

6 ANÁLISE NÃO LINEAR DOS MODELOS INVESTIGADOS

6.1 Introdução

O objetivo central deste trabalho de pesquisa é o de verificar os métodos simplificados de projeto adotados pelo mercado, sobre a resposta estática (deslocamentos e tensões) de estruturas treliçadas para o escoramento de elementos estruturais provisórios. Para tal são apresentados neste capítulo análises estáticas realizadas, em elementos finitos, com base no emprego do programa ANSYS [1]. Onde, os modelos são avaliados com base nos valores máximos dos deslocamentos, esforços e tensões. Os modelos são considerados não lineares e apresentados em grupos de três, diferenciados pelo tipo de travamento horizontal e diagonal do modelo estrutural. A não linearidade geométrica foi considerada através do algoritmo de Lagrange atualizado e na solução do sistema não linear de equações foi utilizado o método de Newton Rapson, e nos modelos onde a convergência apresentou problemas optou-se pela utilização do arc-length.

Conforme a análise a seguir, serão verificadas as diferenças do deslocamento vertical dos modelos apresentados e a indicação de adequação do método simplificado de projeto a ponderação das cargas de projeto, tomando como base as normas descritas[2]-[6]. Para tal estudo, impõe-se um deslocamento prescrito no meio do vão da treliça bi apoiada, e como resposta obtém-se o carregamento correspondente tanto na fase elástica, quanto na fase plástica. Estes deslocamentos verticais máximos no centro do vão do elemento estrutural são apresentados e comparados como modelo simplificado de projeto sem ponderação dos carregamentos (MSP).

A resposta estrutural numérica (deslocamentos e tensões) é investigada de acordo com três situações distintas: modelo simplificado de projeto sem ponderação dos carregamentos (MSP), modelo numérico linear sem ponderação nos carregamentos (MNL), modelo numérico não linear sem ponderação nos carregamentos (MNNL) e de acordo com o limite da norma ABNT NBR 15696 [3].

De acordo com o valor da flecha máxima estabelecida pela norma brasileira ABNT NBR 15696 [3], o deslocamento limite para elementos estruturais de escoramento apresenta um valor de aceitabilidade máximo de $1 + L/500$, onde L corresponde ao vão máximo considerado.

6.1.1 Modelo Estrutural I, V e IX - Análise de deslocamentos, esforços e tensões

Na sequência do estudo, da Figura 49 a Figura 50 e a Figura 51 ilustram curvas associadas aos deslocamentos verticais, obtidos no centro da estrutura treliçada, em função da variação do carregamento adicional de topo do modelo investigado.

Assim sendo, para o vão de 30 m, o deslocamento vertical máximo admissível correspondente ao modelo I, V e IX é de 61 mm. As curvas associadas aos deslocamentos, são confrontadas no gráfico ilustrado na Figura 49, na Figura 50 e na Figura 51.

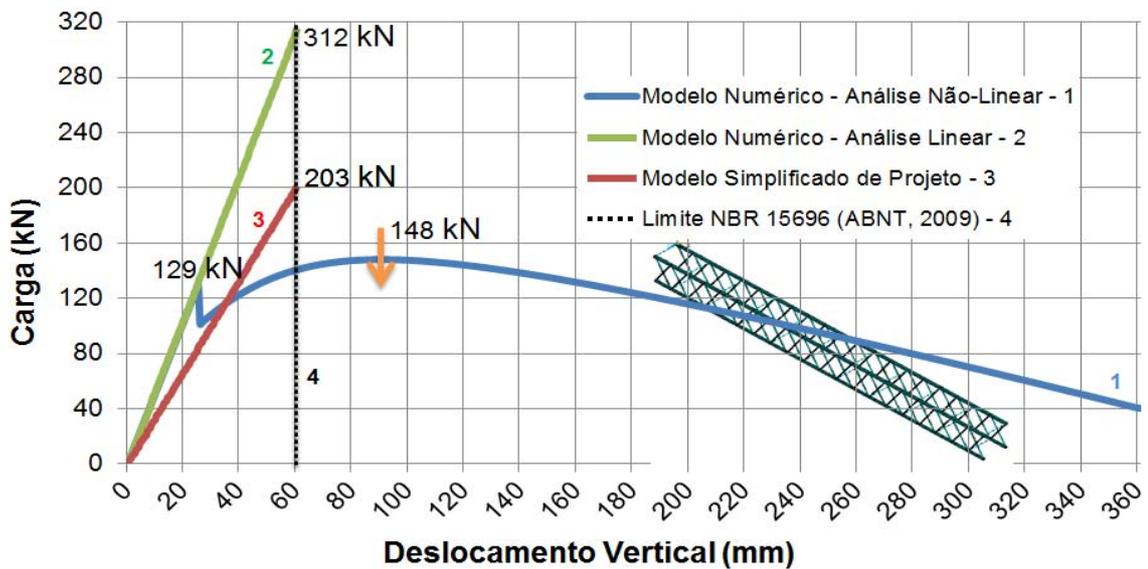


Figura 49– Deslocamento em função da carga concentrada no Modelo I.

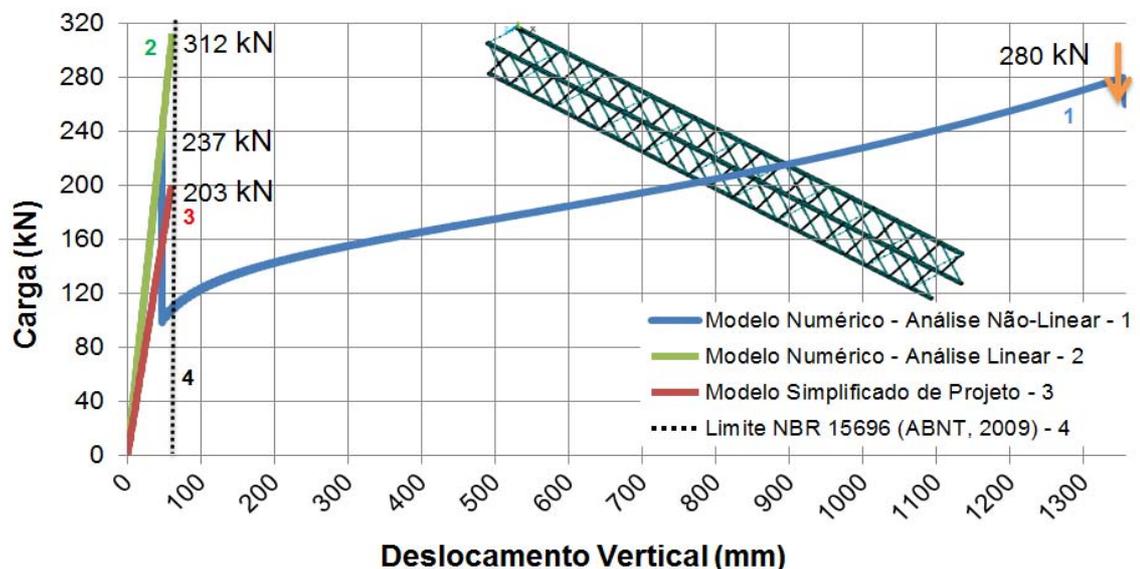


Figura 50– Deslocamento em função da carga concentrada no Modelo V.

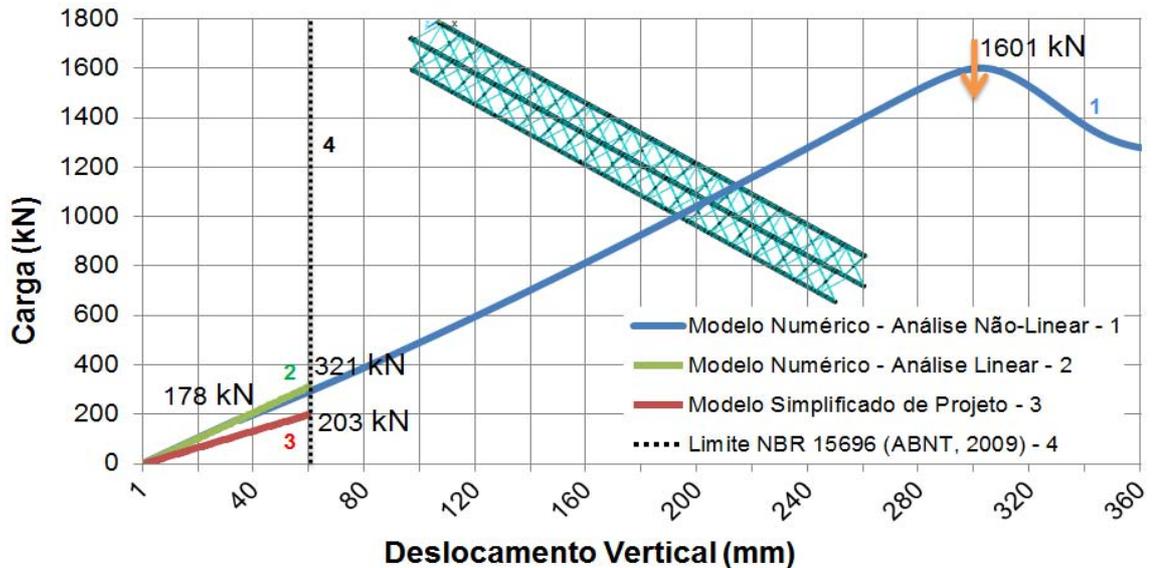


Figura 51– Deslocamento em função da carga concentrada no Modelo IX.

A Figura 49, Figura 50 e Figura 51 ilustram as curvas dos deslocamentos verticais máximos dos Modelo I, V e IX. Basicamente, observa-se uma variação linear dos valores máximos destes deslocamentos no regime elástico, onde o modelo simplificado de projeto (MSP) atende ao proposto no tocante aos deslocamentos inferiores a norma ABNT NBR 15696 [3], até o limite de carregamento de aproximadamente 203kN.

O modelo simplificado de projeto (MSP) do ANSYS [1] apresenta uma diminuição considerável na resistências e comparado com o numérico linear sem ponderação dos carregamentos (MNL), proporcionando um aumento considerável na resistência do conjunto. A Tabela 9 evidencia os carregamentos e ilustra um comparativo percentual do acréscimo de resistência comparado ao (MSP).

Tabela 9 – Carga Crítica do modelo numérico linear nos modelos I, V e IX

Modelos Investigados	Carga Crítica (kN)	Acréscimo de resistência (%)
MSP	203,0	-
Modelo I	312,5	53,94
Modelo V	312,0	53,37
Modelo IX	321,0	58,12

Avaliando o modelo numérico não linear sem ponderações no carregamento (MNNL), observa-se o fim comportamento elástico a partir do limite de carregamento mostrado na Tabela 10, configurando a formação de uma rótula plástica nos tubos de contraventamento mais próximos a extremidade do conjunto como no modelo I e IX e nas diagonais da treliça mais próximas ao apoio como no modelo V. Posterior ao fim do regime elástico, ocorre a acomodação dos esforços com o aparecimento de uma curva que tem o início de declínio a partir da carga de colapso também mostrado na Tabela 10.

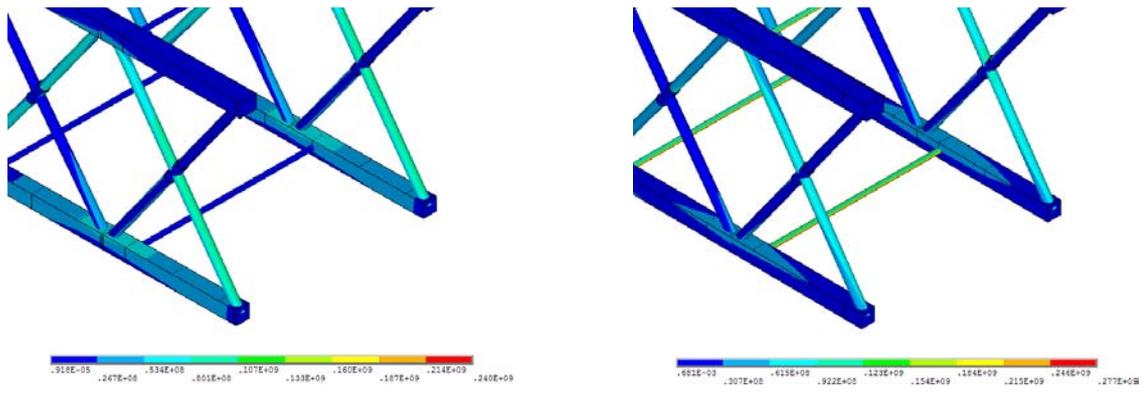
Tabela 10 – Cargas Crítica numérica dos modelos I, V e IX.

Modelo Investigado	Carga Crítica de Escoamento (kN)	Carga de Crítica de Colapso (kN)
Modelo I	129,6	148,0
Modelo V	237,0	280,0
Modelo IX	178,61	1601,0

A formação de uma rótula plástica deve-se ao fato de a estrutura assumir elevada concentração no campo de tensões provocado pelo sistema de forças exteriores que ultrapassaram o limite elástico do material.

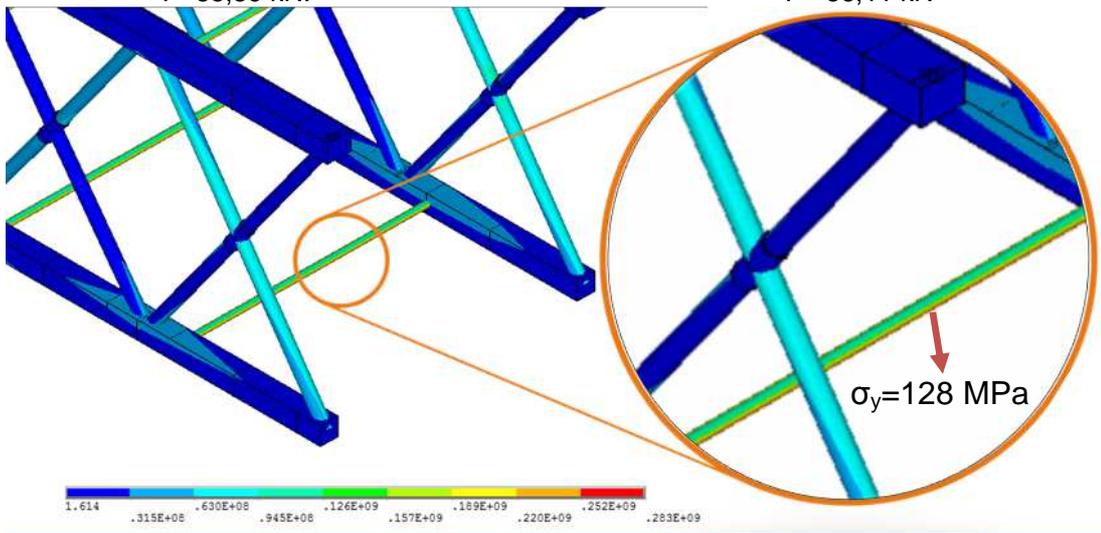
A estrutura tem seu dimensionamento controlado pelo limite de escoamento. De forma a evidenciar este fato, apresenta-se na Figura 52 e na Figura 54, a distribuição de tensões de Von Misses nos tubos de contraventamento mais próximos ao apoio, e na Figura 53, a distribuição de tensões nas diagonais próximas ao apoio, para quatro níveis de carregamento, obtidas através da análise numérica.

Estes níveis correspondem ao momento anterior à entrada no regime de escoamento, no exato momento do escoamento, posterior a entrada do regime de escoamento e o declínio da curva carga *versus* deslocamento com o início do escoamento ou ruína dos materiais empregados na confecção da treliça. Estas são mostradas no item d da Figura 52, na Figura 53 e na Figura 54, respectivamente.

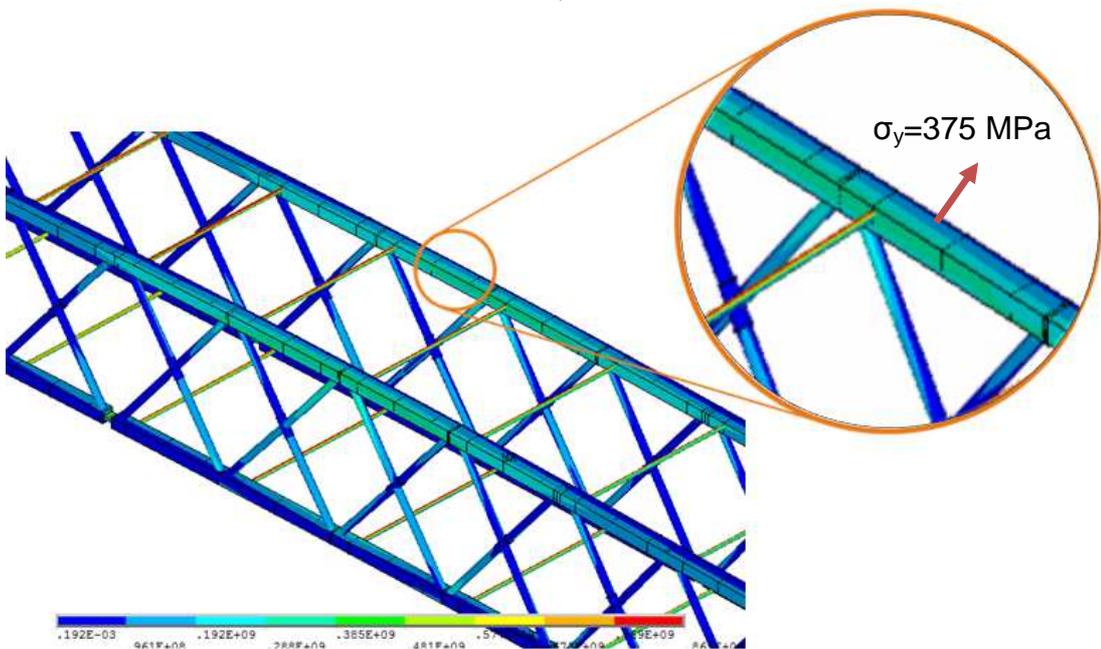


a) Anterior à entrada no regime de escoamento
P=55,89 kN.

b) Momento do escoamento
P =56,11 kN

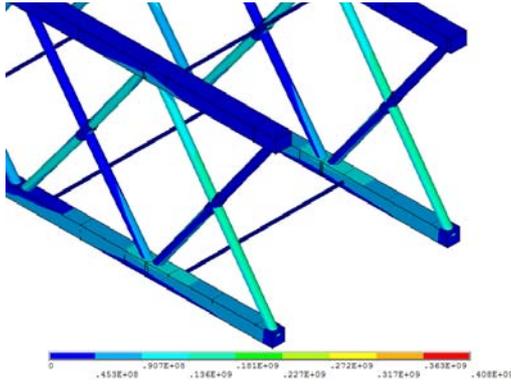


c) Após a entrada no regime de escoamento
P = 56,55 kN

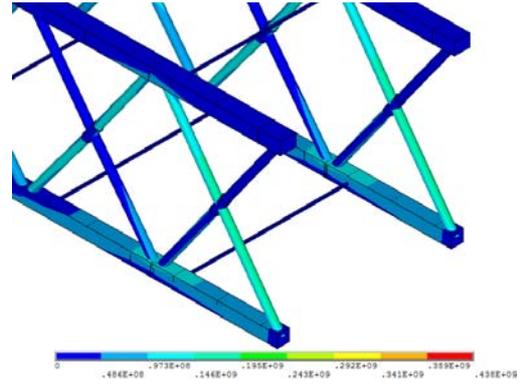


d) Escoamento dos banzos superiores
P = 2089,5 kN

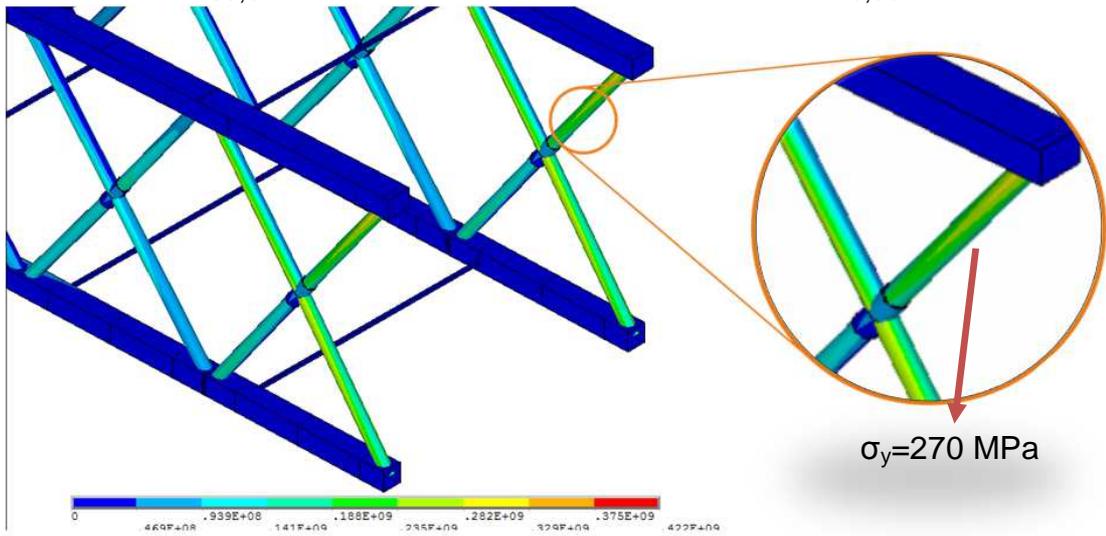
Figura 52– Evolução das tensões de Von Mises (MPa) no modelo I



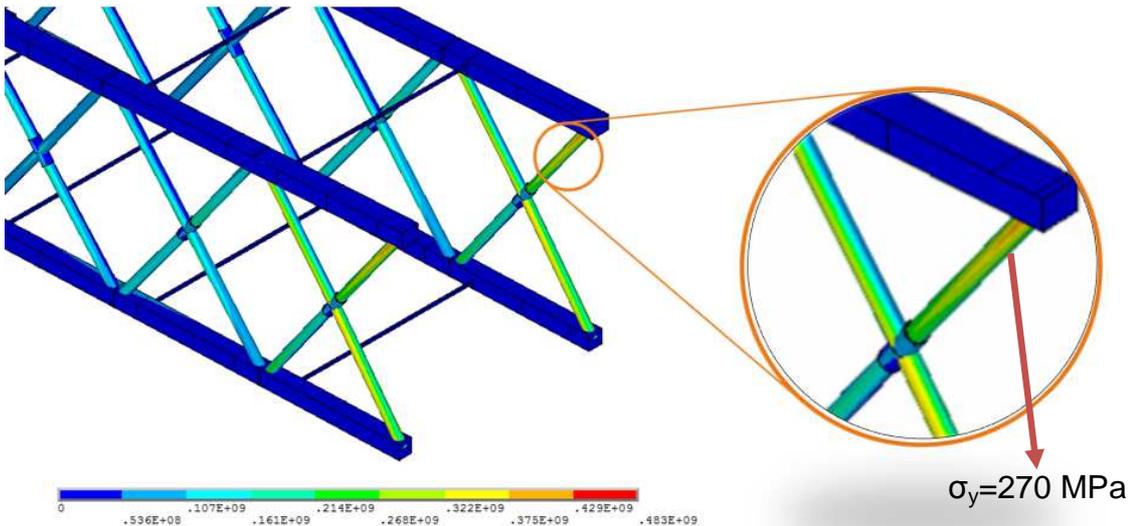
a) Anterior à entrada no regime de escoamento
P=269,84 kN.



b) Momento do escoamento
P = 270,85 kN

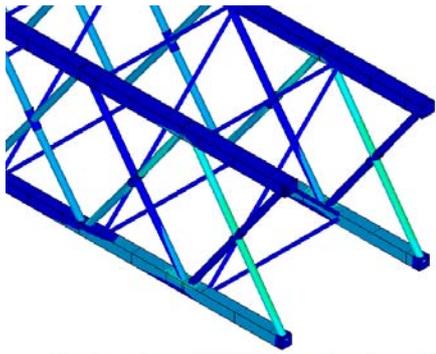


c) Após a entrada no regime de escoamento
P = 272,85 kN

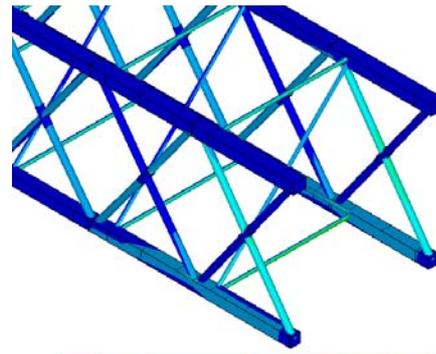


d) Ruína das diagonais
P = 484,52 kN

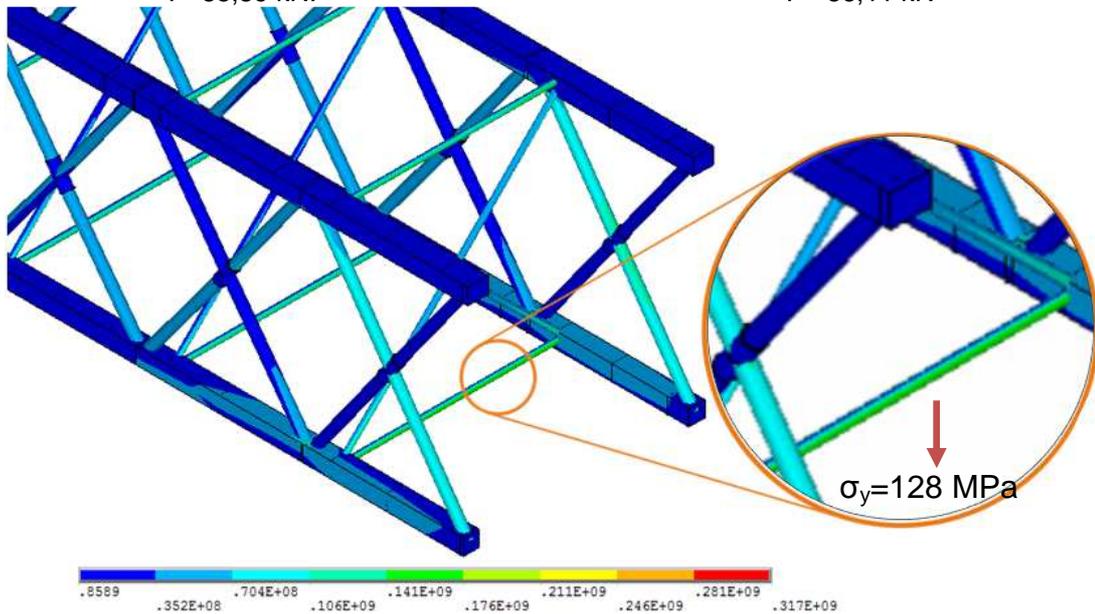
Figura 53– Evolução das tensões de Von Mises (MPa) no modelo V



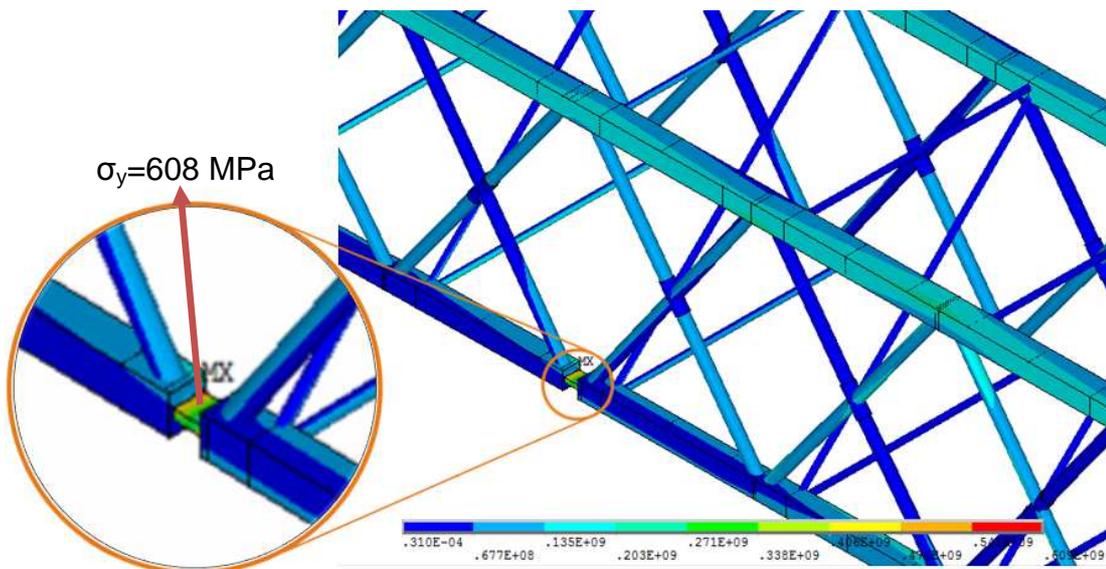
a) Anterior à entrada no regime de escoamento
P=55,89 kN.



b) Momento do escoamento
P =56,11 kN



c) Após a entrada no regime de escoamento
P = 56,55 kN



d) Escoamento dos prisioneiros
P = 988,61 kN

Figura 54– Evolução das tensões de Von Mises (MPa) no modelo IX

Na avaliação do estudo, é observado acúmulo de esforços normais e tensões, basicamente nas diagonais próximas aos apoios, principalmente nas diagonais extremas, mais propensas aos esforços provenientes da reação de apoio, corroborando com a aceitação de aproximação dos esforços cortantes de uma viga simples e bi apoiada, adotada no modelo simplificado de projeto (MSP).

