa, dado que, em média, o betão das abóbadas apresenta valores de resistência característica (f_{ck}) da ordem de 70 MPa.

Assim sendo, conclui-se que a estrutura verifica a segurança face ao Estado Limite Último de Flexão.

6.1.2 Estado Limite de Esforço Transverso

Na tabela seguinte apresentam-se os resultados relativos ao esforço transverso segundo a direção longitudinal, direção esta predominante e mais condicionante.

TABELA 6 – VERIFICAÇÃO DO ELU DE ESFORÇO TRANSVERSO

Combinação de ações	Direção	V _{ed} [kN]	h [m]	A _{s,existente}	A _{s,existente} [cm²/m]	V _{Rd} [kN]
Fundamental	Longitudinal (X)	716	0.9	Est. 16 // 0.20	20.1	927
		474	0.5			492
Sísmica		488	0.9			927
		313	0.5			492

6.2 ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

6.2.1 Estado Limite de Fendilhação

De acordo com a classe de exposição do betão da estrutura em questão, XS3, a norma NP EN 1992-1-1, recomenda uma abertura máxima de fendas de 0.30 mm.

TABELA 7 – ABERTURA DE FENDAS

Direção	Face	M_{QP} [kN.m/m]	F_x [kN]	h [m]	b [m]	A_s [cm ² /m]	M_{sr} [kN.m/m]	s_{rm} [mm]	ϵ_{sm}	w_k [mm]
Longitudinal (x)	Inferior	841	-10400	0.50	1.00	39.27	-1678.1	315	-3.49E-04	0
	Superior	1700	-9800	0.90	1.00	39.27	3101	315	-1.85E-04	0

Como se pode observar, os elevados níveis de compressão nas secções da abóbada contrariam a abertura de fendas dando origem a um valor nulo, coerente com o observado no local onde não são visíveis quaisquer fissuras de natureza estrutural.

6.3 LIGAÇÃO DAS JUNTAS DE BETONAGEM

O trabalho de reabilitação a executar na estrutura de suporte, mais especificamente, de complementação das secções existentes de betão das lajes das abóbadas com betão projetado pressupõe uma adequada ligação entre a camada de betão existente a manter e a nova camada de complementação.

Embora a secção já seja dotada de cintas aptas a cumprir essa função, optou-se por dimensionar uma malha de varões (ganchos), que garantissem uma eficaz ligação entre as duas camadas.

TABELA 8 – QUANTIDADE DE ARMADURA A ADOTAR PARA GARANTIR A LIGAÇÃO ENTRE CAMADAS DE BETÃO

e (m)	0,5	e (m)	0,8
β	1	β	1
z (m)	0,41	z (m)	0,68
b_i (m)	1	b_i (m)	1
Ved (kN)	474	Ved (kN)	716
Vedi (kN)	1165	Vedi (kN)	1058
c	0,4	c	0,4
u	0,7	u	0,7
f_{ctd} (kPa)	1933,3	f_{ctd} (kPa)	1933,3
σ_n (kPa)	0	σ_n (kPa)	0
f_{yd} (kPa)	347826	f_{yd} (kPa)	347826
α (rad)	1,57	α (rad)	1,57
Vr_{di} (kN)	1165	Vr_{di} (kN)	1058
A_{s,min} (cm²/m²)	16,09	A_{s,min} (cm²/m²)	11,69
A_{s,w} existente (cm²/m)	20,1	A_{s,w} existente (cm²/m)	20,1
A_{s,adotada} (cm²/m²)	8,04	A_{s,adotada} (cm²/m²)	15,70
A_{s,adotada}	Φ16 // 0,50m // 0,50m	A_{s,adotada}	Φ20 // 0,40m // 0,40m

6.4 VERIFICAÇÃO FASE CONSTRUTIVA

De forma a proceder à validação do processo construtivo proposto, procedeu-se à análise estrutural tendo em consideração o faseamento.

Como indicado na Memória Descritiva, o faseamento construtivo final será devidamente definido pelo empreiteiro, tendo nesta fase sido considerado que haverá necessidade de instalação de estruturas de suporte provisório de forma a minimizar o efeito da fragilização da estrutura em resultado da redução das secções resistentes durante os trabalhos de demolição. Admitiu-se uma disposição de torres verticais, cujo afastamento máximo, não excederia uma malha de 2.0 m x 2.0 m.

Para evitar danos na estrutura e reduzir a carga nas torres, considera-se que não será viável a intervenção simultânea em abóbadas consecutivas, havendo ainda sempre a necessidade de instalação de um sistema de suporte provisório da abóbada alvo de intervenção, e nas imediatamente adjacentes.

