

ARTIGO REF: 6704

## **AVALIAÇÃO DAS CAUSAS DO DESABAMENTO DA COBERTURA DE UM GINÁSIO ESCOLAR**

**Filda Langa<sup>(\*)</sup>, Fulgêncio Nhumai, Aurélio Sine, Henrique Filimone, Américo Dimande**

LEM-Laboratório de Engenharia de Moçambique, Maputo, Moçambique

<sup>(\*)</sup> *Email:* fildalanga@gmail.com

### **RESUMO**

O Laboratório de Engenharia de Moçambique é uma instituição criada em 1947 e é parte integrante da unidade orgânica do Ministério das Obras Públicas, Habitação e Recursos Hídricos de Moçambique, além de outras actividades, tem desempenhado um papel preponderante no auxílio técnico às instituições do Estado, municípios, empresas de construção, consultoria e pessoas singulares na avaliação da segurança estrutural; no diagnóstico do estado de conservação de estruturas e na verificação da conformidade de projectos de construção e ou reabilitação. A sua actividade é essencialmente dirigida para a resolução de problemas técnicos colocados pela indústria, para a transferência de conhecimentos e de tecnologia avançada para os utilizadores. Neste ramo, a eficácia da actividade de avaliação da segurança estrutural, inspecção e diagnóstico de patologias por técnicos qualificados é indispensável.

No presente artigo, é feita a descrição do desabamento da cobertura do ginásio da escola secundária John Issa, ocorrido no Município da Macia, província de Gaza em meados de 2015, não tendo-se registado na altura nenhum fenómeno meteorológico que justificasse o desabamento da cobertura. Para o efeito, foi solicitado pelo Ministério de Educação e Desenvolvimento Humano um estudo ao Laboratório de Engenharia de Moçambique para avaliação dos destroços e o apuramento das causas do incidente.

### **INTRODUÇÃO**

A identificação das causas de desabamento de uma dada estrutura exige a intervenção de peritos com conhecimentos e experiência nas áreas de materiais de construção, durabilidade, ensaios de diagnóstico e análise estrutural. A metodologia empregue pelo Laboratório de Engenharia de Moçambique em intervenções desta natureza envolve a realização de um conjunto de acções, nomeadamente: i) inspecção visual; ii) análise dos elementos disponíveis do projecto; iii) caracterização estrutural; iv) ensaios de caracterização das propriedades dos materiais; v) modelação numérico. A inspecção visual desenvolve-se sobre os elementos da estrutura como sejam, pilares, vigas, lajes elementos da cobertura e visa avaliar visualmente os danos existentes na obra, dessa inspecção resulta um relatório de inspecção visual. Estas inspecções podem ser complementadas com um conjunto de ensaios de caracterização das propriedades dos materiais. Na caracterização estrutural é feita a identificação e caracterização dos elementos estruturais da obra. São, igualmente, analisados os elementos do projecto, confrontando-os com a estrutura executada, em termos de dimensões e sua constituição. Quando se trata de estruturas de betão armado são conduzidos ensaios de sondagem de armaduras, que incluem a sua localização, recobrimento, diâmetro e espaçamento. Para a caracterização das propriedades dos materiais são realizados ensaios não-destrutivos ou destrutivos. Nos primeiros a intervenção é menos intrusiva, enquanto nos

segundos exigem a recolha de amostras para ensaios em laboratório. Do conjunto de ensaios não-destrutivos para a caracterização do betão, disponíveis no LEM destacam-se o ensaio esclerométrico e a avaliação das propriedades do betão por meio da medição de pulsos ultrassónicos. Para a determinação das propriedades mecânicas do betão pelos ensaios destrutivos são extraídas amostras, em geral carotes cilíndricos, de dimensões ajustadas ao tipo de betão, que são posteriormente ensaiadas em laboratório, podendo ser avaliada a sua resistência à compressão e à tracção e determinado o seu módulo de elasticidade. A determinação das propriedades do aço envolve, igualmente, a extração de amostras em locais seleccionados da estrutura. Nestes casos podem ser determinadas as propriedades mecânicas de resistência à tracção, como o traçado completo da curva que relaciona as tensões com as deformações. Estes parâmetros servem também de dados para a elaboração do modelo numérico da estrutura.

No presente artigo apresenta-se o caso do desabamento da estrutura de cobertura do ginásio da Escola Secundária John Issa, no Município da Macia, inaugurada em Abril de 2011. O Laboratório de Engenharia de Moçambique (LEM) foi solicitado pelo Ministério da Educação e Desenvolvimento Humano a apurar as causas do desabamento que ocorreu num dia normal sem solicitações significativas em termos de ventos.

## DESABAMENTO DA COBERTURA DO GINÁSIO DA ESCOLA SECUNDÁRIA JOHN ISSA

### Breve descrição da estrutura do ginásio

A estrutura do ginásio da Escola Secundária John Issa faz parte do complexo escolar construído no Município da Macia, cuja inauguração data de 08 de Abril de 2011.