Todos os resultados podem ser verificados na Tabela 11, onde são confrontados os deslocamentos verticais (eixo y) nos modelos: simplificado de projeto (MSP), modelo numérico linear sem ponderações no carregamento (MNL) e o modelo numérico não linear sem ponderações no carregamento (MNNL). A deformada da estrutura é ilustrada na Figura 55, na Figura 56 e na Figura 57, respectivamente.

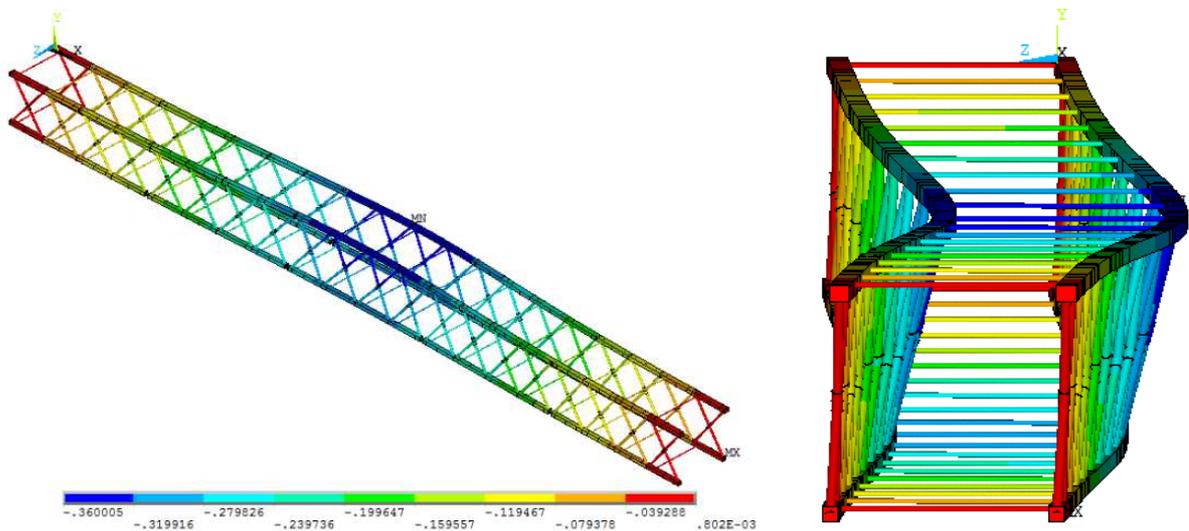


Figura 55– Deformada no eixo y do Modelo estrutural I

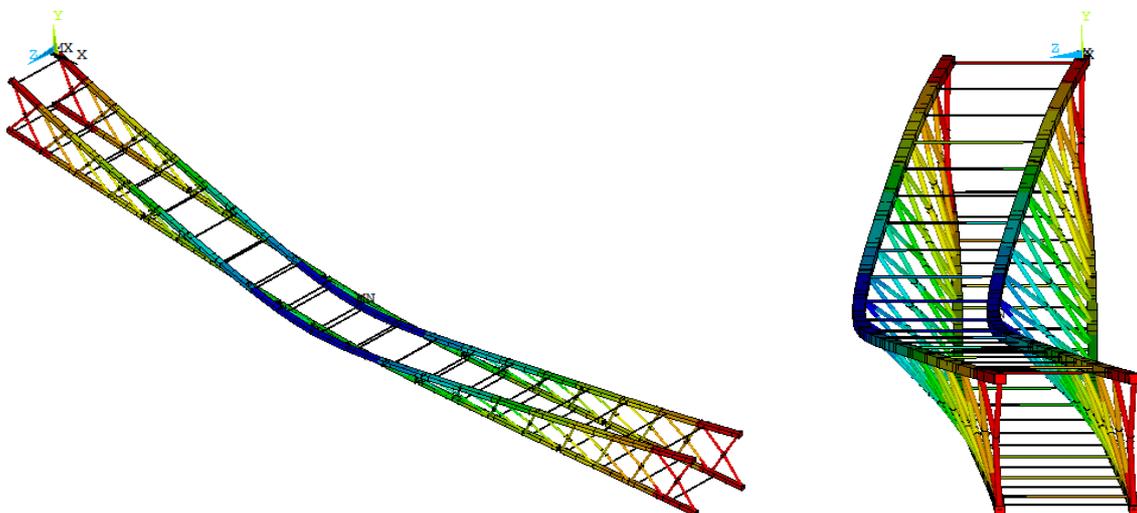


Figura 56– Deformada no eixo y do Modelo estrutural V

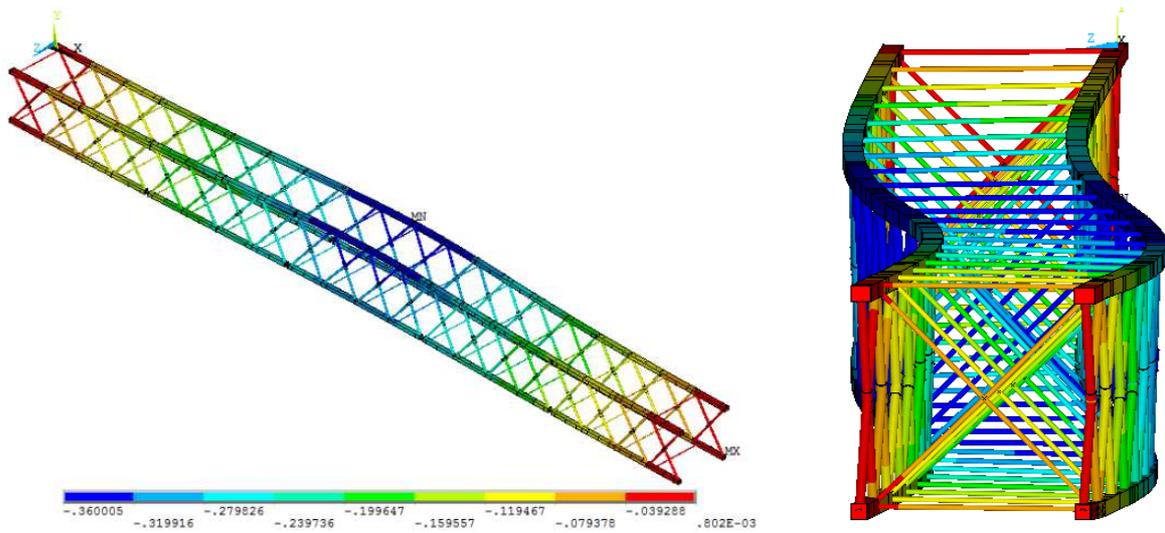


Figura 57– Deformada no eixo y do Modelo estrutural IX

Tabela 11– Deslocamento em função da carga concentrada no Modelo I, V e IX.

Carga Concentrada q (kN)	Deslocamento Translacional Vertical Máximo (mm)				
	MSP	MNL	Modelo I MNNL	Modelo V MNNL	Modelo IX MNNL
1	0,30	0,19	0,19	0,19	0,19
25	7,50	4,80	4,81	4,73	4,79
50	14,99	9,60	9,64	9,45	9,49
75	22,49	14,40	14,50	14,18	14,38
100	29,98	19,20	19,37	18,90	19,18
125	37,48	24,00	24,26	23,63	23,98
150	44,97	28,80	-	28,35	28,77
175	52,47	33,60	-	33,08	33,57
200	59,96	38,40	-	37,80	38,37
225	67,48	43,20	-	42,53	43,17
250	74,95	48,00	-	47,27	47,27
275	82,45	51,98	-	51,99	51,96
300	89,94	56,70	-	56,72	56,66
325	97,44	61,43	-	61,45	61,40

6.1.2 Modelo Estrutural II, VI e X - Análise de deslocamentos, esforços e tensões

Na sequência do estudo, a Figura 58, a Figura 59 e a Figura 60, ilustram curvas associadas aos deslocamentos verticais, obtidos no centro da estrutura treliçada, em função da variação do carregamento adicional de topo do modelo investigado.

Assim sendo, para o vão de 30 m, o deslocamento vertical máximo admissível correspondente ao modelos II, V e X é de 61 mm. As curvas associadas aos deslocamentos, são confrontadas no gráfico ilustrado na Figura 58, na Figura 59 e na Figura 60.

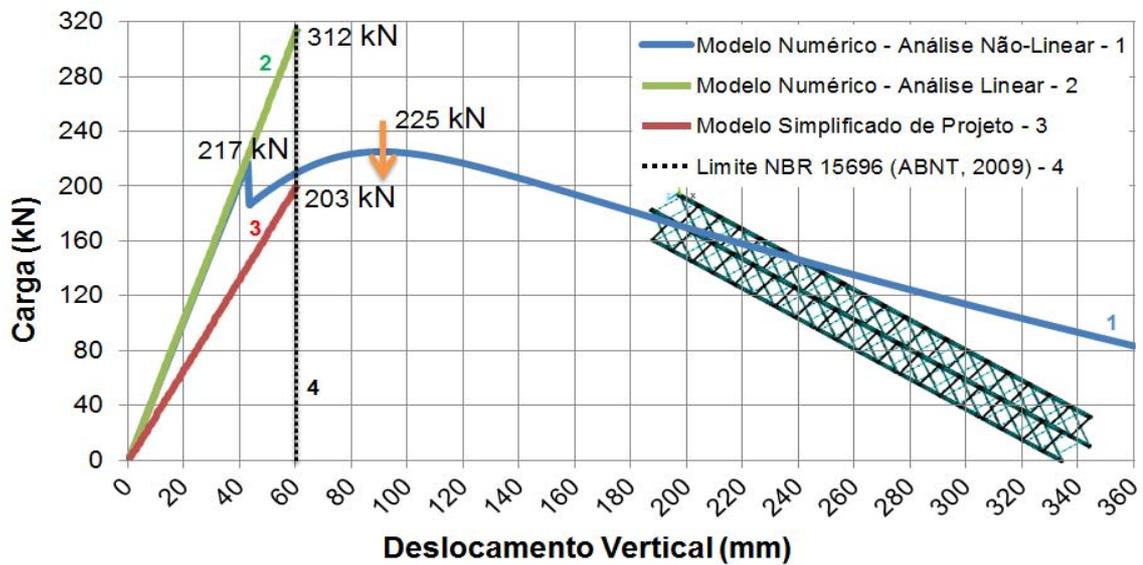


Figura 58– Deslocamento em função da carga concentrada no Modelo II.

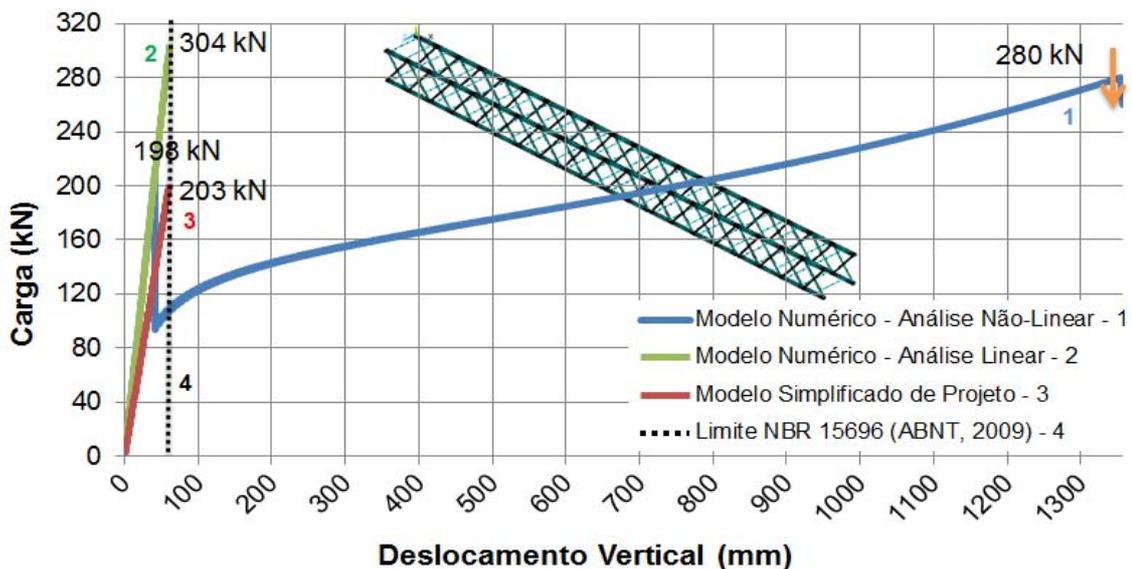


Figura 59– Deslocamento em função da carga concentrada no Modelo VI.

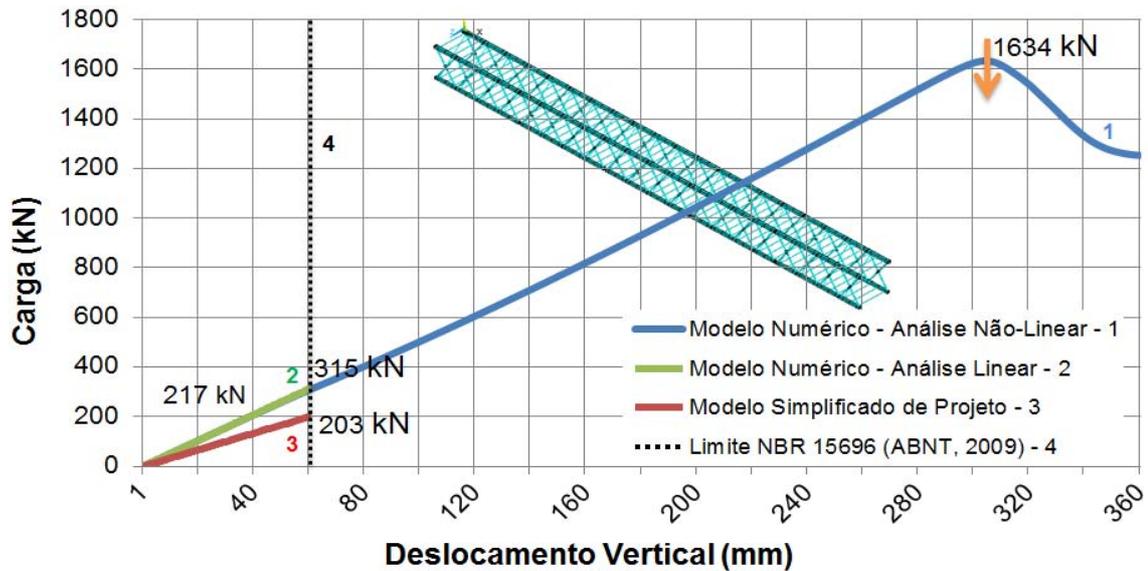


Figura 60– Deslocamento em função da carga concentrada no Modelo X.

A Figura 58, Figura 59 e Figura 60 ilustram as curvas dos deslocamentos verticais máximos dos Modelo II, VI e X. Basicamente, observa-se uma variação linear dos valores máximos destes deslocamentos no regime elástico, onde o modelo simplificado de projeto (MSP) atende ao proposto no tocante aos deslocamentos inferiores a norma ABNT NBR 15696 [3], até o limite de carregamento de aproximadamente 203kN.

O modelo simplificado de projeto (MSP) do ANSYS [1]apresenta uma diminuição considerável na resistências e comparado com o numérico linear sem ponderação dos carregamentos (MNL), proporcionando um aumento considerável na resistência do conjunto. A Tabela 12 evidencia os carregamentos e ilustra um comparativo percentual do acréscimo de resistência comparado ao (MSP).

Tabela 12 – Carga Crítica do modelo numérico linear nos modelos II, VI e X

Modelos Investigados	Carga Crítica (kN)	Acréscimo de resistência (%)
MSP	203,0	-
Modelo II	312,5	53,94
Modelo VI	315,8	55,56
Modelo X	315,8	55,56

Avaliando o modelo numérico não linear sem ponderações no carregamento (MNNL), observa-se o fim comportamento elástico a partir do limite de carregamento mostrado na Tabela 13, configurando a formação de uma rótula plástica nas diagonais da treliça mais próximas ao apoio como no modelo II e VI, e nos tubos de contraventamento mais próximos a extremidade do conjunto como no modelo X. Posterior ao fim do regime elástico, ocorre a acomodação dos esforços com o aparecimento de uma curva que tem o início de declínio a partir da carga de colapso também mostrado na Tabela 13.

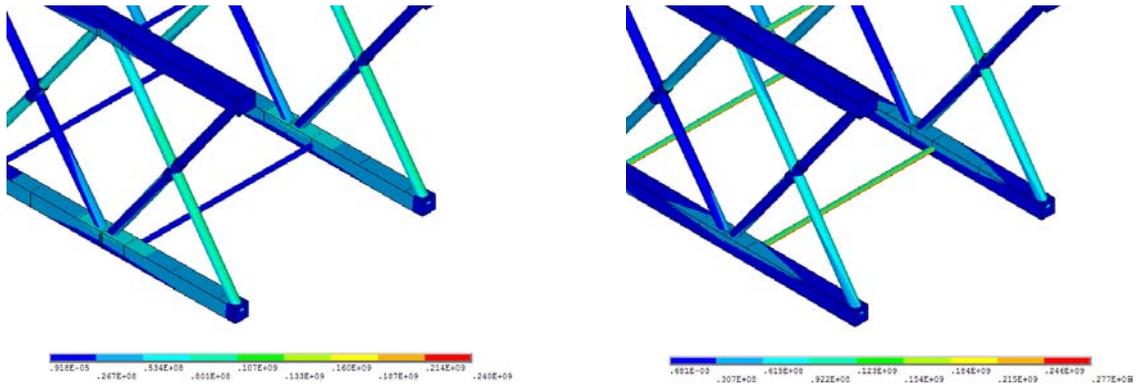
Tabela 13 – Cargas Crítica numérica dos modelos II, VI e X.

Modelo Investigado	Carga Crítica de Escoamento (kN)	Carga de Crítica de Colapso (kN)
Modelo II	217,2	225,1
Modelo VI	198,0	280,0
Modelo X	217,2	1634,4

A formação de uma rótula plástica deve-se ao fato de a estrutura assumir elevada concentração no campo de tensões provocado pelo sistema de forças exteriores que ultrapassaram o limite elástico do material.

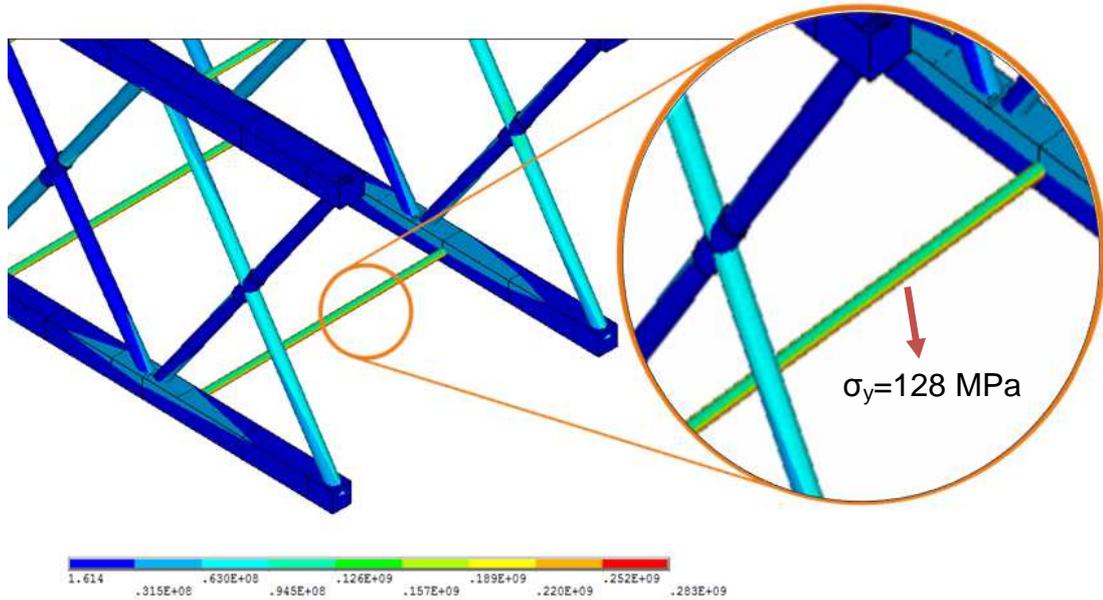
A estrutura tem seu dimensionamento controlado pelo limite de escoamento. De forma a evidenciar este fato, apresenta-se na Figura 61 e na Figura 63, que ilustram a distribuição de tensões de Von Misses nos tubos de contraventamento mais próximos ao apoio, e na Figura 62, a distribuição de tensões nas diagonais próximas ao apoio, para quatro níveis de carregamento, obtidas através da análise numérica.

Estes níveis correspondem ao momento anterior a entrada no regime de escoamento, no exato momento do escoamento, posterior a entrada no regime de escoamento e o declínio da curva carga *versus* deslocamento com o início do escoamento ou ruína dos materiais empregados na confecção da treliça. Estas são mostradas no item d da Figura 61, na Figura 62 e na Figura 63, respectivamente.

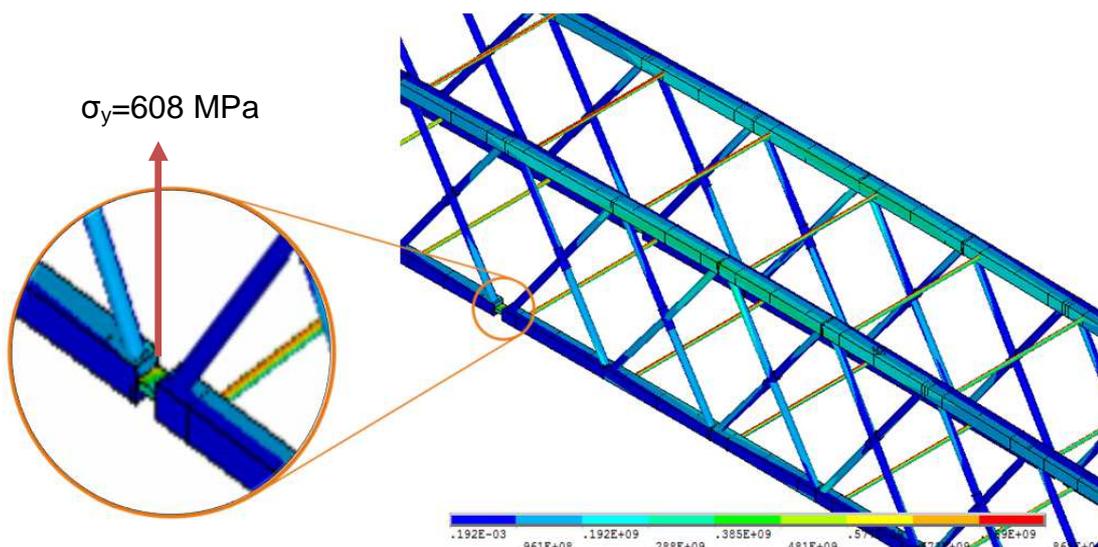


a) Anterior à entrada no regime de escoamento
P=55,89 kN.

b) Momento do escoamento
P =56,11 kN

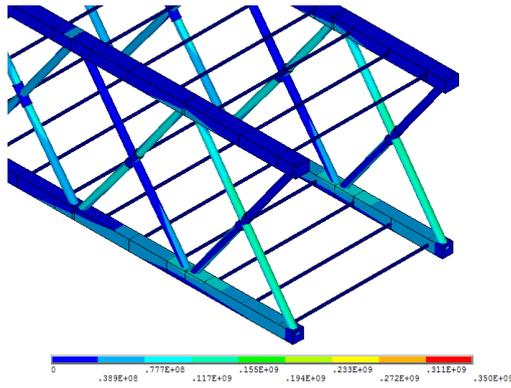


c) Após a entrada no regime de escoamento
P = 56,55 kN

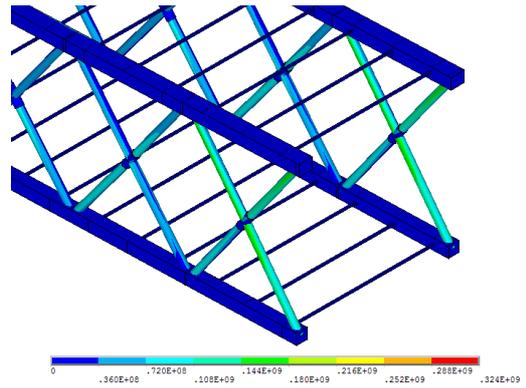


d) Escoamento dos prisioneiros
P = 988,61 kN

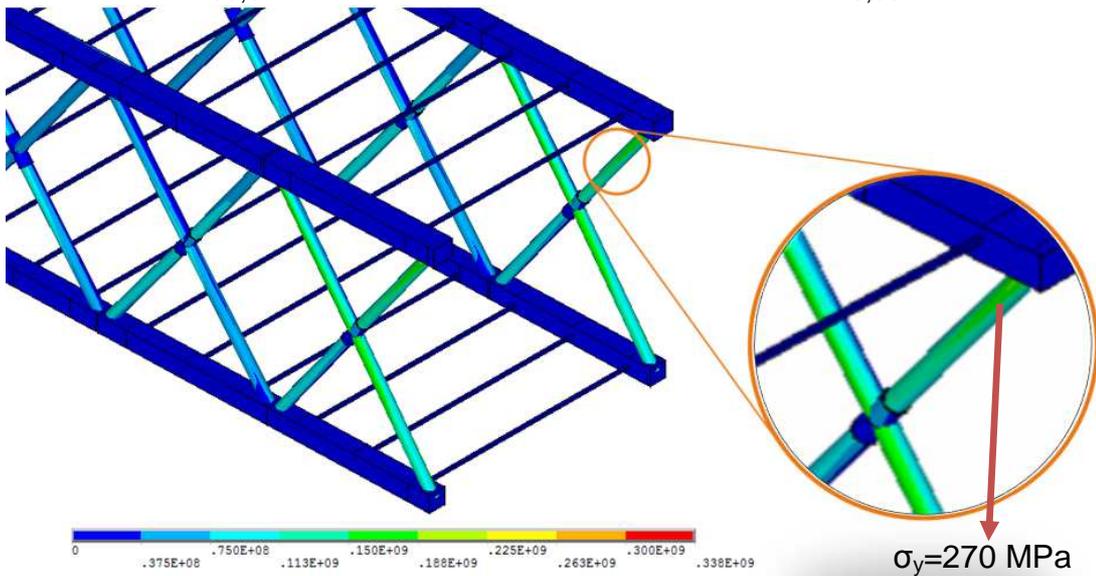
Figura 61– Evolução das tensões de Von Mises (MPa) no modelo II



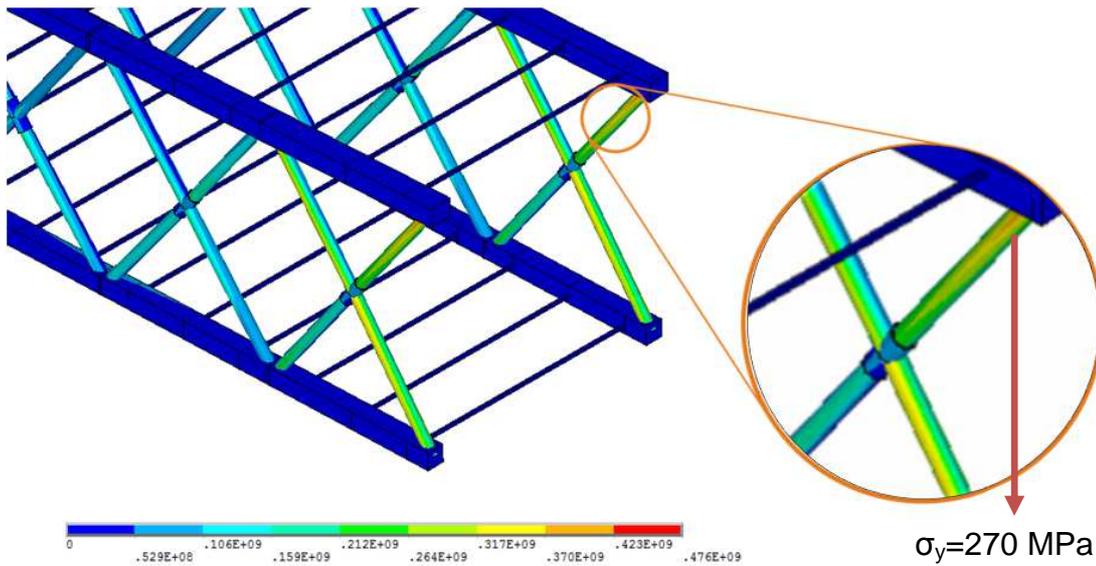
a) Anterior à entrada no regime de escoamento
P=269,84 kN.



