



**INSTITUTO POLITÉCNICO DE BRAGANÇA** Escola Superior de Tecnologia e Gestão



**“Resistencia a los Estados Límites Últimos de vigas de hormigón reforzadas con una estructura reticulada en acero” (CSTCB)**

**Mickaël Jorge Da Silva**

Relatório Final de Projeto apresentado à  
**Escola Superior de Tecnologia e Gestão**  
**Instituto Politécnico de Bragança**

Para obtenção do grau de Mestre em  
**Engenharia da Construção**

**Dezembro de 2013**



**“Resistencia a los Estados Límites Últimos de vigas de hormigón  
reforzadas con una estructura reticulada en acero” (CSTCB)**

**Mickaël Jorge Da Silva**

Relatório Final de Projeto apresentado à  
**Escola Superior de Tecnologia e Gestão**  
**Instituto Politécnico de Bragança**

Para obtenção do grau de Mestre em  
**Engenharia da Construção**

Orientador:  
**Paulo Alexandre Gonçalves Piloto**

**Dezembro de 2013**

## AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, deseo expresar mis agradecimientos especialmente al Director de esta Tesis de fin de Máster de la Ingeniería de la Construcción, el Doctor Paulo Alexandre Gonçalves Piloto, profesor coordinador del Departamento de Mecánica Aplicada, de la Escuela Superior de Tecnología y Gestión, del Instituto Politécnico de Bragança. Por su dirección, coordinación, ideas, ayuda, sugerencias, seguimiento, y total colaboración, así como por el tiempo que ha dedicado, a lo largo de la realización de este trabajo.

Igualmente, me gustaría manifestar mi gratitud al Profesor Doctor Carlos Moreno, miembro del Departamento de Mecánica Aplicada, del ESTIG. Por su ayuda, apoyo, así como por el tiempo que ha dedicado.

Extender mi agradecimiento a Escuela Superior de Tecnología y Gestión del IPB por el uso de las instalaciones y equipamiento, así como a los técnicos y al Profesor Doctor Rufino Amaro. Por facilitar una máquina virtual de gran desempeño computacional y su apoyo técnico.

Por último, agradecer el apoyo de mis familiares, amigos, colegas del curso de Máster en Ingeniería de la Construcción, y colegas del curso de Ingeniería Técnica en Obras Públicas, especialidad Construcciones Civiles.

Sin la ayuda, paciencia y compromiso de cada uno de ello hubiese sido imposible la realización de este trabajo de forma satisfactoria.

## RESUMEN

Este trabajo ha sido desarrollado como “Tesis fin de Máster de la Ingeniería de la Construcción”. La motivación para la realización de esta tesis está relacionada con el poco conocimiento del comportamiento real de las CSCTB, y la falta de formulación específica en las normativas europeas actuales [1-5], para su dimensionamiento de forma económica, eficiente y segura.

Se analizaron 12 vigas CSTCB en flexión y se ha determinado su resistencia, en fase SI (viga formada con las celosías y la base de apoyo, capaz de ser autoportante) y posteriormente en fase SII (viga embebida en hormigón). Las CSTCB estudiadas se diferencian entre ellas por estar compuestas por una o dos celosía de acero (Tipo I y II, respectivamente). También fueron consideradas dos bases diferentes, una de acero y otra de hormigón (A y B respectivamente). Para cada una de estas secciones tipo fueron consideradas también tres longitudes diferentes ( $L_1 = 1,64$  m,  $L_2 = 2,952$  m,  $L_3 = 4,264$  m).

Se simularon cada una de las vigas mediante el software “ANSYS” [6]. En fase SI se realizó un análisis de estabilidad lineal elástico, a partir del cual se obtuvo la fuerza crítica, momento crítico y los primeros modos de inestabilidad de cada una de las vigas. Esta información ha sido utilizada para simular la imperfección geométrica de las CSCTB. Posteriormente se realizó un análisis no lineal geométrico e material de las vigas tanto en fase SI como SII, por el método de Newton-Raphson y el método de la Longitud del Arco para determinar su resistencia a los E.L.U.

Se comprobó el resultado del estudio numérico de resistencia, con la formulación analítica basada en la normativa vigente de los Eurocódigos [1-5]. Se pudo observar la necesidad de una formulación más específica, que pueda interpretar mejor el comportamiento de resistencia a los E.L.U de las CSTCB.

### **Palabras - claves:**

Vigas de hormigón reforzadas con una estructura reticulada en acero, Estados Límites Últimos, Resistencia a flexión, verificación de seguridad estructural, Eurocódigos estructurales.

## ABSTRACT

This work was developed in the due course of a master thesis In Construction Engineering. The motivation this study is related to the lack of knowledge of the actual behaviour of Composite Steel Truss and Concrete Beam (CSTCB) and lack of information in the current European Standards [1-5], for design of economic, efficient and safe structures.

Twelve CSTCB were analysed to find their bending resistance during stage SI (lattice beam formed with a base plate capable of being self-supporting) and subsequently in stage SII (beam embedded in concrete). The CSTCB differentiate themselves by the number of steel trusses, one or two steel lattice (Type I and II, respectively). Two different base plates were also considered, one made of steel and another made of concrete (A and B respectively). For each of these sections, three different lengths ( $L1 = 1.64$  m,  $L2 = 2.952$  m,  $L3 = 4.264$  m) were analysed.

All beams were numerically simulated using ANSYS [6]. A lineal elastic stability analysis was performed in stage SI to determine the value of critical load (critical bending moment) and the first's modes of instability were extracted. This information was used to define the initial geometric imperfection of CSTCB. A second type of analysis (nonlinear geometric and material) was defined to calculate the bending resistance for the ULS (Ultimate Limit State), using two distinct solution solvers (Newton -Raphson method and the arc-length method) in both stages SI and SII.

Numerical results were compared with the simple calculation formulae, based on Eurocodes [1-5]. More specific formulation should be developed to better define the CSTCB bending resistance for the ULS.

### **Keywords:**

Composite steel truss and concrete beams, Ultimate Limits States, Bending resistance, Structural design and safety, Structural Eurocodes.

## ÍNDICE

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1.	RESUMEN.....	1
1.2.	OBJETIVOS .....	7
1.2.1.	INTRODUCCIÓN.....	7
1.2.2.	PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO .....	7
1.3.	MOTIVACIÓN.....	8
1.4.	CONTENIDO DEL TRABAJO .....	8
2.	ESTADO ARTE .....	10
3.	CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS Y GEOMÉTRICAS .....	15
3.1.	COMPORTAMIENTO MATERIALES.....	15
3.1.1.	ACERO ARMADURA DE REFUERZO .....	15
3.1.2.	ACERO BASE METÁLICA .....	15
3.1.3.	HORMIGÓN BASE.....	16
3.1.4.	HORMIGÓN DE RELLENO .....	16
3.1.5.	DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE LAS ARMADURAS.....	16
3.2.	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS.....	17
3.2.1.	INTRODUCCIÓN.....	17
3.2.2.	SECCIÓN TRANSVERSAL.....	19
3.2.2.1.	SECCIÓN EN FASE SI .....	20
3.2.2.2.	SECCIÓN EN FASE SII .....	21
3.2.3.	SECCIÓN LONGITUDINAL .....	22
4.	ESTUDIO ANALÍTICO.....	25
4.1.	INTRODUCCIÓN.....	25
4.2.	CSTCB EN FASE SI.....	25
4.2.1.	INTRODUCCIÓN.....	25
4.2.2.	RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS A PANDEO .....	27
4.2.3.	RESISTENCIA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL .....	29
4.2.4.	RESISTENCIA A PANDEO LOCAL DE LOS ELEMENTOS .....	30
4.2.5.	RESISTENCIA DE NUDOS EN TERMINACIONES .....	33
4.3.	CSTCB EN FASE SII.....	36
4.3.1.	INTRODUCCIÓN.....	36
4.3.2.	MOMENTO RESISTENTE ÚLTIMO .....	36
4.3.2.1.	MOMENTO RESISTENTE POSITIVO .....	36
4.3.2.2.	CSTCB CON BASE DE HORMIGÓN (TIPO B) .....	39

4.3.2.3.	CSTCB CON CHAPA DE ACERO (TIPO A).....	40
4.3.3.	CÁLCULO DE AGOTAMIENTO POR CORTANTE .....	41
4.3.3.1.	INTRODUCCIÓN.....	41
4.3.3.1.	CORTANTE CON CHAPA DE ACERO CSTCB (TIPO A).....	42
4.3.3.2.	CORTANTE CON BASE DE HORMIGÓN CSTCB (TIPO B) .....	44
5.	ESTUDIO NUMÉRICO .....	47
5.1.	INTRODUCCIÓN.....	47
5.2.	MODELO NUMÉRICO .....	47
5.2.1.	MODELO GEOMÉTRICO Y MATEMÁTICO.....	47
5.2.2.	CONDICIONES DE CONTORNO .....	52
5.3.	ANÁLISIS ESTABILIDAD LINEAL ELÁSTICA.....	52
5.3.1.	MODOS INESTABILIDAD.....	52
5.3.2.	MOMENTO CRÍTICO .....	54
5.3.3.	IMPERFECCIÓN GEOMÉTRICA.....	55
5.4.	ANÁLISIS NO LINEAL GEOMÉTRICO Y MATERIAL .....	57
5.4.1.	INTRODUCCIÓN.....	57
5.4.2.	MÉTODO NEWTON-RAPHSON.....	58
5.4.3.	MÉTODO LONGITUD DEL ARCO.....	61
6.	COMPARACIÓN DEL ESTUDIO ANALÍTICO vs NUMÉRICO .....	64
6.1.	INTRODUCCIÓN.....	64
6.2.	FASE SI.....	64
6.2.1.	COMPARACIÓN VIGA AI_SI_L1.....	64
6.2.2.	COMPARACIÓN VIGA AI_SI_L2.....	65
6.2.3.	COMPARACIÓN VIGA AI_SI_L3.....	66
6.2.4.	COMPARACIÓN VIGA AII_SI_L1 .....	67
6.2.5.	COMPARACIÓN VIGA AII_SI_L2.....	68
6.2.6.	COMPARACIÓN VIGA AII_SI_L3.....	69
6.2.7.	COMPARACIÓN VIGA BI_SI_L1.....	70
6.2.8.	COMPARACIÓN VIGA BI_SI_L2.....	71
6.2.9.	COMPARACIÓN VIGA BI_SI_L3.....	72
6.2.10.	COMPARACIÓN VIGA BII_SI_L1 .....	73
6.2.11.	COMPARACIÓN VIGA BII_SI_L2.....	74
6.2.12.	COMPARACIÓN VIGA BII_SI_L3.....	75
6.3.	FASE SII.....	76
6.3.1.	COMPARACIÓN VIGA AI_SII_L1 .....	76
6.3.2.	COMPARACIÓN VIGA AI_SII_L2.....	77

6.3.3.	COMPARACIÓN VIGA AI_SII_L3.....	78
6.3.4.	COMPARACIÓN VIGA AII_SII_L1.....	79
6.3.5.	COMPARACIÓN VIGA AII_SII_L2.....	80
6.3.6.	COMPARACIÓN VIGA AII_SII_L3.....	81
6.3.7.	COMPARACIÓN VIGA BI_SII_L1.....	82
6.3.8.	COMPARACIÓN VIGA BI_SII_L2.....	83
6.3.9.	COMPARACIÓN VIGA BI_SII_L3.....	84
6.3.10.	COMPARACIÓN VIGA BII_SII_L1.....	85
6.3.11.	COMPARACIÓN VIGA BII_SII_L2.....	86
6.3.12.	COMPARACIÓN VIGA BII_SII_L3.....	87
7.	CONCLUSIONES.....	89
7.1.	FASE SI.....	89
7.2.	FASE SII.....	91
7.3.	TRABAJOS FUTUROS (LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN).....	92
8.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA.....	93
	ANEXO I: MATERIALES.....	97
I.1.	INTRODUCCIÓN.....	98
I.2.	ACERO DE REFUERZO.....	98
I.2.	CHAPA DE ACERO.....	99
I.3.	HORMIGONES.....	100
I.4.	DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE LA ARMADURA.....	101
	ANEXO II: RECOMENDACIONES C.I.S.-E.....	109
II.1.	INTRODUCCIÓN.....	110
II.2.	RECOMENDACIONES MATERIALES.....	110
II.3.	RECOMENDACIONES DE LA GEOMETRÍA DE SECCIONES.....	110
	ANEXO III: GEOMETRÍA.....	112
III.1.	INTRODUCCIÓN.....	113
III.2.	SECCIONES TRANSVERSALES FASE SI.....	113
III.3.	SECCIONES TRANSVERSALES FASE SII.....	114
III.4.	SECCIONES LONGITUDINALES FASE SI TIPO A.....	115
III.5.	SECCIONES LONGITUDINALES FASE SII TIPO A.....	116
III.6.	SECCIONES LONGITUDINALES FASE SI TIPO B.....	117
III.7.	SECCIONES LONGITUDINALES FASE SII TIPO B.....	118
	ANEXO IV: CÁLCULO.....	119
IV.1.	FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN AI_SI_L1.....	120
IV.2.	FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN AI_SI_L2.....	122

IV.3. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN AI_SI_L3.....	124
IV.4. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN AII_SI_L1.....	126
IV.5. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN AII_SI_L2.....	128
IV.6. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN AII_SI_L3.....	130
IV.7. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN BI_SI_L1.....	132
IV.8. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN BI_SI_L2.....	134
IV.9. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN BI_SI_L3.....	136
IV.10. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN BII_SI_L1.....	138
IV.11. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN BII_SI_L2.....	140
IV.12. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN BII_SI_L3.....	142
IV.14. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES AI_SI_L1.....	144
IV.15. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES AI_SI_L2.....	145
IV.16. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES AI_SI_L3.....	146
IV.17. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES AII_SI_L1.....	147
IV.18. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES AII_SI_L2.....	148
IV.19. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES AII_SI_L3.....	149
IV.20. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES BI_SI_L1.....	150
IV.21. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES BI_SI_L2.....	151
IV.22. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES BI_SI_L3.....	152
IV.23. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES BII_SI_L1.....	153
IV.24. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES BII_SI_L2.....	154
IV.25. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES BII_SI_L3.....	155
IV.26. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SII: SECCIONES AI.....	156
IV.27. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SII: SECCIONES AII.....	159
IV.28. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SII: SECCIONES BI.....	162
IV.29. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SII: SECCIONES BII.....	165
IV.30. FICHA CÁLCULO CORTE FASE SII: SECCIONES AI.....	168
IV.31. FICHA CÁLCULO CORTE FASE SII: SECCIONES AII.....	170
IV.32. FICHA CÁLCULO CORTE FASE SII: SECCIONES BI.....	172
IV.33. FICHA CÁLCULO CORTE FASE SII: SECCIONES BII.....	174
ANEXO V: ANSYS.....	176
V.1. RELACIÓN FUERZA BARRAS CELOSÍA L1.....	177
V.2. RELACIÓN FUERZA BARRAS CELOSÍA L2.....	178
V.3. RELACIÓN FUERZA BARRAS CELOSÍA L3.....	179
V.4. MODOS DE INESTABILIDAD FASE SI.....	180
V.5. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AI_SII_L1 (NEWTON-RAPHSON).....	181

V.6. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AI_SII_L2 (NEWTON-RAPHSON) .....	182
V.7. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AI_SII_L3 (NEWTON-RAPHSON) .....	183
V.8. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AII_SII_L1 (NEWTON-RAPHSON) .....	184
V.9. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AII_SII_L2 (NEWTON-RAPHSON) .....	185
V.10. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AII_SII_L3 (NEWTON-RAPHSON) .....	186
V.11. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BI_SII_L1 (NEWTON-RAPHSON) .....	187
V.12. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BI_SII_L2 (NEWTON-RAPHSON) .....	188
V.13. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BI_SII_L3 (NEWTON-RAPHSON) .....	189
V.14. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BII_SII_L1 (NEWTON-RAPHSON) .....	190
V.15. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BII_SII_L2 (NEWTON-RAPHSON) .....	191
V.16. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BII_SII_L3 (NEWTON-RAPHSON) .....	192
V.17. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AI_SII_L1 (LONGITUD DE ARCO) .....	193
V.18. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AI_SII_L2 (LONGITUD DE ARCO) .....	194
V.19. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AI_SII_L3 (LONGITUD DE ARCO) .....	195
V.20. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AII_SII_L1 (LONGITUD DE ARCO) .....	196
V.21. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AII_SII_L2 (LONGITUD DE ARCO) .....	197
V.22. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AII_SII_L3 (LONGITUD DE ARCO) .....	198
V.23. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BI_SII_L1 (LONGITUD DE ARCO) .....	199
V.24. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BI_SII_L2 (LONGITUD DE ARCO) .....	200
V.25. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BI_SII_L3 (LONGITUD DE ARCO) .....	201
V.26. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BII_SII_L1 (LONGITUD DE ARCO) .....	202
V.27. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BII_SII_L2 (LONGITUD DE ARCO) .....	203
V.28. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BII_SII_L3 (LONGITUD DE ARCO) .....	204
V.29. EXTENSIONES PLÁSTICAS AI_SII_L1 (NEWTON-RAPHSON) .....	205
V.30. EXTENSIONES PLÁSTICAS AI_SII_L2 (NEWTON-RAPHSON) .....	206
V.31. EXTENSIONES PLÁSTICAS AI_SII_L3 (NEWTON-RAPHSON) .....	207
V.32. EXTENSIONES PLÁSTICAS AII_SII_L1 (NEWTON-RAPHSON) .....	208
V.33. EXTENSIONES PLÁSTICAS AII_SII_L2 (NEWTON-RAPHSON) .....	209
V.34. EXTENSIONES PLÁSTICAS AII_SII_L3 (NEWTON-RAPHSON) .....	210
V.35. EXTENSIONES PLÁSTICAS BI_SII_L1 (NEWTON-RAPHSON) .....	211
V.36. EXTENSIONES PLÁSTICAS BI_SII_L2 (NEWTON-RAPHSON) .....	212
V.37. EXTENSIONES PLÁSTICAS BI_SII_L3 (NEWTON-RAPHSON) .....	213
V.38. EXTENSIONES PLÁSTICAS BII_SII_L1 (NEWTON-RAPHSON) .....	214
V.39. EXTENSIONES PLÁSTICAS BII_SII_L2 (NEWTON-RAPHSON) .....	215
V.40. EXTENSIONES PLÁSTICAS BII_SII_L3 (NEWTON-RAPHSON) .....	216
V.41. EXTENSIONES PLÁSTICAS AI_SII_L1 (LONGITUD ARCO) .....	217