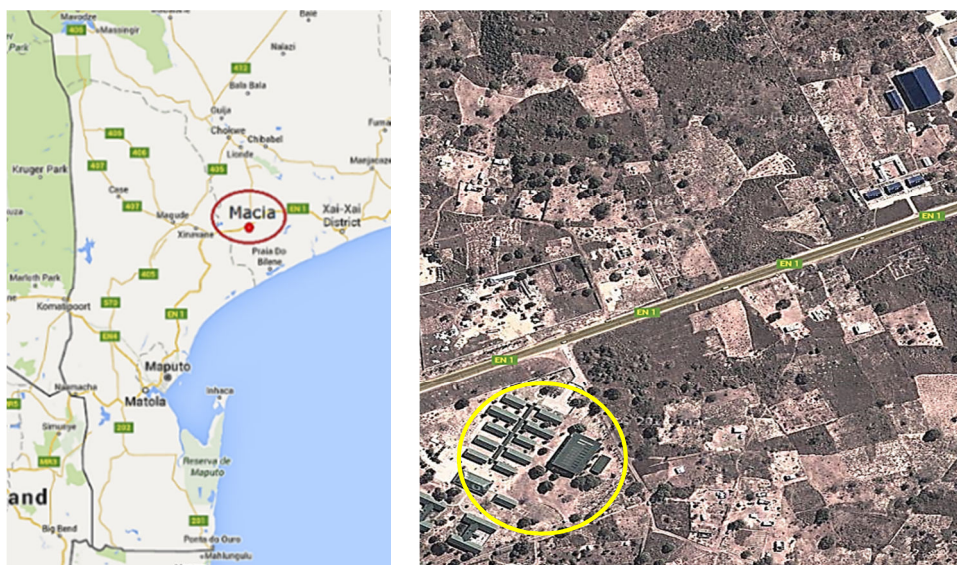
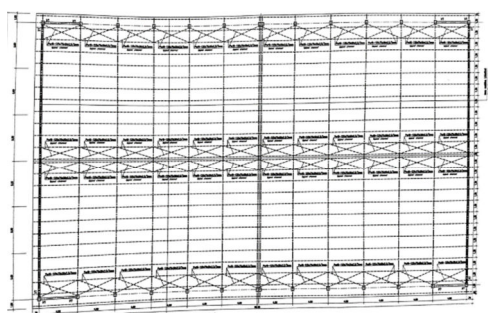


Fig. 1 - Localização da Escola Secundária John Issa.

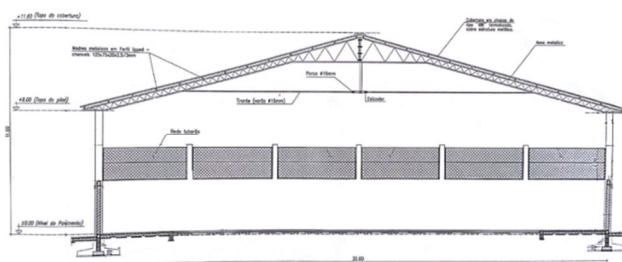
Estruturalmente, o ginásio é constituído por um pavilhão composto por uma estrutura em betão armado e cobertura em estrutura metálica, cuja área em planta é de  $30 \times 48 \text{m}^2$ . A estrutura em betão armado é composta por dois alinhamentos de pilares de secção transversal rectangular de  $0,30 \times 0,40 \text{m}$ , afastados entre si de 30m. Em cada alinhamento os pilares

encontram-se espaçados de 4,0m ao longo de um comprimento de 48m. As fundações dos pilares são isoladas e têm dimensões em planta de 1,30x1,30m<sup>2</sup>, conforme o projecto.

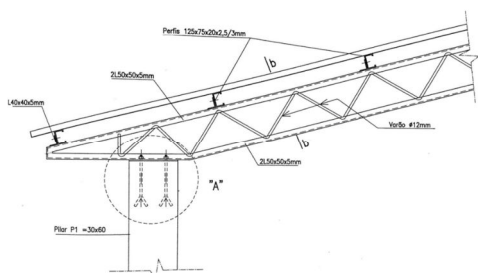
A cobertura é auto-portante, constituída por uma estrutura em treliça composta por 4 cantoneiras unidas por varões de 12mm de diâmetro, formando a asna e, sobre as asnas apoiam-se as madres que, por sua vez, dão apoio as chapas de cobertura tipo IBR. As asnas encontram-se apoiadas sobre o topo dos pilares de betão armado por meio de sistema de ancoragem com buchas químicas e dispõem de um tirante na parte inferior para absorver os esforços de tracção que se desenvolvem na cobertura. O tirante é constituído por um varão liso de diâmetro 16mm.