b) Momento do escoamento
P =270,85 kN

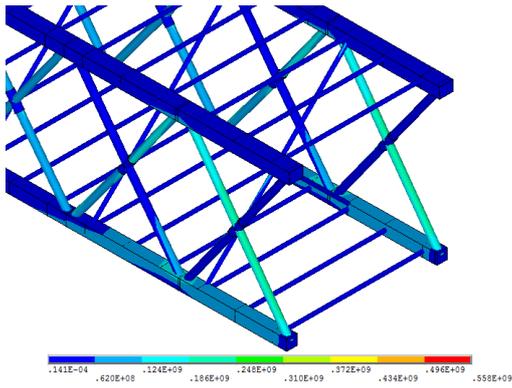


c) Após a entrada no regime de escoamento
P = 272,85 kN

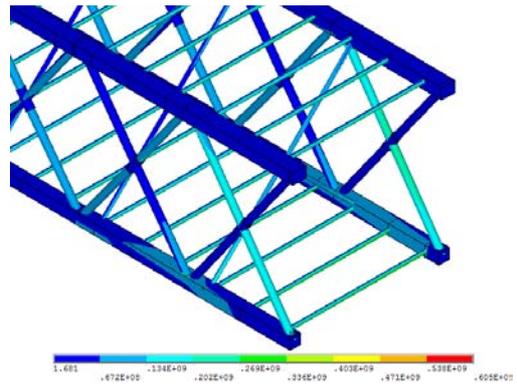


d) Ruína das diagonais
P = 484,52 kN

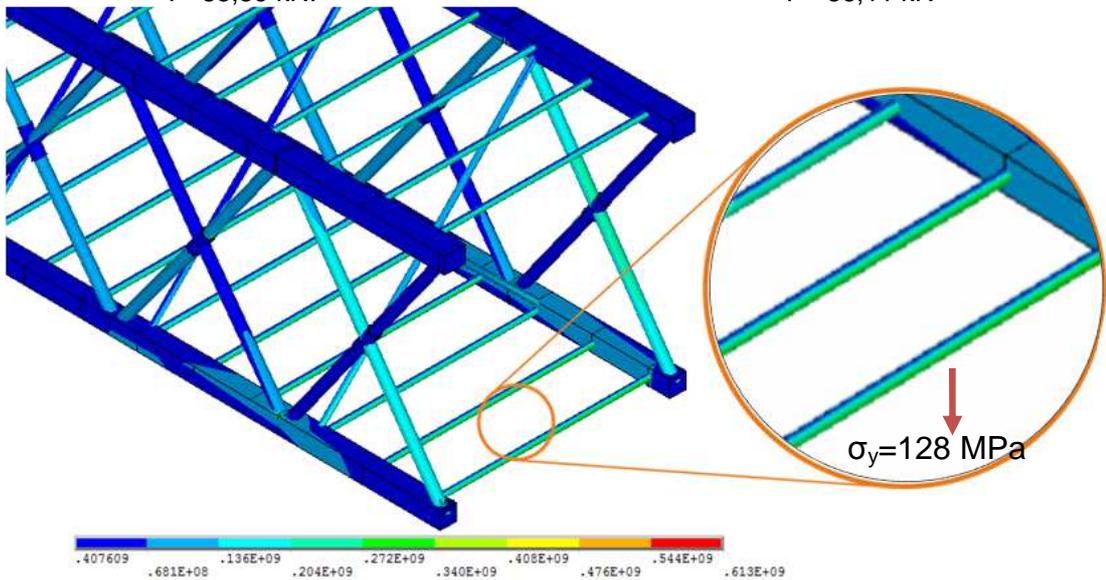
Figura 62– Evolução das tensões de Von Mises (MPa) no modelo VI



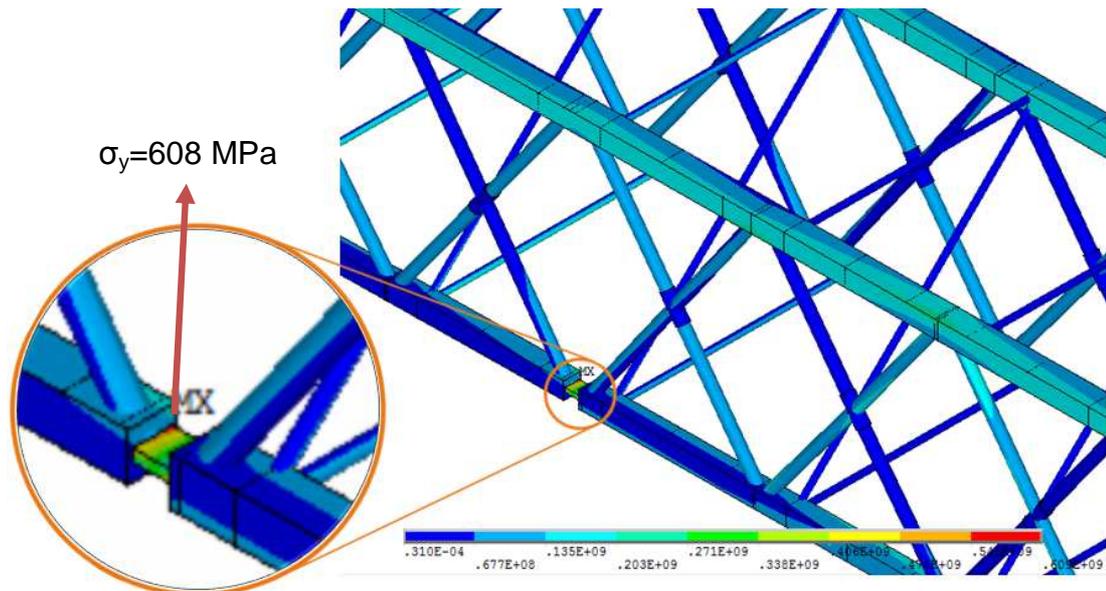
a) Anterior à entrada no regime de escoamento
P=55,89 kN.



b) Momento do escoamento
P =56,11 kN



c) Após a entrada no regime de escoamento
P = 56,55 kN



d) Escoamento dos prisioneiros
P = 988,61 kN

Figura 63– Evolução das tensões de Von Mises (MPa) no modelo X

Na avaliação do estudo, é observado acúmulo de esforços normais e tensões, basicamente nas diagonais próximas aos apoios, principalmente nas diagonais extremas, mais propensas aos esforços provenientes da reação de apoio, corroborando com a aceitação de aproximação dos esforços cortantes de uma viga simples e bi apoiada, adotada no modelo simplificado de projeto (MSP).

Todos os resultados podem ser verificados na Tabela 14, onde são confrontados os deslocamentos verticais (eixo y) nos modelos: simplificado de projeto (MSP), modelo numérico linear sem ponderações no carregamento (MNL) e o modelo numérico não linear sem ponderações no carregamento (MNNL). A deformada da estrutura é ilustrada na Figura 64, na Figura 65 e na Figura 66, respectivamente.

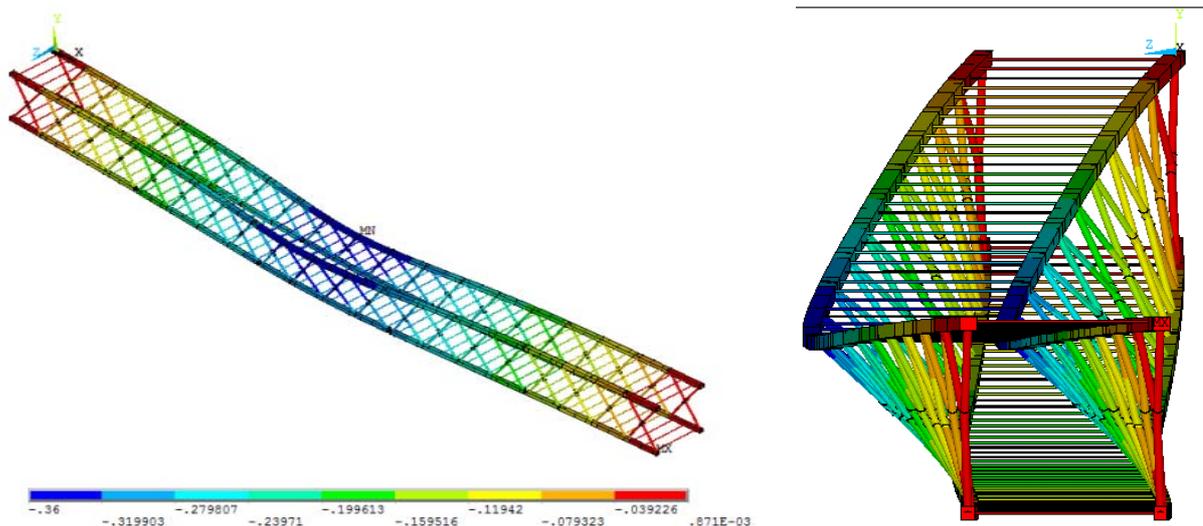


Figura 64– Deformada no eixo y do Modelo estrutural II

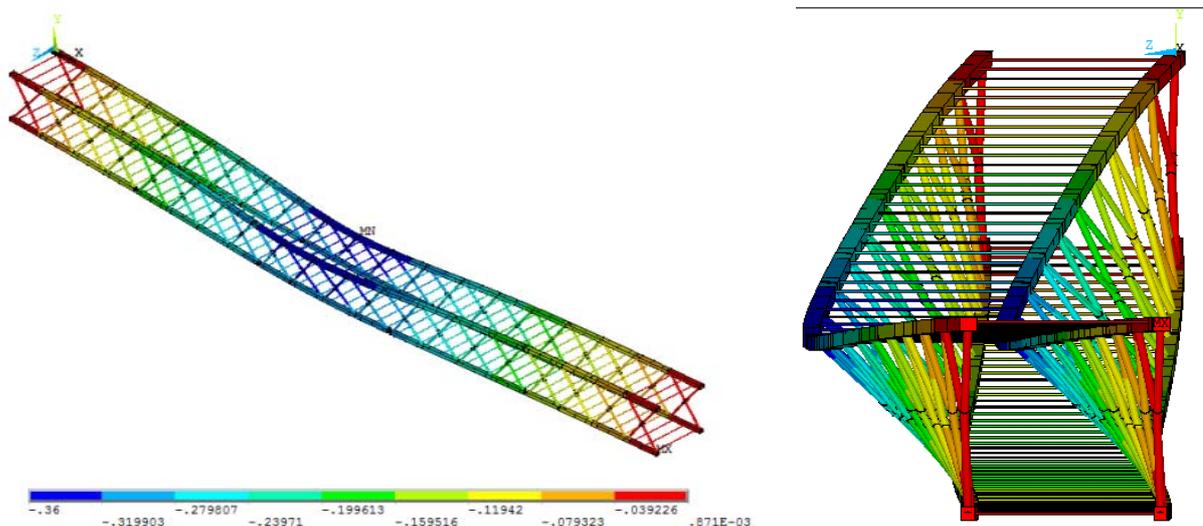


Figura 65– Deformada no eixo y do Modelo estrutural VI

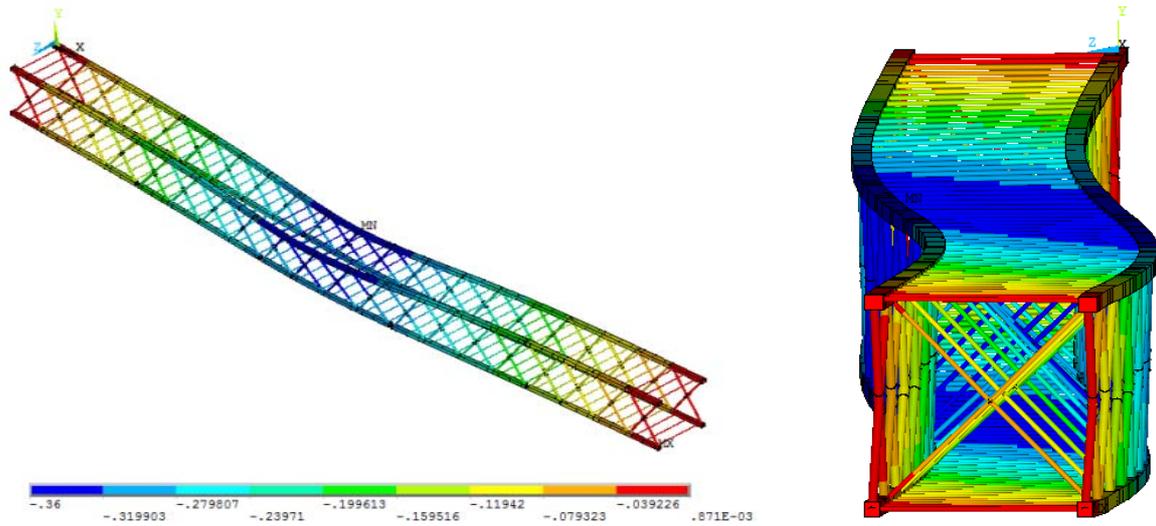


Figura 66– Deformada no eixo y do Modelo estrutural X

Tabela 14– Deslocamento em função da carga concentrada no Modelo II, VI e X.

Carga Concentrada q (kN)	Deslocamento Translacional Vertical Máximo (mm)				
	MSP	MNL	Modelo II MNNL	Modelo VI MNNL	Modelo X MNNL
1	0,30	0,19	0,19	0,19	0,19
25	7,50	4,80	4,81	4,75	4,80
50	14,99	9,60	9,64	9,50	9,60
75	22,49	14,40	14,50	14,25	14,41
100	29,98	19,20	19,37	19,00	19,21
125	37,48	24,00	24,26	23,75	24,02
150	44,97	28,80	29,18	28,50	28,82
175	52,47	33,60	34,12	33,25	33,63
200	59,96	38,40	39,07	38,00	38,43
225	67,48	43,20	86,85	42,75	43,25
250	74,95	48,00	-	47,50	48,05
275	82,45	51,98	-	52,75	52,10
300	89,94	56,70	-	57,00	56,85
325	97,44	61,43	-	61,75	61,60

6.1.3 Modelo Estrutural III, VII e XI - Análise de deslocamentos, esforços e tensões

Na sequência do estudo, a Figura 67, a Figura 68 e a Figura 69, ilustram curvas associadas aos deslocamentos verticais, obtidos no centro da estrutura treliçada, em função da variação do carregamento adicional de topo do modelo investigado.

Assim sendo, para o vão de 30,3 m, o deslocamento vertical máximo admissível correspondente ao modelo III, VII e XI é de 61,6mm. As curvas associadas aos deslocamentos, são confrontadas no gráfico ilustrado na Figura 67, na Figura 68 e na Figura 69.

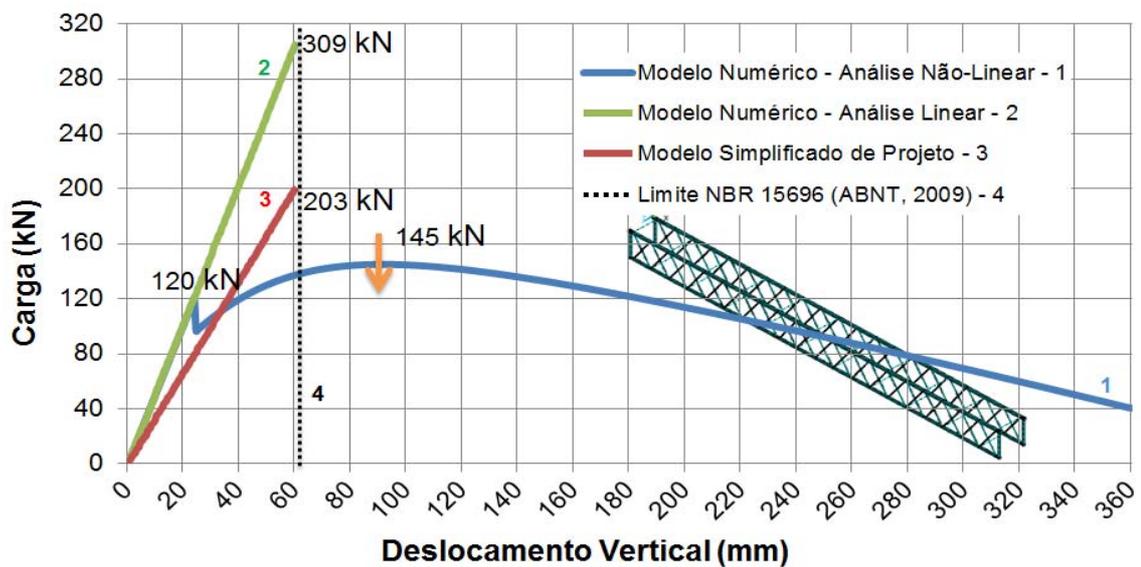


Figura 67– Deslocamento em função da carga concentrada no Modelo III.

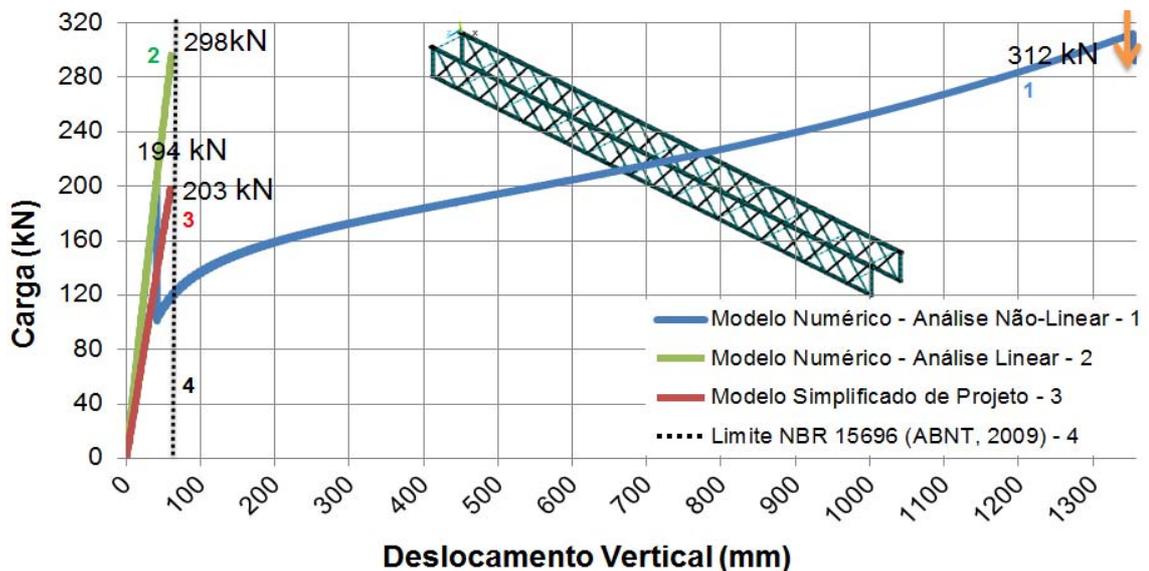


Figura 68– Deslocamento em função da carga concentrada no Modelo VII.

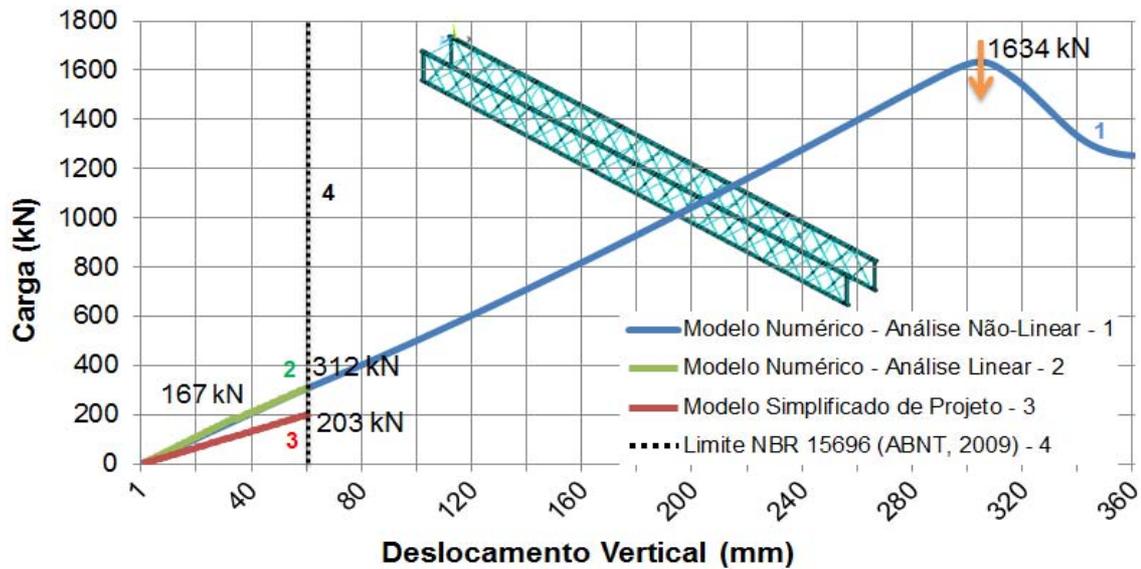


Figura 69– Deslocamento em função da carga concentrada no Modelo XI.

A Figura 67, Figura 68 e Figura 69, ilustram as curvas dos deslocamentos verticais máximos dos Modelo III, VII e XI. Basicamente, observa-se uma variação linear dos valores máximos destes deslocamentos no regime elástico, onde o modelo simplificado de projeto (MSP) atende ao proposto no tocante aos deslocamentos inferiores a norma ABNT NBR 15696 [3], até o limite de carregamento de aproximadamente 203kN.

O modelo simplificado de projeto (MSP) do ANSYS [1], apresenta uma diminuição considerável na resistências e comparado com o numérico linear sem ponderação dos carregamentos (MNL), proporcionando um aumento considerável na resistência do conjunto, A Tabela 15 evidencia os carregamentos e ilustra um comparativo percentual do acréscimo de resistência comparado ao (MSP).

Tabela 15 – Carga Crítica do modelo numérico linear nos modelos III, VII e XI

Modelos Investigados	Carga Crítica (kN)	Acréscimo de resistência (%)
MSP	203,0	-
Modelo III	304,6	50,05
Modelo VII	312,0	53,69
Modelo XI	312,0	53,69

Avaliando o modelo numérico não linear sem ponderações no carregamento (MNNL), observa-se o fim comportamento elástico a partir do limite de carregamento mostrado na Tabela 16, configurando a formação de uma rótula plástica nos prisioneiros da treliça mais próximos ao apoio como no modelo III, nos banzos superiores ligados ao apoio como no modelo VII e nos tubos de contraventamento mais próximos a extremidade do conjunto como no modelo XI. Posterior ao fim do regime elástico, ocorre a acomodação dos esforços com o aparecimento de uma curva que tem o início de declínio a partir da carga de colapso também mostrado na Tabela 16.

Tabela 16 – Cargas Crítica numérica dos modelos III, VII e XI.

Modelo Investigado	Carga Crítica de Escoamento (kN)	Carga de Crítica de Plastificação (kN)
Modelo III	120,1	145,08
Modelo VII	194,0	298,0
Modelo XI	167,4	1571,6

A formação de uma rótula plástica deve-se ao fato de a estrutura assumir elevada concentração no campo de tensões provocado pelo sistema de forças exteriores que ultrapassaram o limite elástico do material.

A estrutura tem seu dimensionamento controlado pelo limite de escoamento. De forma a evidenciar este fato, apresenta-se na Figura 70, que ilustra a distribuição de tensões de Von Mises nos prisioneiros mais próximos ao apoio, na Figura 71, a distribuição de tensões no banzo superior mais próximos ao apoio, e na Figura 72, a distribuição de tensões nos tubos de contraventamento para quatro níveis de carregamento, obtidas através da análise numérica.

Estes níveis correspondem ao momento anterior à entrada no regime de escoamento, no exato momento do escoamento, posterior a entrada no regime de escoamento e o declínio da curva carga *versus* deslocamento com o início do escoamento ou ruína dos materiais empregados na confecção da treliça. Estas são mostradas no item d da Figura 70, da Figura 71 e da Figura 72 respectivamente.