Tendo em consideração o atrás exposto, nesta fase, foi estudada uma solução de faseamento que visa a execução da obra com a menor interferência no seu funcionamento estrutural. Assim sendo, prevê-se a execução faseada das operações de demolição e complementação das secções de cada abóbada.

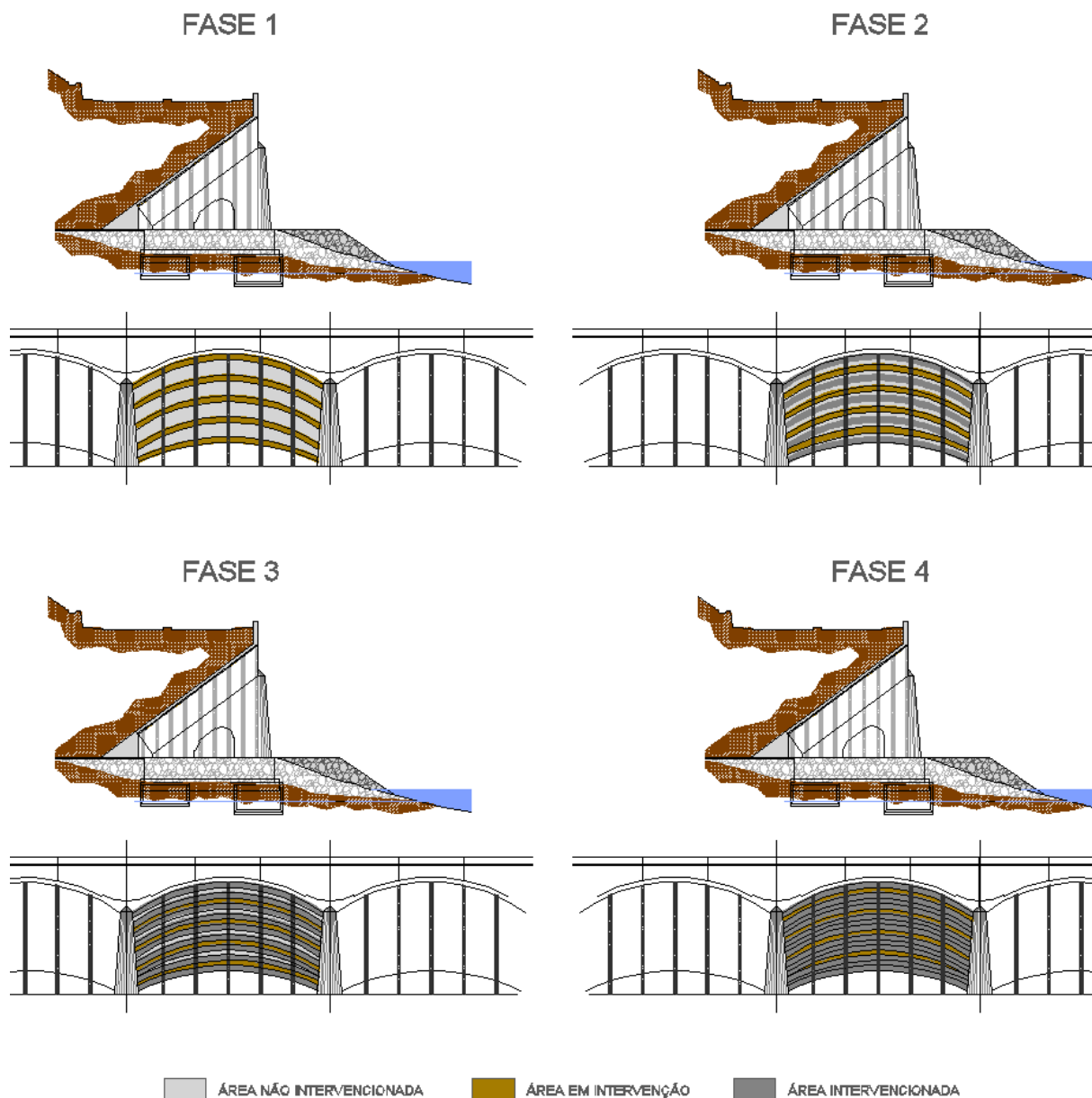


FIGURA 15 – FASEAMENTO CONSTRUTIVO PREVISTO PARA AS ABÓBADAS

Procedeu-se então a uma análise expedita da estrutura considerando o faseamento construtivo descrito na Memória Descritiva.

Essa análise foi realizada através de modelos de cálculo desenvolvidos no programa de cálculo CSI Bridge V20. Estes modelos de cálculo pretendem simular o comportamento da estrutura durante o seu faseamento construtivo. Para tal utilizou-se a opção staged construction do CSI Bridge, que permite definir a sequência construtiva da intervenção, sendo que os sistemas estruturais e ações do peso próprio e impulsos vão sendo atualizados em cada fase construtiva.