---

V.42. EXTENSIONES PLÁSTICAS AI_SII_L2 (LONGITUD ARCO).....	218
V.43. EXTENSIONES PLÁSTICAS AI_SII_L3 (LONGITUD ARCO).....	219
V.44. EXTENSIONES PLÁSTICAS AII_SII_L1 (LONGITUD ARCO).....	220
V.45. EXTENSIONES PLÁSTICAS AII_SII_L2 (LONGITUD ARCO).....	221
V.46. EXTENSIONES PLÁSTICAS AII_SII_L3 (LONGITUD ARCO).....	222
V.47. EXTENSIONES PLÁSTICAS BI_SII_L1 (LONGITUD ARCO).....	223
V.48. EXTENSIONES PLÁSTICAS BI_SII_L2 (LONGITUD ARCO).....	224
V.49. EXTENSIONES PLÁSTICAS BI_SII_L3 (LONGITUD ARCO).....	225
V.50. EXTENSIONES PLÁSTICAS BII_SII_L1 (LONGITUD ARCO).....	226
V.51. EXTENSIONES PLÁSTICAS BII_SII_L2 (LONGITUD ARCO).....	227
V.52. EXTENSIONES PLÁSTICAS BII_SII_L3 (LONGITUD ARCO).....	228

## ÍNDICE TABLAS

Tabla 3.1 - Características mecánicas acero S400A.....	15
Tabla 3.2 - Características mecánicas acero clase A.....	15
Tabla 3.3 - Características mecánicas acero S235.....	15
Tabla 3.4 - Características mecánicas hormigón C30/37.....	16
Tabla 3.5 - Extensiones nominales hormigón C30/37.....	16
Tabla 3.6 - Características mecánicas hormigón C25/30.....	16
Tabla 3.7 - Extensiones nominales hormigón C25/30.....	16
Tabla 3.8 - Tipos de vigas con placa de acero en fase SI.....	18
Tabla 3.9 - Tipos de vigas con placa de hormigón en fase SI.....	18
Tabla 3.10 - Tipos de vigas con placa de acero en fase SII.....	19
Tabla 3.11 - Tipos de vigas con placa de hormigón en fase SII.....	19
Tabla 3.12 - Características y parámetros de CSTCB Fase SI.....	21
Tabla 3.13 - Dimensiones CSTCB fase SII.....	22
Tabla 3.14 - Diferentes longitudes de CSTCB.....	23
Tabla 3.15 - Parámetros de la sección longitudinal.....	24
Tabla 4.1 - Tipo de estructura.....	26
Tabla 4.2 - Resistencia a flexión fase SI (según Quaranta).....	28
Tabla 4.3 - Resistencia esfuerzos fase SI, según Quaranta [14].....	29
Tabla 4.4 - Resistencia plástica sección transversal.....	30
Tabla 4.5 - Resistencia plástica sección transversal CSTCB.....	30
Tabla 4.6 - Carga crítica de Euler barras.....	31
Tabla 4.7 - Resistencia a pandeo local de las barras.....	31
Tabla 4.8 - Resistencia a pandeo local de las barras CSTCB.....	32
Tabla 4.9.- Momento resistente a pandeo local de los elementos.....	33
Tabla 4.10 - Resistencia mecanismo nudo, hipótesis $\alpha_1$ .....	34
Tabla 4.11 - Resistencia mecanismo nudo, hipótesis $\alpha_2$ .....	35
Tabla 4.12 - Coeficiente de profundidad eficaz de la zona de compresión.....	37
Tabla 4.13 - Coeficiente de resistencia eficaz.....	37
Tabla 4.14 - Límites extensiones materiales.....	37
Tabla 4.15 - Momento resistente ultimo CSTCB tipo B.....	40
Tabla 4.16 - Momento resistente ultimo CSTCB tipo A.....	40
Tabla 4.17 - Resistencia al corte CSTCB tipo A.....	44
Tabla 4.18 - Resistencia al corte de CSTCB tipo B.....	46
Tabla 5.1 - Comportamiento materiales acero (Ansys).....	47
Tabla 5.2 - Comportamiento materiales hormigón (Ansys).....	48
Tabla 5.3 - Número elementos fase SI.....	50
Tabla 5.4 - Número elementos fase SII.....	50
Tabla 5.5 - Modos inestabilidad CSTCB fase SI.....	53
Tabla 5.6 - Momento crítico CSTCB fase SI.....	55
Tabla 5.7 - Valores de amplitud EC3 [1].....	56
Tabla 5.8.- Factor imperfección CSTCB fase SI.....	57
Tabla 5.9 - Tabla de carga método Newton-Raphson.....	58

Tabla 5.10 - Valor de cargas simulación Newton-Raphson .....	58
Tabla 5.11 - Carga máxima resistente fase SI .....	59
Tabla 5.12 - Esfuerzos resistentes ultimo fase SI .....	60
Tabla 5.13 - Carga máxima resistente fase SII (Punto plastificación).....	60
Tabla 5.14 - Esfuerzos resistentes ultimo fase SII (Punto plastificación).....	60
Tabla 5.15 - Esfuerzo resistentes criterio flecha fase SII.....	61
Tabla 5.16 - Valor cargas simulación Longitud del Arco.....	62
Tabla 5.17 - Carga máxima resistente fase SI .....	62
Tabla 5.18 - Esfuerzos resistentes ultimo fase SI .....	62
Tabla 5.19 - Carga máxima resistente fase SII (Punto plastificación).....	63
Tabla 5.20 - Esfuerzos resistentes ultimo fase SII (Punto plastificación).....	63
Tabla 5.21 - Esfuerzos resistentes criterio flecha fase SII.....	63
Tabla 6.1 - Resultados de esfuerzos viga AI_SI_L1.....	65
Tabla 6.2 - Resultados de esfuerzos viga AI_SI_L2.....	66
Tabla 6.3 - Resultados de esfuerzos viga AI_SI_L3.....	67
Tabla 6.4 - Resultados de esfuerzos viga AII_SI_L1.....	68
Tabla 6.5 - Resultados de esfuerzos viga AII_SI_L2.....	69
Tabla 6.6 - Resultados de esfuerzos viga AII_SI_L3.....	70
Tabla 6.7 - Resultados de esfuerzos viga BI_SI_L1.....	71
Tabla 6.8 - Resultados de esfuerzos viga BI_SI_L2.....	72
Tabla 6.9 - Resultados de esfuerzos viga BI_SI_L3.....	73
Tabla 6.10 - Resultados de esfuerzos viga BII_SI_L1.....	74
Tabla 6.11 - Resultados de esfuerzos viga BII_SI_L2.....	75
Tabla 6.12 - Resultados de esfuerzos viga BII_SI_L3.....	76
Tabla 6.13 - Resultados de esfuerzos viga AI_SII_L1.....	77
Tabla 6.14 - Resultados de esfuerzos viga AI_SII_L2.....	78
Tabla 6.15 - Resultados de esfuerzos viga AI_SII_L3.....	79
Tabla 6.16 - Resultados de esfuerzos viga AII_SII_L1.....	80
Tabla 6.17 - Resultados de esfuerzos viga AII_SII_L2.....	81
Tabla 6.18 - Resultados de esfuerzos viga AII_SII_L3.....	82
Tabla 6.19 - Resultados de esfuerzos viga BI_SII_L1.....	83
Tabla 6.20 - Resultados de esfuerzos viga BI_SII_L2.....	84
Tabla 6.21 - Resultados de esfuerzos viga BI_SII_L3.....	85
Tabla 6.22 - Resultados de esfuerzos viga BII_SII_L1.....	86
Tabla 6.23 - Resultados de esfuerzos viga BII_SII_L2.....	87
Tabla 6.24 - Resultados de esfuerzos viga BII_SII_L3.....	88
Tabla 7.1 - Error relativo simulaciones respecto fórmula Quaranta.....	90
Tabla 7.2 - Error relativo simulaciones respecto fórmula Celosía.....	90
Tabla 7.3 - Error relativo punto de plastificación .....	91
Tabla 7.4 - Error relativo criterio flecha .....	91
Tabla I.1 - Propiedades de resistencia y deformación para el acero .....	98
Tabla I.2 - Área barras corrugadas .....	98
Tabla I.3 - Características técnicas Acero laminado en caliente .....	99
Tabla I.4 - Propiedades de resistencia y deformación para el hormigón .....	100

Tabla I.5 - Clases de exposición ambientales conforme a la Norma EN 206-1 .....	101
Tabla I.6 - Clase de resistencia indicativas mínimas .....	103
Tabla I.7 - Clase resistencia de los hormigones CSTCB .....	103
Tabla I.8 - Recubrimiento nominal calculado CSTCB.....	104
Tabla I.9 - Recubrimiento mínimo, $c_{min,b}$ , requisitos relacionados con la adherencia .	104
Tabla I.10 - Clasificación estructural recomendada.....	105
Tabla I.11 - Clase estructural hormigón CSTCB .....	105
Tabla I.12 - Valores de recubrimiento mínimo, $c_{min,dur}$ , requeridos en relación con la durabilidad para las armaduras activas.....	106
Tabla I.13 - Valores de recubrimiento mínimo, $c_{min,dur}$ , requerido en relación con la durabilidad para las armaduras pasivas conforme a la Norma EN 10080. ....	106
Tabla I.14 - $c_{min,dur}$ CSTCB.....	106
Tabla I.15 - $\Delta c_{dur,\gamma}$ CSTCB .....	106
Tabla I.16 - $\Delta c_{dur,st}$ CSTCB.....	107
Tabla I.17 - $\Delta c_{dur,add}$ CSTCB .....	107
Tabla I.18 - Recubrimiento mínimo CSTCB .....	107
Tabla I.19 - Margen tolerancias CSTCB.....	108
Tabla I.20 - Recubrimiento adoptado CSTCB .....	108
Tabla V.1 - Relación de esfuerzos celosía L1 .....	107
Tabla V.2 - Relación de esfuerzos celosía L2 .....	108
Tabla V.3 - Relación de esfuerzos celosía L3 .....	108

## ÍNDICE FIGURA

Figura 1.1 - Primera CSCTB “Salvatore Leone” .....	1
Figura 1.2 - Variedad secciones tipos .....	2
Figura 1.3 - CSTCB en fase S0 .....	2
Figura 1.4 - CSTCB fase SI .....	3
Figura 1.5 - CSTCB fase SII .....	3
Figura 1.6 - Diferentes soluciones arquitectónicas.....	4
Figura 1.7 - Colocación en obra.....	5
Figura 1.8 - Dovelas túnel Metro Barcelona Línea 9 .....	5
Figura 1.9 - CSTCB del ES Hotel (Roma) .....	6
Figura 1.10 - CSTCB del Museo “Della Vita” (Riccione).....	6
Figura 1.11 - CSTCB Puente Autopista A4 .....	6
Figura 3.1 - Secciones tipo fase SI .....	18
Figura 3.2 - Secciones tipo fase SII .....	18
Figura 3.3 - Parámetros sección tipo I fase SI .....	20
Figura 3.4 - Parámetros sección tipo II fase SI.....	20
Figura 3.5 - Dimensiones secciones tipo I fase SII.....	21
Figura 3.6 - Dimensiones secciones tipo II fase SII.....	22
Figura 3.7 - Características sección longitudinal CSTCB tipo A .....	23
Figura 3.8 - Características sección longitudinal CSTCB tipo B .....	23
Figura 4.1 - Esquema celosía sección tipo AI y BI .....	32
Figura 4.2 - Mecanismo de las barras.....	33
Figura 4.3 - Distribución tensiones y extensiones .....	37
Figura 4.4 - Comportamiento celosía [19].....	41
Figura 4.5 - Modelo celosía con armadura al corte, EC2 [4].....	42
Figura 4.6 - Angulo armadura respecto la junta .....	46
Figura 5.1 - Diagrama tensión-deformación hormigón (compresión).....	48
Figura 5.2 - Diagrama tensión-deformación acero (compresión).....	48
Figura 5.3 - Elemento finito Solid65 .....	49
Figura 5.4 - Elemento finito Solid185 .....	49
Figura 5.5 - Modelo sección transversal CSTCB tipo AI.....	50
Figura 5.6 - Modelo sección transversal CSTCB tipo AII.....	51
Figura 5.7 - Modelo sección transversal CSTCB tipo BI.....	51
Figura 5.8 - Modelo sección transversal CSTCB tipo BII.....	51
Figura 5.9 - Condición de carga fase SI.....	52
Figura 5.10 - Condición carga fase SII.....	52
Figura 5.11 - Modos de inestabilidad CSTCB L1, fase SI .....	54
Figura 5.12 - Modelo con carga unitaria, fase SI.....	54
Figura 5.13 - Diagrama momentos flectores .....	55
Figura 5.14 - Doble filas de carga .....	59
Figura 6.1 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AI_SI_L1.....	64
Figura 6.2 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AI_SI_L2.....	65

Figura 6.3 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AI_SI_L3.....	66
Figura 6.4 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AII_SI_L1.....	67
Figura 6.5 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AII_SI_L2.....	68
Figura 6.6 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AII_SI_L3.....	69
Figura 6.7 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BI_SI_L1.....	70
Figura 6.8 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BI_SI_L2.....	71
Figura 6.9 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BI_SI_L3.....	72
Figura 6.10 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BII_SI_L1.....	73
Figura 6.11 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BII_SI_L2.....	74
Figura 6.12 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BII_SI_L3.....	75
Figura 6.13 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AI_SII_L1.....	76
Figura 6.14 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AI_SII_L2.....	77
Figura 6.15 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AI_SII_L3.....	78
Figura 6.16 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AII_SII_L1.....	79
Figura 6.17 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AII_SII_L2.....	80
Figura 6.18 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AII_SII_L3.....	81
Figura 6.19 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BI_SII_L1.....	82
Figura 6.20 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BI_SII_L2.....	83
Figura 6.21 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BI_SII_L3.....	84
Figura 6.22 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BII_SII_L1.....	85
Figura 6.23 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BII_SII_L2.....	86
Figura 6.24 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BII_SII_L3.....	87
Figura 7.1 - Relación carga resistente simulaciones vs Quaranta.....	90
Figura I.1 - Acero S400B .....	98
Figura III.1 - Secciones transversales fase SI, CSTCB Tipo A.....	98
Figura III.2 - Secciones transversales fase SI, CSTCB Tipo B.....	113
Figura III.3 - Secciones transversales fase SII, CSTCB Tipo A.....	114
Figura III.4 - Secciones transversales fase SII, CSTCB Tipo B.....	114
Figura III.5 - Secciones longitudinales fase SI, CSTCB Tipo A .....	115
Figura III.6 - Secciones longitudinales fase SII, CSTCB Tipo A .....	116
Figura III.7 - Secciones longitudinales fase SI, CSTCB Tipo B .....	117
Figura III.8 - Secciones longitudinales fase SII, CSTCB Tipo B .....	118
Figura V.1 - Esquema celosía L1 .....	177
Figura V.2 - Esquema celosía L2.....	178
Figura V.3 - Esquema celosía L3.....	179
Figura V.4 - Modos inestabilidad fase SI.....	180
Figura V.5 - Plastificación de los materiales método N-R, viga AI_SII_L1.....	181
Figura V.6 - Plastificación de los materiales método N-R, viga AI_SII_L2.....	182
Figura V.7 - Plastificación de los materiales método N-R, viga AI_SII_L3.....	183
Figura V.8 - Plastificación de los materiales método N-R, viga AII_SII_L1.....	184
Figura V.9 - Plastificación de los materiales método N-R, viga AII_SII_L2.....	185
Figura V.10 - Plastificación de los materiales método N-R, viga AII_SII_L3.....	186
Figura V.11 - Plastificación de los materiales método N-R, viga BI_SII_L1.....	187
Figura V.12 - Plastificación de los materiales método N-R, viga BI_SII_L2.....	188