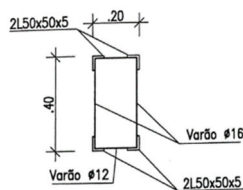
a) Planta estrutural da cobertura



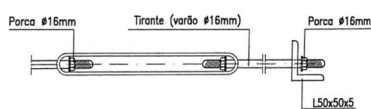
b) Alçado do ginásio



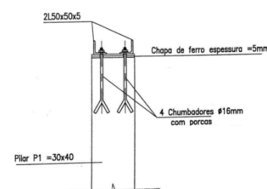
c) Pormenor da ancoragem cobertura-pilar



d) Corte b-b



e) Sistema de atirantamento



f) Pormenor "A"

Fig. 2 - Características dos elementos da cobertura.

### Inspecção visual aos destroços do desabamento

De modo a subsidiar a investigação levada a cabo pelos peritos do LEM, foi feita uma campanha de inspecção visual aos destroços da estrutura metálica da cobertura, assim como aos pilares. A inspecção visual constituiu um dos primeiros passos realizados aquando de um desabamento, pois fornece informações sobre o estado dos elementos da estrutura. Assim, a partir da análise dos dados fornecidos por esse mesmo relatório que se decide qual o tipo de intervenção e quais os estudos a realizar.

Da inspecção visual aos destroços do desabamento foram feitas as seguintes constatações:

- Ocorrência de fendas em pilares derivadas de deformações excessivas induzidas durante o desabamento da cobertura;
- Rotura de pilares após o desabamento da cobertura;

- Corrosão generalizada da estrutura metálica da cobertura (asnas, madres e tirantes);
- Rotura dos elementos de aço que constituem os tirantes;
- Perda de secção do tirante por corrosão;
- Corrosão das ancoragens dos tirantes;
- Sistema de ancoragem cobertura-pilar constituído por chumbadores com terminação recta e comprimento de amarração que varia de 150 a 200mm
- Arrancamento total dos chumbadores, incluindo o produto de fixação;
- Destacamento total da argamassa de enchimento no topo dos pilares onde assenta a estrutura da cobertura.



a) Fendas nos pilares



b) Rotura do pilar



c) Corrosão generalizada da estrutura metálica



d) Perda de secção dos tirantes por corrosão



e) Corrosão das ancoragens dos tirantes



f) Arrancamento total dos chumbadores

Fig. 3 - Danos observados na estrutura após o desabamento da cobertura.

### Caracterização dos materiais: Betão e Aço

De modo a avaliar a satisfação das especificações do projecto executivo face à estrutura executada, foram conduzidos ensaios ao betão dos pilares e ao aço do tirante.

#### a) Betão

O ensaio ao betão dos pilares foi realizado *in-situ* com recurso ao esclerómetro de Schmidt. Os resultados obtidos ditaram que a classe do betão usada no fabrico dos pilares é superior à especificada no projecto, tendo sido obtida uma resistência cuja equivalência é de um betão da classe B30.

#### b) Aço

Foram ensaiadas em laboratório 3 (três) amostras do aço dos tirantes recolhidas em obra. O ensaio consistiu no tensionamento das amostras até a rotura por forma a determinar as suas

características principais, nomeadamente a tensão de cedência e a respectiva tensão de rotura à tracção (Quadro 1). Os resultados dos ensaios ditaram que o tirante é constituído por um aço da classe A235, condizendo com as especificações do projecto executivo.

Tabela 1 - Resultados do ensaio à tracção do aço do tirante.

IDENTIFICAÇÃO								TENSÃO		Extensão após rotura, $\epsilon_u$ , (%)
Ref <sup>a</sup>	Tipo	$\varnothing$ (mm)	$L_o$ (mm)	Peso (g)	Peso/m (g/m)	Secção (mm <sup>2</sup> )	$\varnothing_{ef}$ (mm)	Cêdencia, $R_{eH}$ (N/mm <sup>2</sup> )	Rotura, $R_m$ (N/mm <sup>2</sup> )	
1	Liso	16	500	770	1.540	196.18	15.81	<b>320</b>	<b>490</b>	26
2	Liso	16	500	770	1.540	196.18	15.81	<b>322</b>	<b>490</b>	25
3	Liso	16	500	770	1.540	196.18	15.81	<b>330</b>	<b>492</b>	30
								$\geq 235$	$\geq 360$	$\geq 14$
								<b>Classificação:</b>		<b>A235</b>



(a) Caracterização in-situ do betão



(b) Ensaio de tracção em amostra dos tirantes de aço



(c) Amostras do tirante após o ensaio de tracção

Fig. 4 - Ensaios de caracterização dos materiais betão e aço.