Nas figuras seguintes apresenta-se a evolução dos diagramas de momentos fletores na direção longitudinal e transversal durante o faseamento construtivo, considerando uma combinação Rara de Ações.

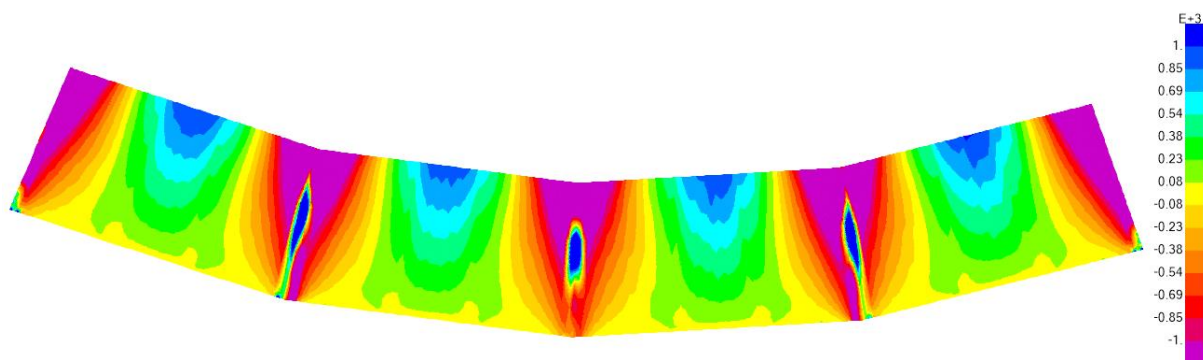


FIGURA 16 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS – FASE INICIAL

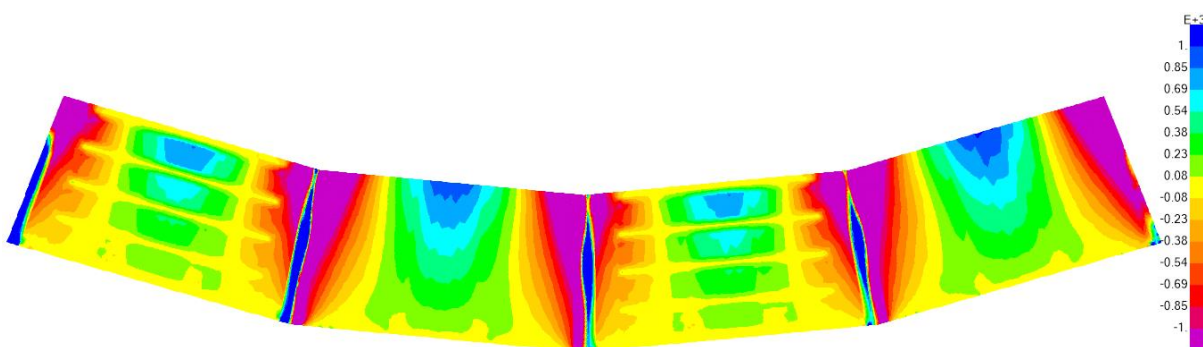


FIGURA 17 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS – FASE 1 (DEMOLIÇÃO+COMPLEMENTAÇÃO)

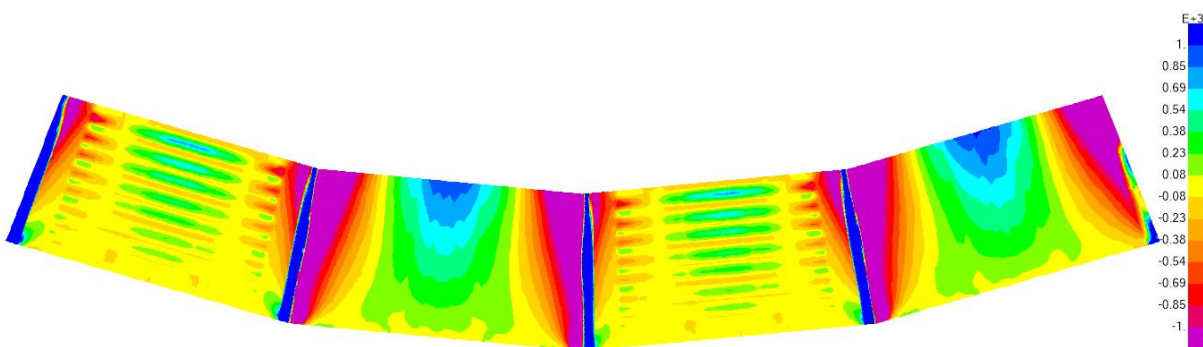


FIGURA 18 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS – FASE 2 (DEMOLIÇÃO+COMPLEMENTAÇÃO)