Figura V.13 - Plastificación de los materiales método N-R, viga BI_SII_L3.....	189
Figura V.14 - Plastificación de los materiales método N-R, viga BII_SII_L1.....	190
Figura V.15 - Plastificación de los materiales método N-R, viga BII_SII_L2.....	191
Figura V.16 - Plastificación de los materiales método N-R, viga BII_SII_L3.....	192
Figura V.17 - Plastificación de los materiales método L-A, viga AI_SII_L1.....	193
Figura V.18 - Plastificación de los materiales método L-A, viga AI_SII_L2.....	194
Figura V.19 - Plastificación de los materiales método L-A, viga AI_SII_L3.....	195
Figura V.20 - Plastificación de los materiales método L-A, viga AII_SII_L1.....	196
Figura V.21 - Plastificación de los materiales método L-A, viga AII_SII_L2.....	197
Figura V.22 - Plastificación de los materiales método L-A, viga AII_SII_L3.....	198
Figura V.23 - Plastificación de los materiales método L-A, viga BI_SII_L1.....	199
Figura V.24 - Plastificación de los materiales método L-A, viga BI_SII_L2.....	200
Figura V.25 - Plastificación de los materiales método L-A, viga BI_SII_L3.....	201
Figura V.26 - Plastificación de los materiales método L-A, viga BII_SII_L1.....	202
Figura V.27 - Plastificación de los materiales método L-A, viga BII_SII_L2.....	203
Figura V.28 - Plastificación de los materiales método L-A, viga BII_SII_L3.....	204
Figura V.29 - Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga AI_SII_L1 ..	205
Figura V.30 - Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga AI_SII_L2 ..	206
Figura V.31 - Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga AI_SII_L3 ..	207
Figura V.32 - Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga AII_SII_L1 ..	208
Figura V.33 - Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga AII_SII_L2 ..	209
Figura V.34 - Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga AII_SII_L3 ..	210
Figura V.35 - Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga BI_SII_L1 ..	211
Figura V.36 - Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga BI_SII_L2 ..	212
Figura V.37 - Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga BI_SII_L3 ..	213
Figura V.38 - Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga BII_SII_L1 ..	214
Figura V.39 - Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga BII_SII_L2 ..	215
Figura V.40 - Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga BII_SII_L3 ..	216
Figura V.41 - Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga AI_SII_L1 ..	217
Figura V.42 - Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga AI_SII_L2 ..	218
Figura V.43 - Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga AI_SII_L3 ..	219
Figura V.44 - Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga AII_SII_L1 ..	220
Figura V.45 - Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga AII_SII_L2 ..	221
Figura V.46 - Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga AII_SII_L3 ..	222
Figura V.47 - Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga BI_SII_L1 ..	223
Figura V.48 - Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga BI_SII_L2 ..	224
Figura V.49 - Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga BI_SII_L3 ..	225
Figura V.50 - Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga BII_SII_L3 ..	226
Figura V.51 - Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga BII_SII_L3 ..	227
Figura V.52 - Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga BII_SII_L3 ..	228

## 1. INTRODUCCIÓN

### 1.1. RESUMEN

Hoy en día la rapidez de ejecución de una obra es primordial, para la reducción de costes de mano de obra y para la realización de grandes obras en un plazo razonable de tiempo. Esto nos lleva cada vez más a la prefabricación de elementos estructurales. Las nuevas tendencias y desafíos arquitectónicos, exigen mejorar el comportamiento y eficiencias de nuestras estructuras. Por estos motivos entre otros, surgen las “Composite Steel Truss and Concrete Beams” (CSTCB) que fueron inventadas y patentadas por el Ingeniero Salvatore Leone en Italia en 1967. Estas vigas también son también conocidas como “Hybrid Steel Truss Beams” entre otras denominaciones.



Figura 1.1 - Primera CSCTB “Salvatore Leone”

Las CSTCB son vigas mixtas prefabricadas realizadas en su fase inicial en fábrica, formadas por una base resistente de acero u hormigón y unas celosías de acero, acompañadas de barras corrugadas de refuerzo longitudinal. Siendo el conjunto recubierto por hormigón en obra, para darle su aspecto y funcionalidad final. En la actualidad existe una gran amplitud de CSTCB que presentan una gran variedad de soluciones constructivas, se diferencian en varios aspectos estructurales, como la configuración de su sección transversal, la geometría de la sección longitudinal, y el material de la base.

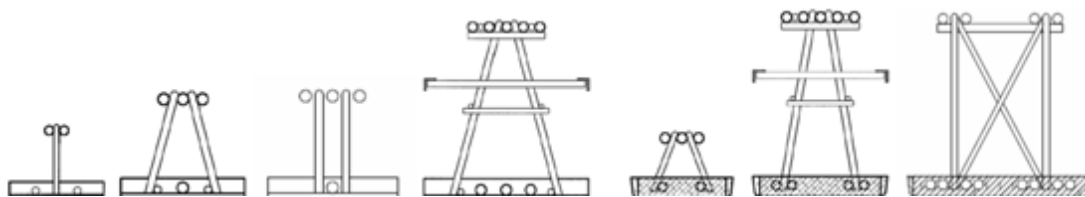


Figura 1.2 - Variedad secciones tipos

Las CSTCB han sido básicamente utilizadas en Italia, en particular, para ciertas estructuras industriales, especiales y en edificación, en general. Desde su creación hasta la actualidad existen una multitud de variedad de soluciones constructivas de CSTCB, pero básicamente todas se caracterizan por ser autoportantes, es decir, que son vigas capaces de soportar con seguridad su propio peso y cargas adicionales (otras vigas o losas) en su fase inicial, sin ninguna necesidad de apuntalamiento o apoyos provisionales. Estas vigas prefabricadas se caracterizan por tener como proceso de ejecución y operatividad, tres fases diferentes que se identifican a continuación.

La fase inicial o S0, se realiza en fábrica con una base bien sea de acero o de hormigón, el resto de armaduras de refuerzo y celosías quedan a la vista (es decir sin recubrimiento). Esta fase conlleva la realización y el transporte.



Figura 1.3 - CSTCB en fase S0

La fase SI, es una etapa transitoria en la vida útil de la viga, conlleva la puesta en obra directa sin apoyos indirectos para proporcionales directamente capacidad autoportante. Esta capacidad no es la definitiva, solo permite cierta aplicación de cargas, como pueden ser unas vigas auxiliares, losas, entre otras previstas en el diseño. Además proporcionan la resistencia suficiente para las cargas posteriores del hormigonado final de la viga. En esta etapa solamente

se tendrá en cuenta la verificación de los Estados Límites Últimos de resistencia.



Figura 1.4 - CSTCB fase SI

La fase SII, también llamada fase final, proporciona la resistencia de cálculo final para la cual fue diseñada la viga. En esta etapa se procede al hormigonado final de la estructura, sin la adición de ningún refuerzo longitudinal o transversal adicional, excepto la armadura longitudinal para recuperar la continuidad de los diversos tramos de vigas. Una vez endurecido el hormigón permite soportar la totalidad de las cargas aplicadas. Su funcionalidad final es cumplir la resistencia a los Estados Límites Últimos (ELU), así como los Estados Límites de Servicios (ELS)



Figura 1.5 - CSTCB fase SII

En ciertas zonas de Italia esta solución constructiva ha sido muy popular y se ha expandido con gran rapidez, desde hace varias décadas. En este tiempo se ha podido estudiar los beneficios del uso de estas estructuras frentes

a otras más tradicionales de acero u hormigón. Las principales ventajas frente a las demás estructuras más tradicionales de acero o de hormigón se identifican a continuación.

Debido a su elevado grado de prefabricación, este sistema satisface las soluciones arquitectónicas más comunes. Siendo posibles diversas soluciones y formas.



Figura 1.6 - Diferentes soluciones arquitectónicas

El alto grado de prefabricación de la viga conlleva la aceleración de los procesos constructivos, con la consiguiente reducción de coste de la obra, permitiendo una disminución de tiempo de ejecución.

Otro efecto del poder de prefabricación del sistema es reducir riesgos accidentales durante el proceso constructivo. Además de mejorar la calidad y funcionamiento de la viga en comparación con otras vigas realizadas en su totalidad en obras.

La capacidad autoportante de la viga de base de acero o de hormigón permite la ejecución de la obra sin ningún tipo de apuntalamiento. Con el consiguiente efecto de eliminar posibles obstáculos que dificultan la realización de la obra y ponen en peligro la integridad de los trabajadores. Siendo la accesibilidad de la obra de construcción más fácil, mejorando la movilidad interna de la misma.

Estas características conllevan una importante reducción de coste de gestión, así como un aumento en la capacidad de almacenamiento de la obra. Permitiendo en su conjunto un uso más racional del espacio en la obra.

Una vez prefabricada y transportada al local, la viga se sitúa en su posición exacta mediante unas grúas, teniendo una fácil colocación en obra

Disminuyendo las actividades “in-situ” a realizar por los trabajadores evitando posibles errores y defectos. Proporcionando una reducción de riesgos importantes para los trabajadores.



Figura 1.7 - Colocación en obra

Este tipo de vigas permiten la obtención de vanos libres superiores y soportar grandes cargas en comparación con las estructuras más tradicionales. Obteniendo un espacio más diáfano y amplio.

A lo largo de los años 80 – 90, el uso de las CSTCB en Italia creció de modo exponencial, debido a las ventajas de este tipo de estructuras. En la actualidad su uso está más difundido dentro y fuera de Italia, utilizándose en grandes obras de edificación, rehabilitación, puentes, autovías, metro, entre otras obras. A continuación se muestra una serie de obras singulares en las cuales se han utilizado diferentes tipos de CSTCB

En la figura siguiente se presenta la obra en ejecución de la línea 9 del Metro de Barcelona, desarrollada en 2004.



Figura 1.8 - Dovelas túnel Metro Barcelona Línea 9

En la figura siguiente se presenta la obra del Hotel ES en Roma, realizada en 2001.



Figura 1.9 - CSTCB del ES Hotel (Roma)

En la figura siguiente se presenta la obra del Museo “Della vita”, Riccione, realizada en 2004.



Figura 1.10 - CSTCB del Museo “Della Vita” (Riccione)

En la figura siguiente se presenta la obra del Puente Autopista A4 a Dalmine, realizada en 1986.



Figura 1.11 - CSTCB Puente Autopista A4

Unos de pocos inconvenientes de este sistema estructural, radica en su dimensionamiento, ya que las normas técnicas europeas, es decir Eurocódigos [1-5], no incorporan ningún apartado específico sobre este tipo de vigas mixtas especiales, ni proporcionan soluciones para su diseño.

La información disponible es muy anticuada y no muy acorde con las normas actuales.

## **1.2. OBJETIVOS**

### **1.2.1. INTRODUCCIÓN**

En esta presente tesis de Fin de Máster se pretende, tras revisar el estado de conocimiento sobre las vigas CSTCB y las normativas vigentes que regulan el cálculo de secciones a los Estado Límites Últimos, analizar y comparar el comportamiento a cortante y flexión simple de vigas CSTCB con base de hormigón y chapa de acero. Se realizó una comparación con la solución numérica del software “ANSYS” [6]. Estudiando para ello la influencia de los diferentes parámetros que intervienen, así como de las características geométricas y mecánica de dichas secciones. Por ello se plantean los siguientes objetivos: Caracterización mecánica y geométrica de los materiales de las 12 vigas CSTCB en estudio; Determinar los modos de inestabilidad de las vigas CSTCB, para definir la imperfección geométrica dominante; Análisis y comportamiento de las vigas CSTCB a los Estados Límites Últimos según los Eurocódigos [1-5]; Simulación numérica de las vigas CSTCB; Comparación del comportamiento mecánico de las vigas simuladas numéricamente con el estudio analítico de las vigas.

### **1.2.2. PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO**

El planteamiento utilizado en la presente investigación trata de establecer una metodología de trabajo que permita alcanzar los objetivos propuestos. El desarrollo del trabajo posee una componente de análisis

numérica muy alta. Las fases para la realización de esta tesis han sido las siguientes: Estudio y análisis de la bibliografía existente; Definición geométrica y mecánica de las vigas CSTCB; Estudio analítico según los Eurocódigos [1-5] para los Estados Límites Últimos; Estudio numérico a los Estados Límites Últimos; Contraste y comparación de resultados de los dos tipos de estudios; Conclusiones finales y trabajos futuros; Referencia bibliográfica utilizada.

### **1.3. MOTIVACIÓN**

Las CSTCB “Composites Steel Truss and Concrete Beams” se están utilizando cada vez más en la construcción, debido a una alta velocidad de la construcción, son autoportantes y de fácil colocación en obra. Entre estas ventajas cabe destacar su buen comportamiento en zonas sísmicas y bajo la acción del fuego, según diversos estudios. Las CSTCB son un tipo de estructura especial, la interconexión entre sus diferentes materiales, acero y hormigón, le confiere la suficiente rigidez para permitirle que sus elementos sean diseñados como parte de un solo miembro estructural.

Pero existe un problema para su diseño, las normas técnicas europeas, es decir Eurocódigos [1-5], no incorporan ningún apartado específico sobre este tipo de vigas mixtas especiales, ni proporcionan soluciones para su diseño. Siendo la poca información disponible muy anticuada y no muy acorde a las normas actuales. Por lo tanto, existe una necesidad de desarrollar fórmulas y recomendaciones para proporcionar ayuda a los técnicos a la hora de diseñar una CSTCB, de acuerdo con las normas técnicas actuales de una forma más específica y eficiente. Con este objetivo, en los últimos años se ha realizado un gran número de investigaciones experimentales y simulaciones numéricas para determinar con más detalle los mecanismos de resistencia y el comportamiento de las vigas CSTCB.

### **1.4. CONTENIDO DEL TRABAJO**

La memoria descriptiva de la presente tesis fin de máster, está compuesta por 8 Capítulos y 5 Anexos, cada uno con el siguiente contenido.

El Capítulo 1 contiene una breve introducción sobre las CSTCB, así como los objetivos y motivación para el estudio realizado.

En el Capítulo 2 se presenta el estado de arte, con referencia a los principales estudios técnicos y científicos, sobre el comportamiento y resistencia a los Estados Límites Últimos de las CSTCB.

En el Capítulo 3 se describen las características mecánicas de los materiales que componen las vigas en estudio, así como sus características geométricas de las secciones transversales y longitudinales.

En el Capítulo 4 se hace referencia al estudio analítico de resistencia a los Estados Límites Últimos basado en la normativa de los Eurocódigos [1-5], de las CSTCB y sus elementos.

El Capítulo 5 contiene el estudio numérico mediante el software informático “ANSYS” [6]. Se ha realizado una simulación de estabilidad lineal, para determinar el momento crítico y los modos de inestabilidad. Estos modos han servido para imposición de la imperfección geométrica. En este capítulo se presenta también la simulación no lineal geométrica y material de las CSTCB, mediante el método de Newton-Raphson y el método de la Longitud del Arco.

En el Capítulo 6 se compara el estudio analítico con el estudio numérico de las vigas estudiadas.

En el Capítulo 7 se presenta las conclusiones así como las recomendaciones sobre los posibles trabajos futuros.

Finalmente, el último Capítulo 8 expone las fuentes y bibliografía empleada.

En el ANEXO I se presentan los materiales considerados en el estudio.

En el ANEXO II se presentan las recomendaciones para el diseño de CSTCB.

En el ANEXO III se presenta la geometría de las secciones y de las vigas CSTCB.

En el ANEXO IV se presentan los principales cálculos numéricos.

En el ANEXO V se presentan los resultados de Ansys.

## 2. ESTADO ARTE

En 1967 Salvatore Leone [7], patentó y propuso los métodos de cálculo de vigas prefabricadas reticuladas en hormigón. Dichos métodos y normas de producción fueron depositados al Consejo Superior de Obras Públicas italiano. En 1970, en Italia, se empezó a publicar la primera revista dedicada al diseño y aplicaciones de las CSTCB. Los primeros estudios experimentales han sido realizados por Giordano y Spadea 1983 [8], que observaron un aumento de la ductilidad de la viga en el área de compresión reforzada con un incremento de acero, siempre y cuando la conexión sea adecuada.

El camino hacia una reglamentación de las vigas prefabricadas reticulares embebidas en hormigón, fue iniciado por el grupo de trabajo Assoprem y el Consorcio para la construcción de la ingeniería estructural en Europa en 2006, y concretizaron la redacción de la primera versión de las recomendaciones de dimensionamiento y ejecución. En estos años también entra en vigor una nueva normativa técnica para su construcción (NTC;D.M 14/01/08). El resultado de estas recomendaciones son el trabajo de casi 4 años, de un grupo coordinado por el Consorcio CEI-E, este grupo ha participado activamente en diferentes sociedades y organismos de certificación (dichos representantes provienen de miembros de Assoprem y Profesores de Universidades, como: Universidad de Bérgamo, Bolonia, la Universidad de Brescia, de la Universidad de Calabria, de la Universidad de Ferrara, de la Universidad de Florencia, de la Universidad de Messina, el Politécnico de Milán, Universidad de Palermo, Universidad de Reggio Calabria, de la Universidad de Salento, Politécnico de Turín y Universidad de Trieste.

A partir del año 2007, se pone en marcha, según lo comentado, el desarrollo de diferentes líneas de investigación para el análisis de elementos de las CSTCB, de acuerdo con las nuevas normativas de los Eurocódigos vigentes [1-5], en las cuales cabe destacar: El Centro de investigación coordinado por Marco Savoia y Vicenzi Loris en la Universidad de Bolonia que estudio la estabilidad de la estructura de acero en fase SI, con especial referencia a las disposiciones transitorias entre la ejecución y finalización de la viga. Se trató la formulación del estudio analítico en esa fase y su posible

validación numérica. Mientras tanto Maria Aiello Cancelli Antonia (Universidad de Salento) ha desarrollado una serie de tests de “push-out” para evaluar la transmisión de la fuerza del acero al hormigón. Se comprobó positivamente la transmisión de esfuerzos al hormigón.

Giovanni Plizzari y Cominoli Luca fueron los encargados del desarrollo varias pruebas experimentales para determinar el comportamiento de la placa de fondo y el daño progresivo del hormigón y en el cual se intentó controlar la propagación de las grietas, mediante una mezcla de aditivos especiales y fibras con el hormigón. Comprobando el beneficio en términos de reducción de las fisuras y del tamaño de las aberturas de las mismas, pero con el inconveniente de un acabado no perfecto de los productos manufacturados. Dicho experimento fue llevado en la Universidad de Brescia, en esta universidad también Giovanni Plizzari y Cominoli Lucas, realizaron otros experimentos como la comprobación a esfuerzo cortante de vigas CSTCB robustas bajo tres puntos de flexión.