### Análise do comportamento estrutural da cobertura

Foi desenvolvido um modelo numérico tridimensional que serviu de base para a interpretação e a análise do comportamento estrutural da cobertura do ginásio sob acção do seu próprio peso, do vento e das sobrecargas regulamentares. As características geométricas e mecânicas dos materiais, consideradas no modelo, foram obtidas do levantamento geométrico realizado e dos resultados dos ensaios de caracterização mecânica dos materiais conduzidos *in-situ* e em laboratório.

O modelo desenvolvido foi devidamente calibrado e ajustado para que fosse capaz de traduzir de forma real possível a rigidez, a distribuição de massa, as condições de fronteira da estrutura e avaliar a força de tracção no tirante. Visto que antes do colapso da cobertura parte das asnas apresentavam-se sem tirantes, foram simuladas, no modelo numérico, duas situações distintas, nomeadamente: i) Cobertura com os tirantes; ii) cobertura sem os tirantes.

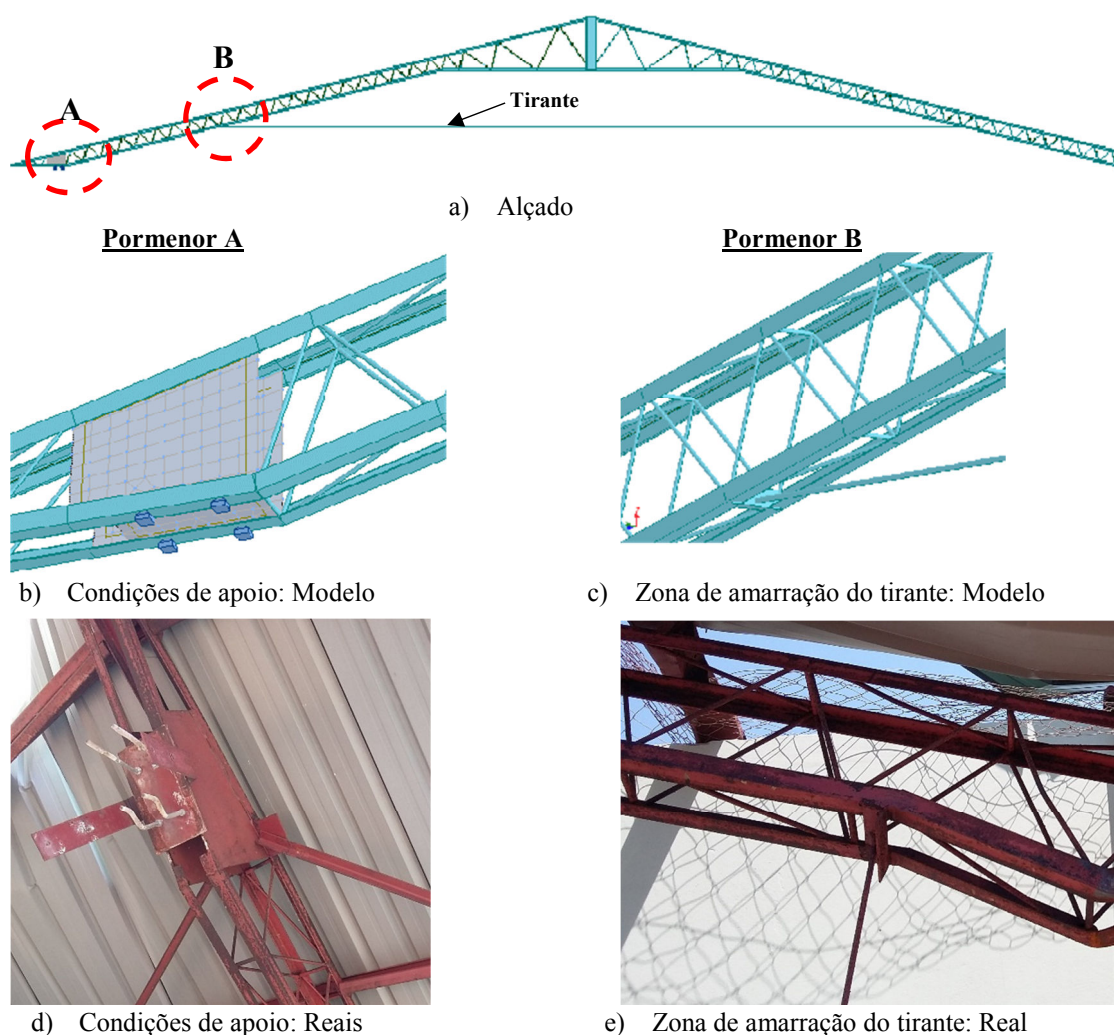


Fig. 4 - Modelo tridimensional da estrutura da cobertura.

### Quantificação de acções

Para além das acções que decorrem da natureza dos materiais empregues, peso próprio (PP), foram também consideradas as acções previstas no Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes (RSAEP).