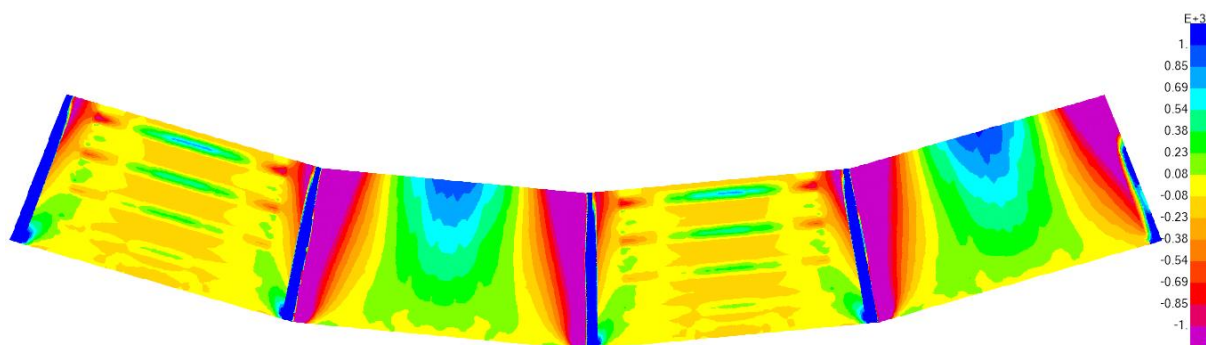


FIGURA 19 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS – FASE 3 (DEMOLIÇÃO+COMPLEMENTAÇÃO)

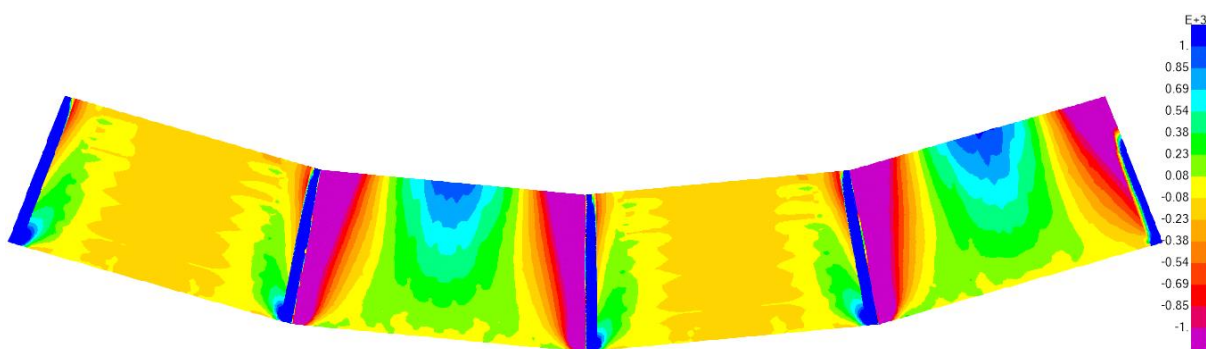


FIGURA 20 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS – FASE 4 (DEMOLIÇÃO+COMPLEMENTAÇÃO)

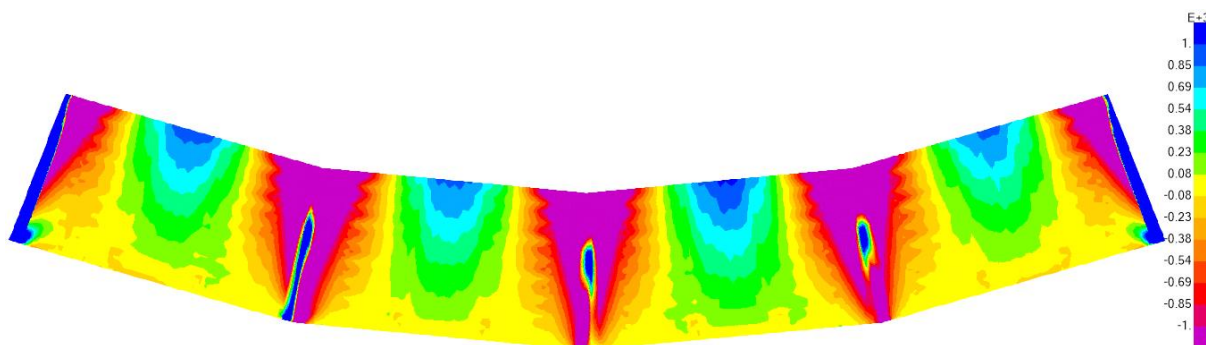


FIGURA 21 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES TRANSVERSAIS – FASE FINAL (REMOÇÃO ESCORAMENTOS)