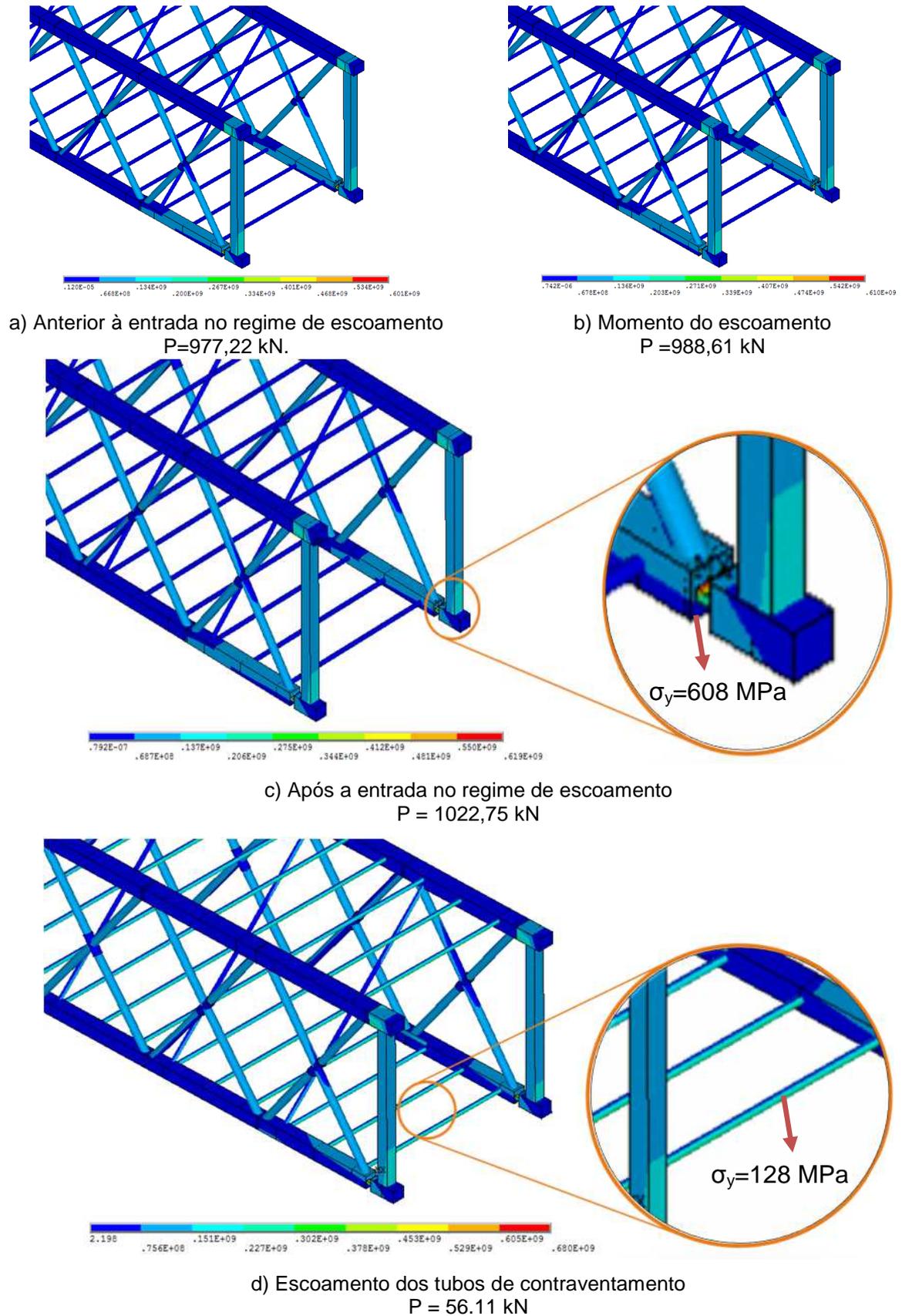
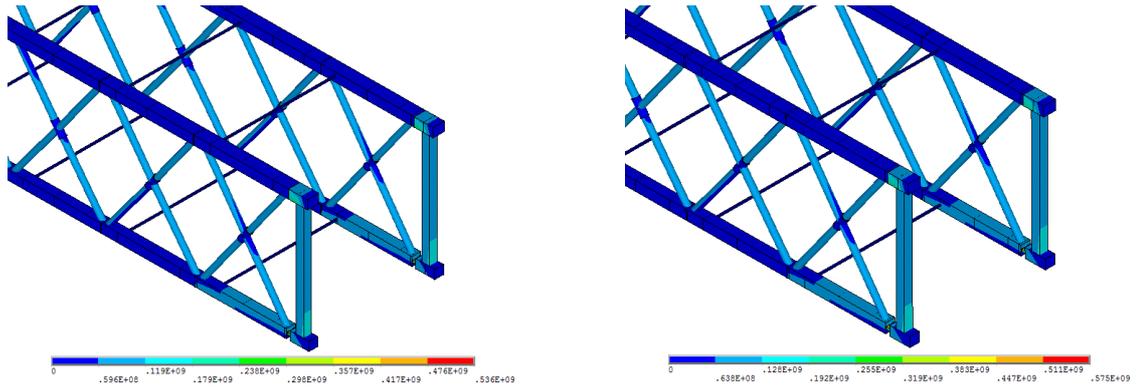
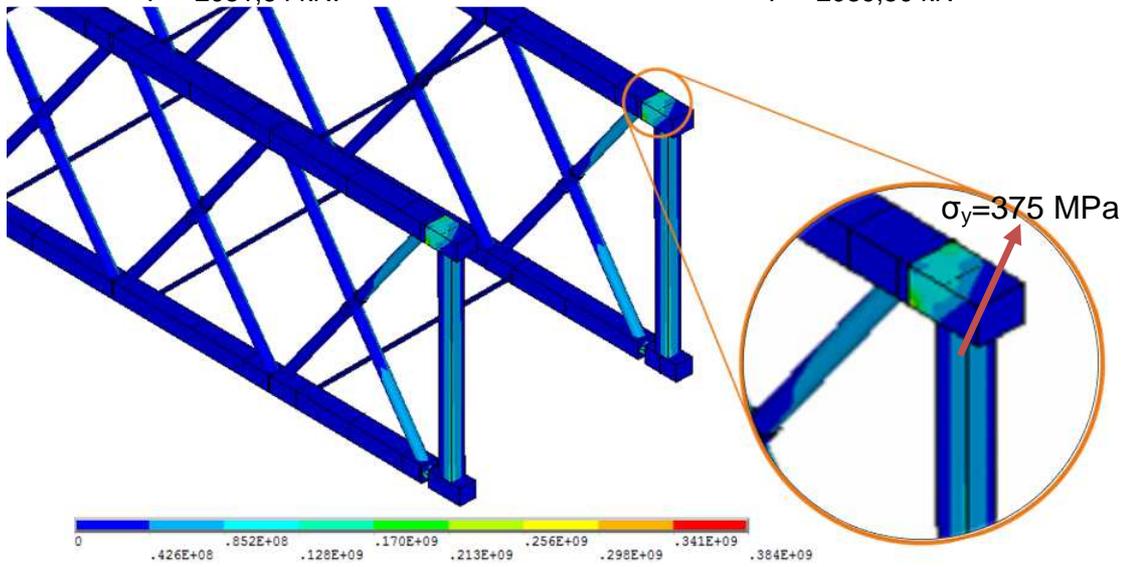


Figura 70– Evolução das tensões de Von Mises (MPa) no modelo III

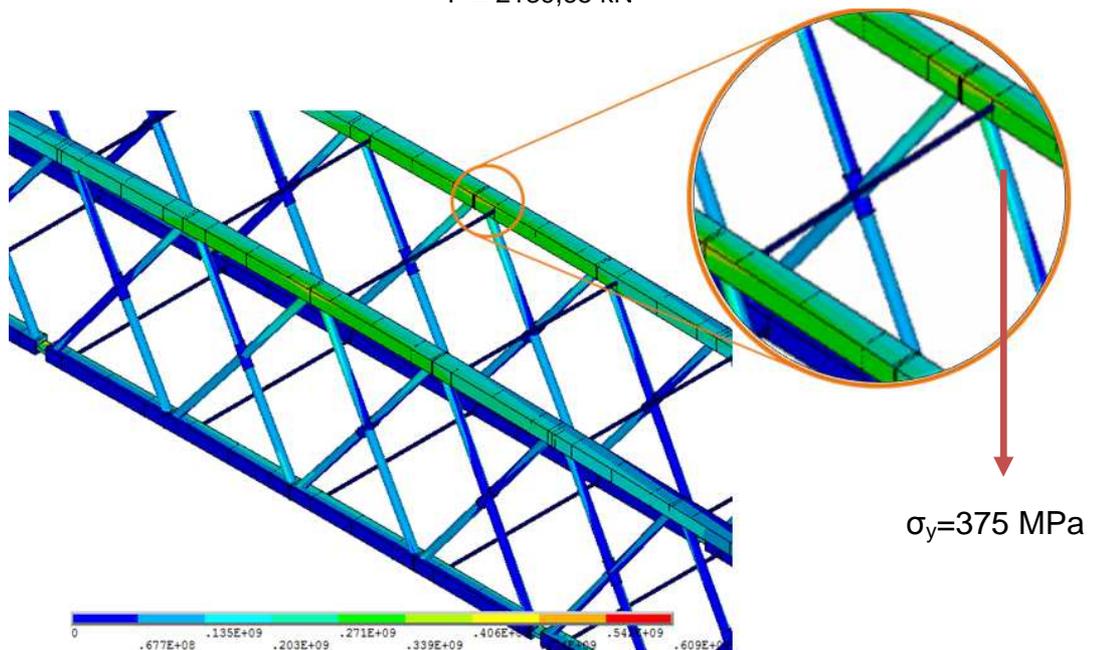


a) Anterior à entrada no regime de escoamento
P = 2051,64 kN.

b) Momento do escoamento
P = 2089,50 kN

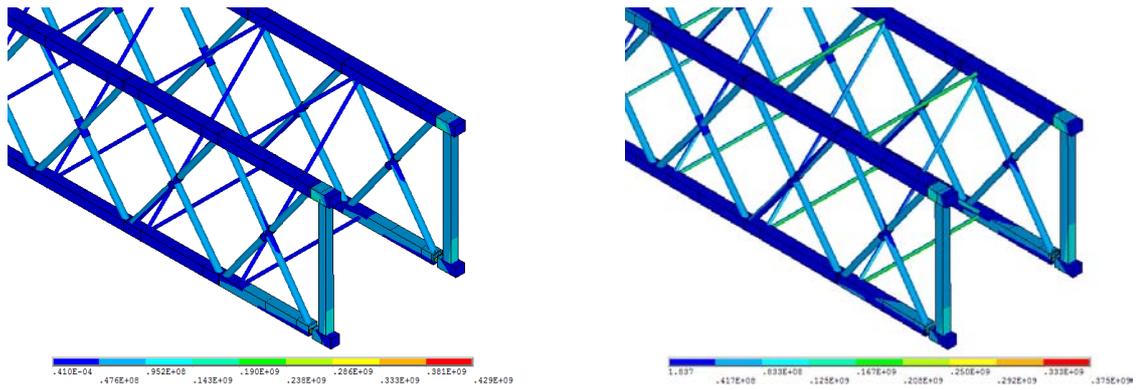


c) Após a entrada no regime de escoamento
P = 2139,65 kN



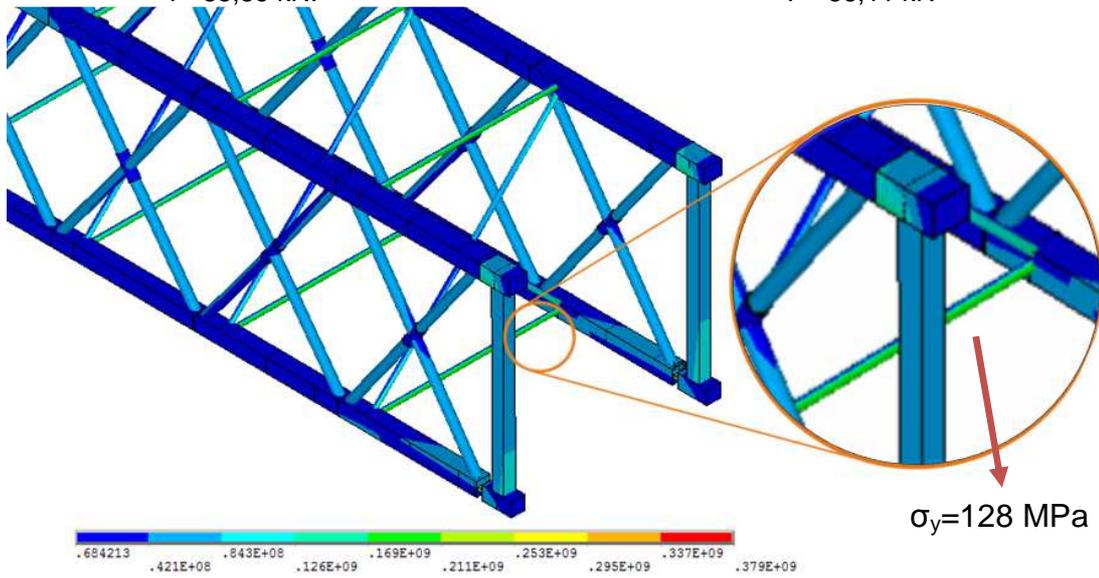
d) Escoamento dos prisioneiros e banzo superior
P = 1022,75 kN

Figura 71– Evolução das tensões de Von Mises (MPa) no modelo VII

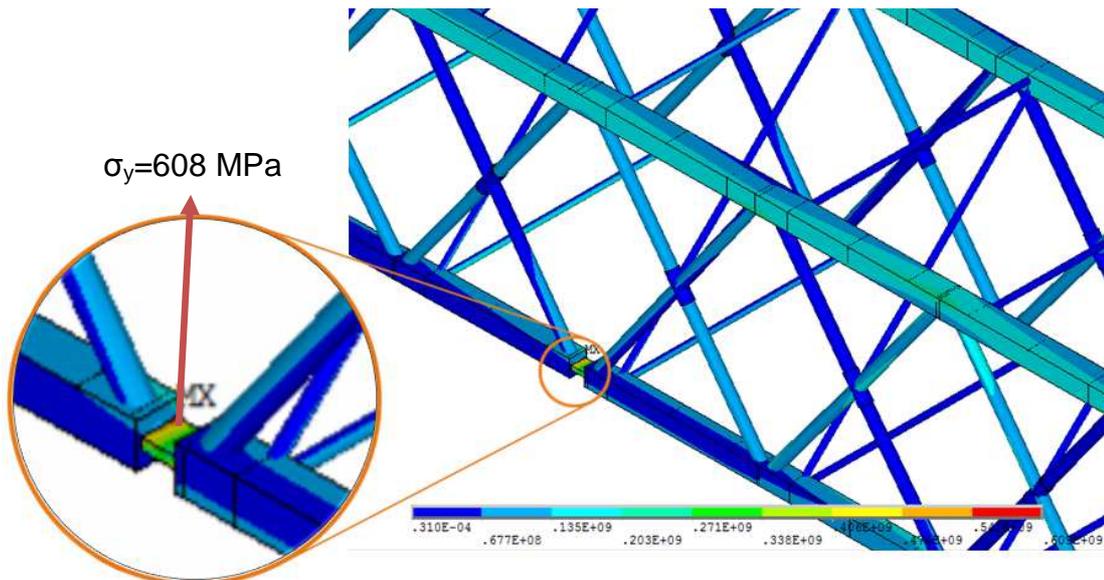


a) Anterior à entrada no regime de escoamento
P=55,89 kN.

b) Momento do escoamento
P =56,11 kN



c) Após a entrada no regime de escoamento
P = 56,55 kN



d) Escoamento dos prisioneiros
P = 988,61 kN

Figura 72– Evolução das tensões de Von Mises (MPa) no modelo XI

Na avaliação do estudo, é observado acúmulo de esforços normais e tensões, basicamente nas diagonais próximas aos apoios, principalmente nas diagonais extremas, mais propensas aos esforços provenientes da reação de apoio, corroborando com a aceitação de aproximação dos esforços cortantes de uma viga simples e bi apoiada, adotada no modelo simplificado de projeto (MSP).

Todos os resultados podem ser verificados na Tabela 17, onde são confrontados os deslocamentos verticais (eixo y) nos modelos: simplificado de projeto (MSP), modelo numérico linear sem ponderações no carregamento (MNL) e o modelo numérico não linear sem ponderações no carregamento (MNNL). A deformada da estrutura é ilustrada na Figura 73, na Figura 74 e na Figura 75.

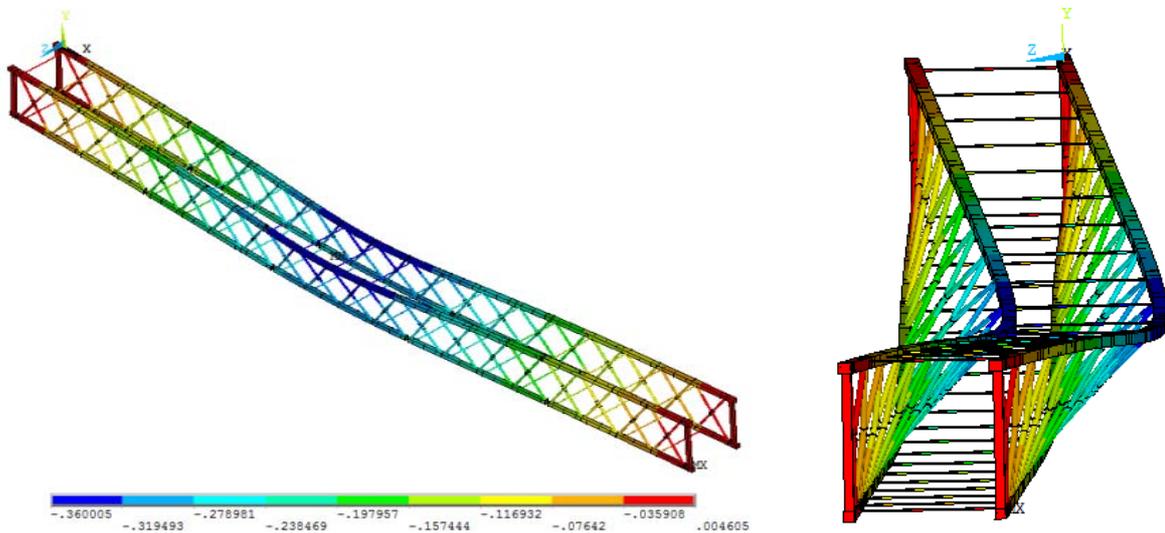


Figura 73– Deformada no eixo y do Modelo estrutural III

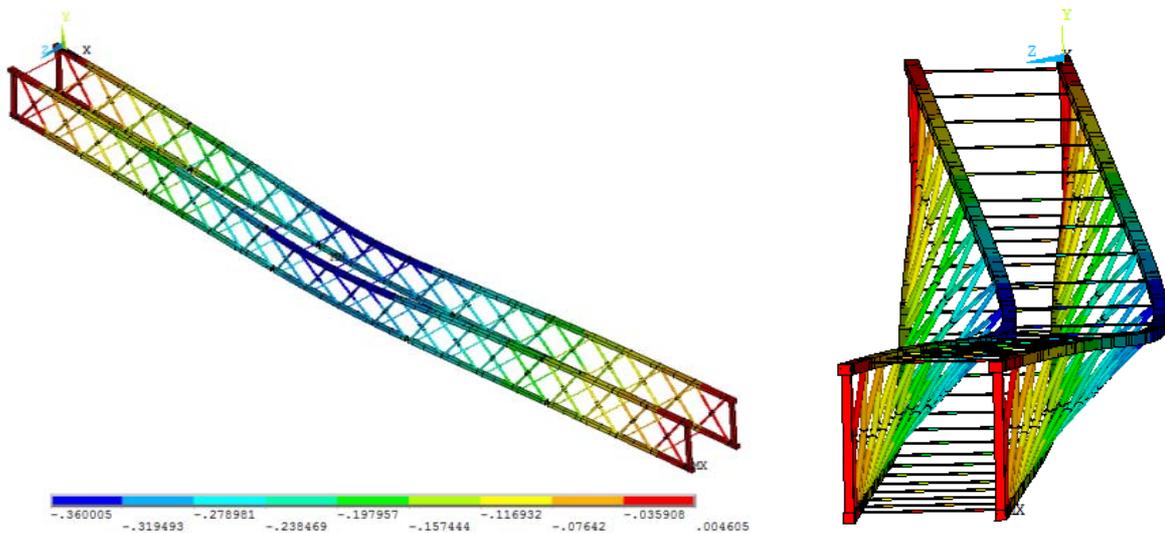


Figura 74– Deformada no eixo y do Modelo estrutural VII

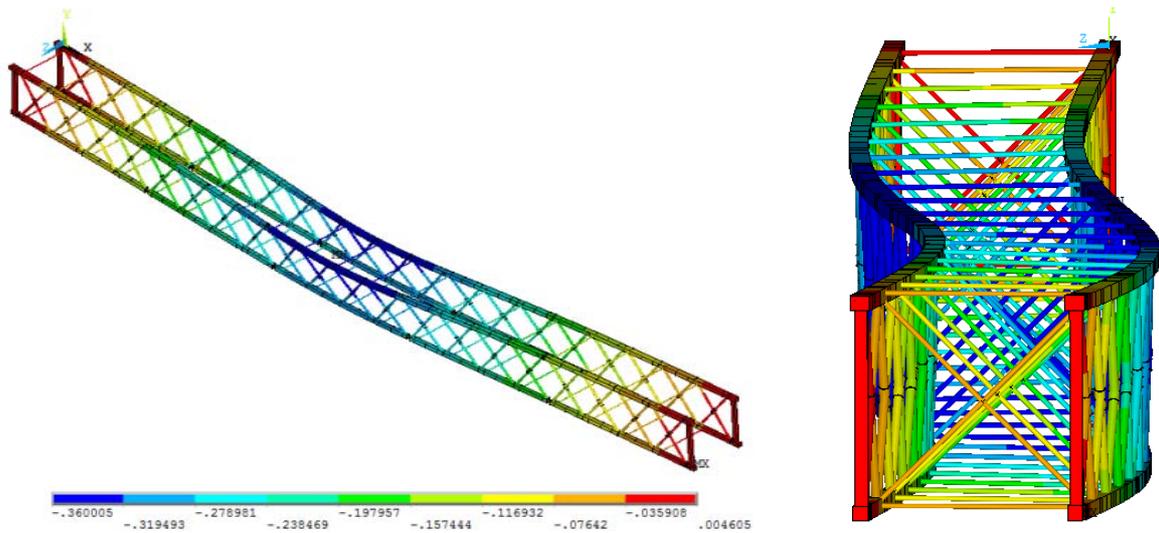


Figura 75– Deformada no eixo y do Modelo estrutural XI

Tabela 17– Deslocamento em função da carga concentrada no Modelo III, VII e XI.

Carga Concentrada q (kN)	Deslocamento Translacional Vertical Máximo (mm)				
	MSP	MNL	Modelo III MNNL	Modelo VII MNNL	Modelo XI MNNL
1	0,30	0,20	0,20	0,20	0,20
25	7,50	4,93	4,92	4,89	4,90
50	14,99	9,85	9,87	9,81	9,82
75	22,49	14,78	14,83	14,75	14,76
100	29,98	19,70	19,81	19,70	19,72
125	37,48	24,63	44,74	24,68	24,70
150	44,97	28,55	-	29,67	29,69
175	52,47	34,48	-	36,09	36,12
200	59,96	39,40	-	41,77	41,80
225	67,48	44,33	-	47,33	47,36
250	74,95	49,25	-	52,96	53,00
275	82,45	53,76	-	58,43	58,47
300	89,94	58,65	-	69,16	69,20

6.1.4 Modelo Estrutural IV, VIII e XII - Análise de deslocamentos, esforços e tensões

Na sequência do estudo, a Figura 76, a Figura 77 e a Figura 78 ilustram curvas associadas aos deslocamentos verticais, obtidos no centro da estrutura treliçada, em função da variação do carregamento adicional de topo do modelo investigado.

Assim sendo, para o vão de 30,3 m, o deslocamento vertical máximo admissível correspondente ao modelo IV, VIII e XII é de 61,6 mm. As curvas associadas aos deslocamentos, são confrontadas no gráfico ilustrado na Figura 76, na Figura 77 e na Figura 78.

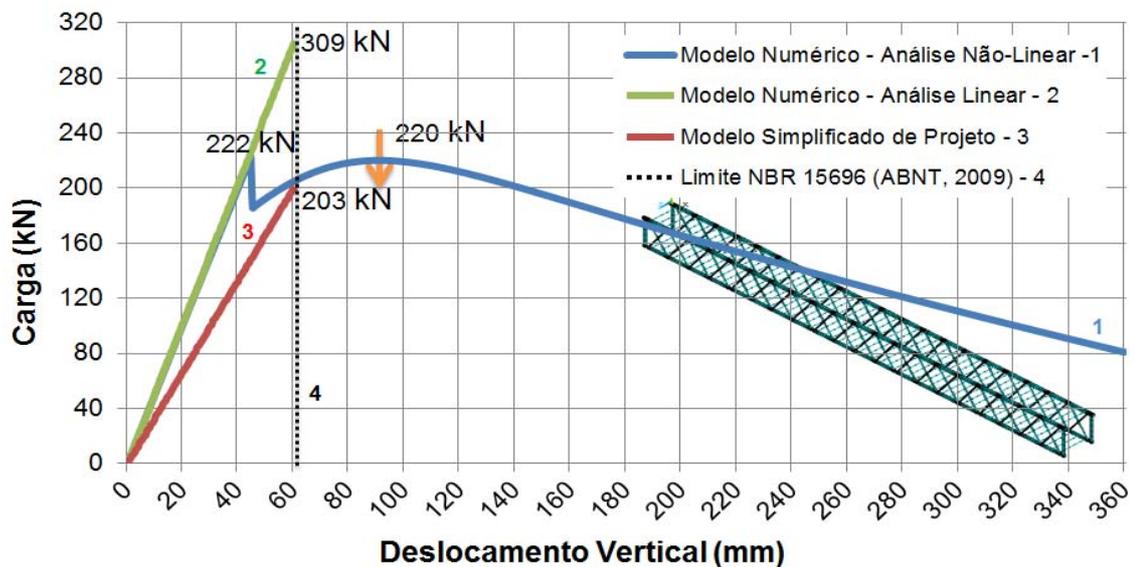


Figura 76– Deslocamento em função da carga concentrada no Modelo IV.

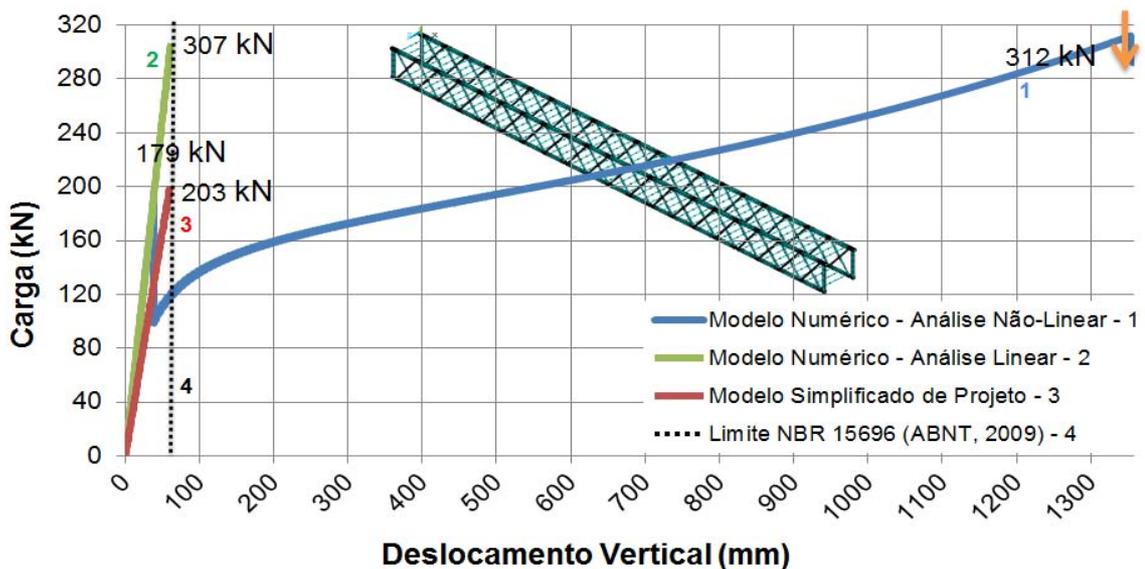


Figura 77– Deslocamento em função da carga concentrada no Modelo VIII.

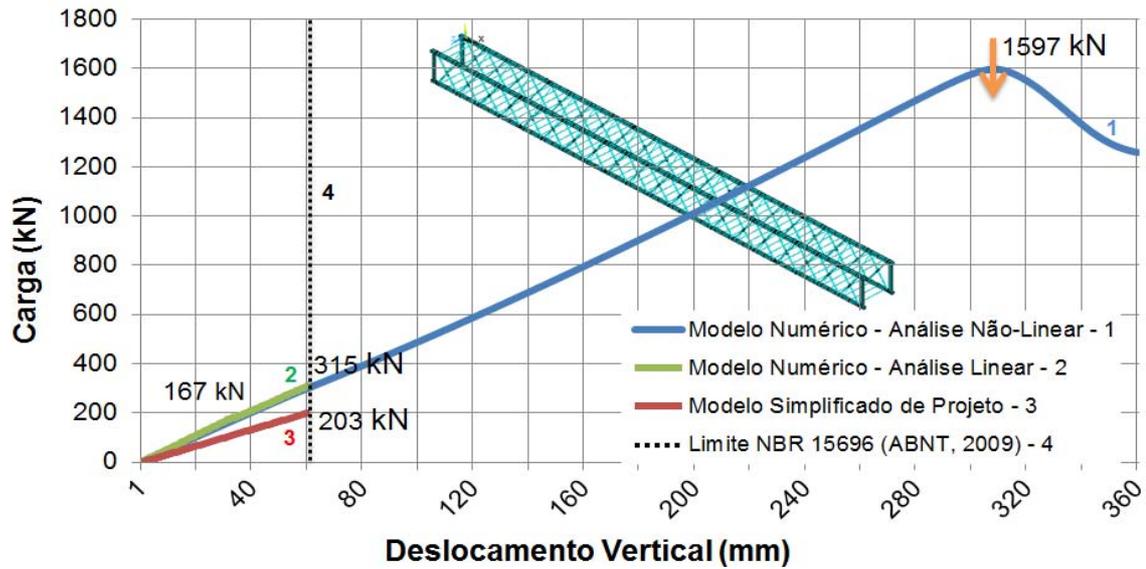


Figura 78– Deslocamento em função da carga concentrada no Modelo XII.

A Figura 76, Figura 77 e Figura 78 ilustram as curvas dos deslocamentos verticais máximos dos Modelo IV, VIII e XII. Basicamente, observa-se uma variação linear dos valores máximos destes deslocamentos no regime elástico, onde o modelo simplificado de projeto (MSP) atende ao proposto no tocante aos deslocamentos inferiores a norma ABNT NBR 15696 [3], até o limite de carregamento de aproximadamente 203kN.

O modelo simplificado de projeto (MSP) do ANSYS [1] apresenta uma diminuição considerável na resistências e comparado com o numérico linear sem ponderação dos carregamentos (MNL), proporcionando um aumento considerável na resistência do conjunto, A Tabela 18 evidencia os carregamentos e ilustra um comparativo percentual do acréscimo de resistência comparado ao (MSP).