#### Acção do Peso próprio:

- Peso específico dos elementos metálicos.....	77,0 kN/m <sup>3</sup>
- Peso das chapas tipo IBR .....	0,0433 kN/m <sup>2</sup>
- Peso das Madres ( <i>lipped-chanel: 125x75x20x3</i> ) .....	0,0459 kN/m <sup>2</sup>

#### Sobrecarga em Coberturas:

- Carga uniformemente distribuída .....	0,30 kN/m <sup>2</sup>
---	------------------------

#### Acção do Vento:

A acção do vento foi quantificada tendo em conta a geometria em planta e em alçado do edifício. Os dados considerados para a quantificação da acção do vento foram os seguintes:

- Zona A;
- Rugosidade tipo II;
- Dimensões extremas em planta do ginásio: 30m x 48m;
- Altura total acima do nível terreno: 11,6m;
- Área de influência por nó da cobertura:  $A_i = 6,0m^2$ .

O valor característico ( $w_k$ ) da pressão dinâmica do vento foi obtido do abaco apresentado na Figura 5 e os coeficientes de pressão exterior a partir do Quadro 2 de acordo com o ângulo de incidência do vento ( $\alpha = 0^\circ$ , corresponde ao vento, actuando perpendicularmente à fachada com 48m de comprimento;  $\alpha = 90^\circ$ , corresponde ao vento, actuando perpendicularmente à fachada com 30m de comprimento). A força devido ao vento que actua em cada nó foi determinada a partir da Equação 1. Para o coeficiente de pressão interior foi considerado que o ginásio possui as quatro fachadas com permeabilidade semelhante ( $\delta_{pi} = -0,30$ ). De acordo com o Quadro 2 o efeito do vento predominante sobre a cobertura é de sucção.

$$F_i = w_k \cdot A_i \cdot \delta_{pe} \tag{1}$$

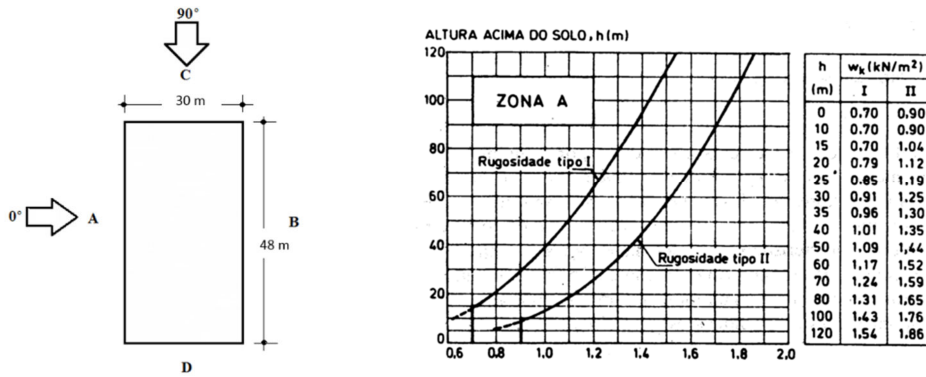
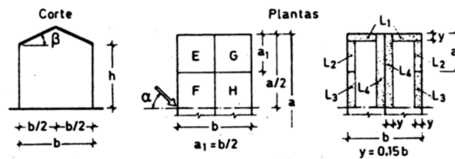


Fig. 5 - Valores característicos da pressão do vento,  $w_k$  (kN/m<sup>2</sup>).

Tabela 2 - Coeficiente de pressão exterior,  $\delta_{pe}$ , para cobertura de duas vertentes.



Relações geométricas do edifício h/b	Inclinação da vertente $\beta$ (graus)	Accões globais								Accões locais			
		Direcção do vento $\alpha = 0^\circ$		Direcção do vento $\alpha = 90^\circ$									
		E, F	G, H	E, G	F, H	L <sub>1</sub>	L <sub>2</sub>	L <sub>3</sub>	L <sub>4</sub>				
$\frac{h}{b} < \frac{1}{2}$	0	-0,8	-0,4	-0,8	-0,4	-2,0	-2,0	-2,0					
	5	-0,9	-0,4	-0,8	-0,4	-1,4	-1,2	-1,2				-1,0	
	10	-1,2	-0,4	-0,8	-0,6	-1,4	-1,4					-1,2	
	20	-0,4	-0,4	-0,7	-0,6	-1,0						-1,2	
	45	0	-0,4	-0,7	-0,6	-0,8						-1,1	
$\frac{1}{2} < \frac{h}{b} < \frac{3}{2}$	0	-0,8	-0,6	-1,0	-0,6	-2,0	-2,0	-2,0					
	5	-0,9	-0,6	-0,9	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5				-1,0	
	10	-1,1	-0,6	-0,8	-0,6	-2,0	-2,0	-1,5				-1,2	
	20	-0,7	-0,5	-0,8	-0,6	-1,5	-1,5	-1,5				-1,0	
	45	-0,2	-0,5	-0,8	-0,8	-1,0						-1,0	
$\frac{3}{2} < \frac{h}{b} < 6$	0	-0,7	-0,6	-0,9	-0,7	-2,0	-2,0	-2,0					
	5	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5				-1,0	
	10	-0,7	-0,6	-0,8	-0,8	-2,0	-2,0	-1,5				-1,2	
	20	-0,8	-0,6	-0,8	-0,8	-1,5	-1,5	-1,5				-1,2	
	45	-1,0	-0,5	-0,8	-0,7	-1,5						-1,0	