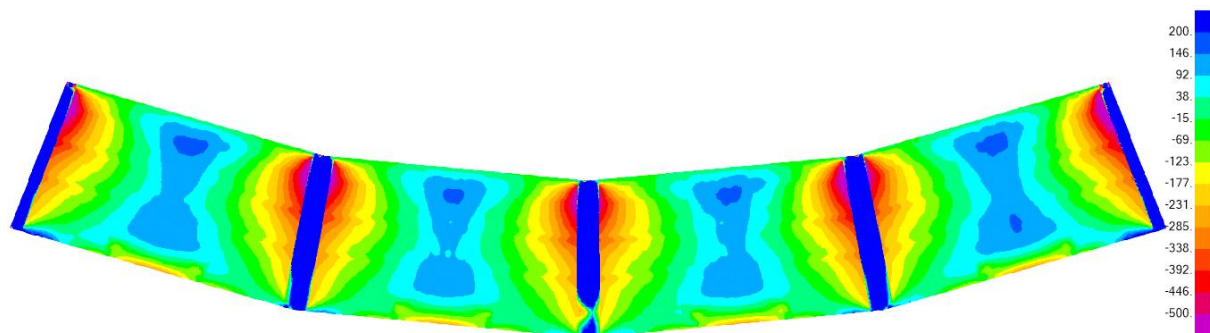


FIGURA 22 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES LONGITUDINAIS – FASE INICIAL

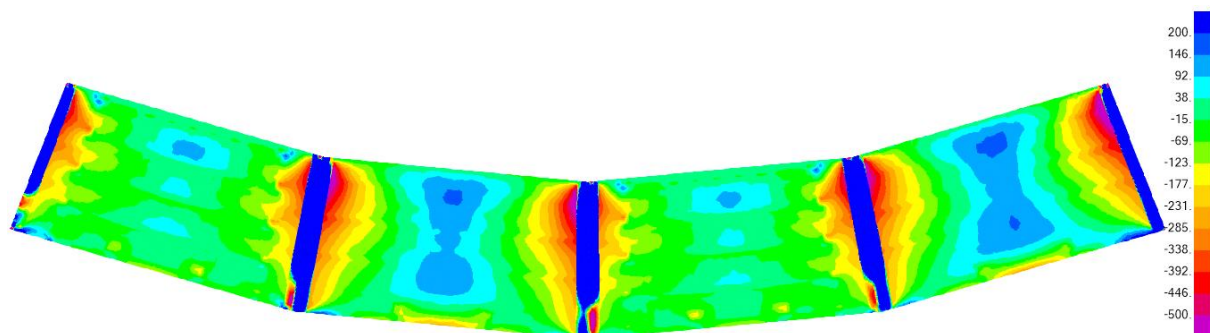


FIGURA 23 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES LONGITUDINAIS – FASE 1 (DEMOLIÇÃO+COMPLEMENTAÇÃO)

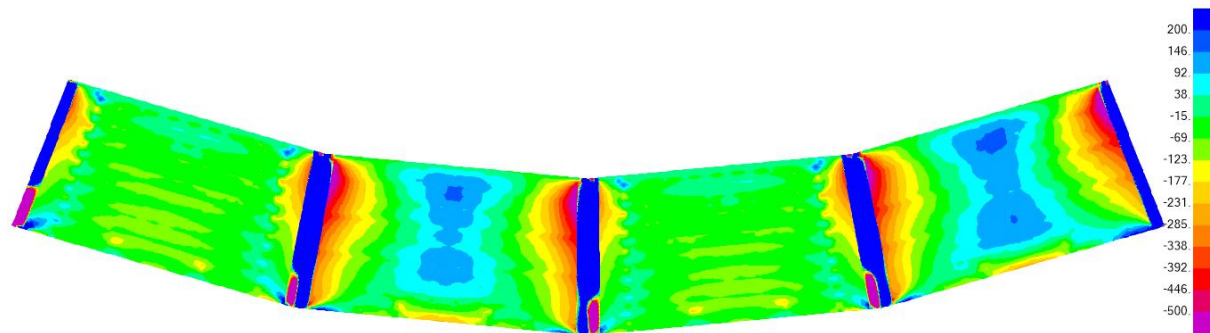


FIGURA 24 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES LONGITUDINAIS – FASE 2 (DEMOLIÇÃO+COMPLEMENTAÇÃO)