En la Universidad de Calabria, Luciano Ombres comparó el comportamiento a flexión de diferentes tipologías (placa de acero inferior, placa de hormigón inferior y sin placa inferior), para diferentes niveles de refuerzo y los diferentes tipos de calidad de hormigón y acero, con cuatro puntos de flexión. Seis CSTCB se probaron bajo carga de flexión y se compararon con el comportamiento de flexión de dos vigas de hormigón armado, con el mismo refuerzo longitudinal. Comprobando que la influencia de la celosía en el comportamiento mecánico de las vigas PREM sin base es significativa, solamente en presencia de altos porcentajes de refuerzo longitudinal y que para este tipo de vigas los modelos utilizados para el cálculo analítico proporcionan resultados cercanos a los valores experimentales para altos valores de refuerzos.

En 2008, C.Amadio, L.Macorini e F.Patrono [9], realizan pruebas en vigas híbridas de hormigón y acero que están simplemente apoyadas con una longitud de 6,0 m y han sido cargadas por medio de dos cilindros hidráulicos aplicados en 2 m y 4 m respectivamente apoyados desde un lateral. Se estudia el comportamiento monótonico de la fuerza hasta colapsar dos vigas híbridas, en la primera fase (viga A) y en la segunda fase (viga B), y con el

comportamiento cíclico en la conexión viga-columna. Los resultados obtenidos confirman una notable plastificación de los elementos de acero de la viga, así como una fisuración muy limitada del hormigón. Se confirma que el sistema estructural puede ser empleado eficazmente en regiones sísmicas.

En 2009, Lidia Mendola, Nunzio Scibilia [10], Piero Colajamni e Valeria Badalamenti, presentan los resultados de las pruebas experimentales sobre juntas soldadas de acero de armadura de vigas de hormigón y acero. Se ponen a prueba dos expresiones analíticas para la predicción de la resistencia de la soldadura de las barras inclinadas, barras superiores, y la placa de fondo de acero. Se establecen las directrices para la elección de las dimensiones efectivas del cordón de soldadura.

En febrero del 2009 Leopoldo Tesser [11], realizó una tesis doctoral sobre la evolución del método de cálculo original de las CSTCB. Desarrolló un método que ha usado para predecir y analizar los ensayos experimentales llevados a cabo en el Departamento de Construcción y Transporte de la Universidad de Padua (Italia). Se realizó tres conjuntos de pruebas experimentales, con vigas reticuladas embebidas en hormigón. En el primero conjunto se ensaya 8 vigas REP®-NOR que se caracterizan por una cuerda inferior en celosía formada por una placa de acero, esta tiene la armadura original inventada por Salvatore Leone (el diseño de estas vigas se ha realizado para obtener un colapso diferente, tanto para 4 vigas solamente con la parte metálica y 4 vigas compuestas). En el segundo conjunto se ensaya 6 vigas ECO TRAVERAFTILE®, que se caracterizan por tener la cuerda inferior de la armadura formada por dos placas laminadas en frío, que tienen una especie de "s" en forma de sección (el diseño de estas vigas se ha realizado para obtener un colapso diferente, tanto para 2 vigas solamente con la parte metálica y 4 vigas compuestas). En el tercer conjunto se ensaya 2 vigas PREREP®, que se caracterizan por tener la base de hormigón pre-comprimada, que contiene la armadura de acero de la cuerda inferior. En estos 3 conjuntos de ensayos, las distintas vigas fueron sometidas a ensayos de flexión y cortante, cuyo objetivo fue demostrar la eficiencia del método de cálculo de las vigas CSTCB, según R. Scotta e Leopoldo Tesser.

En 2009, Sandroni Ambra [12], realiza una tesis laurea sobre la estabilidad de una viga PREM. Estudio numéricamente la estabilidad del elemento, aplicando el método de elementos finitos con sus simulaciones realizadas en Ansys. El principal objetivo fue evaluar la carga de rotura de dos vigas diferentes cargadas simétricamente. Este estudio ha permitido comprobar cómo afectan los parámetros geométricos y de carga, al valor de carga límite y el modo de inestabilidad de los elementos.

En 2010, el “Consortio per le Costruzioni dell’Ingegneria Strutturale in Europa” (CIS-E) [13], emite un documento que comprende consejos y recomendaciones y reglas de diseño para la elaboración, fabricación y montaje de las vigas PREM. El documento está especialmente dirigido a diseñadores, gerentes de proyecto, evaluadores y productores de vigas PREM.

En 2011, G.Quaranta, F.Petrone, F.trentadue [14], entre otros plasman en un documento el primer intento para la normalización de los procedimientos de dimensionamiento estructural coherente, con los criterios europeos para estructuras de acero, hormigón armado y estructuras mixtas (acero-hormigón). Aunque quedaron algunas partes pendientes, como es el caso del pandeo lateral-torsional de las estructuras de acero. Presentan una solución atractiva para cerrar el momento crítico elástico, de acuerdo con el cálculo basado en elementos finitos, pero este está sujeto a fluctuaciones sensibles debido a las imperfecciones. En dicho documento se hace referencia en las investigaciones para incluir las fórmulas y reglas de dinámica basada en dimensionamiento estructural, ya que solo se contempló hasta ahora el caso de las cargas estáticas. Existen en este momento algunas investigaciones experimentales en Italia sobre este tema, pero los resultados aún no están disponibles.

En 2011, Colajanni P., La Mendola L., Lo Giudice E., Gallo M [15], en un documento informa de un experimento para el análisis de la tensión de la platabanda metálica en vigas prefabricadas reticulares mistas. Los experimentos llevados a cabo a flexión en cuatro puntos, tuvo como objetivo principal la evaluación de la longitud de transferencia más allá de la cual la placa se puede considerar cooperativa. Dichos resultados aún están en estudio.

En 2012 Leopoldo Tesser et al [16], presentan un conjunto de 24 pruebas de laboratorio sobre 12 CSTCB compuestas con placa base de hormigón prefabricado. En las que se investigaron la resistencia al corte y flexión de las vigas con diferente altura, anchura e inclinación de la armadura refuerzo transversal. En dichos experimentos se estudiaron los modos de fallo de la CSTCB, centrándose en los patrones de agrietamiento y en la interacción con el hormigón en diferentes momentos. Los resultados obtenidos se comparan con las evaluaciones teóricas de la resistencia típica de los mecanismos de las estructuras de hormigón armado, según las normas europeas y normas de diseño americano. Las principales características de la viga CSTCB y vigas de hormigón son discutidas cuantitativamente y cualitativamente, en este estudio.

En la actualidad existen varios estudios que se están desarrollando en Italia y Portugal, sobre el comportamiento de las CSTCB bajo la acción del fuego. En 2013 Paulo A.G. Piloto, Sérgio P.P.A. Roque, Paulo M. M. Vila Real, Giovanni A. Plizzari [17], publican el primer análisis preliminar de las CSTCB bajo la acción del fuego. Ocho modelos numéricos de CSTCB fueron simulados, dos tipologías diferentes usando una celosía o dos celosías (tipo I y tipo II). Para cada una de esta tipología se tuvieron en cuenta dos bases distintas (una placa de acero y otra de hormigón). En el estudio se analizó cada una de las ocho vigas descritas para dos escenarios de incendio (una exposición de lado y exposición a los cuatro lados). Se observó que la evolución de temperatura en las CSTCB de base de hormigón tarda más que las de base de acero, aumentando así su resistencia al fuego.

### 3. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS Y GEOMÉTRICAS

#### 3.1. COMPORTAMIENTO MATERIALES

##### 3.1.1. ACERO ARMADURA DE REFUERZO

Las barras de acero corrugado de las armaduras resistentes a flexión como a cortante, están compuestas por un acero endurecido en frío, S400 NR Clase A. Las características nominales del material están descritas en el apartado 3.2, y Anexo C del Eurocódigo EN1992-1-1 [4]. En los siguientes cuadros se presentan las principales características del material.

Tabla 3.1 - Características mecánicas acero S400A

$E_s$ [GPa]	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{uk}$ [MPa]	G [GPa]	$k$	$\nu$
210	400	420	81	1,05	0,3

Tabla 3.2 - Características mecánicas acero clase A

CLASE	A
Límite elástico característico	[400-600]
Valor mínimo $k = (f_t / f_y)_k$	$\geq 1,05$
Deformación unitaria característica $\epsilon_{uk}$ (%)	$\geq 2,5$

##### 3.1.2. ACERO BASE METÁLICA

Las bases de acero utilizadas para las vigas tipo A están compuesta por una platabanda de acero laminado en caliente de la clase S235. El tamaño de las platabandas varían según las vigas, siendo la una única variable constante el espesor  $t = 6$  [mm]. A continuación se muestra un cuadro que define las características mecánicas del material según la normativa anteriormente descrita.

Tabla 3.3 - Características mecánicas acero S235

$E_s$ [GPa]	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{uk}$ [MPa]	G [GPa]	$\nu$
210	235	360	81	0,3

### 3.1.3. HORMIGÓN BASE

Las bases de hormigón en las vigas de tipo B en fase SI, están compuestas por un hormigón C30/37. Siendo las características mecánicas y extensiones en compresión del material, obtenidas del Eurocódigo 2 [4].

Tabla 3.4 - Características mecánicas hormigón C30/37

Tipo	$E_{cm}$ [GPa]	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$\nu$
C30/37	33	30	2,9	0,2

Tabla 3.5 - Extensiones nominales hormigón C30/37

$\epsilon_{c1}$ (%)	$\epsilon_{cu1}$ (%)	$\epsilon_{c2}$ (%)	$\epsilon_{cu2}$ (%)	$\epsilon_{c3}$ (%)	$\epsilon_{cu3}$ (%)
0,22	0,35	0,20	0,35	0,175	0,35

### 3.1.4. HORMIGÓN DE RELLENO

Los rellenos de las vigas en hormigón de las vigas de tipo A y B en fase SII, están compuestos por un hormigón C25/30. Siendo las características mecánicas y extensiones en compresión del material, obtenidas del Eurocódigo 2 [4].

Tabla 3.6 - Características mecánicas hormigón C25/30

Tipo	$E_{cm}$ [GPa]	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{ctm}$ [MPa]	$\nu$
C25/30	31	25	2,6	0,2

Tabla 3.7 - Extensiones nominales hormigón C25/30

$\epsilon_{c1}$ (%)	$\epsilon_{cu1}$ (%)	$\epsilon_{c2}$ (%)	$\epsilon_{cu2}$ (%)	$\epsilon_{c3}$ (%)	$\epsilon_{cu3}$ (%)
0,21	0,35	0,20	0,35	0,175	0,35

### 3.1.5. DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE LAS ARMADURAS

Según las clases de exposición en función de las condiciones ambientales, de acuerdo con la norma EN 206-1 [18], se obtiene el recubrimiento mínimo del hormigón de las armadura de refuerzo, tanto para las bases de hormigón (tipo B) en fase SI, como para el resto de armadura de las vigas CSTCB en estudio (tipo A y B) en fase SII.

En este estudio se definió la clase de exposición “X0”, es decir, un ambiente sin ningún riesgo de corrosión o ataque (hormigones en el interior de edificios con una humedad del aire ambiente muy baja). Los hormigones fueron elegidos cuidadosamente para cumplir los criterios mínimos de resistencia en cuanto a las clases de resistencia, así como respetando las recomendaciones del “Consorzio per le Costruzioni dell’Ingegneria Strutturale in Europa” [13].

Se optó por un recubrimiento superior al recubrimiento nominal mínimo exigido de,  $C_{nom}$  de 30 mm. Para más detalle sobre el cálculo del recubrimiento nominal, ir al Anexo I.

## **3.2. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS**

### **3.2.1. INTRODUCCIÓN**

Para investigar la influencia de la geometría de los elementos en las vigas de hormigón reforzadas con una estructura reticulada de acero (CSTCB) sobre los mecanismos de resistencia a los Estados Límites Últimos, se proponen estudiar 12 vigas con diferentes características en fase SI y fase SII. Para el diseño de estas vigas, se adoptó las normas y recomendaciones “Consorzio per le Costruzioni dell’Ingegneria Strutturale in Europa” para el proyecto y ejecución de las CSTCB [13], estando resumidas en el Anexo II.

Se realizó el estudio a partir de dos tipos de secciones compuestas por una celosía como estructura reticulada de acero de dos (tipo I y tipo II respectivamente). Para cada una de estas secciones tipo también se analizaron dos tipos de base diferentes, una base formada por una placa de acero y otra de hormigón (A y B respectivamente). Cada una de estas secciones tendrá una configuración diferente, además se estudiara el comportamiento para distintas longitudes de cada una de las configuraciones anteriores, se proponen vigas de 3 longitudes diferentes.

El análisis de las 12 CSTCB en fase SI está compuesto por las siguientes vigas, que permitirán identificarlas a lo largo del estudio, ver Figura 3.1.

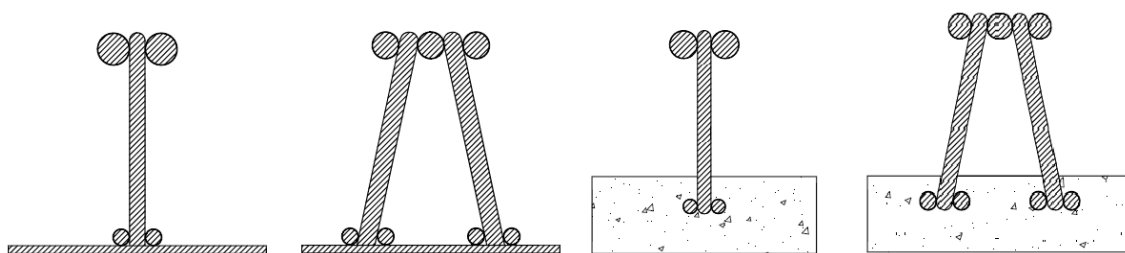


Figura 3.1 - Secciones tipo fase SI

Las 6 CSTCB con una base de acero y en fase SI se identifican de acuerdo con la siguiente referencia: A#\_SI\_L#.

Tabla 3.8 - Tipos de vigas con placa de acero en fase SI

Tipo I	Tipo II
AI_SI_L1	AII_SI_L1
AI_SI_L2	AII_SI_L2
AI_SI_L3	AII_SI_L3

Las 6 CSTCB con una base de hormigón y en fase SI se identifican de acuerdo con la siguiente referencia: B#\_SI\_L#.

Tabla 3.9 - Tipos de vigas con placa de hormigón en fase SI

Tipo I	Tipo II
BI_SI_L1	BII_SI_L1
BI_SI_L2	BII_SI_L2
BI_SI_L3	BII_SI_L3

El análisis de las 12 CSTCB en fase SII está compuesto por las siguientes vigas, que permitirán identificarlas a lo largo del estudio:

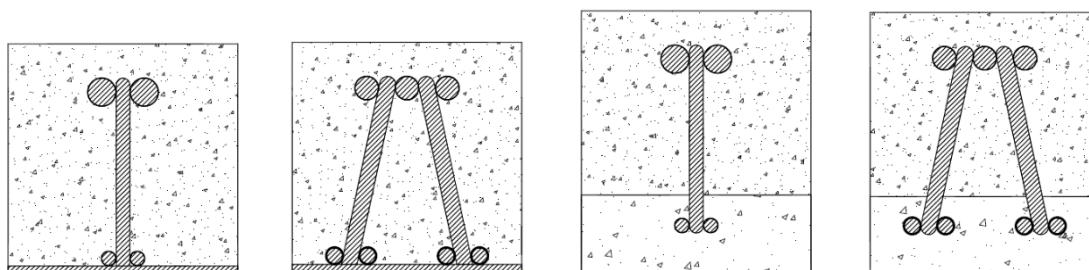


Figura 3.2 - Secciones tipo fase SII

Las 6 CSTCB con una base de acero y en fase SII se identifican de acuerdo con la siguiente referencia: A#\_SII\_L#.

Tabla 3.10 - Tipos de vigas con placa de acero en fase SII

Tipo I	Tipo II
AI_SII_L1	AII_SII_L1
AI_SII_L2	AII_SII_L2
AI_SII_L3	AII_SII_L3

Las 6 CSTCB con una base de hormigón en fase SII se identifican de acuerdo con la siguiente referencia: B#\_SII\_L#.

Tabla 3.11 - Tipos de vigas con placa de hormigón en fase SII

Tipo I	Tipo II
BI_SII_L1	BII_SII_L1
BI_SII_L2	BII_SII_L2
BI_SII_L3	BII_SII_L3

### 3.2.2. SECCIÓN TRANSVERSAL

Para definir las secciones transversales de las CSTCB, se han tenido en cuenta diversos parámetros que se definen a continuación, ver figuras 3.3, 3.4 y 3.5. Una de las características más importante es el número de barras de refuerzos de acero en la parte superior de la viga de estructura en acero, que definen las distintas configuraciones de las secciones transversales: por ejemplo dos barras superiores implica necesariamente una celosía diagonal, tres o cuatro barras superiores implican dos o tres celosías diagonales respectivamente.

También es importante el número de barras de refuerzos de acero en la parte inferior, que serán dos barras por cada celosía diagonal.