Tabela 18 – Carga Crítica do modelo numérico linear nos modelos IV, VIII e XII

Modelos Investigados	Carga Crítica (kN)	Acréscimo de resistência (%)
MSP	203,0	-
Modelo IV	309,0	52,21
Modelo VIII	307,0	51,23
Modelo XII	315,3	55,32

Avaliando o modelo numérico não linear sem ponderações no carregamento (MNNL), observa-se o fim comportamento elástico a partir do limite de carregamento mostrado na Tabela 19, configurando a formação de uma rótula plástica nos prisioneiros da treliça mais próximos ao apoio como no modelo IV, nos banzos superiores ligados ao apoio como no modelo VIII e nos tubos de contraventamento mais próximos a extremidade do conjunto como no modelo XII. Posterior ao fim do regime elástico, ocorre a acomodação dos esforços com o aparecimento de uma curva que tem o início de declínio a partir da carga de colapso também mostrado na Tabela 19.

Tabela 19 – Cargas Crítica numérica dos modelos IV, VIII e XII.

Modelo Investigado	Carga Crítica de Projeto (kN)	Carga de Crítica de Utilização (kN)
Modelo IV	222,8	220,07
Modelo VIII	179,0	312,00
Modelo XII	217,0	1597,40

A formação de uma rótula plástica deve-se ao fato de a estrutura assumir elevada concentração no campo de tensões provocado pelo sistema de forças exteriores que ultrapassaram o limite elástico do material.

A estrutura tem seu dimensionamento controlado pelo limite de escoamento. De forma a evidenciar este fato, apresenta-se na Figura 79 e na Figura 81, a distribuição de tensões de Von Misses nos prisioneiros mais próximos ao apoio, na Figura 80, a distribuição de tensões no banzo superior mais próximos ao apoio, para quatro níveis de carregamento, obtidas através da análise numérica.

Estes níveis correspondem ao momento anterior à entrada no regime de escoamento, no exato momento do escoamento, posterior a entrada do regime de escoamento e o declínio da curva carga *versus* deslocamento com o início do escoamento ou ruína dos materiais empregados na confecção da treliça. Estas são mostradas no item d da Figura 79, da Figura 80 e da Figura 81, respectivamente.

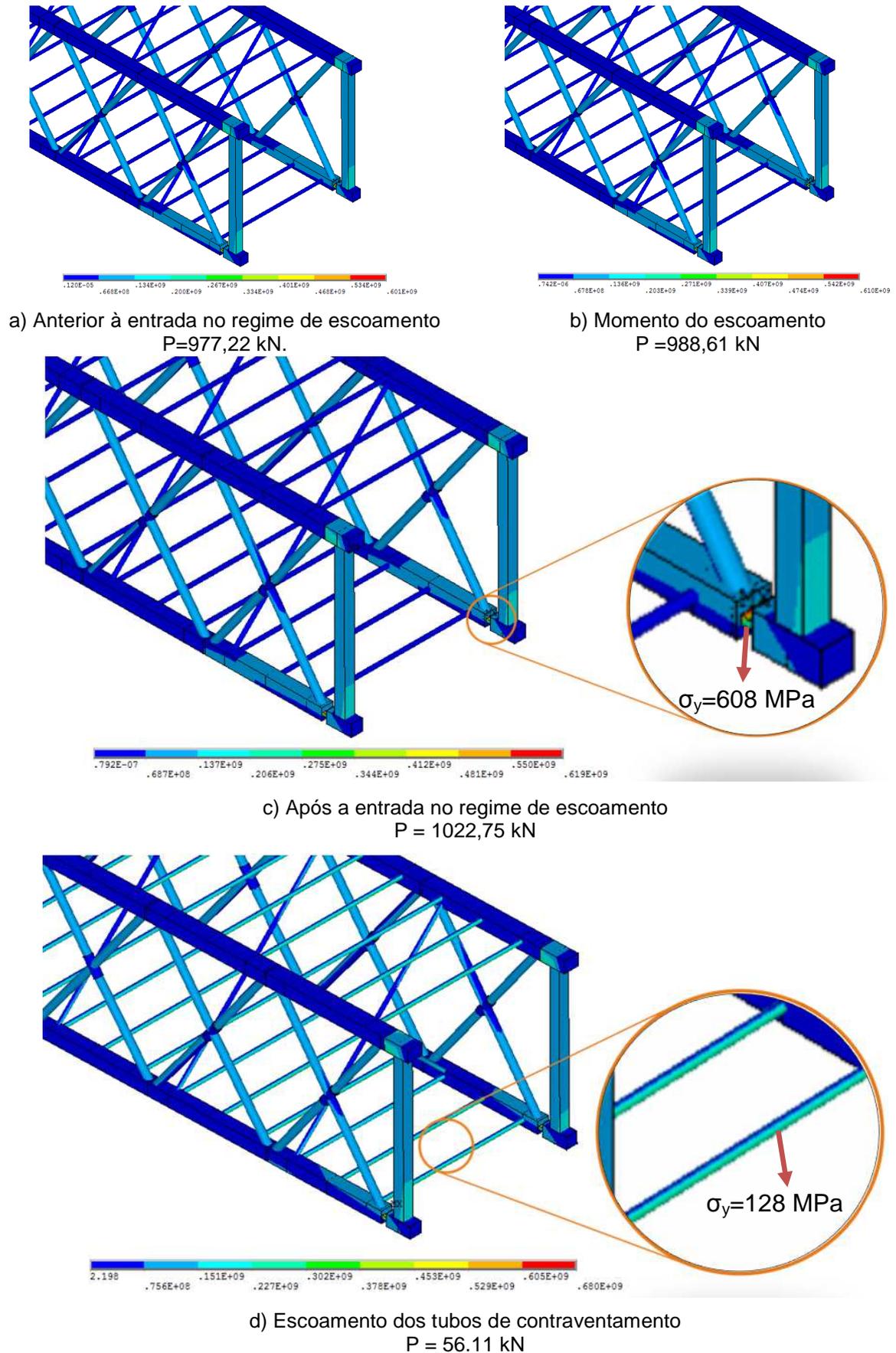
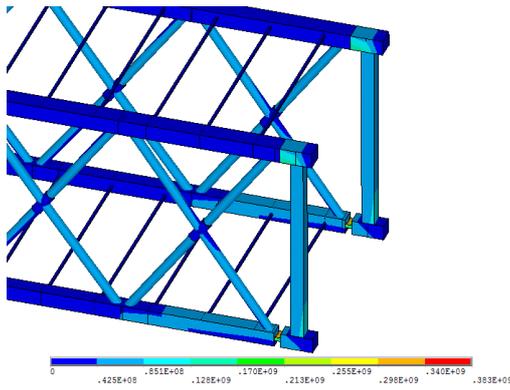
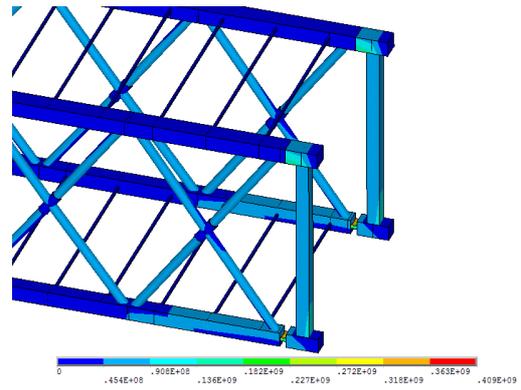


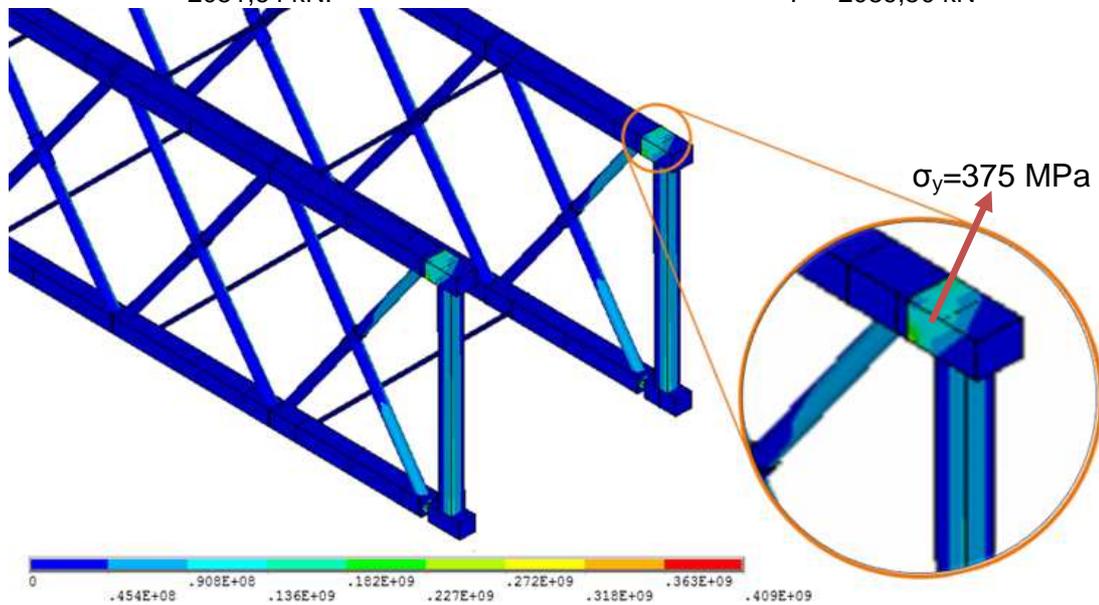
Figura 79– Evolução das tensões de Von Misses (MPa) no modelo IV



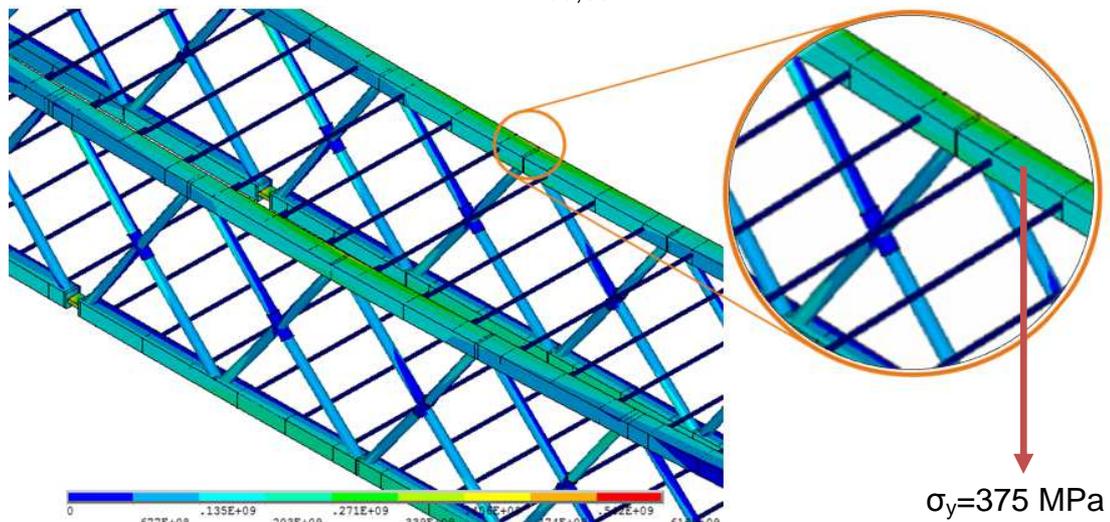
a) Anterior à entrada no regime de escoamento $P = 2051,64 \text{ kN}$.



b) Momento do escoamento $P = 2089,50 \text{ kN}$



c) Após a entrada no regime de escoamento $P = 2139,65 \text{ kN}$



d) Escoamento dos prisioneiros e banzo superior $P = 1022,75 \text{ kN}$

Figura 80– Evolução das tensões de Von Mises (MPa) no modelo VIII

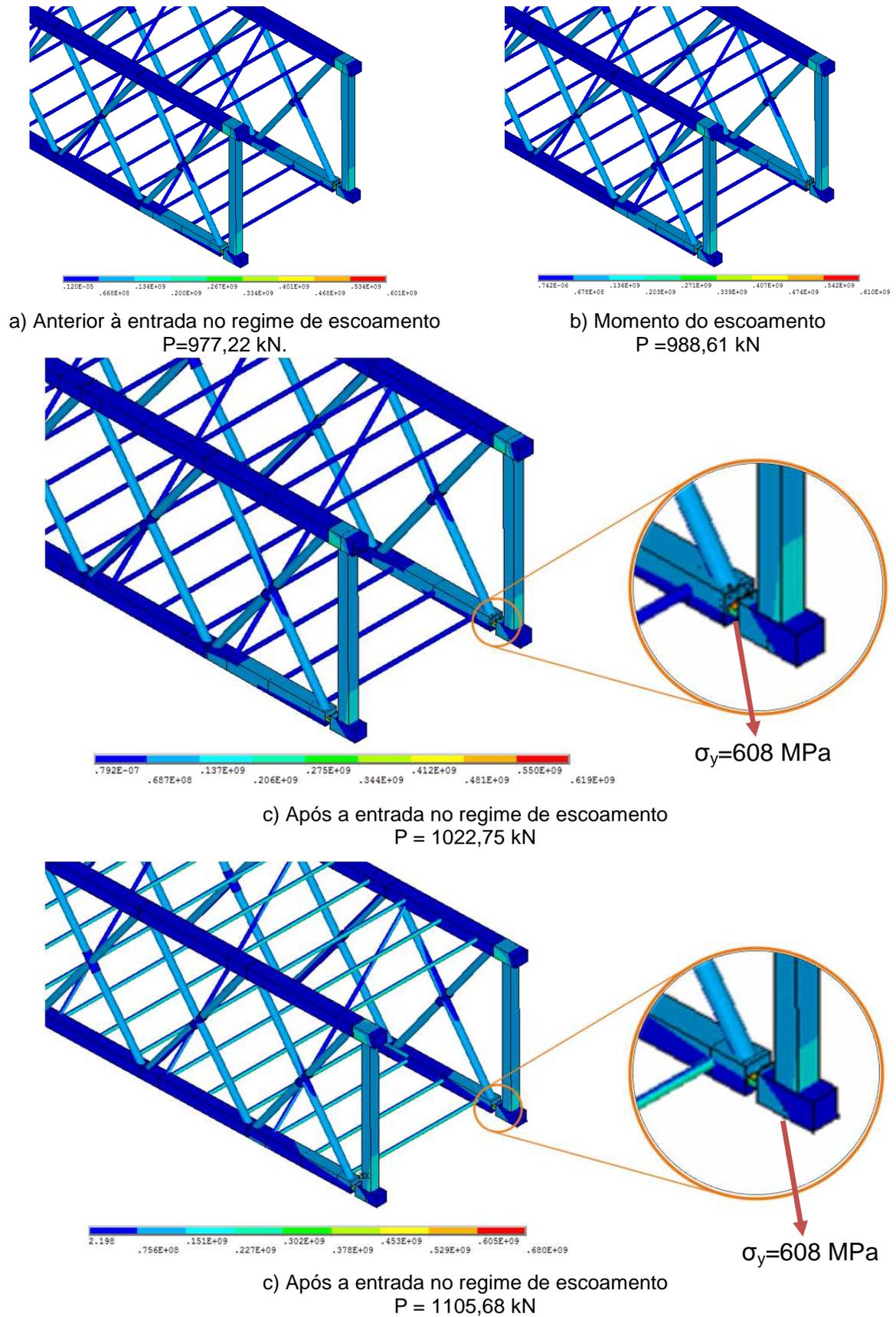


Figura 81– Evolução das tensões de Von Mises no modelo XII

Na avaliação do estudo de, é observado acúmulo de esforços normais e tensões, basicamente nas diagonais próximas aos apoios, principalmente nas diagonais extremas, mais propensas aos esforços provenientes da reação de apoio, corroborando com a aceitação de aproximação dos esforços cortantes de uma viga simples e bi apoiada, adotada no modelo simplificado de projeto (MSP).

Todos os resultados podem ser verificados na Tabela 19, onde são confrontados os deslocamentos verticais (eixo y) nos modelos: simplificado de projeto (MSP), modelo numérico linear sem ponderações no carregamento (MNL) e o modelo numérico não linear sem ponderações no carregamento (MNNL). A deformada da estrutura é ilustrada na Figura 82, na Figura 83 e na Figura 84, respectivamente.

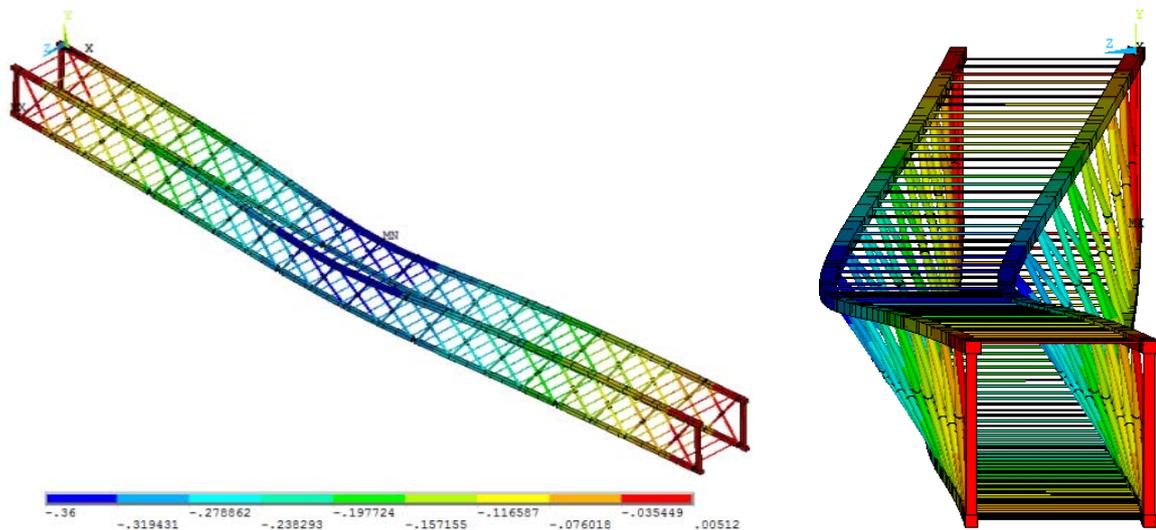


Figura 82– Deformada no eixo y do Modelo estrutural IV

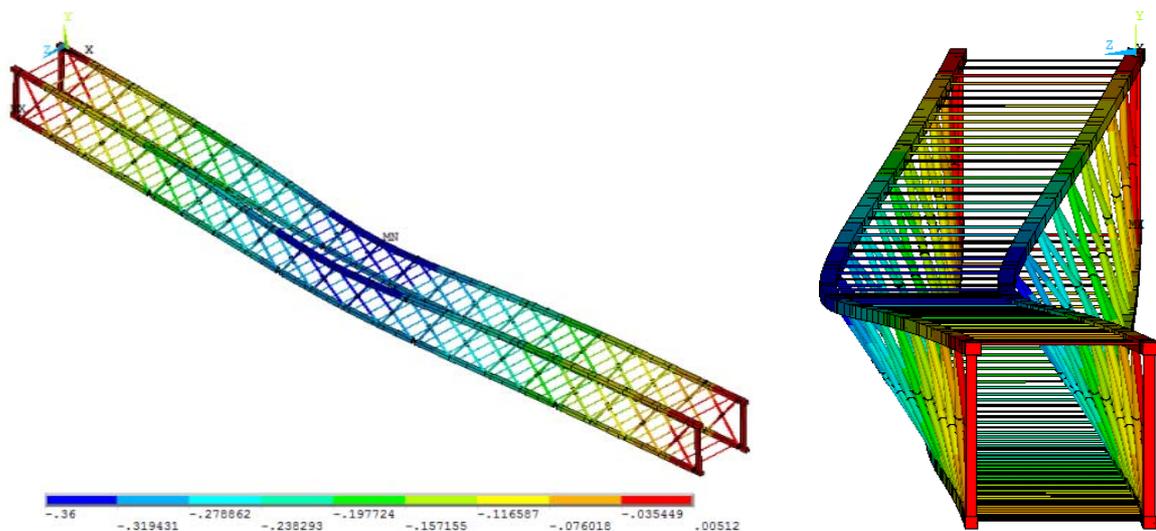


Figura 83– Deformada no eixo y do Modelo estrutural VIII

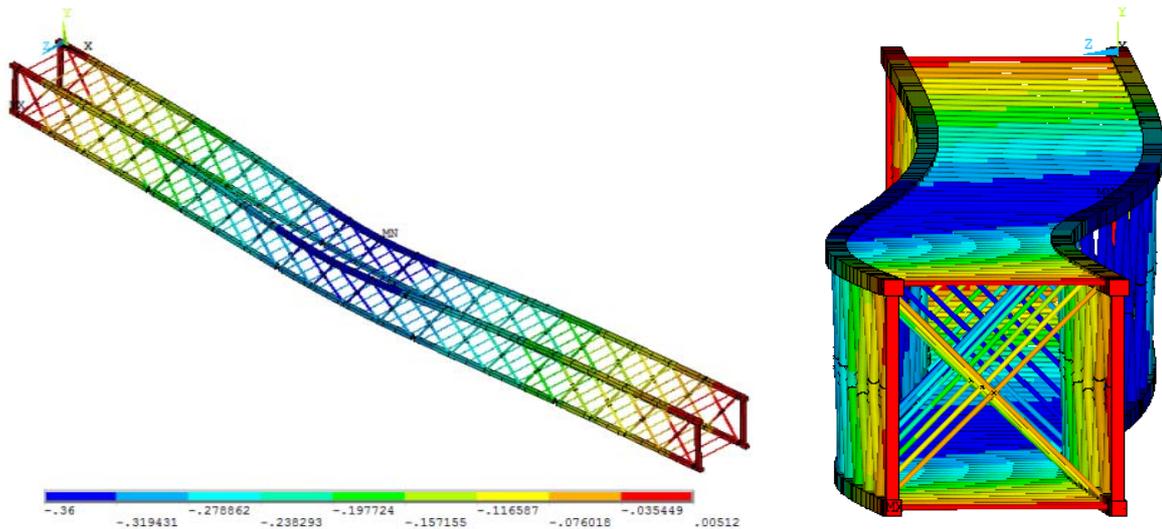


Figura 84– Deformada no eixo y do Modelo estrutural XII

Tabela 20– Deslocamento em função da carga concentrada no Modelo IV, VIII e XII.

Carga Concentrada q (kN)	Deslocamento Translacional Vertical Máximo (mm)				
	MSP	MNL	Modelo IV MNNL	Modelo VIII MNNL	Modelo XII MNNL
1	0,30	0,20	0,20	0,20	0,20
25	7,50	4,88	4,92	4,89	4,90
50	14,99	9,77	9,87	9,81	9,82
75	22,49	14,67	14,83	14,75	14,76
100	29,98	19,54	19,81	19,70	19,72
125	37,48	24,42	24,82	24,68	24,70
150	44,97	29,31	29,85	29,67	29,69
175	52,47	34,19	34,89	34,68	34,71
200	59,96	39,08	39,97	39,72	39,75
225	67,48	43,96	-	44,77	44,81
250	74,95	48,85	-	49,86	49,91
275	82,45	53,73	-	54,95	55,00
300	89,94	58,61	-	60,40	60,46

A seguir apresenta-se a Tabela 21, com todos os resultados associados à carga de plastificação de todos os modelos numérico-computacionais investigados ao decorrer da dissertação, assim como o regime de ruína ligado a carga de plastificação.

Com referência a questão quantitativa, conforme evidenciando nesta dissertação, pode-se destacar, uma comparação feita entre os valores das cargas de

plastificação dos Modelos I e IX, ambos sem a utilização dos postes de união no apoio, os quais fornecem cargas de plastificação da ordem de 148 kN e 1601kN, respectivamente, com diferenças da ordem de 1081%. Do mesmo modo, quando esta comparação é feita entre os Modelos II e Modelo X, ambos sem a utilização dos postes de união no apoio e travamento horizontal a cada 50 cm, estes modelos apresentam cargas de plastificação da ordem de 225,1kN e 1634,4kN, respectivamente, com diferenças da ordem de 726%.

De forma análoga, quando a comparação é feita entre os Modelos III e Modelo XI, ambos com a utilização dos postes de união no apoio, estes modelos apresentam cargas de plastificação da ordem de 145,1 kN e 1571,6 kN, respectivamente, com diferenças da ordem de 1083%. Do mesmo modo, quando esta comparação é feita entre os Modelos IV e Modelo XII, ambos com a utilização dos postes de união no apoio e travamento horizontal a cada 50 cm, estes modelos apresentam cargas de plastificação da ordem de 220,1 kN e 1597,4 kN, respectivamente, com diferenças da ordem de 726%.

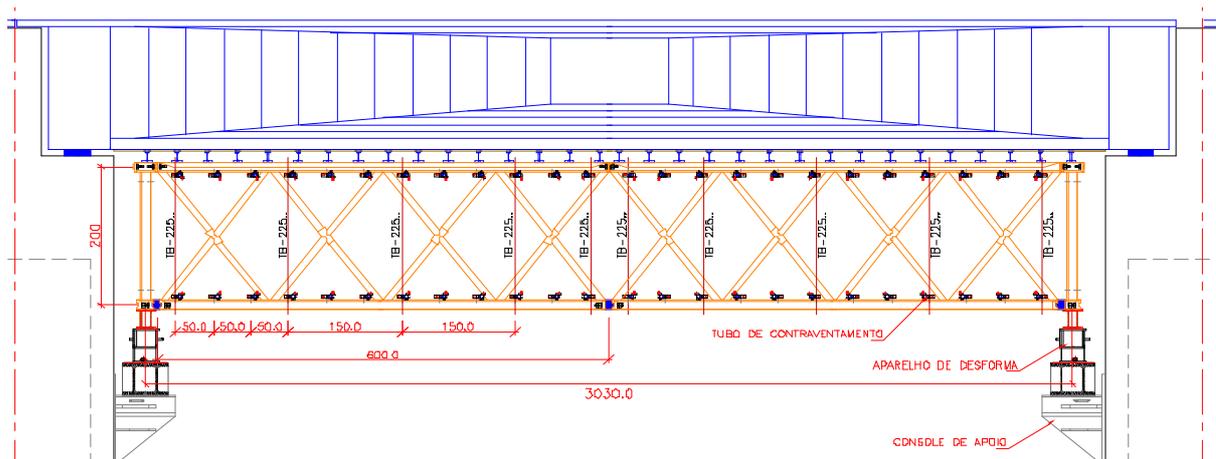
Tabela 21 – Resumo das cargas de plastificação

Modelo Investigado	Carga de Plastificação (kN)	Modo de Ruína
Modelo I	148,00	Escoamento dos banzos superiores
Modelo II	225,10	Escoamento dos prisioneiros
Modelo III	145,08	Escoamento dos tubos de contraventamento
Modelo IV	220,07	Escoamento dos tubos de contraventamento
Modelo V	280,00	Ruína da Diagonal da treliça
Modelo VI	280,00	Ruína da Diagonal da treliça
Modelo VII	298,00	Escoamento dos prisioneiros
Modelo VIII	312,00	Escoamento dos prisioneiros
Modelo IX	1601,00	Escoamento dos prisioneiros
Modelo X	1634,40	Escoamento dos prisioneiros
Modelo XI	1571,60	Escoamento dos prisioneiros
Modelo XII	1597,40	Ruína dos prisioneiros

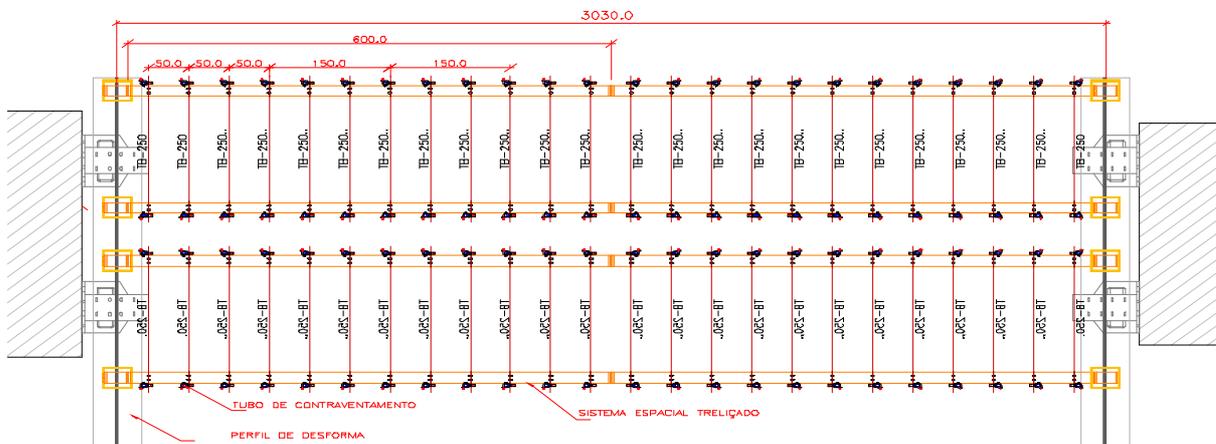
7 ESTUDO DE CASO

No âmbito da construção civil é crescente o número de projetos de escoramento utilizando treliças para vencer os grandes vãos utilizados pelos projetistas estruturais, No presente estudo foi desenvolvido e aplicado o processo de análise linear do método simplificado de projeto, onde a treliça denominada M-150 é considerada como uma viga bi-apoiada e seu carregamento distribuído no sentido longitudinal da treliça, conforme ilustrado na Figura 85.