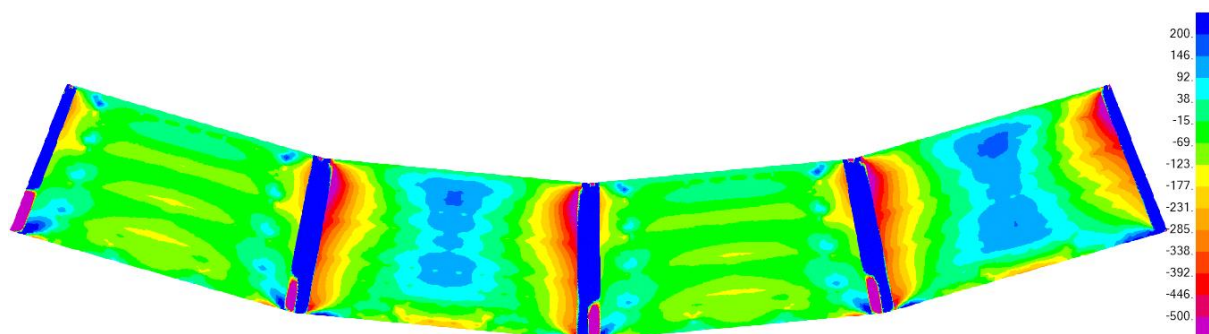


FIGURA 25 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES LONGITUDINAIS – FASE 3 (DEMOLIÇÃO+COMPLEMENTAÇÃO)

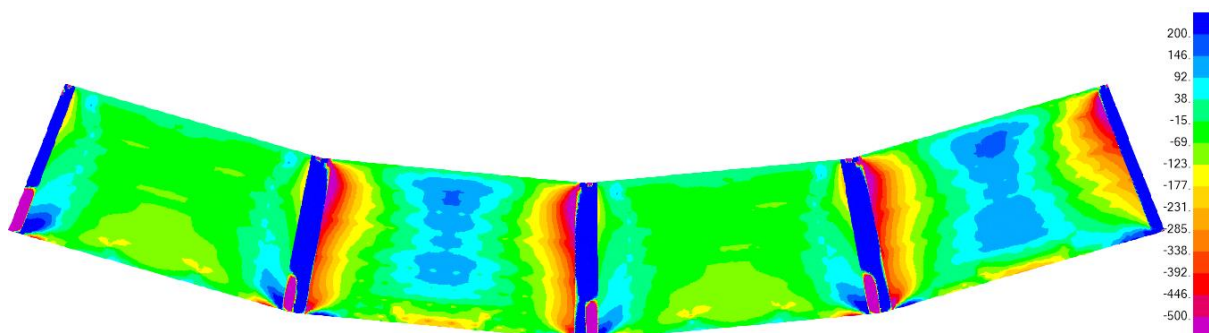


FIGURA 26 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES LONGITUDINAIS – FASE 4 (DEMOLIÇÃO+COMPLEMENTAÇÃO)

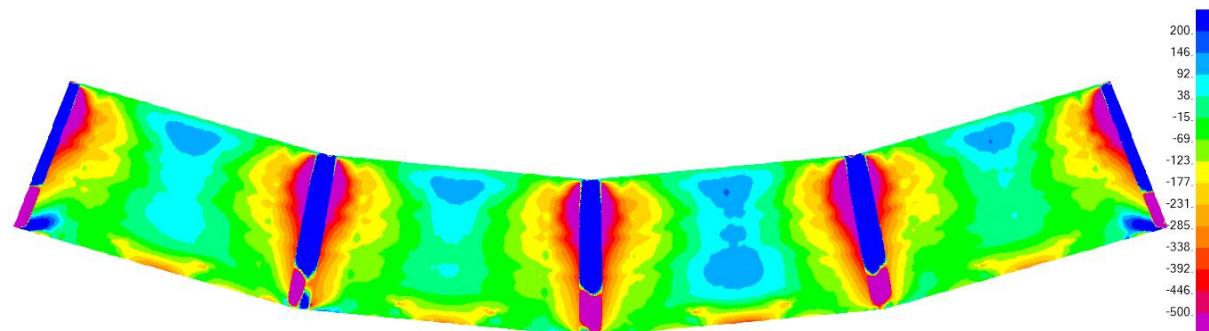


FIGURA 27 - DIAGRAMA DE MOMENTOS FLETORES LONGITUDINAIS – FASE FINAL (REMOÇÃO ESCORAMENTOS)

Nas figuras seguintes apresentam-se os diagramas de esforços axiais longitudinais iniciais (antes da execução dos trabalhos), e finais (após operações de reabilitação e remoção dos escoramentos).