En las figuras siguientes, " $n_u$ " representa el número de barras longitudinales superiores; " $d_u$ " representa el diámetro de las barras superiores; " $n_{tr}$ " representa el número de diagonales de la celosía; " $d_{tr}$ " es el diámetro de las barras diagonales de la celosía; " $n_l$ " representa el número de barras longitudinales inferiores; " $d_l$ " representa el diámetro de las barras inferiores; " $b$ " es la anchura total de la sección transversal; " $h$ " es la distancia entre el centro

de las barras superiores e inferiores; “ $h_c$ ” representa la altura de las diagonales; “ $h_t$ ” representa la altura total de la sección transversal; “ $c$ ” es el recubrimiento de hormigón; “ $S_l$ ” representa el espesor placa de acero; “ $S_h$ ” representa el espesor de la base de hormigón; “ $\beta$ ” representa el ángulo de la diagonal en la sección transversal. Para mayor detalle se puede observar la geometría de las secciones transversales en el Anexo III.

### 3.2.2.1. SECCIÓN EN FASE SI

Todas las vigas presentan características o parámetros comunes como se puede observar en la tabla 3.12, siendo el recubrimiento “ $c$ ” de las base de hormigón constante en todas las secciones del tipo B de 36 mm, superior al mínimo de cálculo. Otro parámetro importante es el ángulo que forman entre si las diagonales de la celosía, es decir en el caso de las vigas tipo I y tipo II, será de  $\beta = 90^\circ$  y  $\beta = 77^\circ$  respectivamente.

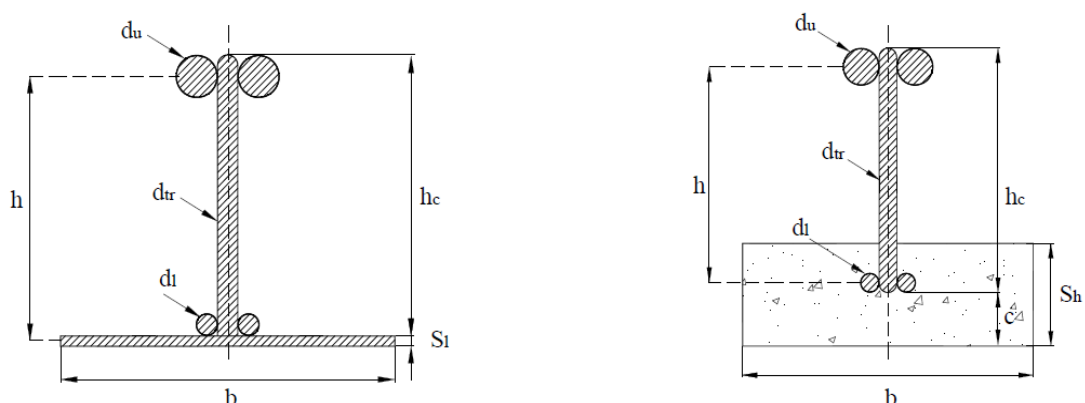


Figura 3.3 - Parámetros sección tipo I fase SI

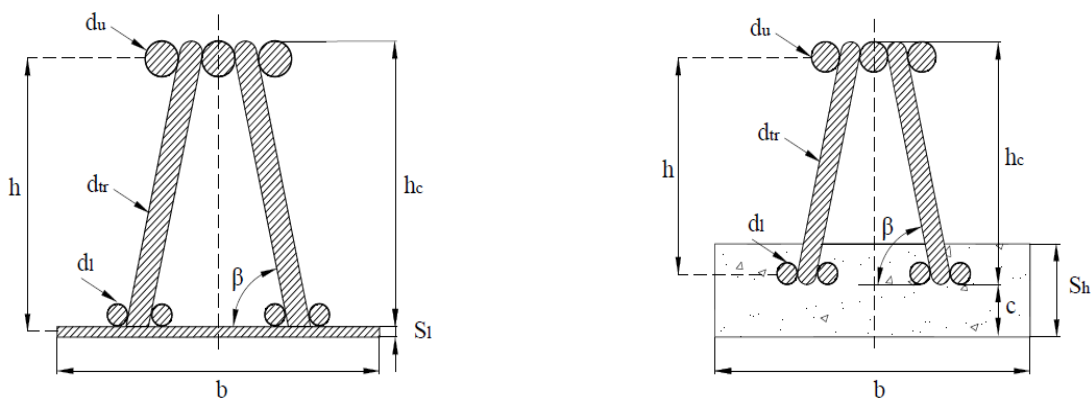


Figura 3.4 - Parámetros sección tipo II fase SI

Tabla 3.12 - Características y parámetros de CSTCB Fase SI

CSTCB	$L_t$ [m]	Base [A,B]	$S_i, S_h$ [mm]	Tipo	$n_u$	$d_u$ [mm]	$n_{tr}$	$d_{tr}$ [mm]	$n_l$	$d_l$ [mm]	$h_c$ [m]	$b$ [m]
AI_SI_L1	1.74											
AI_SI_L2	3.052	A	6	I	2	25	1	12	2	12	0.164	0.2
AI_SI_L3	4.364											
BI_SI_L1	1.74											
BI_SI_L2	3.052	B	69	I	2	25	1	12	2	12	0.164	0.2
BI_SI_L3	4.364											
AII_SI_L1	1.74											
AII_SI_L2	3.052	A	6	II	3	20	2	12	4	12	0.164	0.2
AII_SI_L3	4.364											
BII_SI_L1	1.74											
BII_SI_L2	3.052	B	69	II	3	20	2	12	4	12	0.164	0.2
BII_SI_L3	4.364											

### 3.2.2.2. SECCIÓN EN FASE SII

En la fase SII, las características de los elementos de las vigas son los mismos que los de la fase SI, ya que se trata de las mismas vigas embebidas en hormigón de clase C30/25. El recubrimiento superior y lateral de las vigas en fase SII es igual o superior al mínimo calculado, siendo constante en la parte superior de las vigas con un valor de 30 mm. Presentaremos solamente las dimensiones de las secciones transversales en esta fase en la tabla 3.13, las demás características se pueden observar a continuación en la tabla 3.12.

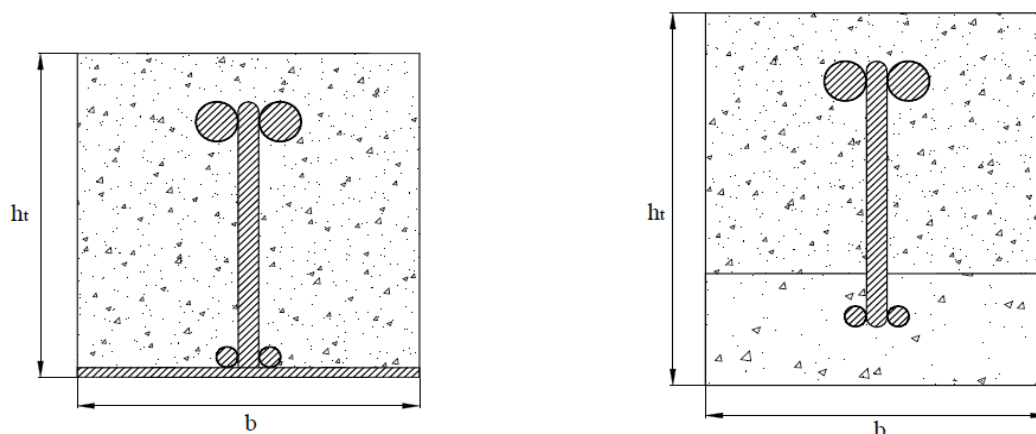


Figura 3.5 - Dimensiones secciones tipo I fase SII

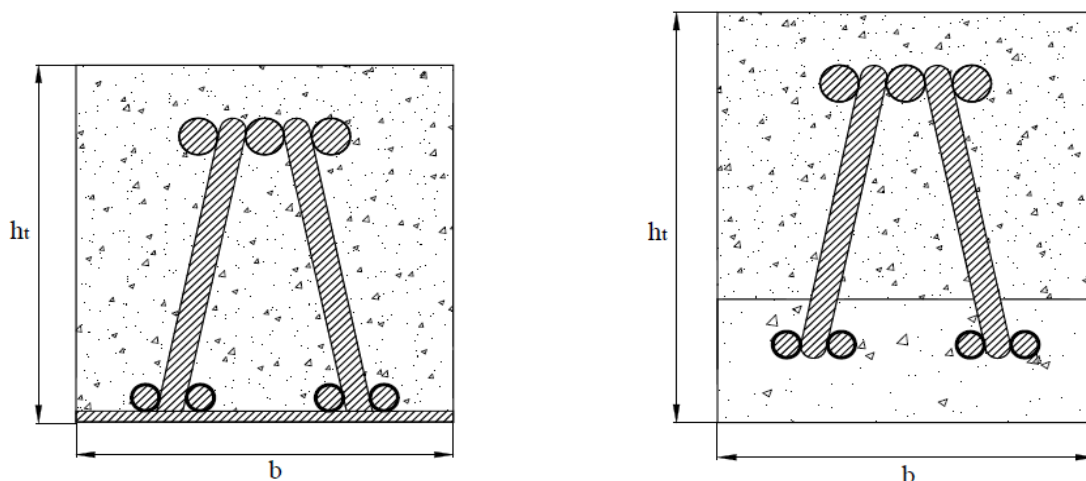


Figura 3.6 - Dimensiones secciones tipo II fase SII

Tabla 3.13 - Dimensiones CSTCB fase SII

CSTCB	$L_t$ [m]	Base [A,B]	$S_v, S_h$ [mm]	$h_t$ [m]	$b$ [m]
AI_SII_L1	1.74	A	6	0.2	0.2
AI_SII_L2	3.052				
AI_SII_L3	4.364				
BI_SII_L1	1.74	B	69	0.23	0.2
BI_SII_L2	3.052				
BI_SII_L3	4.364				
AII_SII_L1	1.74	A	6	0.2	0.2
AII_SII_L2	3.052				
AII_SII_L3	4.364				
BII_SII_L1	1.74	B	69	0.23	0.2
BII_SII_L2	3.052				
BII_SII_L3	4.364				

### 3.2.3. SECCIÓN LONGITUDINAL

Todas las CSTCB en estudio presentan características en comunes para definir sus secciones longitudinales, están compuestas por una o dos celosías cuyo ángulo entre las diagonales y las barras superiores es constante en toda la viga, salvo en los terminales con la barra de montante que forma un ángulo de  $90^\circ$ . Otra característica importante, es la prolongación de la viga " $\psi$ ", esta es muy importante para apoyar la viga en los pilares u otros soportes.

Se presentan 3 longitudes diferentes para cada una de las secciones tipo, el criterio tenido en cuenta para definir las longitudes fue el número de paso de la celosía " $2\delta$ " siendo:

Tabla 3.14 - Diferentes longitudes de CSTCB

Longitudes	Nº Pasos ( $2\delta$ )	$L_s$ [m]
L1	4	1.640
L2	8	2.952
L3	12	4.264

Los parámetros de las secciones longitudinales están representados en la próximas figuras: “ $\alpha$ ” representa ángulo de las diagonales en sección longitudinal, “ $\psi$ ” representa la longitud de soporte, “ $\delta$ ” representa la distancia del medio paso de la celosía, “ $2\delta$ ” es la distancia del paso de la celosía, “ $L_s$ ” representa la longitud entre apoyos y “ $L_t$ ” representa la longitud total de la viga.

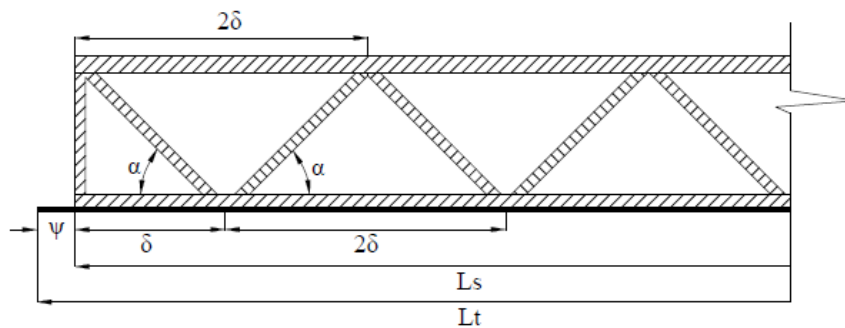


Figura 3.7 - Características sección longitudinal CSTCB tipo A

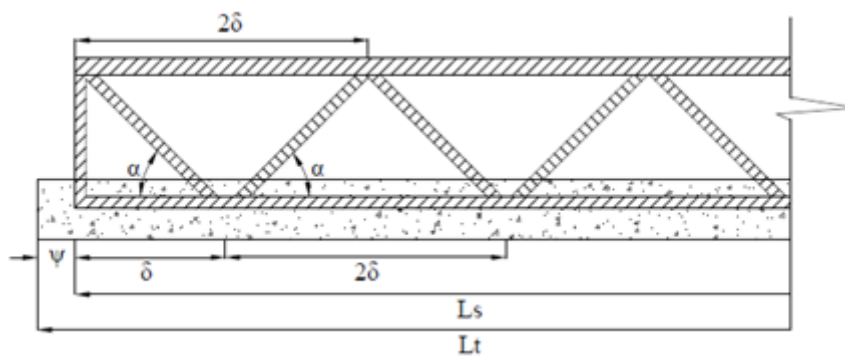


Figura 3.8 - Características sección longitudinal CSTCB tipo B

Tabla 3.15 - Parámetros de la sección longitudinal

CSTCB	$L_t$ [m]	$L_s$ [m]	$\psi$ [m]	A [°]	$\delta$ [m]	$2\delta$ [m]
AI_SI_L1	1.740	1.640				
AI_SI_L2	3.052	2.952	0.05	45	0.164	0.328
AI_SI_L3	4.364	4.264				
BI_SI_L1	1.740	1.640				
BI_SI_L2	3.052	2.952	0.05	45	0.164	0.328
BI_SI_L3	4.364	4.264				
AII_SI_L1	1.740	1.640				
AII_SI_L2	3.052	2.952	0.05	45	0.164	0.328
AII_SI_L3	4.364	4.264				
BII_SI_L1	1.740	1.640				
BII_SI_L2	3.052	2.952	0.05	45	0.164	0.328
BII_SI_L3	4.364	4.264				

Para mayor detalle de las secciones longitudinales se pueden observar en el Anexo III.

## **4. ESTUDIO ANALÍTICO**

### **4.1. INTRODUCCIÓN**

Este capítulo trata del estudio analítico de las 12 vigas definidas con anterioridad en el capítulo 3, tanto en fase SI y SII a los Estados Límites Últimos. El objetivo es evaluar los métodos de dimensionamiento según las normativas vigentes de los Eurocódigos [1-5] en términos de resistencia, estabilidad, eficiencia funcional y de la estructura. Para ello es necesario entender el comportamiento y mecanismo resistente de las vigas prestando, en particular atención a la flexión y resistencia al corte. Uno de los aspectos importantes de esta solución estructural son las distinciones de diversas fases en la vida útil de la estructura, que se caracterizan por secciones resistentes y mecánicas diferentes según la fase estructural en que se encuentre la viga. Por lo tanto se debe estudiar su resistencia para la fase SI y SII, más específicamente en la primera fase solamente a momentos positivos, mientras que en la segunda fase la viga puede estar sometida tanto a momentos positivos como negativos. Tanto en el estudio analítico como numérico se utilizara el valor característico de las propiedades de los materiales (o en el caso el valor de cálculo afectado por el coeficiente de seguridad de los materiales igual a la unidad).

### **4.2. CSTCB EN FASE SI**

#### **4.2.1. INTRODUCCIÓN**

Durante la fase SI, la vida útil de la viga se comporta como una viga de acero trabajando para soportar las sollicitaciones de flexión y cortantes. Las cargas a tener en cuenta en esta fase para su dimensionamiento son generalmente el peso propio de la viga, peso de las losas o vigas auxiliares que se apoyan en ella, así como el peso del hormigonado del relleno de la viga para pasar a la fase SII.

La estructura se puede decir que trabaja más o menos como una celosía ideal, trabajando las barras a compresión o tracción, independiente de si la base es de hormigón o de acero. El Estado Límite Último se debe verificar para cada uno de los elementos prefabricados de las CSTCB durante esta etapa SI.

Estabilidades locales y globales pueden ocurrir y deformaciones plásticas también pueden ser desarrolladas durante la flexión.

Para clasificar las celosías de las 12 vigas en estudio, en vigas isostáticas simples o compuestas, se tiene que cumplir las siguientes condiciones:

- Para celosías planas simples:

$$b + r = 2 \cdot n \quad (1)$$

- Para celosías planas compuestas:

$$v + r = 3 \cdot n_s \quad (2)$$

Siendo “*b*” el número de barras; “*r*” el número de reacciones; “*n*” el número de nudos; “*v*” las fuerzas de unión entre celosías simples; “*n<sub>s</sub>*” el número de nudos simples.

La tabla siguiente presenta el tipo de celosía en cada tipo de viga CSTCB y todas sus características.

Tabla 4.1 - Tipo de estructura

CSTCB	Nº BARRAS	Nº REACCIONES	Nº NUDOS	TIPO CELOSÍAS	TIPO ESTRUCTURA
AI_SI_L1	23	3	13	SIMPLE	ISOSTÁTICA
AI_SI_L2	39	3	21	SIMPLE	ISOSTÁTICA
AI_SI_L3	55	3	29	SIMPLE	ISOSTÁTICA
BI_SI_L1	23	3	13	SIMPLE	ISOSTÁTICA
BI_SI_L2	39	3	21	SIMPLE	ISOSTÁTICA
BI_SI_L3	55	3	29	SIMPLE	ISOSTÁTICA
AII_SI_L1	41	6	20	COMPUESTA	ISOSTÁTICA
AII_SI_L2	69	6	32	COMPUESTA	ISOSTÁTICA
AII_SI_L3	97	6	44	COMPUESTA	ISOSTÁTICA
BII_SI_L1	41	6	20	COMPUESTA	ISOSTÁTICA
BII_SI_L2	69	6	32	COMPUESTA	ISOSTÁTICA
BII_SI_L3	97	6	44	COMPUESTA	ISOSTÁTICA

#### 4.2.2. RESISTENCIA DE LOS ELEMENTOS A PANDEO

La resistencia a pandeo en fase SI ha sido verificada, de acuerdo con la propuesta de G. Quaranta [14]. Se determinó que las secciones transversales de las vigas en estudio son de Clase 1. Para determinar su resistencia global y local a pandeo se utiliza la fórmula (3), propuesta por G. Quaranta [14].