Motivado pelo escoramento de uma viga moldada *in loco* trecho secundário da Transnordestina, obra do Programa de Aceleração do Crescimento no interior do Piauí, é exemplificada uma análise onde existe a necessidade de vencer vãos iguais ou superiores a 30 metros, conforme a configuração utilizada nos modelos numéricos investigados nos capítulos anteriores.



a) Vista da estrutura estudada



b) Planta da estrutura estudada

Figura 85– Projeto da estrutura estudada

A viga de concreto armado posteriormente protendida ilustrada na Figura 86, é utilizada posteriormente como viaduto para transpor a ferrovia, alvo do PAC - Programa de Aceleração do Crescimento. A treliça fornece escoramento para o concreto fresco no sentido longitudinal, com a finalidade de molde *in loco*. Seus apoios são rígidos e não permitem deslocamentos, corroborando a comparação com os modelos numéricos investigados.

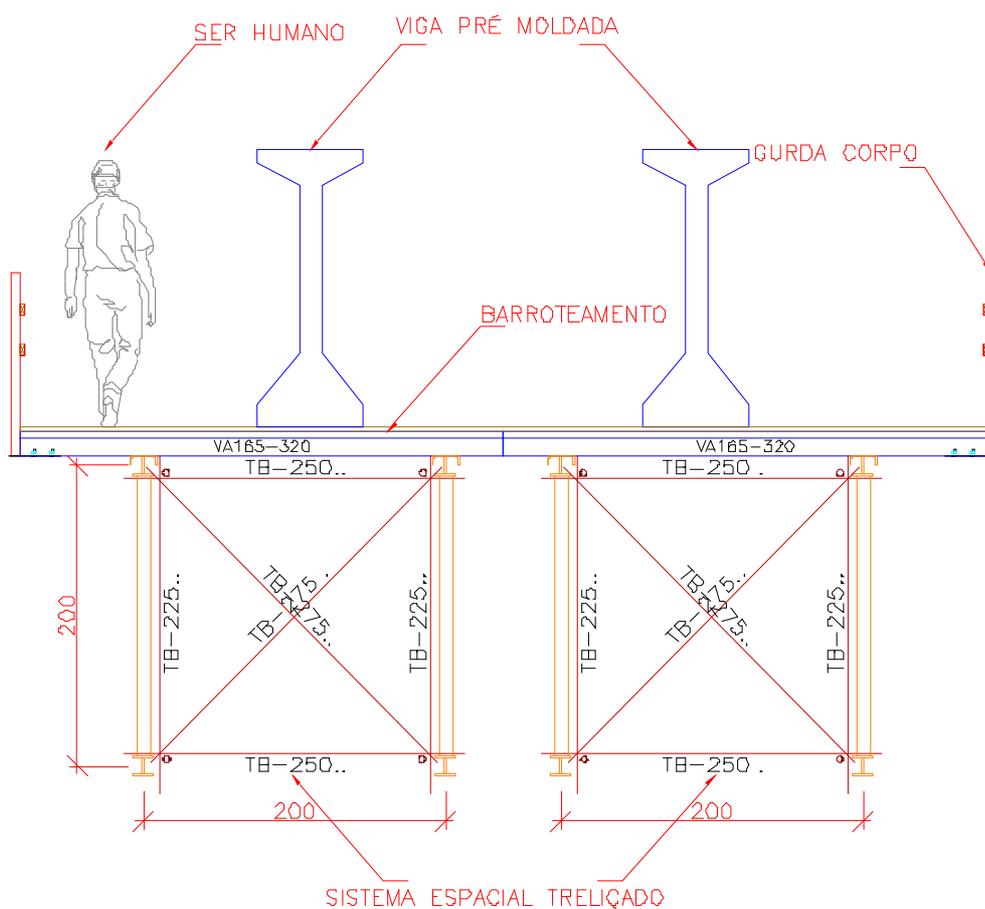


Figura 86– Corte da estrutura estudada

7.1 Premissas de utilização

A viga moldada *in loco* possui uma área na seção transversal média de 0,53 m², que devido ao peso específico do concreto descrito pela ABNT NBR 8800 [2], fornece um peso próprio na estrutura do conjunto escorado por metro. Com a finalidade de tornar o cálculo o mais próximo possível do executado na obra, é acrescentado o peso próprio da treliça de escoramento, sobrecarga de utilização e a ação de carregamentos variáveis como o vento, onde o peso próprio da treliça de

escoramento é proveniente do peso por metro linear dos módulos e seus respectivos contraventamentos tubulares. A sobrecarga de utilização, depende diretamente do espaçamento entre estes módulos em uma carga de 2kN/m², definida pela ABNT NBR 15696 [3] e o vento de tabela interna que depende diretamente da área de ação do vento.

A seguir é apresentada a Tabela 22, onde são apresentadas as propriedades físicas do concreto e a Tabela 23, com o carregamento por metro linear na estrutura escorada.

Tabela 22– Propriedades físicas do concreto estrutural

Módulo de Elasticidade	$E = 5600f_{ck}^{1/2}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,2$
Coeficiente de dilatação linear	$\alpha = 1 \cdot 10^{-5} / ^\circ\text{C}$
Densidade	$\rho = 25\text{kN/m}^3$

Tabela 23– Carregamento por metro linear

Peso próprio da viga de concreto	13,26 kN/m
Peso próprio da treliça contraventada	1,64 kN/m
Sobrecarga de utilização	4,00 kN/m
Cargas variáveis (Vento)	0,78 kN/m
Carregamento total na treliça	19,68 kN/m

Como resultado do modelo simplificado de projeto, tem-se a utilização da isostática como base para os cálculos e análises apresentadas. O momento flexor máximo no meio do vão para cada linha de treliça é de 1107,35 kN.m e o esforço cortante máximo nos apoios de 147,15 kN, ou seja, tanto o momento fletor quanto o esforço cortante são inferiores aos limites de 1471,50 kN.m e 147,15 kN, respectivamente.

O deslocamento vertical é combatido com cunhas que permitam a aplicação de uma contra flecha mínima de 49,68 mm, para um total de 110,68 mm. O limite de deslocamento vertical deve estar de acordo com o valor da flecha máxima estabelecida pela norma brasileira ABNT NBR 15696 [3], sendo o deslocamento

limite para elementos estruturais de escoramento igual a $1 + L/500$, onde L corresponde ao vão máximo considerado. Assim sendo, para o vão de 30,3 m, o deslocamento vertical máximo admissível correspondente ao estudo de caso é de 61,6mm.

A seguir é apresentada a Tabela 24, onde são comparados os deslocamentos referentes ao carregamento distribuído e o esforço normal máximo nos banzos inferiores da treliça dos modelos de análise linear e o estudo de caso.

Tabela 24– Deslocamento vertical e esforço normal em função da carga distribuída

Carregamento Distribuído q (19,68 kN/m)	Deslocamento Translacional Vertical Máximo (mm)			Esforço Normal dos Modelos Investigados (kN)
	Modelo Simplificado de Projeto: sem ponderação do carregamento	Modelo Simplificado de Projeto: com ponderação do carregamento	Modelo em Elementos Finitos: com ponderação do carregamento	
Modelo I	110,63	107,47	66,65	332,94
Modelo II	110,63	107,47	66,91	334,52
Modelo III	115,13	111,83	68,27	355,24
Modelo IV	115,13	111,83	68,57	356,91
Modelo V	110,63	107,47	66,63	332,95
Modelo VI	110,63	107,47	66,89	334,51
Modelo VII	115,13	111,83	68,27	355,24
Modelo VIII	115,13	111,83	68,27	356,91
Estudo de Caso	110,68	107,51	-	553,67

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1 Introdução

Os sistemas treliçados espaciais representam um papel importantíssimo em projetos de estruturas de aço, concreto armado e mistas (aço-concreto), pois a partir do momento em que o engenheiro civil tem conhecimento sobre o comportamento estrutural do sistema de escoramentos empregado e, bem como, dos fatores de segurança adequados envolvidos na análise, certamente a tendência é que projeto destes escoramentos seja mais eficiente, seguro e econômico.

Assim sendo, objetivando avaliar o comportamento de sistemas treliçados espaciais, de forma mais próxima às situações reais da prática corrente de projeto, são desenvolvidos modelos numéricos, com base no emprego do método dos elementos finitos, via utilização do programa Ansys [1]. Esta dissertação de mestrado visa contribuir para gerar subsídios para dar respaldo ao projeto destes escoramentos, considerando-se os pouquíssimos trabalhos desenvolvidos nesta área de pesquisa.

Outra questão de grande relevância diz respeito à quantidade muito pequena de ensaios em escala real, realizados em laboratório, de forma a possibilitar uma calibração mais efetiva dos modelos utilizados atualmente na prática de projeto. Tal fato acarreta em dificuldades adicionais, no que tange a análise dos parâmetros que influenciam o comportamento de sistemas treliçados espaciais.

8.2 Considerações finais

Nesta dissertação de mestrado foram desenvolvidos modelos numérico-computacionais para representar, com boa precisão, os sistemas treliçados espaciais utilizados para escoramento de estruturas civis. Este tipo de sistema de escoramento, empregado regularmente pela indústria da construção civil, necessita ter o seu comportamento real devidamente investigado, com base em modelagens numéricas, conforme realizado neste trabalho de pesquisa, de forma a se estabelecer uma base de dados em que os resultados sejam confiáveis e

satisfatórios. Considerando-se a metodologia de análise proposta nesta dissertação, respaldada pelo desenvolvimento dos modelos numérico-computacionais, a análise dos resultados numéricos obtidos ao longo do estudo permitiu algumas conclusões importantes conforme descrito a seguir:

- Foi constatado que os modelos numéricos apresentaram um comportamento que, em termos qualitativos e quantitativos, pode ser considerado próximo ao comportamento esperado dos elementos estruturais avaliados, tendo em vista comparações realizadas com base nos resultados obtidos mediante o emprego da metodologia simplificada de projeto. Os modelos numéricos desenvolvidos representam fielmente o comportamento dos sistemas treliçados espaciais encontrados na prática real de projeto.
- Com base nos modelos numéricos desenvolvidos, foi observado que todos estes modelos reproduziram, com boa precisão, os modos de colapso do sistema de escoramento investigado, no que diz respeito às análises não lineares.
- Nas análises não lineares, os valores das cargas últimas foram obtidos para cada modelo estrutural analisado, ressaltando que estas cargas apresentam uma participação relevante, no que diz respeito aos critérios de análise plástica da estrutura. Não se tem notícia de que estes conceitos tenham sido utilizados no projeto dos sistemas treliçados espaciais empregados para escoramento de estruturas civis.
- A realização de análises lineares e não lineares, corroboraram para validação dos modelos numéricos, no que tange a fase elástica de carregamento dos sistemas de escoramento investigados. Os modelos numéricos forneceram valores em consonância com aqueles obtidos com base na metodologia simplificada de projeto.
- O modelo simplificado de projeto apresentou, em todos os casos estudados nesta dissertação, com respeito ao regime elástico, valores de carga limite de

utilização muito inferior aos modelos numérico-computacionais desenvolvidos, com diferenças da ordem de 50%. Conclui-se, portanto, que a treliça M-150 possui um grande acréscimo de resistência, quando este sistema estrutural é comparado com as premissas de cálculo utilizadas para o projeto. Em resumo, os resultados apontam para o fato de que este sistema, certamente, poderia ser mais bem investigado, visando à economia de material.

- Para as diferentes configurações geométricas dos sistemas de escoramento investigados, foram verificadas mudanças bastante significativas, no valor das cargas de plastificação obtidas nas análises numéricas. Tal fato, se deve, em especial, a configuração de projeto empregada para as barras de contraventamento dos modelos.
- Com referência a questão quantitativa, conforme destacado no Capítulo 6 desta dissertação, pode-se destacar, por exemplo, uma comparação feita entre os valores das cargas de plastificação dos Modelos I e IX, ambos sem a utilização dos postes de união no apoio, os quais fornecem cargas de plastificação da ordem de 148 kN e 1601kN, respectivamente, com diferenças da ordem de 1081%. Do mesmo modo, quando esta comparação é feita entre os Modelos III e Modelo XI, ambos com a utilização dos postes de união no apoio, estes modelos apresentam cargas de plastificação da ordem de 145,1kN e 1571,6kN, respectivamente, com diferenças da ordem de 1083%.
- Em todos os modelos numéricos desenvolvidos foi verificado que a resposta estrutural destes modelos apresenta, predominantemente, flambagem lateral devido aos esforços de flexão, tanto no regime elástico quanto no regime plástico. Estes esforços devem ser combatidos com base no desenvolvimento de um projeto mais eficiente para os sistemas de contraventamento compostos pelas diagonais de travamento.
- A análise dos resultados aponta para o fato de que as barras dos travamentos tubulares horizontais possuem apenas função de ligação entre o par de treliças de aço, responsável pelo aprumo horizontal. O projeto destas barras deve ser estudado com cautela, pois o excesso destas barras nos modelos

(por exemplo, a cada 50cm), não acrescenta nenhuma resistência adicional significativa ao conjunto. O mesmo não se pode dizer, no que tange aos travamentos tubulares das diagonais verticais, pois estes além de ter a função de ligação entre o par de treliças de aço, sendo responsáveis pelo aprumo vertical do sistema, acrescentam resistência adicional significativa ao conjunto, da ordem de 1000%.

- O projeto eficiente das barras de contraventamento do sistema de escoramento, deve ser tal que garanta o trabalho conjunto do par de treliças metálicas do sistema. Esta é a única premissa que tem sido empregada na metodologia simplificada de projeto. Ressalta-se, ainda, que estas barras de contraventamento são fundamentais para caracterizar os níveis de resistência do sistema de escoramento.

8.3 Sugestões para trabalhos futuros

- a) Realização de ensaios experimentais dos modelos estruturais em laboratório, em escala real, de forma a avaliar a influência de todos os parâmetros relevantes de projeto;
- b) Estudar outros sistemas estruturais para escoramento, com geometria e materiais distintos, em relação aos investigados no presente estudo;
- c) Realizar um extenso estudo paramétrico para avaliar a contribuição efetiva acerca da capacidade resistente dos prisioneiros e das barras diagonais de contraventamento;
- d) Realizar uma análise mais detalhada sobre os autovalores e autovetores dos modelos, simulando o travamento das bases das treliças com cabos e estais, para sua utilização como passarela e afins;
- e) Desenvolver análises de conforto humano, simulando o caminhar de pedestres, sobre o sistema de escoramentos aplicado na prática como passarela de pedestres.

REFERÊNCIAS

- [1] ANSYS. Swanson Analysis Systems, Inc., P.O. Box 65, Johnson Road, Houston, PA, 15342-0065, version 12.1, Basic analysis procedures, Second edition, 2009.
- [2] NBR 8800: Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios - Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, 2008.
- [3] NBR 15696: Formas e Escoramento para Estruturas de Concreto – Projeto, Dimensionamento e Procedimentos Executivos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, 2009.
- [4] NBR 6120: Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, 1980.
- [5] NBR 6123: Forças Devidas ao Vento em edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, 1988.
- [6] Eurocode 3, ENV 1993-1-1, 2003: Design of steel structures - Structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, ECCS, Brussels, 2003.
- [7] Du chateau, S, Structuresspatiales. International conference on space structures. Guildford, UK, Sep., 1984.London/New York: Elsevier Applied Science. p. 1058-1065.
- [8] Ary, Jose Luiz, Projetos e cálculos para treinamento, técnicas e equipamentos. Mills Estruturas e Serviços de Engenharia S.A. 1990.
- [9] Vendrame, Adriano Marcio, Contribuição ao estudo das cúpulas treliçadas utilizando elementos tubulares em aço. Dissertação de

- Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Paulo, 1999.
- [10] Souza, Alex Sander Clemente de, Análise teórica e experimental de treliças espaciais. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2003.
- [11] Sapienza, João Maurício Romeiro, Análise de treliças metálicas Espaciais com Extremidades Amassadas. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.
- [12] Santos, A. L. E. de F e, Ligações de barras tubulares para estruturas metálicas planas, Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil da UNICAMP, 2003.
- [13] Paoli, Paulo Cesar de, Emprego de pontes fixas em Defesa Civil, 2009.
- [14] Bezerra, Luciano Mendes, Freitas, Cleirton André Silva de, Matias, William Taylor e Nagato, Yosiaki, Aumento da capacidade de carga de treliças espaciais com conexões de ponta achatada. *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 65, Issue 12, December 2009, Pages 2197-2206. Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Brasília.
- [15] Lima, Nívia dos Santos, Comportamento Estrutural de Ligações Tubulares T e KT. Dissertação de Mestrado. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, UERJ, 2012.
- [16] Fruchtengarten, Jairo, Sobre o estudo da flambagem lateral de vigas de aço por meio da utilização de uma teoria não linear geometricamente exata. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

- [17] Silveira, Ricardo Azoubel da Mota e Pinheiro, Ricardo, Análise da Estabilidade Elástica de Treliças espaciais. Revista Escola de Minas vol 57 no.2.. Universidade federal de Ouro Preto, Minas Gerais, 2004.
- [18] Chen, Yi-Yi e Wang, Wei, Comportamento de juntas tubulares sob ações sísmicas. Journal of Constructional Steel Research, Volume 62, Páginas 116-120. Universidade Tongji, Shanghai-China, 2006.
- [19] Alinia, M.M e Kashizadeh, S., Efeito as flexibilidade sobre comportamento térmico em treliças espaciais utilizadas em cúpulas Journal of Constructional Steel Research, Volume 62, Páginas 675-681 de 2006. Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran.
- [20] POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. Pile Foundation Analysis and Design. John Wiley & Sons Inc., New York, 1980.
- [21] CLOUGH, R. W., PENZIEN, J; Dynamics of Structures; McGraw-Hill, 634p, 1993.
- [22] CHOPRA, A. K. Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering. 3rd ed., Pearson Education, Inc., New Jersey, 2007.
- [23] CRAIG JR., R. R. Structural Dynamics. John Wiley & Sons, 527 p, 1981.
- [24] ISO/DIS 10137 Bases for Design of Structures - Serviceability of Buildings against Vibrations. International Standard Organization, Geneva, Switzerland, 1991.
- [25] PFEIL, Walter. Ponte sem Concreto Armado, vol. 1 e 2. Rio de Janeiro. Livros Técnicos e Científicos, 1983.
- [26] European Committee for Standardization. Eurocode 5: Design of timber structures, Part 2, Bridges, London, UK, 2004.

APÊNDICE A

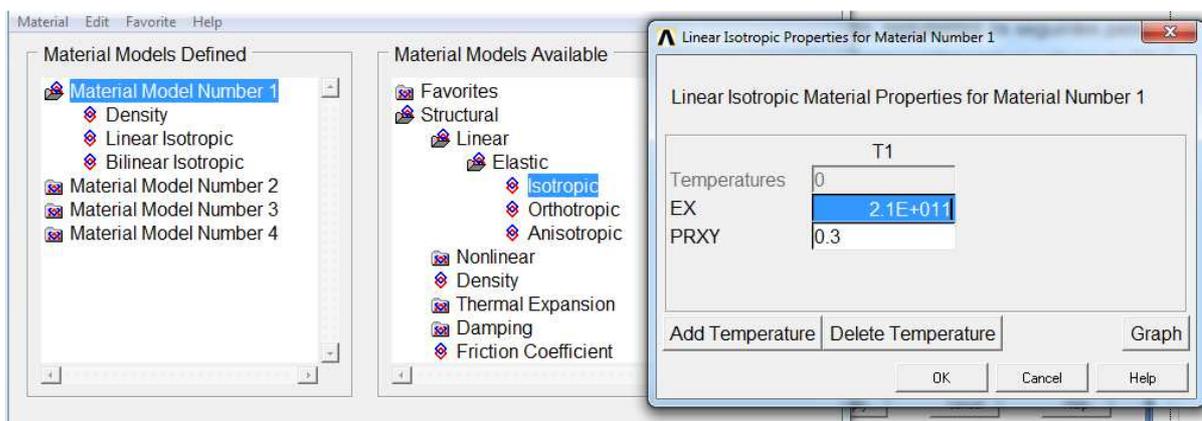
É apresentado a seguir o modelo ilustrativo utilizando o módulo de solução, para execução da análise não linear referente ao sistema estrutural em estudo.

A1. Propriedades do Material

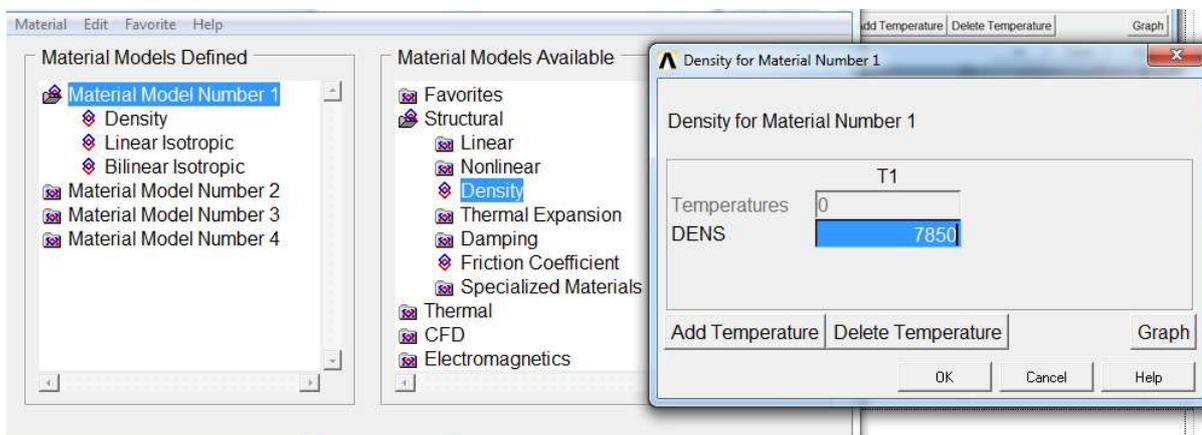
Preprocessor>Material props>Material Models...

Para inserir as propriedades dos materiais, seguir os seguintes passos: Duplo click em :Structural,Linear, Elastic, Isotropic e entrar com os valores de EX e PRXY para o aço,duplo click em Density e entrar com o valor da densidade do aço.

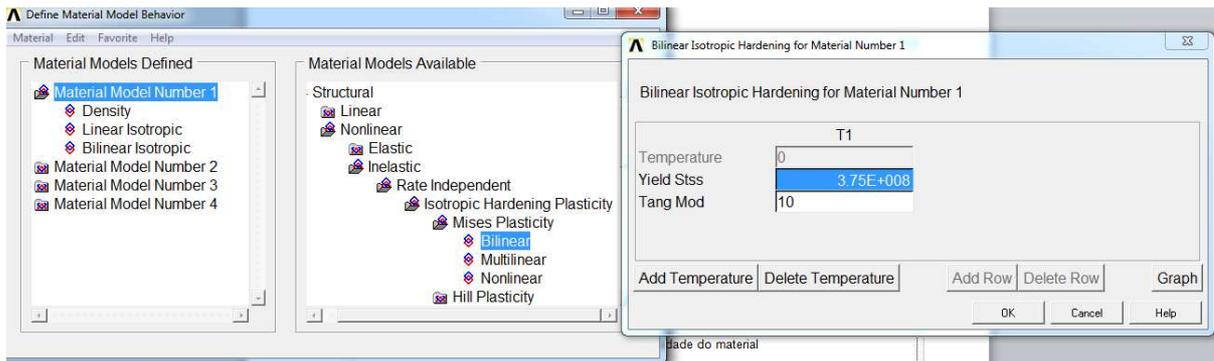
Os modelos trabalham com uma curva não linear, onde as propriedades de tensão do material são inseridas conforme o item c da Figura 87.



a) Acréscimo do módulo de elasticidade e coeficiente de poisson.



b) Acréscimo da densidade do material



c) Acréscimo da bi linearidade do material

Figura 87– Esquema de aplicação das propriedades do material

A2. Deslocamento imposto

Solution>Define Loads>Apply.> Structural > Displacement > On Nodes...

Na janela que aparece na Figura 88 deve-se informar o nó de aplicação do deslocamento definido. Surgirá então uma nova janela, na qual se deve definir um o eixo de deslocamento e o deslocamento previamente definido.

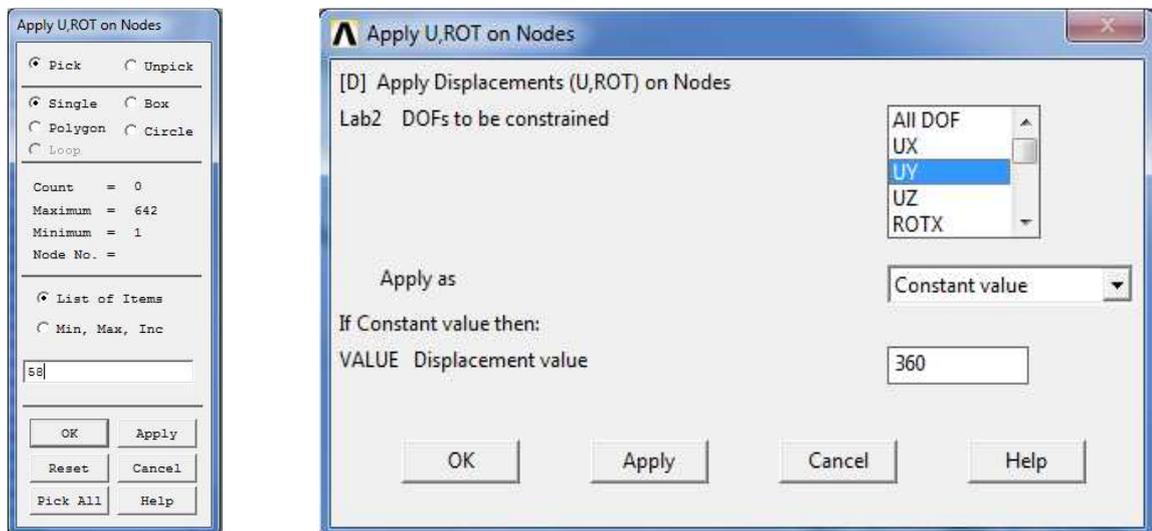


Figura 88– Esquema de aplicação de deslocamento no nó

Solution>AnalysisType>Sol'nControls

Na janela da Figura 89 deverá ser definido o tempo total da simulação igual ao deslocamento aplicado para facilitar o acompanhamento (*“Time at end of load step”*), é uma variável de referencia e o número de passos que o programa deverá executar (*“Number of substeps”*), que, neste caso foi estipulado em 1080. A configuração pode também ser feita definindo o incremento no tempo a cada iteração, neste caso, o número total de passos fica definido implicitamente.

A configuração (*“Automatic time stepping”*) deve obedecer ao algoritmo (*“Arc-Length”*), onde a não linearidade geométrica está ligada utilizando o metodo de Lagrange atualizado. Caso o usuário não opte pelo algoritmo de Arc-Length o Default utilizará o método de Newton Rapson no formato *“ON”*.

Deve-se utilizar a maneira que for mais conveniente em cada caso. Outra configuração que deve ser alterada é em (*“Write Items to Results File”*), onde (*“Frequency”*) deve ser definida como (*“Write Every Substep”*), para que, no pós-processamento, os dados de todas as iterações estejam disponíveis.

Outras configurações podem ser alteradas através desta janela, conforme as necessidades do usuário.