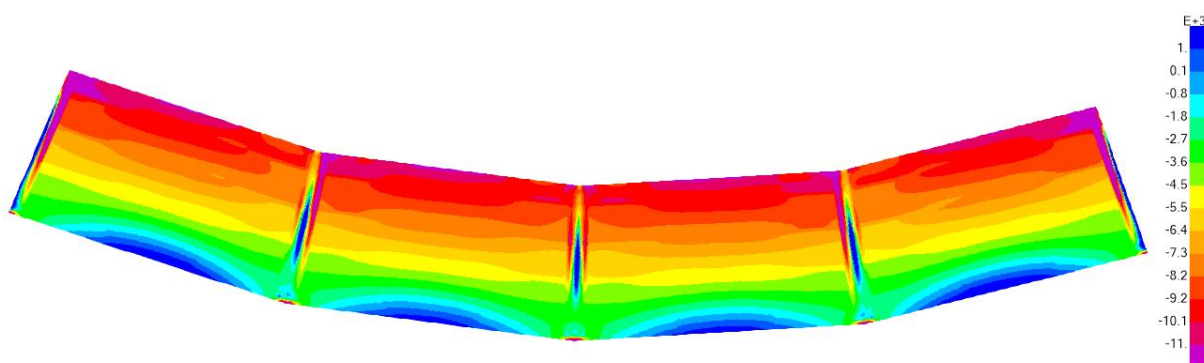


FIGURA 28 - DIAGRAMA DE ESFORÇOS AXIAIS LONGITUDINAIS – FASE INICIAL

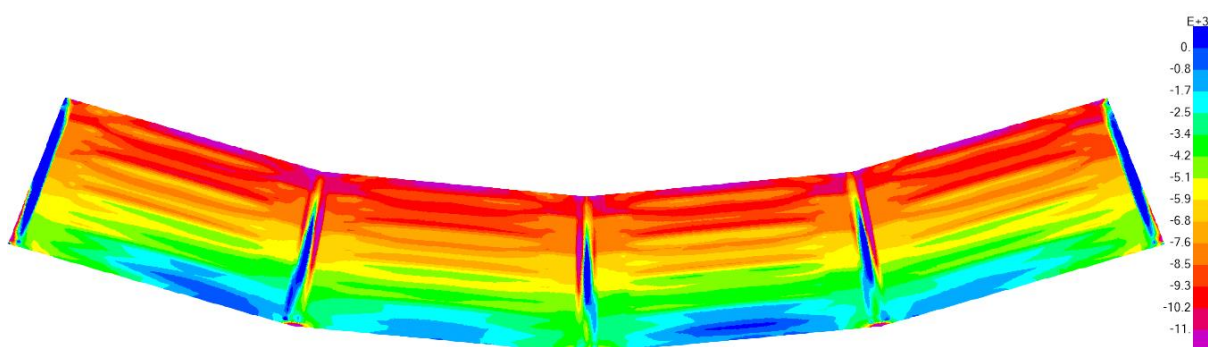


FIGURA 29 - DIAGRAMA DE ESFORÇOS AXIAIS LONGITUDINAIS – FASE FINAL (REMOÇÃO ESCORAMENTOS)

Complementarmente procedeu-se a uma análise simplificada do sistema estrutural da laje de forma a validar a largura máxima das faixas de intervenção. Para tal admitiu-se uma situação limite de formação de uma rótula plástica na secção central da faixa em intervenção, formando-se um mecanismo de consola curta, tendo a verificação sido realizada segundo o método escora-tirante:

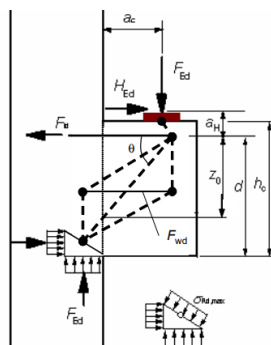
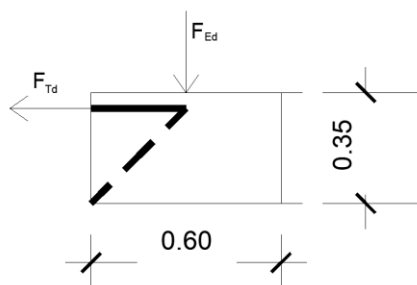


FIGURA 30 – MODELO ESCORA-TIRANTE PARA UMA CONSOLA CURTA

Assim sendo, tendo em consideração as ações e critérios indicados em 4, e admitindo uma distribuição uniforme da carga na zona condicionante de maior carga (carga máxima de cerca de 350 kN/m²), a carga total F_{Ed} a transmitir entre a zona da abóbada em intervenção (com redução de secção) e a laje com secção completa toma o valor de:

$$F_{Ed} = 1.20 \times \left(350 \times \frac{1.20}{2} \right) = 252 \text{ kN}$$

Considerou-se um fator de segurança de 1.20 para a situação transitória correspondente ao faseamento construtivo.