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \min \{W_u, W_l\} \quad (3)$$

Donde “ $\chi_{LT}$ ” representa el coeficiente de reducción para el modo global de pandeo lateral torsional considerado, “ $W_y$ ” representa el módulo plástico mínimo determinado por las ecuaciones (4) y (5):

$$W_u = \chi_u A_u h \quad (4)$$

$$W_l = A_l h \quad (5)$$

En que, “ $A_u$ ” representa el área de la barra de refuerzo de la cuerda superior (refuerzo superior), siendo “ $A_l$ ” el área efectiva de la placa base de acero, para el caso de CSTCB con placas de acero.

$$A_l = b \cdot S_l \quad (6)$$

$$A_u = n_u \pi d_u^2 / 4 \quad (7)$$

Para los elementos sometidos a compresión, el valor del coeficiente de reducción para pandeo local de las barras superiores “ $\chi_u$ ” ecuación (8), se determina según el valor de la esbeltez adimensional “ $\bar{\lambda}_u$ ” que se determina a partir de la ecuación (10) propuesta.

$$\chi_u = \frac{1}{\phi_u + \sqrt{\phi_u^2 - \bar{\lambda}_u^2}} \leq 1 \quad (8)$$

$$\phi_u = 0,50 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda}_u - 0,20) + \bar{\lambda}_u^2 \right] \quad (9)$$

$$\bar{\lambda}_u = \frac{\lambda_u}{\lambda_1}; \lambda_u = \frac{2\delta}{d_u / 4}; \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E_s}{f_y}} \quad (10)$$

Para los elementos sometidos a flexión, el valor del coeficiente de reducción a pandeo “ $\chi_{LT}$ ” esta propuesto en la ecuación (11) según el EC3 [1], siendo la correspondiente esbeltez adimensional  $\bar{\lambda}_{LT}$ , determinada a partir de la curva de pandeo apropiada de acuerdo con:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \quad (11)$$

$$\phi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} (\bar{\lambda}_{LT} - 0,20) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (12)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_w \frac{\min\{W_u, W_l\} f_y}{M_{cr}}} \quad (13)$$

El momento crítico se determinó previamente mediante un estudio numérico de estabilidad lineal elástica, que se puede observar en la tabla 5.6 “Momentos críticos CSTCB fase SI”. De acordó con G. Quaranta [14], se consideran como clase 1 y curva “a” de imperfección ( $\alpha= 0,2$ ) para la sección transversal de las barras, mientras que los restantes valores adoptados han sido:  $\beta_w=1$  y curva de imperfección “c” ( $\alpha_{LT}= 0,49$ ) para el pandeo lateral.

Tabla 4.2 - Resistencia a flexión fase SI (según Quaranta)

VIGAS	$W_{\text{eff},l}[\text{min}]$	$\phi_{LT}$	$\bar{\lambda}_{LT}$	$\chi_{LT}$	$M_{Rd} [\text{kN.m}]$
AI_SI_L1	$w_U$	0,652	0,435	0,879	44,44
AI_SI_L2	$w_U$	0,754	0,571	0,803	40,60
AI_SI_L3	$w_U$	0,753	0,570	0,803	40,63
BI_SI_L1	$w_U$	0,649	0,430	0,881	43,71
BI_SI_L2	$w_U$	0,685	0,482	0,853	42,30
BI_SI_L3	$w_U$	0,693	0,493	0,847	42,00
AII_SI_L1	$w_U$	0,596	0,347	0,925	39,78
AII_SI_L2	$w_U$	0,605	0,362	0,917	39,44
AII_SI_L3	$w_U$	0,618	0,382	0,907	38,99
BII_SI_L1	$w_U$	0,597	0,349	0,924	38,98
BII_SI_L2	$w_U$	0,592	0,339	0,929	39,19
BII_SI_L3	$w_U$	0,599	0,352	0,923	38,91

Tabla 4.3 - Resistencia esfuerzos fase SI, según Quaranta [14]

VIGAS	Carga <sub>Rd</sub> [kN]	V <sub>Rd</sub> [kN]	M <sub>Rd</sub> [kN.m]
AI_SI_L1	108,39	54,20	44,44
AI_SI_L2	55,01	27,51	40,60
AI_SI_L3	38,11	19,06	40,63
BI_SI_L1	106,61	53,30	43,71
BI_SI_L2	57,32	28,66	42,30
BI_SI_L3	39,40	19,70	42,00
AII_SI_L1	97,02	48,51	39,78
AII_SI_L2	53,43	26,71	39,43
AII_SI_L3	36,58	18,29	38,99
BII_SI_L1	95,07	47,54	38,98
BII_SI_L2	53,10	26,55	39,19
BII_SI_L3	36,50	18,25	38,91

Para mayor detalle de los resultados de las tablas anteriores, se puede observar dichos cálculos en el Anexo IV

#### 4.2.3. RESISTENCIA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL

La resistencia de la sección transversal también debe ser evaluada para el límite plástico del material, durante la tracción o compresión, suponiendo un comportamiento hipotético de los elementos como una celosía simple (de nudos articulados). La siguiente formulación se propone en el EC3 [1].

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_y \quad (14)$$

Donde “A” representa el área de la sección transversal de las barras de refuerzo (cuerda superior de la celosía) o la sección transversal de las barras de las diagonales y montantes de la celosía; Siendo “ $f_y$ ” el límite elástico del acero de las barras de refuerzo, diagonales o montante.

La tabla 4.4 presenta los valores de proyecto de resistencia de tracción de los elementos de la celosía, de cada barra individual o de una sección equivalente al número de barras del diámetro indicado.

Tabla 4.4 - Resistencia plástica sección transversal

BARRAS	A [mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [MPa]	$N_{pl,Rd}$ [kN]
1 $\phi$ 12 mm	113,10	400	45,24
2 $\phi$ 12 mm	226,20	400	90,48
1 $\phi$ 25 mm	490,87	400	196,35
2 $\phi$ 25 mm	981,74	400	392,70
1 $\phi$ 20 mm	314,16	400	125,60
3 $\phi$ 20 mm	942,48	400	376,80

La tabla 4.5 presenta la resistencia plástica de la sección de cada una de las CSTCB en estudio, teniendo en cuenta su geometría. Describiendo su resistencia plástica para una barra (1 Barra) o para el total de las barras consideradas como una sección de área equivalente (T. Barras).

Tabla 4.5 - Resistencia plástica sección transversal CSTCB

CSTCB	BARRAS SUPERIORES		BARRAS DIAGONALES	
	1 Barra $N_{pl,Rd}$ [kN]	T. Barras $N_{pl,Rd}$ [kN]	1 Barra $N_{pl,Rd}$ [kN]	T. Barras $N_{pl,Rd}$ [kN]
AI_SI_L1	196,35	392,70	45,24	-
AI_SI_L2	196,35	392,70	45,24	-
AI_SI_L3	196,35	392,70	45,24	-
BI_SI_L1	196,35	392,70	45,24	-
BI_SI_L2	196,35	392,70	45,24	-
BI_SI_L3	196,35	392,70	45,24	-
AII_SI_L1	125,60	376,80	45,24	90,48
AII_SI_L2	125,60	376,80	45,24	90,48
AII_SI_L3	125,60	376,80	45,24	90,48
BII_SI_L1	125,60	376,80	45,24	90,48
BII_SI_L2	125,60	376,80	45,24	90,48
BII_SI_L3	125,60	376,80	45,24	90,48

#### 4.2.4. RESISTENCIA A PANDEO LOCAL DE LOS ELEMENTOS

Fenómenos de inestabilidad local pueden ocurrir en la armadura de acero comprimida. El diseño se puede verificar de acuerdo al EC3 [1], considerando la sección transversal de clase 1 para estos elementos, dependiendo de su geometría y características de los materiales, un factor de imperfección curva "c" ( $\alpha = 0,49$ ) y una longitud de pandeo,  $L_{CR} = 0,75 \cdot \text{Longitud elemento}$  [1].

$$N_{b,Rd} = \chi \cdot A \cdot f_y \quad (15)$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (16)$$

$$\Phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (17)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{CR}}} \quad (18)$$

El valor de la carga Crítica de Euler se determinó por la siguiente fórmula dependiendo de la sección de cada uno de los elementos.

$$N_{CR} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{CR}^2} \quad (19)$$

Tabla 4.6 - Carga crítica de Euler barras

BARRAS	A [mm <sup>2</sup> ]	E [Pa]	I [mm <sup>4</sup> ]	L <sub>CR</sub> [m]	N <sub>CR</sub> [kN]
1 $\phi$ 12 mm	113,10	2.1x10 <sup>11</sup>	1017,88	0,174	12,13
2 $\phi$ 12 mm	226,20	2.1x10 <sup>11</sup>	4071,54	0,174	48,51
1 $\phi$ 25 mm	490,87	2.1x10 <sup>11</sup>	19174,76	0,246	161,55
2 $\phi$ 25 mm	981,74	2.1x10 <sup>11</sup>	76687,42	0,246	646,11
1 $\phi$ 20 mm	314,16	2.1x10 <sup>11</sup>	7853,98	0,246	66,17
3 $\phi$ 20 mm	942,48	2.1x10 <sup>11</sup>	70677,54	0,246	595,48

El valor de la resistencia a pandeo se puede determinar para cada tipo de elementos de la celosía.

Tabla 4.7 - Resistencia a pandeo local de las barras

BARRAS	A [mm <sup>2</sup> ]	N <sub>CR</sub> [kN]	$\bar{\lambda}$	$\chi$	N <sub>b,Rd</sub> [kN]
1 $\phi$ 12 mm	113,10	12,13	1,93134	0,20826	9,42
2 $\phi$ 12 mm	226,20	48,51	1,36575	0,36220	32,77
1 $\phi$ 25 mm	490,87	161,55	1,10245	0,48290	94,83
2 $\phi$ 25 mm	981,74	646,11	0,77960	0,67970	265,06
1 $\phi$ 20 mm	314,16	66,17	1,37806	0,35747	44,92
3 $\phi$ 20 mm	942,48	595,48	0,79567	0,66488	250,65

La tabla siguiente presenta la resistencia plástica de sus elementos más críticos de la sección transversal para cada una de las CSTCB en estudio, detallando si se trata de una sola barra (1 Barra) o de un área equivalente de las barras que forman el cordón (T. barras).

Tabla 4.8 - Resistencia a pandeo local de las barras CSTCB

CSTCB	BARRAS SUPERIORES		BARRAS DIAGONALES	
	1 Barra $N_{b,Rd}$ [kN]	T. Barras $N_{b,Rd}$ [kN]	1 Barra $N_{b,Rd}$ [kN]	T. Barras $N_{b,Rd}$ [kN]
AI_SI_L1	94,83	265,06	9,42	-
AI_SI_L2	94,83	265,06	9,42	-
AI_SI_L3	94,83	265,06	9,42	-
BI_SI_L1	94,83	265,06	9,42	-
BI_SI_L2	94,83	265,06	9,42	-
BI_SI_L3	94,83	265,06	9,42	-
AII_SI_L1	44,92	250,65	9,42	32,77
AII_SI_L2	44,92	250,65	9,42	32,77
AII_SI_L3	44,92	250,65	9,42	32,77
BII_SI_L1	44,92	250,65	9,42	32,77
BII_SI_L2	44,92	250,65	9,42	32,77
BII_SI_L3	44,92	250,65	9,42	32,77

Se realizó un estudio de la celosía aplicando una carga  $F$  para determinar la relación de esfuerzo de cada una de las barras de las celosías y determinar la más solicitada al esfuerzo axial. Dicho estudio se realizó para cada una de las celosías isostáticas simplemente apoyadas, con el fin de igualar la relación de esfuerzo de la barra más crítica con su resistencia a pandeo. Lo que permite determinar la fuerza crítica resistente a pandeo y el momento analítico de resistencia a pandeo de las celosías.

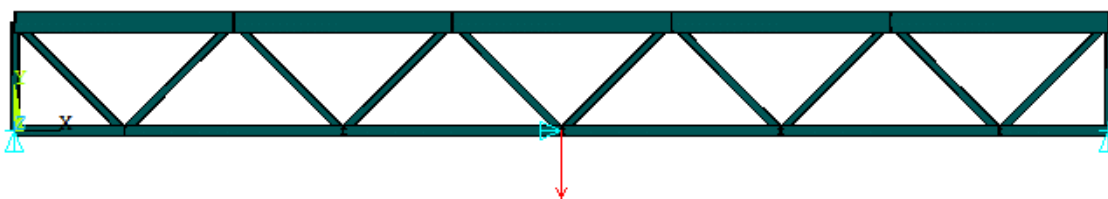


Figura 4.1 - Esquema celosía sección tipo AI y BI

El cálculo de la relación de esfuerzo se realizó con el software informático Ansys [6], pudiendo observarse el resumen de los resultados obtenidos en la tabla 4.9, para mayor detalle se puede observar en Anexo V.

Tabla 4.9.- Momento resistente a pandeo local de los elementos

CSTCB	Barra crítica	Relación [F]	$N_{b,Rd}$ [kN]	$M_{b,Rd}$ [kN.m]	Carga $_{b,Rd}$ [kN]
AI_SI_L1	Superior	2,5	265,06		106,02
AI_SI_L2	Superior	4,5	265,06	43,47	58,90
AI_SI_L3	Superior	6,5	265,06		40,78
BI_SI_L1	Superior	2,5	265,06		106,02
BI_SI_L2	Superior	4,5	265,06	43,47	58,90
BI_SI_L3	Superior	6,5	265,06		40,78
AII_SI_L1	Superior	2,5	250,65		100,27
AII_SI_L2	Superior	4,5	250,65	41,11	55,70
AII_SI_L3	Superior	6,5	250,65		38,56
BII_SI_L1	Superior	2,5	250,65		100,27
BII_SI_L2	Superior	4,5	250,65	41,11	55,70
BII_SI_L3	Superior	6,5	250,65		38,56

#### 4.2.5. RESISTENCIA DE NUDOS EN TERMINACIONES

El método de construcción introduce la posibilidad de transmitir un pequeño momento entre las barras, ya que no se trata de una estructura articulada ideal. Debido a este hecho las barras no solo trabajan a tracción, sino que también un poco a flexión, con lo cual es importante estudiar la resistencia de los nudos de la celosía con la combinación de estos esfuerzos, mediante las siguientes expresiones propuestas por G.Quaranta [14] que se han basado en el EC3 [1].

Esta verificación es importante para el caso de CSTCB tipo I, con una celosía. En estos casos la conexión de las barras diagonales con las barras superiores no es suficientemente rígida, por lo que se deberá verificar la seguridad, de acuerdo con el esquema de la figura siguiente.

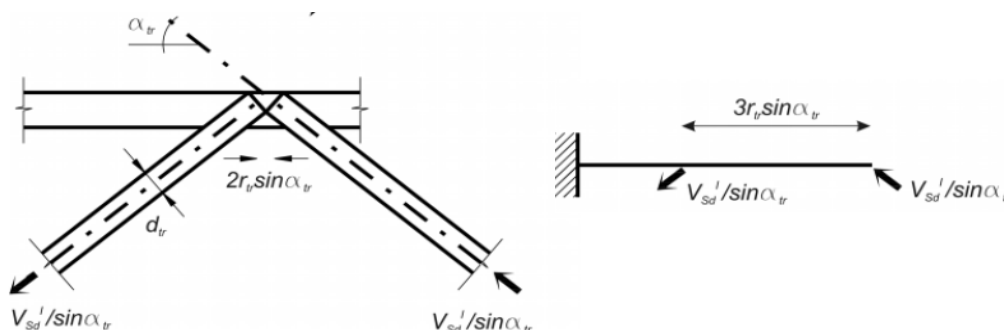


Figura 4.2 - Mecanismo de las barras

La condición para verificación de seguridad es:

$$\frac{2 \cdot V_{Sd}^1 \cdot \cotg \alpha_{tr}}{N_{pl}^u} + \frac{V_{Sd}^1 \cdot (1,5 \cdot d_{tr} \cdot \text{sen} \alpha_{tr})}{M_{pl}^u} + \frac{V_{Sd}^1}{V_{pl}^u} \leq 1 \quad (20)$$

En que:

$$M_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^3 \quad (21)$$

$$N_{pl}^u = n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2 \quad (22)$$

$$V_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot \frac{\pi}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2 \quad (23)$$

Siendo:

$$V_{Sd}^1 = V_{Rd} \quad (\text{Tabla 18}) \quad (24)$$

Surgen dos posibles hipótesis según el nudo seleccionado de la celosía:

$$\alpha_{tr} = \begin{pmatrix} \alpha_1 = 45^\circ \\ \alpha_2 = 90^\circ \end{pmatrix}$$

Las tablas siguientes presentan una columna con el (VALOR) del primero miembro de la inecuación, para los dos casos de diagonales y montantes verticales.