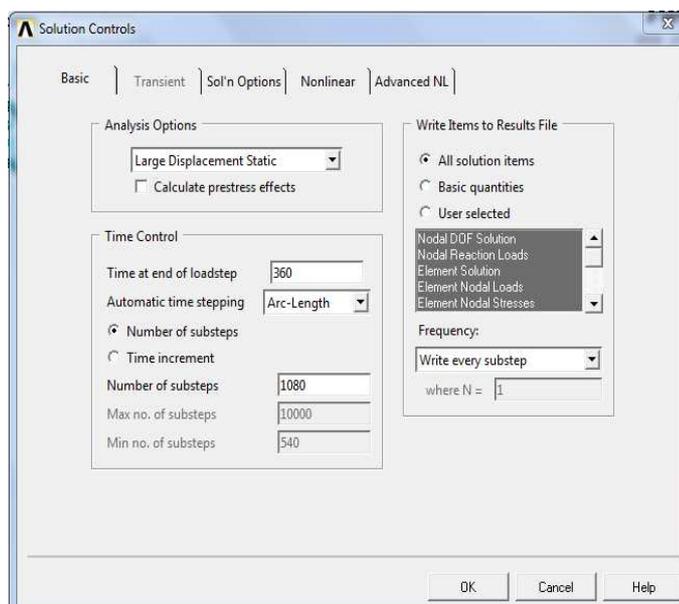


Figura 89– Esquema de configuração da análise não linear

Com a análise toda configurada, pode-se mandar o software realizar os cálculos:

Solution> Solve >Current LS

O software realiza as interações conforme mostrado na Figura 91, convergindo para uma solução mostrada na Figura 91.

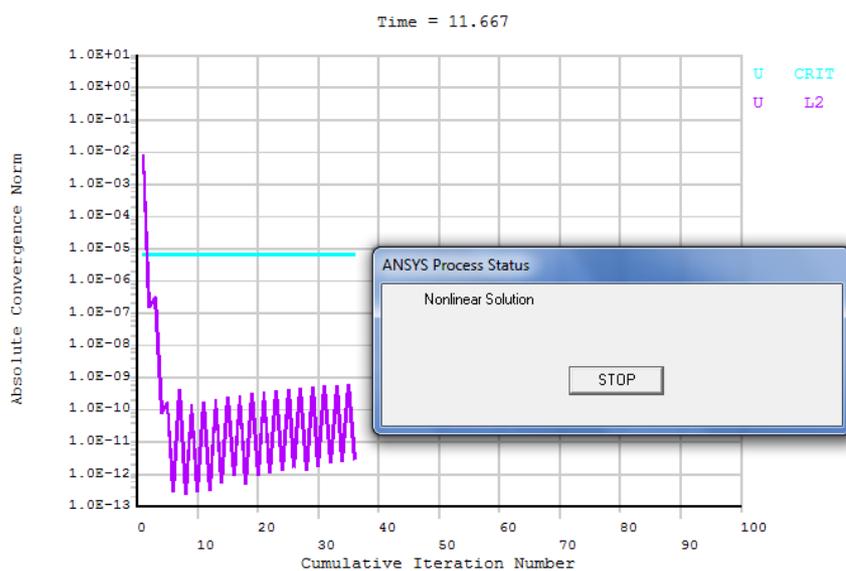


Figura 90– Janela de convergência com interações

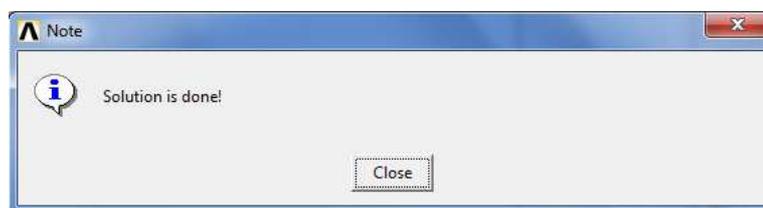


Figura 91– Confirmação que o modelo possui solução

Segue-se agora com o pós-processamento, com a visualização dos resultados obtidos.

Para a plotagem das deformações da estrutura é utilizado o procedimento considerando para o deslocamento conforme ilustrado na Figura 92.

General Postproc > Plot Result > Contour Plot > Nodal Solu...

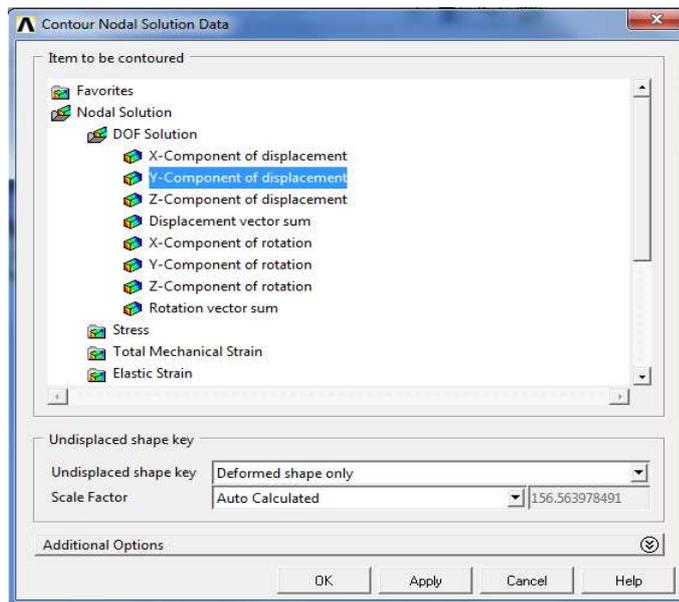


Figura 92– Janela de análise dos deslocamentos

Outra possibilidade é acompanhar a evolução de um determinado parâmetro ao longo do tempo, como por exemplo, os deslocamentos verticais no nó central da viga.

Os procedimentos aqui são iguais aos da análise harmônica. Embora na análise a variável seja o esforço, e em outra o deslocamento, o software faz essas considerações automaticamente, mostrando os resultados em função da variável desejada.

Time Hist Postpro

Na janela ilustrada na Figura 93 que aparece, deve-se clicar no botão verde com sinal “+”, para adicionar o deslocamento no nó especificado.

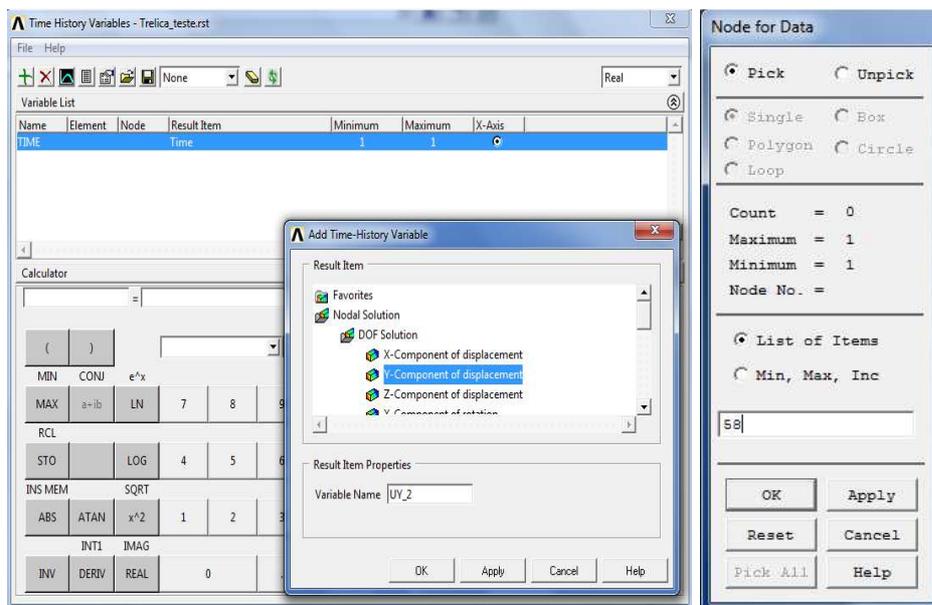


Figura 93– Janela de análise do histórico dos deslocamentos

Na janela ilustrada na Figura 94 que aparece, deve-se clicar no botão verde com sinal “+”, para adicionar o esforço no nó especificado.

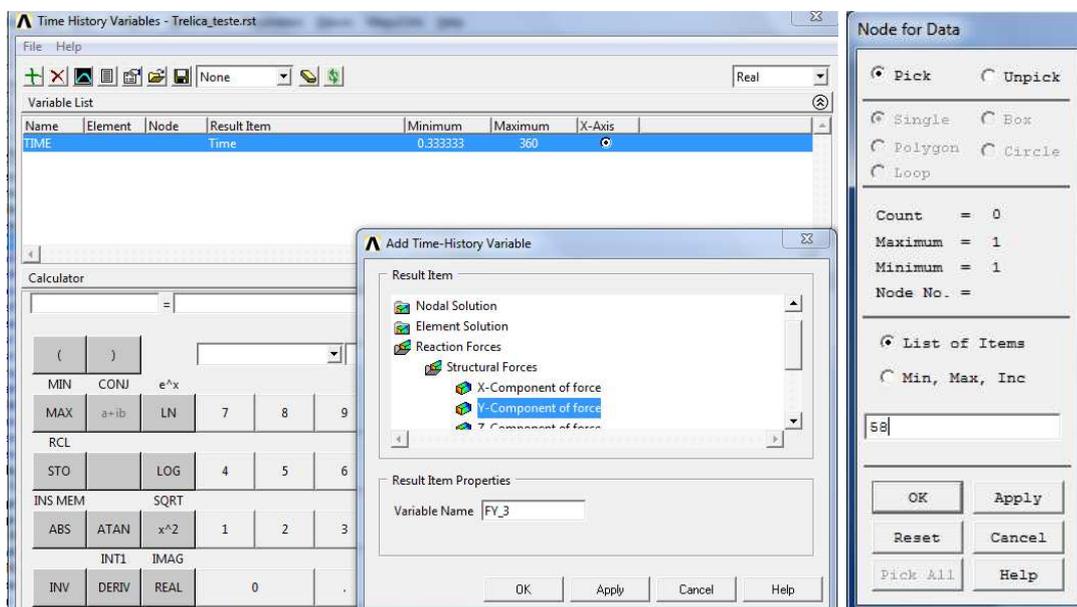


Figura 94– Janela de análise do histórico dos esforços

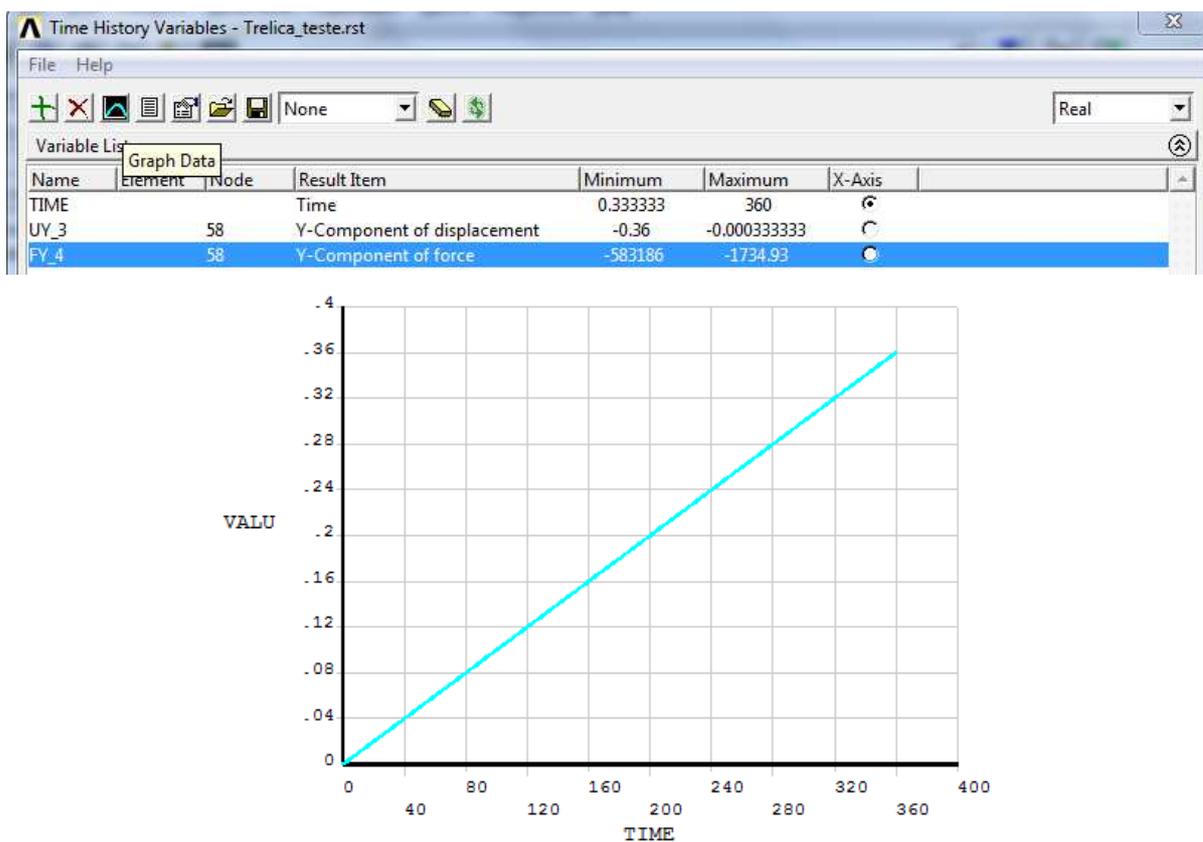


Figura 95– Gráfico carga versus deslocamento

Todos os dados de cargas ao longo dos deslocamentos podem ser salvos no formato “.txt” para posterior análise no ícone de (Export Data).

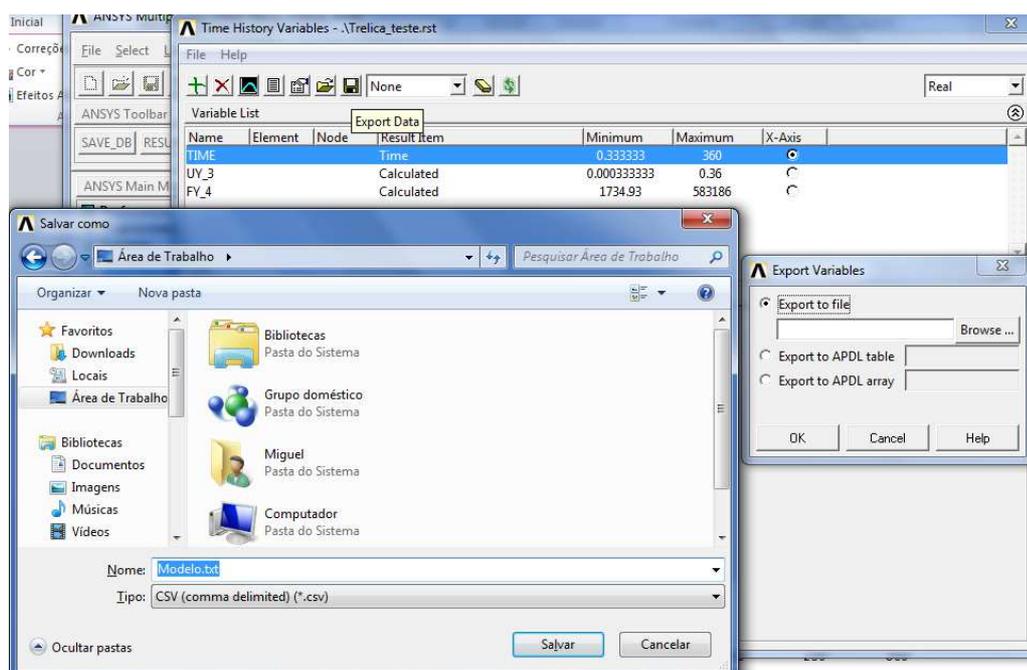
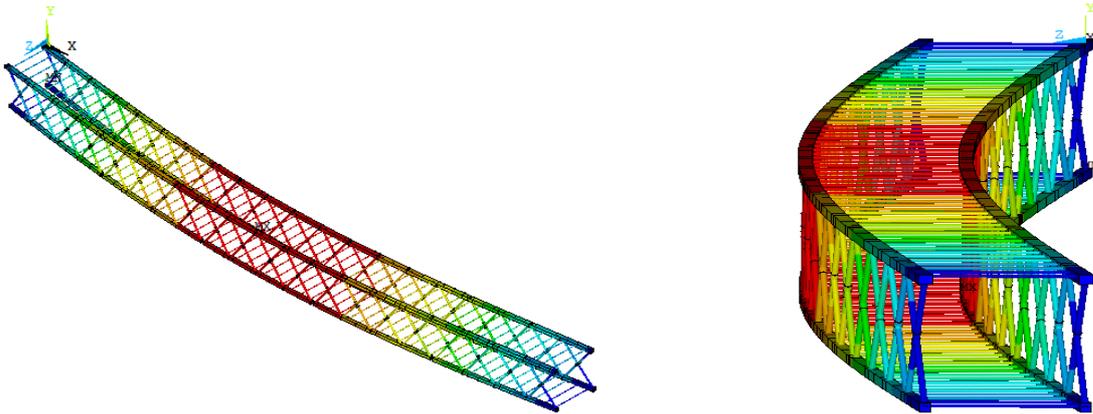


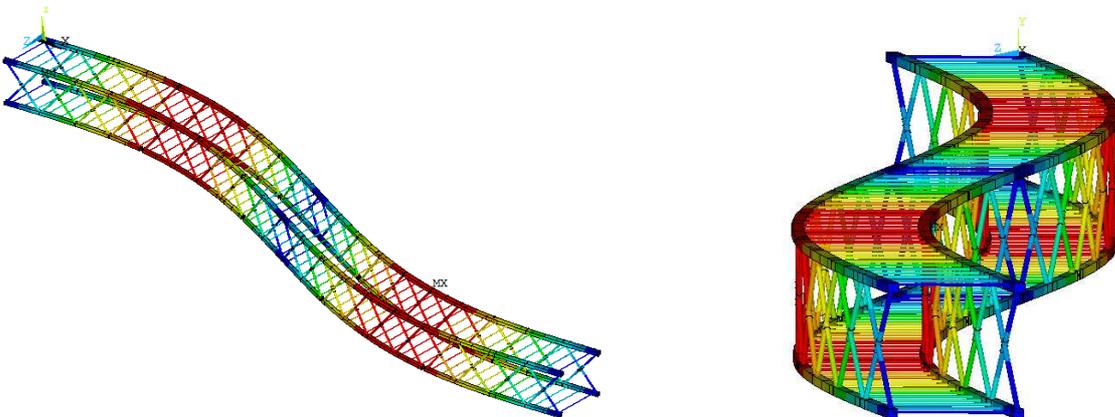
Figura 96– Salvar dados em formato txt

APÊNDICE B

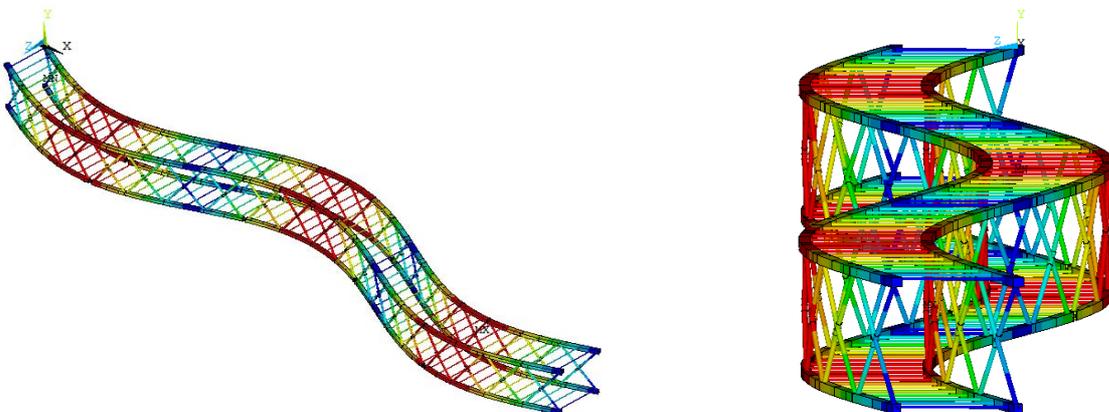
Na sequência do texto são apresentados, nas a Figura 97 a Figura 105, as três primeiras formas modais referentes aos modelos estruturais, correspondentes às seis primeiras frequências naturais da estrutura nos demais modelos.



a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01} = 0,88$ Hz.

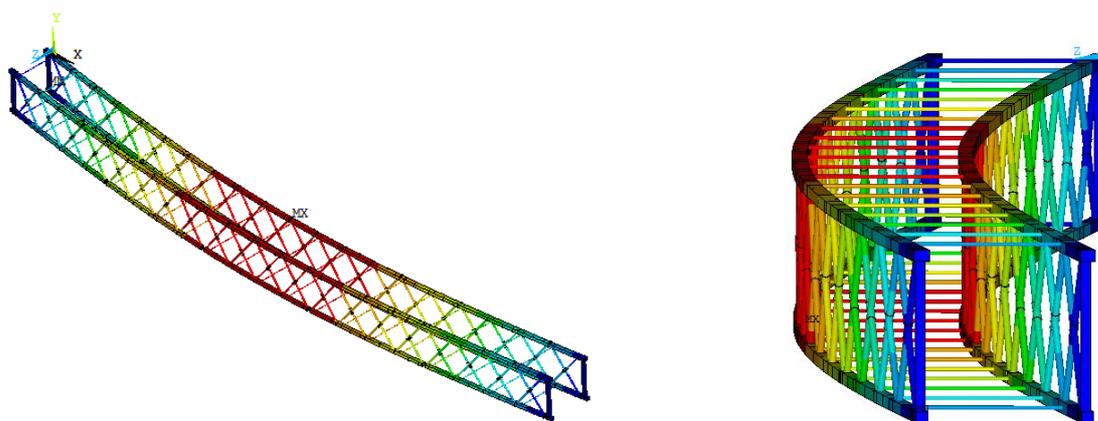


b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02} = 2,29$ Hz.

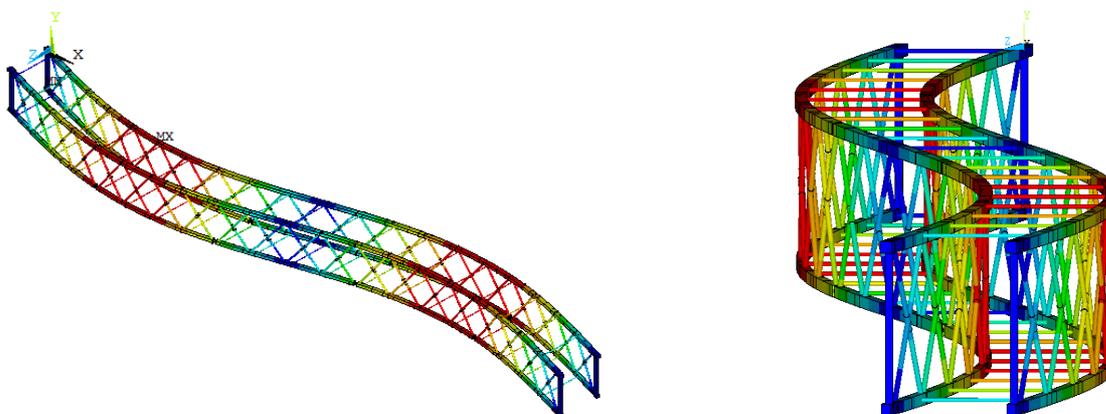


c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03} = 4,43$ Hz.

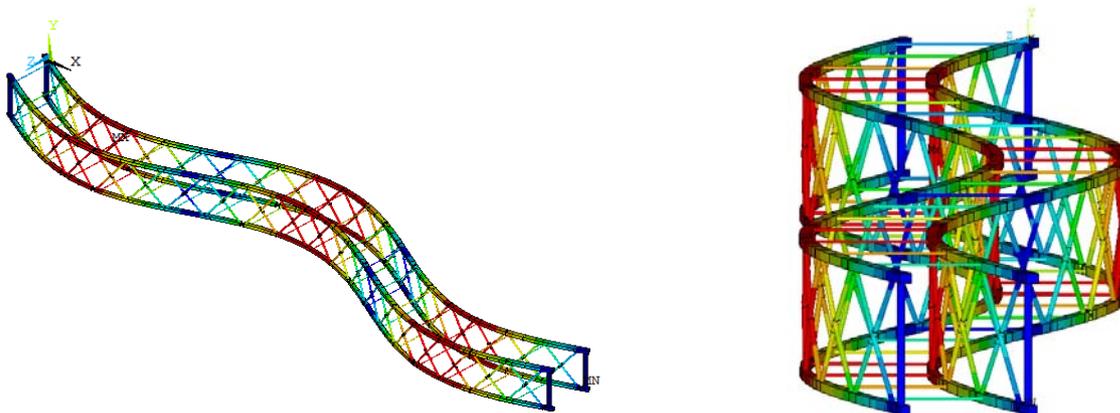
Figura 97– Modos de Vibração do Modelo Estrutural II.



a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01} = 0,62$ Hz.

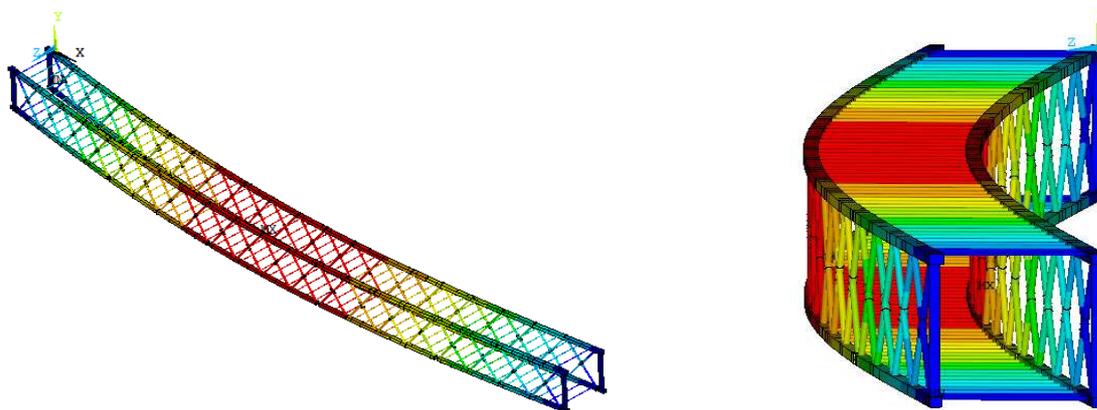


b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02} = 1,91$ Hz.

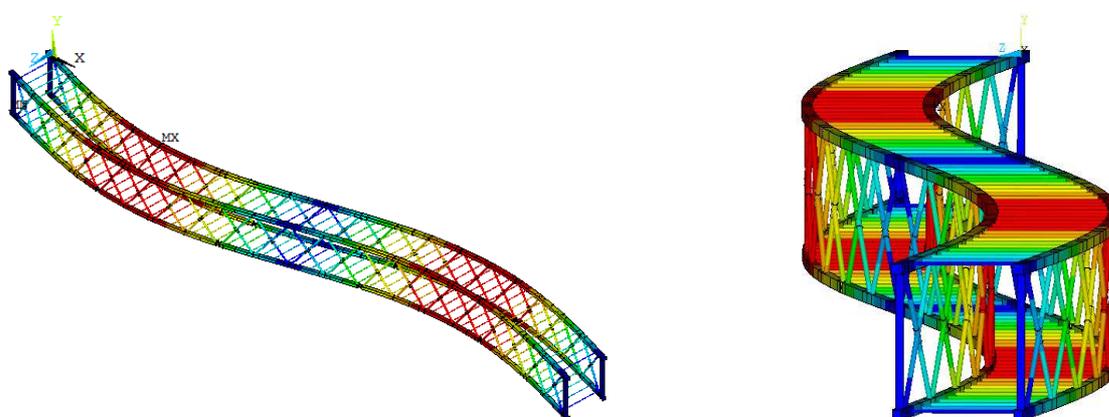


c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03} = 4,02$ Hz.

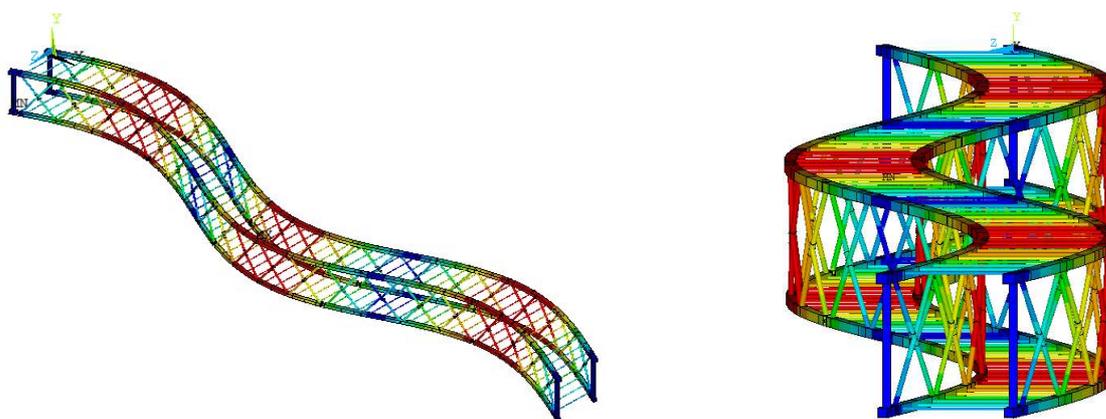
Figura 98– Modos de Vibração do Modelo Estrutural III.



a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01}= 0,86$ Hz.