Admitindo o funcionamento acima apresentado, com biela formada a 45°, a força máxima de tração no tirante $F_{t,d}$ toma o valor de 252 kN/m. Considerando a armadura de distribuição existente de Ø16//0.25 em aço A40, a força máxima resistente será de cerca de 280 kN/m, valor este superior ao atuante $F_{t,d}$.

Pela análise das figuras anteriores é possível concluir que os esforços principais na estrutura, após as intervenções de reabilitação, são idênticos aos inicialmente instalados antes da execução dos trabalhos, pelo que as verificações de segurança apresentadas em 6.1 se mantêm válidas. Tal deve-se ao facto de ter sido adotada uma métrica de torres de escoramento que assegura que, durante as operações de

demolição e posterior complementação das secções, a carga será parcialmente transmitida às torres, assegurando que não serão instalados esforços adicionais significativos na laje das abóbadas. Após a remoção faseada das torres, a estrutura será naturalmente “recarregada”, pelo que os esforços iniciais tornarão a instalar-se, com uma distribuição próxima da inicial.

Para que ocorra a transmissão das cargas instaladas nas torres, devido ao processo construtivo de demolição e complementação das secções, para a estrutura das abóbadas, a estrutura terá necessariamente de deformar durante o processo de remoção dos escoramentos.

Como tal, é previsível que a deformação da estrutura aumente relativamente à atual configuração. Os resultados obtidos através do modelo de cálculo de faseamento agora desenvolvido conduzem a valores de deformação após remoção dos escoramentos da ordem de 30 mm, como apresentado nas figuras seguintes:

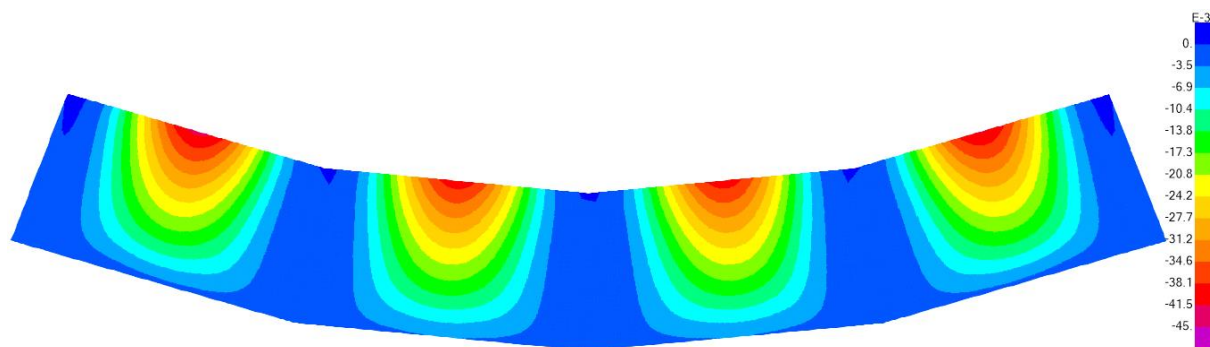


FIGURA 31 – CONFIGURAÇÃO DA DEFORMADA TEÓRICA ATUAL DA ESTRUTURA

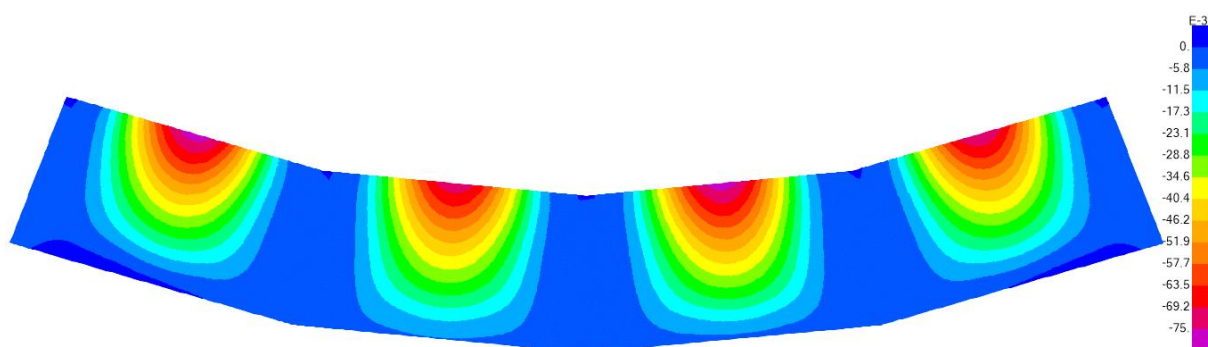


FIGURA 32 – DEFORMAÇÃO TEÓRICA DA ESTRUTURA APÓS A REMOÇÃO DOS ESCORAMENTOS