### Combinação de acções:

Os valores de cálculo dos esforços actuantes para a verificação da segurança em relação aos Estados Limites Últimos de tracção no tirante, foram obtidos de acordo com as regras definidas no RSAEP (Art.12º):

$$S_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{Gk} \cdot S_{Gk} + \gamma_q \cdot S_q \quad (2)$$

Tabela 3 - Combinação de acções consideradas.

Nr.	Combinação de acções	
1	COMB1	1.35 S <sub>Gk</sub> +1.50 S <sub>Qk</sub>
2	COMB2	1.0 S <sub>Gk</sub> +1.50 W <sub>k</sub>

### Resultados da análise do comportamento estrutural da cobertura

São apresentadas na Figura 6 as deformadas da cobertura para a combinação 2 (COMB2) considerando o cenário da cobertura com tirantes e sem tirantes. Da análise das deformadas conclui-se que a ausência do tirante conduz a um ligeiro aumento da deformação máxima da cobertura de 16.77 mm para 18.04 mm. Nas Figuras 7 e 8 são apresentadas as reacções de apoio e as tensões axiais induzidas na cobertura, sendo estas últimas inferiores às tensões admissíveis do aço.

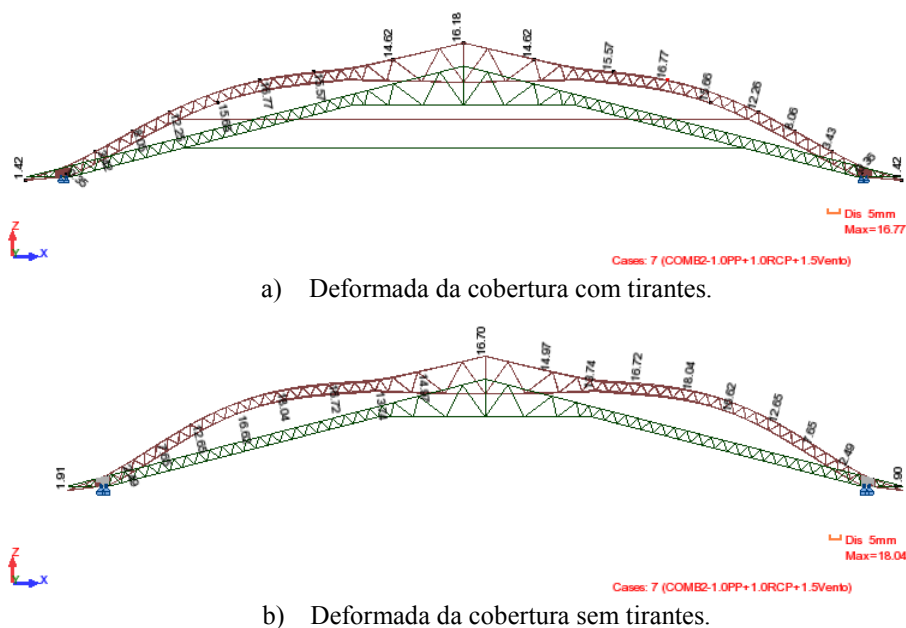


Fig. 6 - Deformada da cobertura sob acção do vento.