Tabla 4.10 - Resistencia mecanismo nudo, hipótesis  $\alpha_1$

VIGAS	Vsd [kN]	$N_{pl}^u$ [N]	$M_{pl}^u$ [kN.m]	$V_{pl}^u$ [kN]	VALOR	COMPR.
AI_SI_L1	54,20	392,70	2,08	302,30	0,79	OK
AI_SI_L2	27,51	392,70	2,08	302,30	0,40	OK
AI_SI_L3	19,06	392,70	2,08	302,30	0,28	OK
AII_SI_L1	48,51	376,99	1,6	290,21	0,81	OK
AII_SI_L2	26,71	376,99	1,6	290,21	0,45	OK
AII_SI_L3	18,29	376,99	1,6	290,21	0,31	OK
BI_SI_L1	53,30	392,70	2,08	302,30	0,77	OK
BI_SI_L2	28,66	392,70	2,08	302,30	0,42	OK
BI_SI_L3	19,70	392,70	2,08	302,30	0,29	OK
BII_SI_L1	47,54	376,99	1,6	290,21	0,79	OK
BII_SI_L2	26,55	376,99	1,6	290,21	0,44	OK
BII_SI_L3	18,25	376,99	1,6	290,21	0,30	OK

Tabla 4.11 - Resistencia mecanismo nudo, hipótesis  $\alpha_2$ 

VIGAS	Vsd [kN]	$N_{pl}^u$ [kN]	$M_{pl}^u$ [kN.m]	$V_{pl}^u$ [kN]	VALOR	COMPR.
AI_SI_L1	54,20	392,70	2,08	302,30	0,65	OK
AI_SI_L2	27,51	392,70	2,08	302,30	0,40	OK
AI_SI_L3	19,06	392,70	2,08	302,30	0,23	OK
AII_SI_L1	48,51	376,99	1,60	290,21	0,71	OK
AII_SI_L2	26,71	376,99	1,60	290,21	0,39	OK
AII_SI_L3	18,29	376,99	1,60	290,21	0,27	OK
BI_SI_L1	53,30	392,70	2,08	302,30	0,64	OK
BI_SI_L2	28,66	392,70	2,08	302,30	0,34	OK
BI_SI_L3	19,70	392,70	2,08	302,30	0,24	OK
BII_SI_L1	47,54	376,99	1,60	290,21	0,70	OK
BII_SI_L2	26,55	376,99	1,60	290,21	0,39	OK
BII_SI_L3	18,25	376,99	1,60	290,21	0,27	OK

Para mayor detalle de los resultados de las tablas anteriores, se pueden observar dichos cálculos en el Anexo IV.

## **4.3. CSTCB EN FASE SII**

### **4.3.1. INTRODUCCIÓN**

Durante la fase SII de la vida útil de la viga, esta estructura tiene un comportamiento similar a una viga de hormigón armado corriente, debido a que la armadura de la celosía colabora con el hormigón endurecido para resistir las cargas actuantes. Se dimensiona y verifica su resistencia según la normativa presente en los EC2 y EC4 [4-5]. En esta fase se asume la total interacción entre el hormigón, las barras de refuerzo y la placa base de acero. Se admiten las siguientes hipótesis para el cálculo y verificación de secciones: Las secciones se mantienen planas; La extensión en las armaduras adherentes, en tracción o en compresión, es la misma que el hormigón que las envuelve; La resistencia a tracción del hormigón es ignorada; Las tensiones en el hormigón comprimido son obtenidas del diagrama tensión-extensión de cálculo indicado en el apartado 3.1.7. del EC2 [4]; Las tensiones en las armaduras de hormigón armado son obtenidas de los diagramas de cálculos indicados en el apartado 3.2. y 3.3. del EC2 [4].

### **4.3.2. MOMENTO RESISTENTE ÚLTIMO**

#### **4.3.2.1. MOMENTO RESISTENTE POSITIVO**

La determinación del momento resistente positivo de la viga en fase SII, se realiza mediante la teoría de la flexión de acuerdo con las normativas de hormigón armado y estructuras mixtas, es decir EC2 y EC4 [4-5].

Cabe destacar que el momento resistente plástico de las secciones transversales en estudio, se toma como simplificación a la distribución parabólica real de tensión del hormigón, una distribución de un bloque rectangular de tensiones, sin perder de manera significativa precisión en los resultados. Las características del bloque rectangular de tensión varían en función de la resistencia característica a compresión del hormigón. Uno de sus

parámetros es el coeficiente “ $\lambda$ ”, define la profundidad eficaz de la zona de compresión y otro el coeficiente “ $\eta$ ”, define la resistencia eficaz, siendo los valores a utilizar los que constan en las tablas siguientes, ver figura 4.3:

Tabla 4.12 - Coeficiente de profundidad eficaz de la zona de compresión

Coeficiente	Clase de resistencia
$\lambda=0,8$	$f_{ck} \leq 50$ MPa
$\lambda=0,8 - (f_{ck} - 50)/400$	$50 < f_{ck} \leq 90$ MPa

Tabla 4.13 - Coeficiente de resistencia eficaz

Coeficiente	Clase de resistencia
$\eta=1,0$	$f_{ck} \leq 50$ MPa
$\eta=1,0 - (f_{ck} - 50)/200$	$50 < f_{ck} \leq 90$ MPa

Los límites de las extensiones de los materiales que componen la sección se definen a partir del diagrama simplificado bilineal de tensión-deformación de los materiales, expuesto en el EC2 [4].

Tabla 4.14 - Límites extensiones materiales

MATERIAL	TIPO	SÍMBOLO	$\epsilon$ (TRACCIÓN) [‰]	$\epsilon$ (COMPRESIÓN) [‰]
Hormigón relleno	C30/25	$\epsilon_c$	-	3,5
Acero compresión	S400	$\epsilon_s'$	10,0	2,0 - 3,5
Acero tracción	S400	$\epsilon_s$	10,0	2,0 - 3,5

El momento resistente plástico de una sección de hormigón armado con una armadura de compresión para momentos positivos, se calcula a través de la teoría de la flexión. Si se toma como referencia la sección siguiente con su distribución de tensiones y extensiones. En dicha sección se impondrá el equilibrio estático.

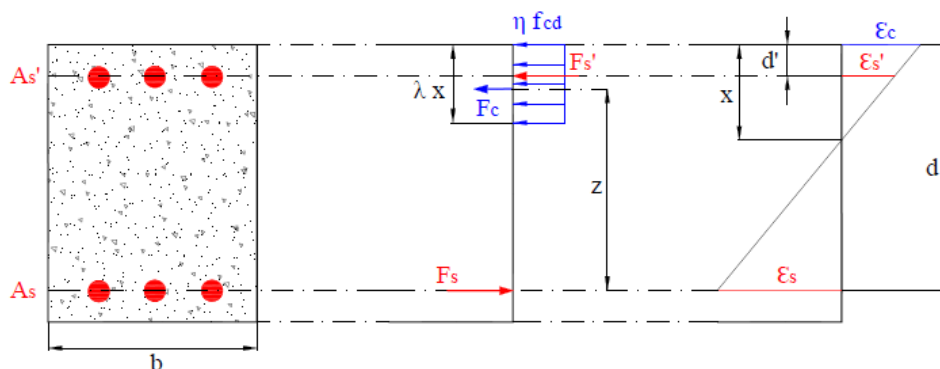


Figura 4.3 - Distribución tensiones y extensiones

Equilibrio estático de la sección transversal:

$$F_S = F_C + F_{S'} \quad (25)$$

$$f_{yd} \cdot A_S = \eta \cdot x \cdot b \cdot \lambda \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot A_{S'} \quad (26)$$

Siendo el nivel de tensión en las armaduras de refuerzo:

$$K = \frac{\sigma_S}{f_{yd}} \quad K' = \frac{\sigma_{S'}}{f_{yd}} \quad (27)$$

$$f_{yd} \cdot (K \cdot A_S) = \eta \cdot x \cdot b \cdot \lambda \cdot f_{cd} + f_{yd} \cdot (K' \cdot A_{S'}) \quad (28)$$

La profundidad relativa del eje neutro es:

$$\xi = \frac{x}{d} = \frac{f_{yd} \cdot (K \cdot A_S - K' \cdot A_{S'})}{\eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot d} \quad (29)$$

El momento resistente de la sección se puede calcular:

$$M_{Rd} = f_{yd} \cdot A_S \cdot d \cdot (1 - k_a \cdot \xi) \quad (30)$$

Siendo:

$$k_a = 0,4$$

En que: “ $M_{Rd}$ ” representa el momento resistente último; “ $k_a$ ” la profundidad normalizada del centro de compresiones del hormigón; “ $\xi$ ” la profundidad relativa del eje neutro; “ $f_{yd}$ ” el límite elástico de cálculo del acero; “ $\sigma_S$ ” la tensión del acero de tracción; “ $\sigma_{S'}$ ” la tensión del acero de compresión; “ $k$ ” la relación entre la tensión y el límite elástico del acero de tracción; “ $k'$ ” la relación entre la tensión y el límite elástico del acero de compresión; “ $A_S$ ” representa el área de armadura de refuerzo en tracción; “ $A_{S'}$ ” el área de la armadura de refuerzo en compresión; “ $\lambda$ ” la altura del bloque rectangular de tensiones del hormigón; “ $\eta$ ” el ancho efectivo del bloque de tensiones del hormigón; “ $f_{cd}$ ” la resistencia de cálculo del hormigón a compresión; “ $b_{eff}$ ” el ancho efectivo y “ $d$ ” la altura útil de la viga.

### 4.3.2.2. CSTCB CON BASE DE HORMIGÓN (TIPO B)

Para el cálculo del momento resistente último de las secciones tipo B, es decir con base de hormigón, hay que tener en cuenta el dominio de rotura de la sección:

En el “Dominio 3” se puede considerar que las tensiones del acero de las barras superiores e inferiores son igual a su límite elástico, o lo que es lo mismo:

$$K = \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = 1 \quad K' = \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} = 1 \quad (31)$$

En el “Dominio 2” no se puede considerar que las tensiones del acero de compresión igual a su límite elástico. Para el cálculo del valor de las tensiones de compresión del acero se procede a un proceso interactivo (solución no lineal).

$$K = \frac{\sigma_s}{f_{yd}} = 1 \quad K' = \frac{\sigma'_s}{f_{yd}} \neq 1 \quad (32)$$

Las ecuaciones del proceso interactivo son la ecuación (33) obtenida del equilibrio estático de la sección transversal y la ecuación (34) que relaciona las extensiones de los materiales de la sección para el “Dominio 2” de rotura. Una vez obtenido el valor de la tensión del acero de compresión, se puede calcular el momento resistente último de la sección a través de la ecuación (30).

$$\eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x + A'_s \cdot \sigma'_s = A_s \cdot f_{yd} \quad (33)$$

$$\sigma'_s = 0,01 \cdot E_s \cdot \left( \frac{x - d'}{d - x} \right) \quad (34)$$

En que “ $E_s$ ” representa el módulo de elasticidad del acero y “ $d'$ ” el recubrimiento de la cara superior de la sección.

Se expone la resistencia para momentos positivos de las vigas tipo B, en fase SII según las ecuaciones expuestas anteriormente, en la siguiente tabla:

Tabla 4.15 - Momento resistente ultimo CSTCB tipo B

VIGAS	Ls [m]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma'_s$ [MPa]	$M_{Rd}$ [kN.m]
BI_SII_L1	1,64			
BI_SII_L2	2,952	400	-22,96	15,99
BI_SII_L3	4,264			
BII_SII_L1	1,64			
BII_SII_L2	2,952	400	49,30	31,59
BII_SII_L3	4,264			

Para mayor detalle de los resultados de las tablas anteriores, se puede observar dichos cálculos en el Anexo IV

#### 4.3.2.3. CSTCB CON CHAPA DE ACERO (TIPO A)

Para el cálculo del momento resistente de las secciones tipo A, es decir con base de acero, se realiza el mismo proceso con la particularidad de que se tiene en cuenta un refuerzo adicional de acero (la chapa de base). Se debe homogeneizar la nueva armadura de tracción y calcular la nueva posición del eje neutro. El proceso siguiente de cálculo de tensiones y extensiones de los materiales y cálculo final del momento resistente último será exactamente igual al descrito para las vigas tipo B.

$$Coef(h) = \frac{f_{yd}(barras)}{f_{yd}(placa)} \quad (35)$$

$$Armadura(h) = As + Coef(h) \cdot As(placa) \quad (36)$$

Tabla 4.16 - Momento resistente ultimo CSTCB tipo A

VIGAS	Ls [m]	$\sigma_s$ [MPa]	$\sigma'_s$ [MPa]	$M_{Rd}$ [kN.m]
AI_SII_L1	1,64			
AI_SII_L2	2,952	400	198,63	66,50
AI_SII_L3	4,264			
AII_SII_L1	1,64			
AII_SII_L2	2,952	400	280,86	81,48
AII_SII_L3	4,264			

Para mayor detalle de los resultados de las tablas anteriores, se pueden observar dichos cálculos en el Anexo IV.

### 4.3.3. CÁLCULO DE AGOTAMIENTO POR CORTANTE

#### 4.3.3.1. INTRODUCCIÓN

Una forma sencilla de estudiar el comportamiento de una viga de hormigón armado a esfuerzos cortantes, consiste en asimilarla a una celosía simplemente apoyada, según la teoría de Ritter-Mörsch. La armadura longitudinal de compresión es semejante al cordón superior de una cercha trabajando a compresión, siendo la armadura longitudinal de tracción semejante al cordón inferior encontrándose traccionado. Los estribos se encuentran también traccionados, así como los montantes de la cercha, existiendo unas bandas oblicuas de hormigón que se encuentran comprimidas, tal y como están las barras diagonales de la cercha. Estas bandas de hormigón comprimidas son denominadas “bielas” y están limitadas por dos fisuras consecutivas.

El funcionamiento de la celosía es claro, siguiendo la figura 4.4. extraída del Libro de “Hormigón armado” de Jiménez Montoya [19]. La fuerza  $F$  se descompone en dos fuerzas de compresión que actúan sobre el cordón 3-1 y sobre la biela 3-4, la fuerza actuante sobre esta biela, al llegar al nudo 4, tiene como componente vertical la misma fuerza  $F$ , fraccionando a su vez la armadura longitudinal y la armadura transversal, y esta transfiere íntegramente la componente vertical de nuevo al bloque comprimido (nudo 5), reiniciándose de nuevo el proceso. De este modo la fuerza  $F$  se transmite por la celosía hasta llegar íntegramente al apoyo.

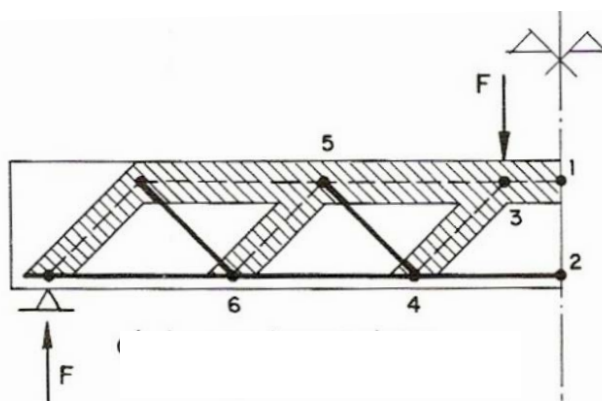


Figura 4.4 - Comportamiento celosía [19]

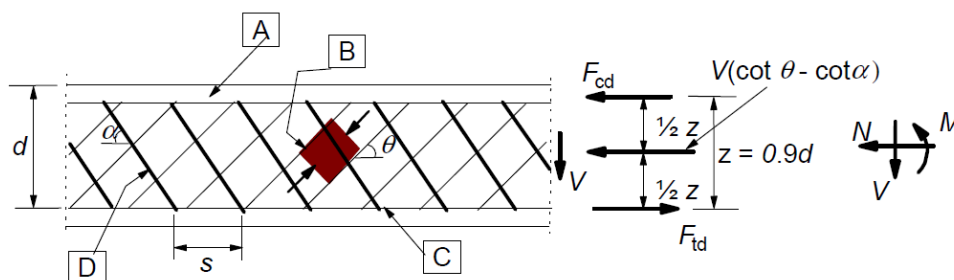


Figura 4.5 - Modelo celosía con armadura al corte, EC2 [4]

En que “A” identifica las alas comprimidas, “B” identifica los tirantes, “C” las alas traccionadas y “D” la armadura de esfuerzo cortante.

#### 4.3.3.1. CORTANTE CON CHAPA DE ACERO CSTCB (TIPO A)

Es este caso como se supone la perfecta interacción entre la chapa de acero de base y el hormigón de la viga, solo existiría el mecanismo de fallo de corte 1º, de la teoría de Mörsch.

La resistencia de vigas con armadura inclinada de esfuerzo cortante, se calcula a través de las ecuaciones (37) y (38) propuestas en el EC2 [4], afectado por el ángulo de las barra diagonales en sección transversal, siendo la resistencia de la viga el menor de los dos valores obtenidos.

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \text{sen } \alpha \cdot \text{sen } \beta \quad (37)$$

Se comprobará la resistencia frente al agotamiento de la biela comprimida de hormigón ( $f_{cd}$  homogeneizado):

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \text{sen } \beta / (1 + \cot^2 \theta) \quad (38)$$

Siendo “ $V_{Rd,s}$ ” el valor de cálculo del esfuerzo cortante que puede soportar la armadura de cortante al límite elástico; “ $V_{Rd,máx}$ ” el valor de cálculo de esfuerzo cortante máximo que puede soportar el elemento, limitado por agotamiento de las bielas comprimidas.