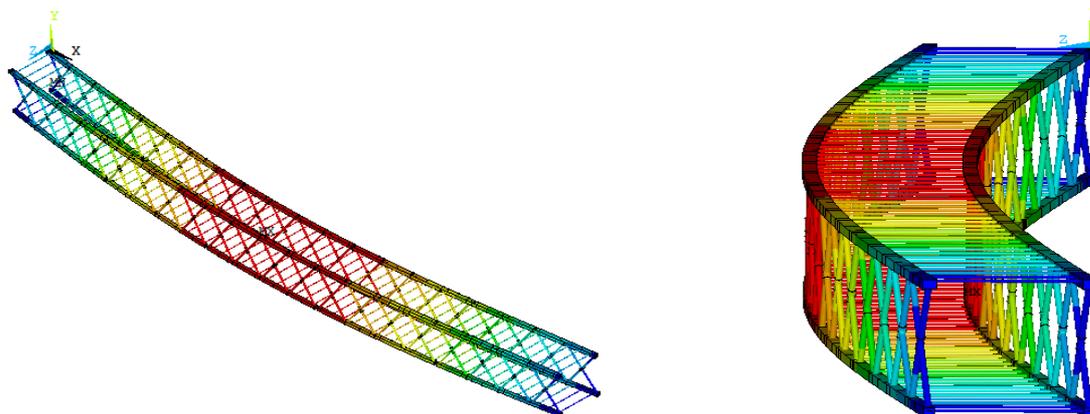


b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02}= 2,22$ Hz.

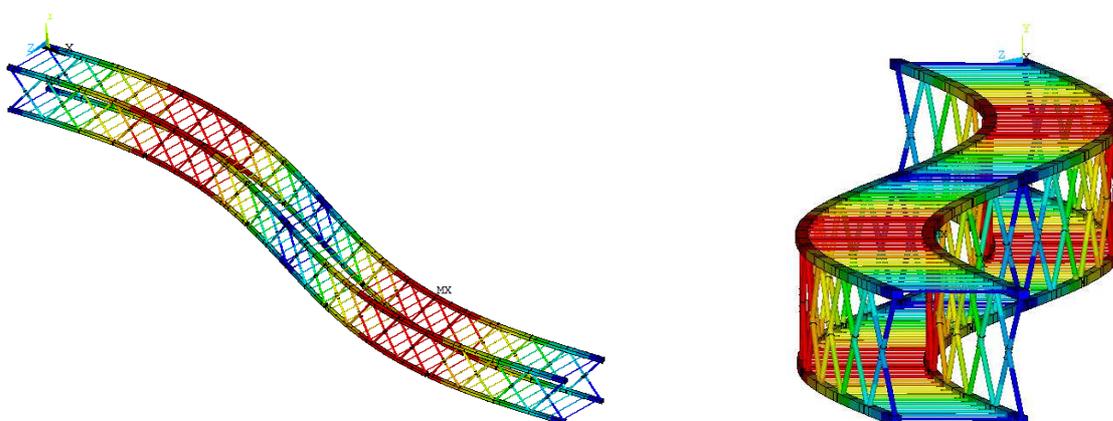


c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03}= 4,30$ Hz.

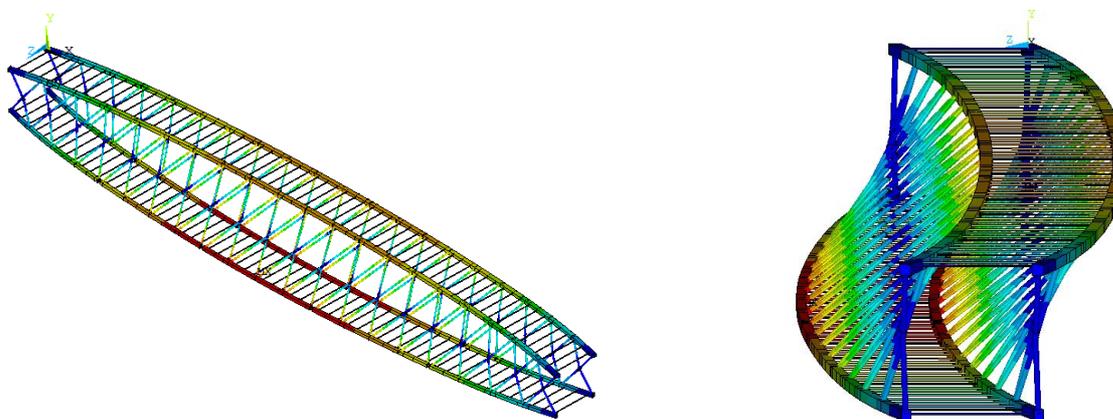
Figura 99– Modos de Vibração do Modelo Estrutural IV.



a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01}= 0,42$ Hz.

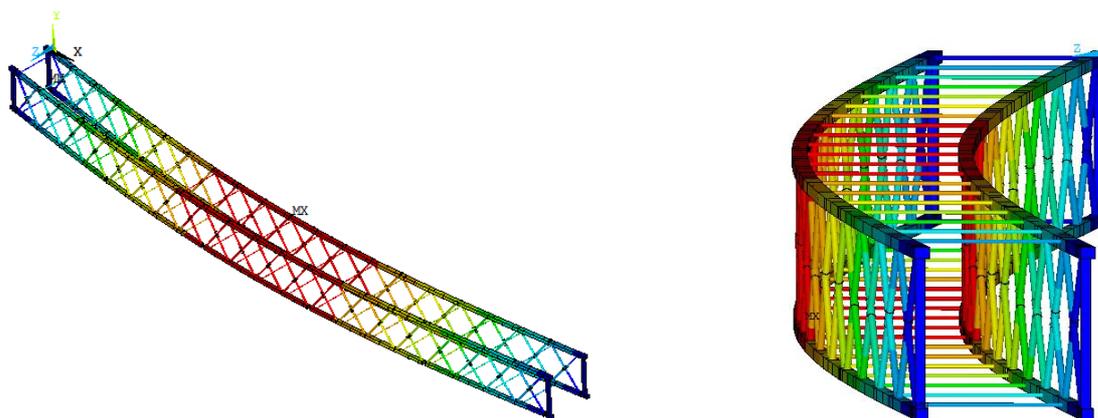


b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02}= 1,67$ Hz.

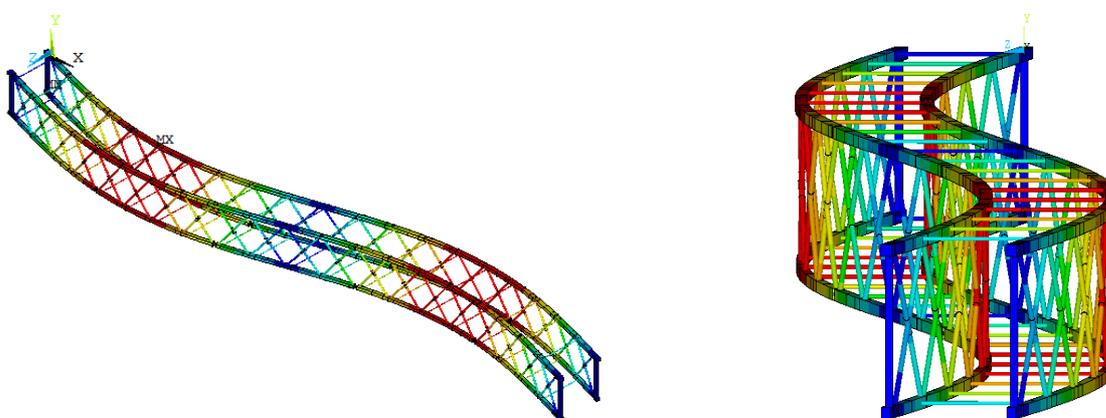


c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03}= 2,96$ Hz.

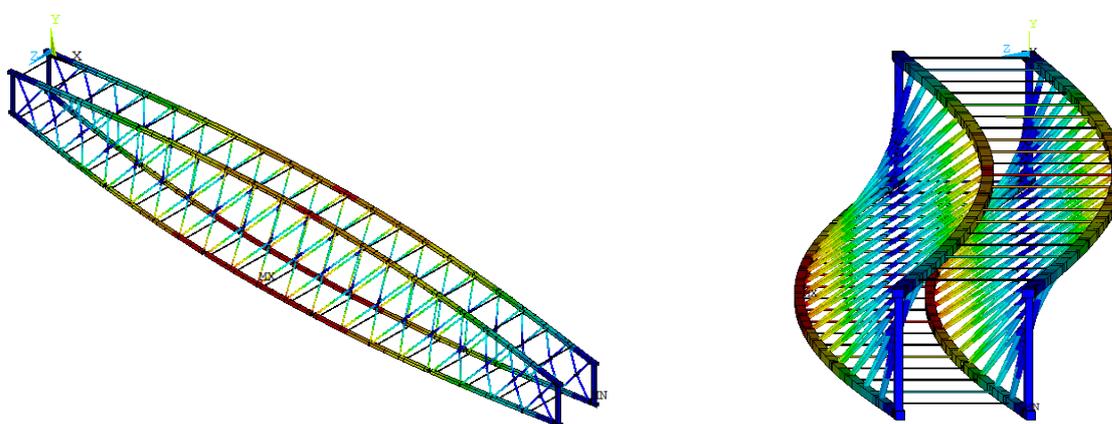
Figura 100– Modos de Vibração do Modelo Estrutural VI.



a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01}= 0,42$ Hz.

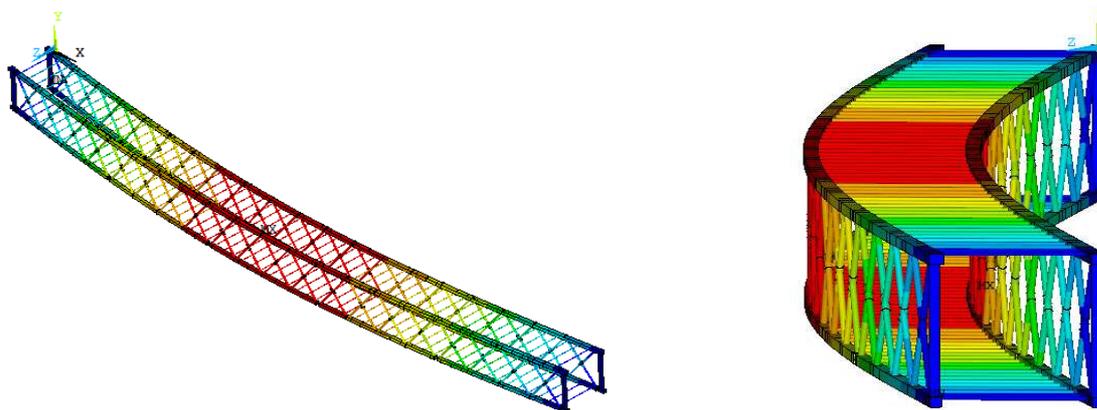


b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02}= 1,68$ Hz.

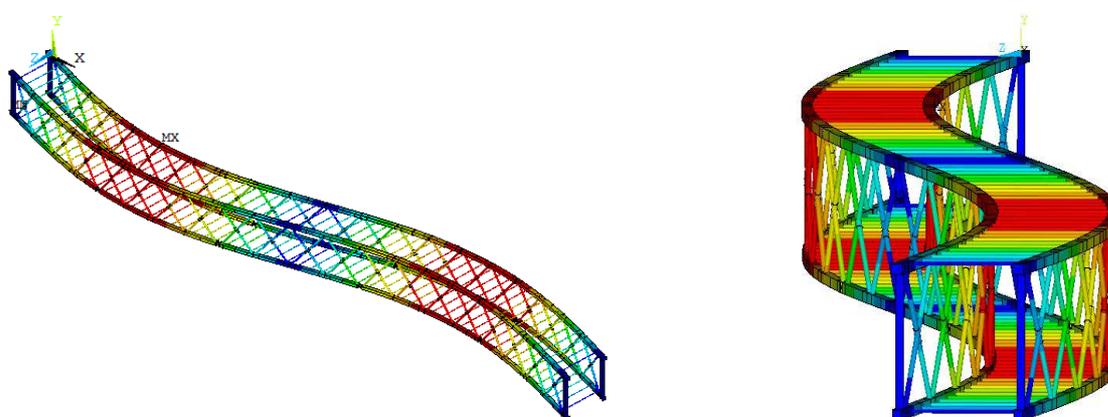


c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03}= 3,56$ Hz.

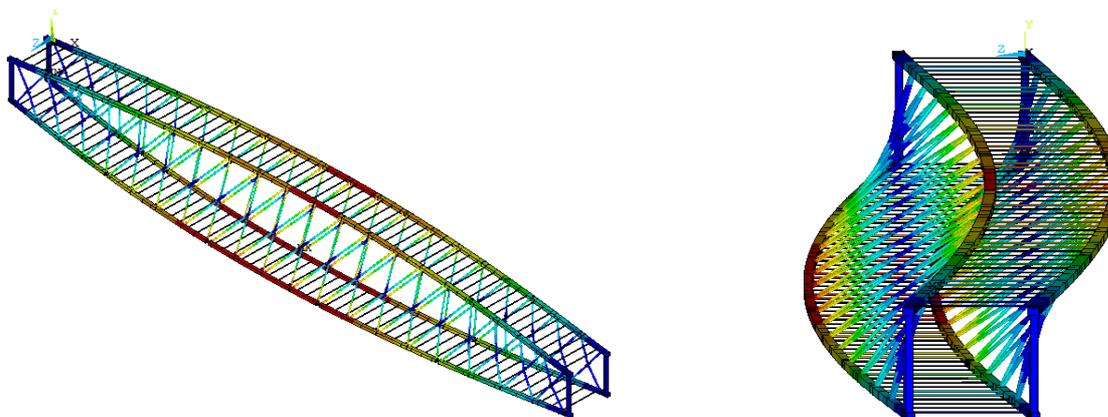
Figura 101– Modos de Vibração do Modelo Estrutural VII.



a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01}= 0,41$ Hz.

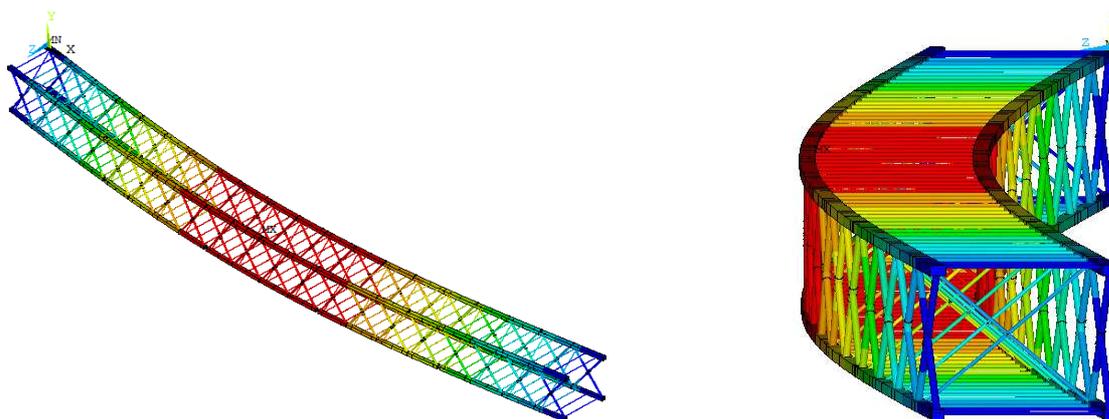


b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02}= 1,62$ Hz.

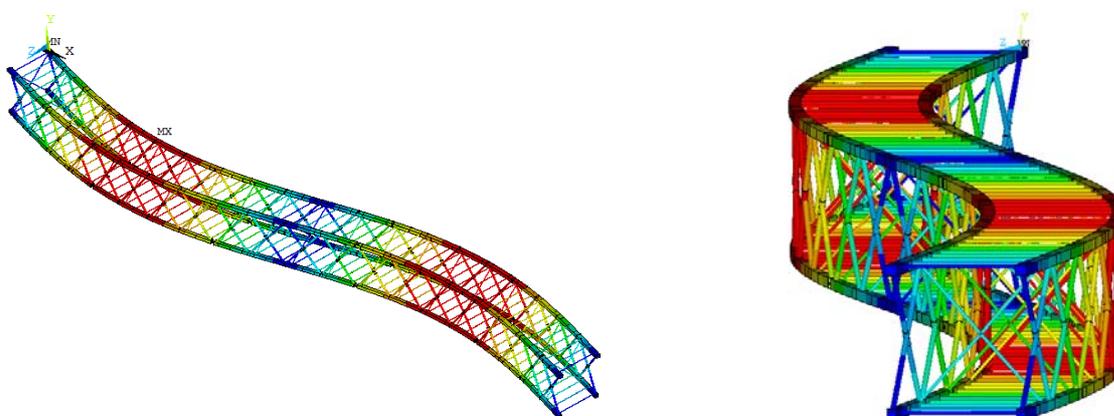


c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03}= 3,41$ Hz.

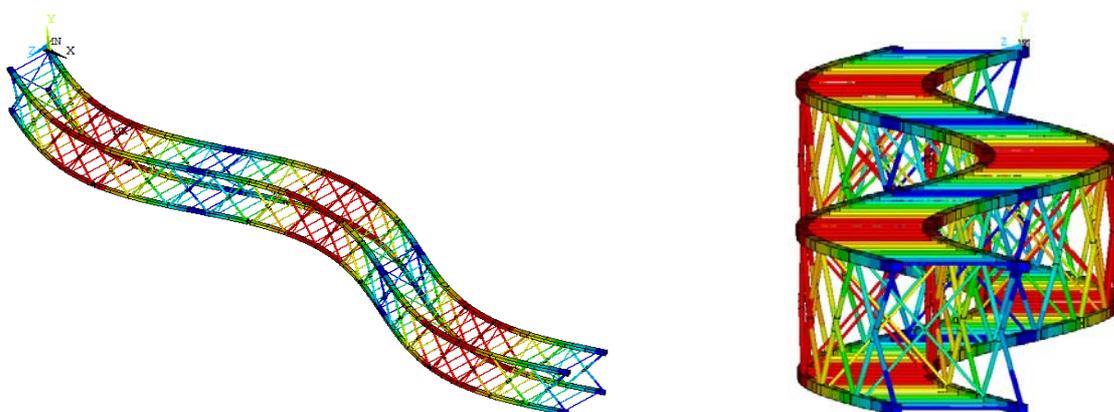
Figura 102– Modos de Vibração do Modelo Estrutural VIII.



a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01}= 0,92$ Hz.

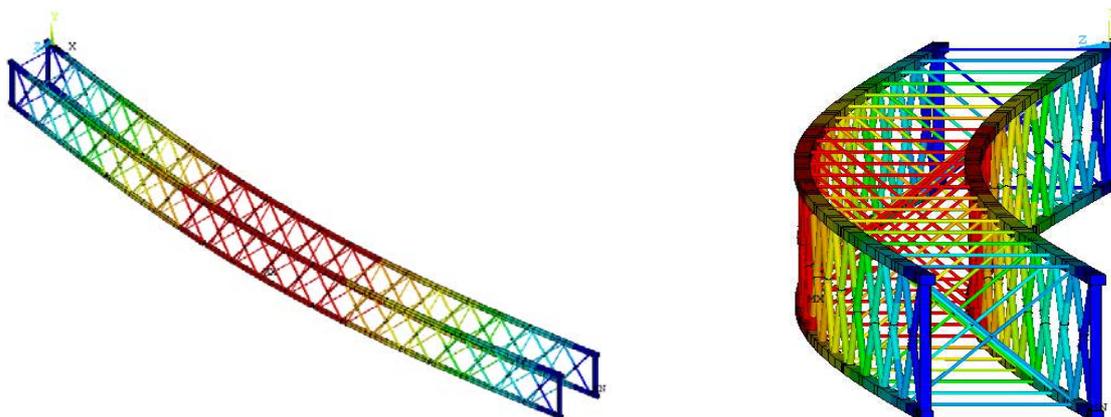


b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02}= 2,32$ Hz.

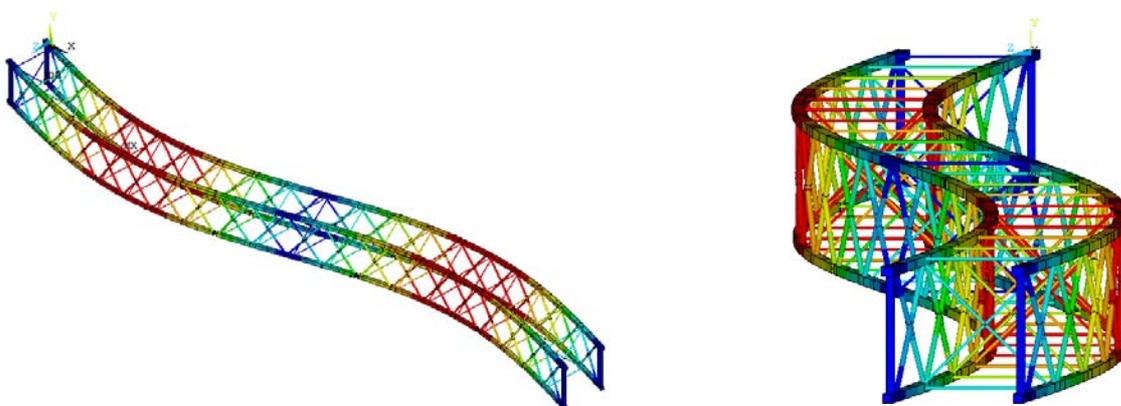


c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03}= 4,43$ Hz.

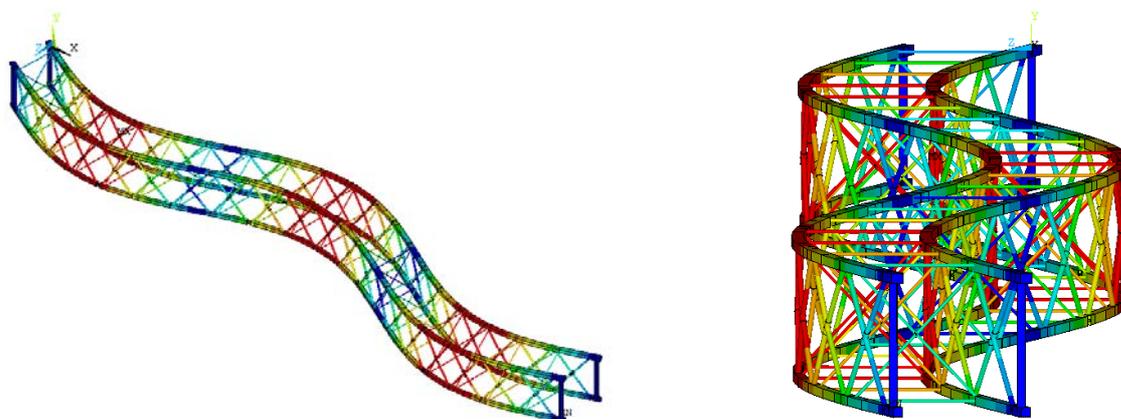
Figura 103– Modos de Vibração do Modelo Estrutural X.



a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01}= 0,68$ Hz.

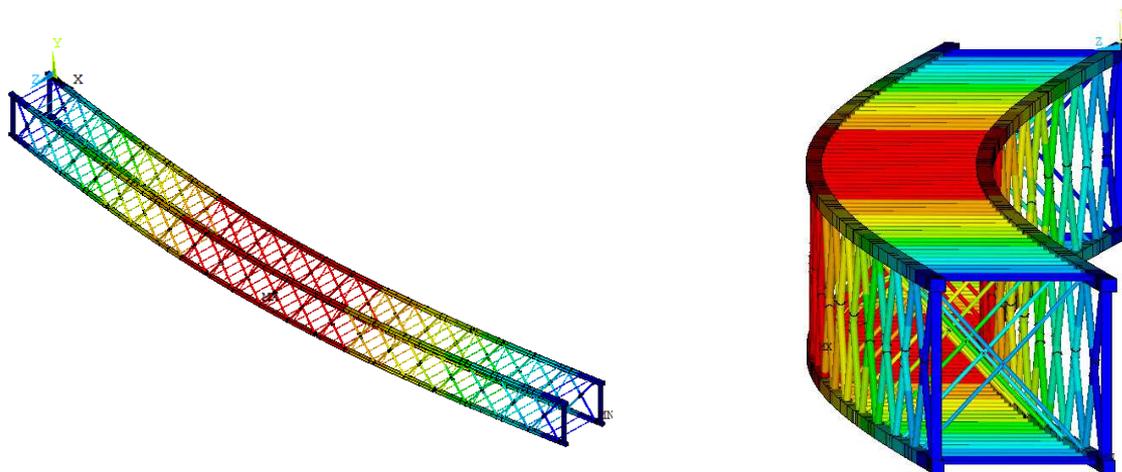


b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02}= 1,97$ Hz.

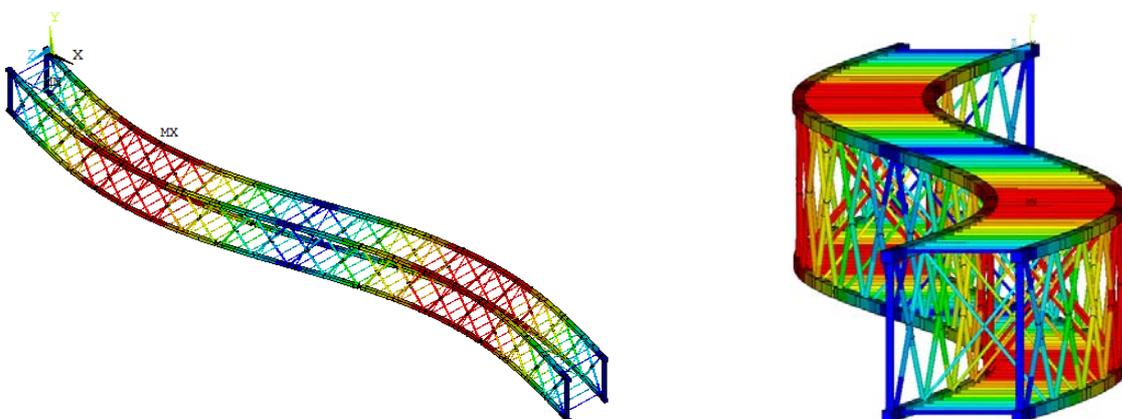


c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03}= 4,04$ Hz.

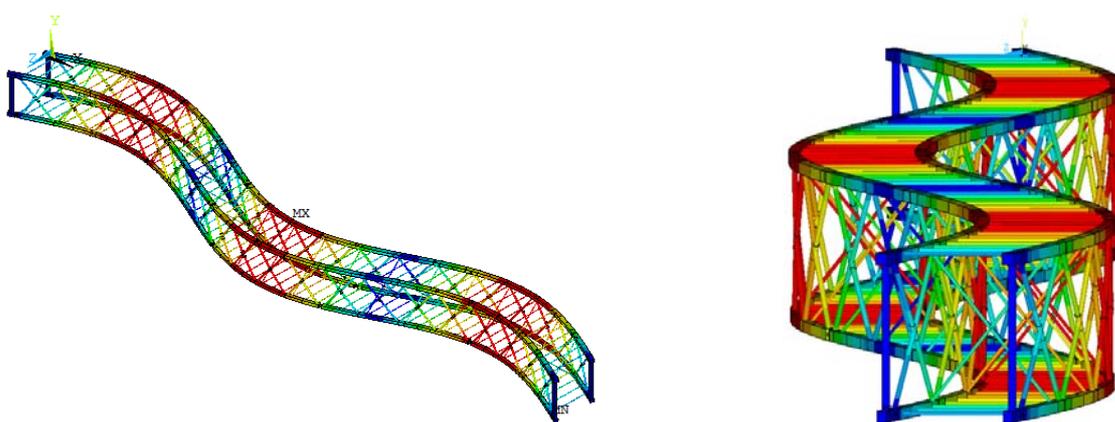
Figura 104– Modos de Vibração do Modelo Estrutural XI.



a) Modo de vibração referente à primeira frequência natural: $f_{01} = 0,89$ Hz.



b) Modo de vibração referente à segunda frequência natural: $f_{02} = 2,26$ Hz.



c) Modo de vibração referente à terceira frequência natural: $f_{03} = 4,30$ Hz.

Figura 105– Modos de Vibração do Modelo Estrutural XII.