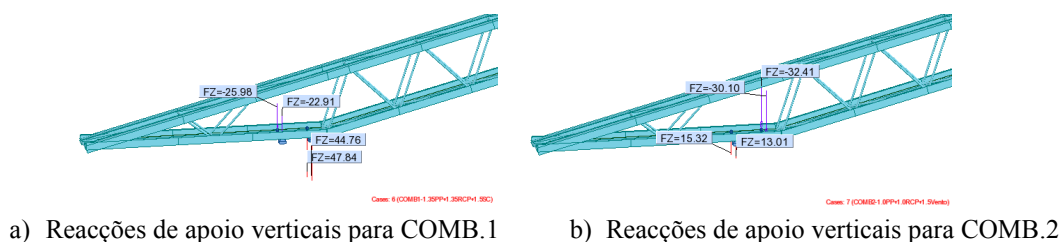
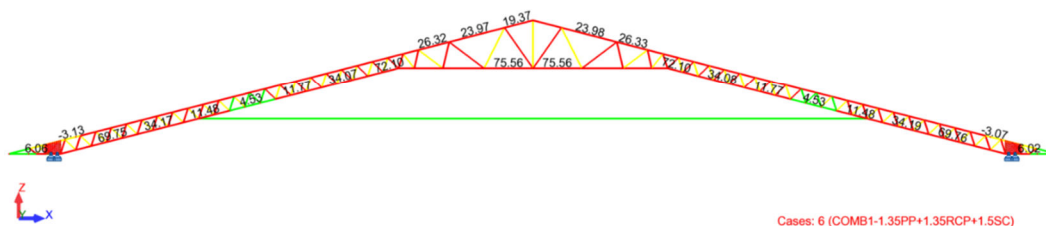
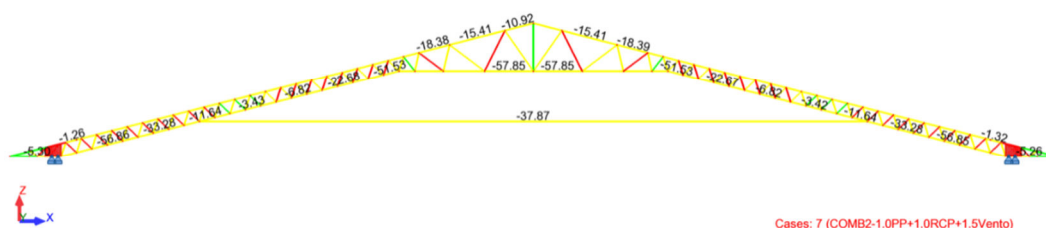


Fig. 7 - Esforços verticais gerados na ligação cobertura-pilar.





(a) Tensões no aço devidas à COMB1.



(b) Tensões no aço devidas à COMB2.

Fig. 8 - Tensões axiais na cobertura.

Tabela 4 - Resumo dos resultados obtidos.

Parâmetros	C.Permanente		COMB.1		COMB.2	
	(I)	(II)	(I)	(II)	(I)	(II)
Fx [kN]	2.81	2.83	7.96	7.98	-7.12	-5.63
	3.01	3.02	8.59	8.60	-7.56	-6.13
	12.40	12.23	38.24	38.07	-30.71	-29.70
	12.49	12.31	38.54	38.36	-30.83	-29.95
Fz [kN]	-7.66	-7.14	-25.98	-25.47	15.32	22.20
	-6.68	<b>-6.19</b>	-22.91	-22.43	13.01	19.76
	14.66	14.04	47.84	47.21	-32.41	<b>-39.37</b>
	13.68	13.08	44.76	44.17	-30.10	-36.93
F <sub>tirante</sub> [kN]	Ø	-	Ø	-	-7.61	-
σ <sub>comp.</sub> [MPa]	37.48	36.73	116.98	116.23	63.23	70.65
σ <sub>tracção</sub> [MPa]	-25.85	-25.10	-85.33	-84.58	-90.87	-92.05
Flecha [mm]	7.47	7.36	22.50	22.32	-16.77	-18.04

Nota: (I) - sem tirante; (II) - com tirante; (+) - compressão; (-) - tracção

### Verificação da segurança da ligação cobertura-pilar

A verificação da segurança da ligação cobertura-pilar consistiu na avaliação da eficiência de transferência de esforços da cobertura para os pilares através das reacções de apoio desenvolvidas nos elementos fixação da cobertura ao topo dos pilares, através dos 4 (quatro) chumbadores instalados com terminação recta.

**a) Verificação do comprimento de aderência**

A avaliação do comprimento necessário de aderência dos chumbadores ao betão é de vital importância no funcionamento conjunto da cobertura e o resto da estrutura. O comprimento de aderência ( $l_0$ ) necessário foi determinado com base nas formulações apresentadas na Figura 9 e Quadro 4. Foi considerada aderência normal e teve-se em conta o esforço de tracção ( $F_z$ ) gerado nos chumbadores. As forças de tracção, mínima e máxima, obtidas pelo modelo valem, respectivamente -6,19kN e -39,37kN e os seus comprimentos de aderência correspondentes são apresentados no Quadro 5.

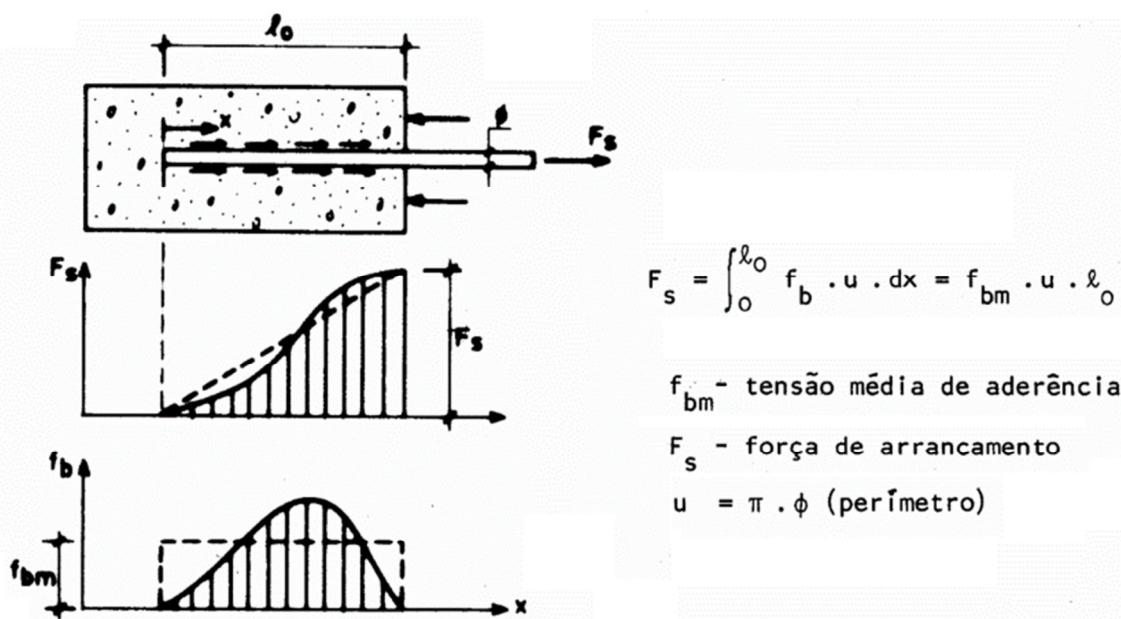


Fig. 9 - Determinação do comprimento de amarração efectivo dos chumbadores

Tabela 5 -. Tensão de aderência do Betão - [REBAP].

Características de aderência dos varões	Classe do betão								
	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55
Aderência normal	0,8	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
Alta aderência	1,8	2,1	2,4	2,7	3,0	3,3	3,6	3,9	4,2

Tabela 6 - Avaliação do comprimento de aderência dos chumbadores.

		Comprimento de aderência		
		Mínimo	Máximo	Em obra
Fz [kN]		-6.19	-39.37	-
l <sub>o</sub> [mm]	Aderência Normal	102.02	648.90	150 a 200
	Alta aderência	45.34	288.40	

Da análise dos resultados do Quadro 5 conclui-se que para o valor máximo da força de tracção nos chumbadores, o comprimento necessário de aderência ao betão não é garantido. Por outro lado, a fixação da cobertura sobre o topo dos pilares contrasta com o projecto, conforme constatado em obra. Estes aspectos terão contribuído, por um lado, para a fragilização da ligação cobertura-pilar e, por outro lado, para a redução da capacidade de restrição de rotação da estrutura da cobertura sobre os seus apoios.

### Considerações finais

No dimensionamento de sistemas de ancoragens, geralmente, os projetistas têm utilizado programas de cálculo automático desenvolvidos por fabricantes desses sistemas. Esses programas de cálculo têm como base de dados as Diretrizes de Aprovações Técnicas, tais como a ETAG001 para dimensionamento de ancoragens mecânicas em betão e o relatório técnico EOTA TR029 para o dimensionamento de ancoragens químicas, apresentando até métodos de cálculo simplificados para uma rápida resposta. Existe também o documento de referência prEN1992-4:2013, norma que apresenta procedimentos de dimensionamento, tendo em conta além dos modos de rotura possíveis, os princípios de transferência de esforços. Os problemas surgem no cumprimento dos procedimentos de instalação definidos nas especificações dos fabricantes de cada produto.

No presente trabalho foram apresentados os procedimentos criados pelo Laboratório de Engenharia de Moçambique na avaliação das causas de desabamento de estruturas e teve como caso de estudo o desabamento da cobertura do ginásio de uma unidade escolar. Deste trabalho concluiu-se que o incidente foi causado pela deficiente montagem do sistema de ancoragem da cobertura, associado à degradação acelerada, por oxidação, dos elementos metálicos que a constituem.

### AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o incentivo e suporte financeiro concedido pelo Laboratório de Engenharia de Moçambique ao Ministério de Educação e Desenvolvimento Humano (MINED), pela oportunidade concedida ao LEM para solucionar as dúvidas acerca das causas que provocaram o desabamento da cobertura do ginásio da Escola Secundária John Issa.

## **REFERÊNCIA**

[1]-LEM-Nr. 33.677. - Relatório técnico LEM - Avaliação das Causas do Desabamento da Cobertura do Ginásio da Escola Secundária John Issa, 2015

[2]-REBAP - Regulamento de estruturas de Betão Armado e Pré- Esforçado. Decreto de lei n. 349-C/83 de 30 de julho. Porto Editora. Porto, (1983).

[3]-RSAEP. Regulamento de segurança e acções para estruturas de edificios e pontes. Decreto de lei nº. 235/83 de 31 de Maio. Porto Editora. Porto, (1983).