Para el cálculo de las expresiones anteriores, necesitamos los siguientes parámetros:

$$v_1 = 0,6 \cdot \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (39)$$

$$\alpha_{cw} \begin{cases} (1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) & \text{para } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \\ 1,25 & \text{para } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \\ 2,5 \cdot (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) & \text{para } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0 f_{cd} \end{cases} \quad (40)$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} \quad (41)$$

Los valores límites para el ángulo  $\theta$  de las bielas inclinadas en el alma serán indicados por la siguiente expresión:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (42)$$

Siendo “ $A_{sw}$ ” el valor del área de la sección transversal de las armaduras de cortante; “ $s$ ” la separación entre cercos; “ $\alpha$ ” el ángulo formado por la armadura de cortante con el eje de la viga; “ $\theta$ ” el ángulo formado por la biela comprimida del hormigón con el eje de la viga; “ $f_{ywd}$ ” el valor de cálculo de la tensión del límite elástico de la armadura de cortante; “ $f_{ck}$ ” la resistencia característica del hormigón a compresión; “ $f_{cd}$ ” la resistencia de cálculo del hormigón a compresión; “ $v_1$ ” el coeficiente de reducción de la resistencia del hormigón fisurado por esfuerzo cortante; “ $z$ ” el brazo binario de las fuerzas interiores; “ $b_w$ ” el ancho de la sección transversal al nivel del centro de gravedad; “ $\alpha_{cw}$ ” el coeficiente que tiene en cuenta el estado de tensión en las alas comprimidas; “ $\sigma_{cp}$ ” la tensión de compresión del hormigón al nivel del centro de gravedad debido a las acciones axiales; “ $N_{Ed}$ ” el esfuerzo normal en la sección debido a las secciones aplicadas y “ $A_c$ ” el área de la sección de hormigón.

Los resultados obtenidos de este estudio analítico para la resistencia al corte de las vigas tipo A, se plasman en la tabla 4.17.

Tabla 4.17 - Resistencia al corte CSTCB tipo A

VIGAS	Ls [m]	$V_{Rd,max}$ [kN]	$V_{Rd,S}$ [kN]
AI_SI_L1	1,64		
AI_SI_L2	2,952	1047,57	51,54
AI_SI_L3	4,264		
AII_SI_L1	1,64		
AII_SI_L2	2,952	1012,74	99,65
AII_SI_L3	4,264		

Para mayor detalle de los resultados de las tablas anteriores, se pueden observar dichos cálculos en el Anexo IV

#### 4.3.3.2. CORTANTE CON BASE DE HORMIGÓN CSTCB (TIPO B)

En estas vigas existen dos posibles fallos de la estructura por esfuerzo cortante.

El 1º Mecanismo de fallo es el de la teoría de Mörsch, que se determina de manera similar a lo expuesto para las vigas de tipo A, en el apartado 4.3.3.1. de este trabajo.

El 2º Mecanismo de fallo es por la junta de hormigonado de la base con el resto del hormigón de la viga. Según la formulación aportada por el EC2 [4], referente a la tensión en las juntas de hormigonado de diferentes fechas deberá, cumplir los requisitos de resistencia al corte anteriores y además satisfacer la siguiente expresión:

$$v_{Edi} \leq v_{Rdi} \quad (43)$$

Siendo “ $v_{Edi}$ ” el valor de cálculo de la tensión tangencial en la junta y “ $v_{Rdi}$ ” el valor de cálculo de la tensión tangencial resistente en la junta.

$$v_{Edi} = \beta \cdot V_{Ed} / (z \cdot b_i) \quad (44)$$

En que “ $\beta$ ” representa la relación entre el esfuerzo longitudinal de la sección de hormigón nuevo y el esfuerzo longitudinal total en la zona de

compresión o en la zona de tracción, ambos calculados en la sección considerada; “ $V_{Ed}$ ” representa el valor de cálculo del esfuerzo cortante actuante, “ $z$ ” el brazo binario de la sección compuesta y “ $b_j$ ” la anchura de la junta.

El valor de cálculo de la tensión tangencial resistente de la junta entre dos hormigones distintos y hormigonados en diferentes fechas, es obtenido por la siguiente ecuación del EC2 [4], afectada por el ángulo de las barras diagonales de su sección transversal:

$$V_{Rdi} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \operatorname{sen} \alpha + \cos \alpha) \cdot \operatorname{sen} \beta \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad (45)$$

En que: “ $c$ ” y “ $\mu$ ” son coeficientes que dependen de la rugosidad de la junta. Considerando una superficie lisa sin tratamiento después de la vibración, se puede adoptar un valor de  $c = 0,20$  y  $\mu = 0,6$ ; “ $f_{ctd}$ ” representa el valor de cálculo de la tensión de rotura a tracción y “ $\sigma_n$ ” representa el valor de la tensión debida al esfuerzo normal exterior mínimo en la junta, que puede actuar simultáneamente con el esfuerzo cortante, positivo si da compresión en la fórmula (44), y negativo si da tracción.

$$\sigma_n < 0,6 \cdot f_{cd} \quad (46)$$

Cuando  $\sigma_n$  es de tracción, “ $c \cdot f_{ctd}$ ” deberá ser considerado igual a 0. “ $\rho$ ” representa la relación “ $A_s/A_j$ ”, “ $A_s$ ” el área de la armadura que atraviesa la junta incluyendo el área de la armadura de cortante, con anclaje adecuado en ambos lados de la junta, “ $A_j$ ” representa la área de la junta, “ $f_{yd}$ ” el valor de cálculo del límite elástico del acero a tracción de las armaduras para hormigón armado y “ $\alpha$ ” el ángulo de la armadura de esfuerzo cortante con respecto a la superficie de la junta, deberá ser limitado de modo que satisfaga que:  $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$  como se puede observar en la figura 4.6.

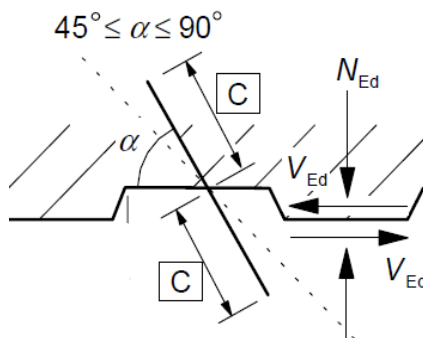


Figura 4.6 - Angulo armadura respecto la junta

Siendo “ $v$ ” el coeficiente de reducción de resistencia del hormigón fisurado por esfuerzo cortante y “ $f_{cd}$ ” el valor de cálculo de la tensión de rotura del hormigón a compresión, determinado por la siguiente ecuación:

$$f_{cd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_c \quad (47)$$

En que “ $\alpha_{ct}$ ” representa el coeficiente parcial de seguridad relativa al hormigón y “ $\gamma_c$ ” el coeficiente que tiene en cuenta los efectos a largo plazo en la resistencia a tracción y los efectos desfavorables resultantes del modo en que la carga es aplicada.

Tabla 4.18 - Resistencia al corte de CSTCB tipo B

VIGAS	Ls [m]	$V_{Rd,máx}$ [kN]	$V_{Ed,i}$ [kN]	$V_{Rd,i,min}$ [kN]	$V_{Rd,S}$ [kN]
BI_SI_L1	1,64				
BI_SI_L2	2,952	1000,52	1464,41	2469,08	49,56
BI_SI_L3	4,264				
BII_SI_L1	1,64				
BII_SI_L2	2,952	974,87	2853,76	3948,25	96,57
BII_SI_L3	4,264				

Para mayor detalle de los resultados de las tablas anteriores, se pueden observar dichos cálculos en el Anexo IV

## 5. ESTUDIO NUMÉRICO

### 5.1. INTRODUCCIÓN

Se realizaron diversos estudios numéricos de las CSTCB en estudio mediando el software informático Ansys [6]. La estabilidad elástica de cada CSTCB se verificó utilizando una carga unitaria (análisis de la estabilidad elástica), mientras que una solución incremental iterativa fue considerada para determinar la resistencia a flexión (geometría no lineal y el análisis de materiales). Se consideraron los primeros modos de inestabilidad para definir la imperfección inicial de cada viga.

### 5.2. MODELO NUMÉRICO

#### 5.2.1. MODELO GEOMÉTRICO Y MATEMÁTICO

El modelo numérico tridimensional se crea a partir de un modelo de geometría de volúmenes y posterior creación de los elementos finitos tridimensionales SOLID65 [20] para los elementos de hormigón (base como relleno), que nos permite introducir el criterio de daño, provocando la fisuración a tracción “cracking” y agotamiento a compresión del hormigón “crushing” (en nuestro trabajo no se ha tenido en cuenta el efecto del criterio de daño, por diversos problemas en la convergencias de las simulaciones).

El elemento finito SOLID185 [21] se utilizó para el modelado 3-D los elementos de acero, (armaduras de acero y la placa base de acero).

El comportamiento de los materiales utilizados en los modelos de las vigas en fase SI y SII, se exponen a continuación en las figuras 5.1, 5.2 y 5.3 (diagramas de tensión-deformación de los materiales) y en los siguientes cuadros.

Tabla 5.1 - Comportamiento materiales acero (Ansys)

Material	$E_s$ [GPa]	$f_{yk}$ [MPa]	$f_{uk}$ [MPa]	$\epsilon_{uk}$	$\nu$
S400A	210	400	401	0,3	0,3
S235	210	235	236	0,3	0,3

Tabla 5.2 - Comportamiento materiales hormigón (Ansys)

Material	$E_s$ [GPa]	$f_{ck}$ [MPa]	$f_{uk}$ [MPa]	$\epsilon_{uk}$	$\nu$
C30/37	33	30	30,1	0,035	0,2
C25/30	31	25	25,1	0,035	0,2

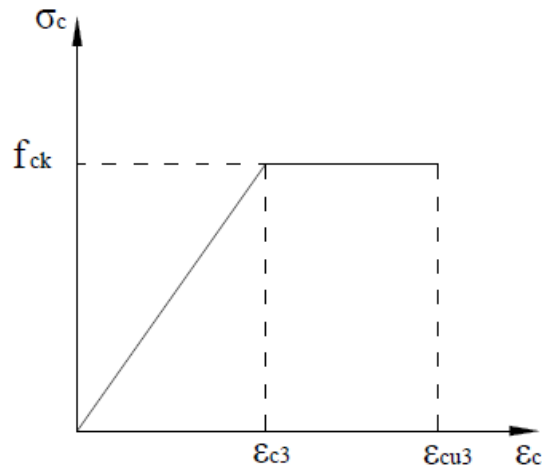


Figura 5.1 - Diagrama tensión-deformación hormigón (compresión)

Cabe destacar que el comportamiento de los materiales de hormigón a tracción es el mismo que el de compresión en los modelos que se presentan a continuación.

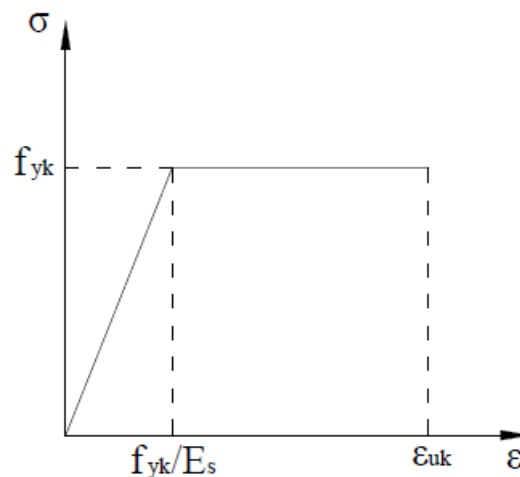


Figura 5.2 - Diagrama tensión-deformación acero (compresión)

Las figuras siguientes 5.4 y 5.5, representan los elementos finitos SOLID65 y SOLID185, con identificación de las caras y nudos anteriormente descritos.

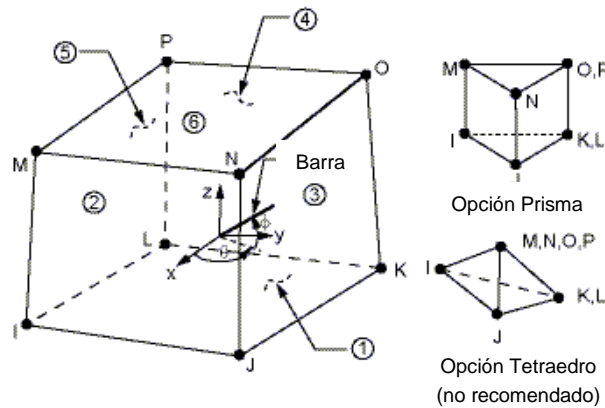


Figura 5.3 - Elemento finito Solid65

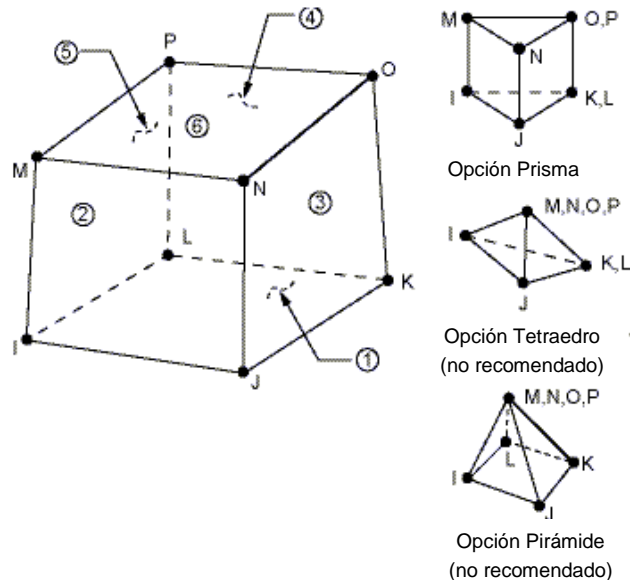


Figura 5.4 - Elemento finito Solid185

Se definieron elementos finitos hexaédricos y tetraédricos (debido a la complejidad de la geometría), utilizando tres grados de libertad en cada nudo. Los cordones superior e inferior de las barras de la armadura se modelaron con una sección transversal cuadrada equivalente. Se utilizó una malla no regular diferente, dependiendo de las características geométricas de la sección transversal, así como de la longitud de la viga.

En las tablas siguientes se presenta el número de elementos y nudos en cada modelo de viga CSTCB en fase SI y en fase SII.

Tabla 5.3 - Número elementos fase SI

VIGAS	Elementos Solid185	Elementos Solid65	Elementos totales	Nudos
AI_SI_L1	30334	-	30334	8779
AI_SI_L2	74025	-	74025	22923
AI_SI_L3	104325	-	104325	32345
BI_SI_L1	39388	121153	160541	35010
BI_SI_L2	50452	375703	426155	89205
BI_SI_L3	67939	527122	595061	124296
AII_SI_L1	61435	-	61435	18066
AII_SI_L2	102817	-	102817	30337
AII_SI_L3	145223	-	145223	42887
BII_SI_L1	58892	117970	176862	39064
BII_SI_L2	72349	288318	360667	75698
BII_SI_L3	99587	339231	438818	93858

Tabla 5.4 - Número elementos fase SII

VIGAS	Elementos Solid185	Elementos Solid65	Elementos totales	Nudos
AI_SII_L1	36408	134087	170495	33519
AI_SII_L2	61812	223071	284883	55402
AI_SII_L3	87187	309535	396722	76855
BI_SII_L1	24352	231423	255775	49207
BI_SII_L2	42318	380655	422973	80686
BI_SII_L3	56939	413208	470147	90026
AII_SII_L1	85858	256345	342203	62509
AII_SII_L2	109387	323299	432686	79588
AII_SII_L3	198366	598563	796929	143961
BII_SII_L1	60247	269356	329603	62337
BII_SII_L2	99606	445864	545470	102128
BII_SII_L3	140189	623524	763713	142369

En cuanto a las propiedades de los materiales, se utilizó un diagrama de tensión-extensión simplificado bilineal de acuerdo con el propuesto en el EC2 [4].

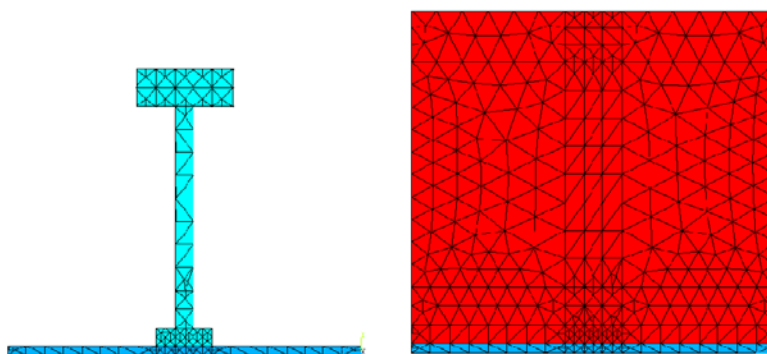


Figura 5.5 - Modelo sección transversal CSTCB tipo AI

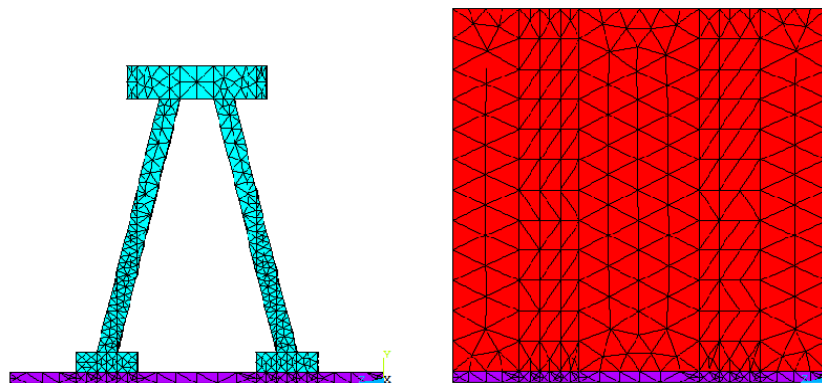


Figura 5.6 - Modelo sección transversal CSTCB tipo AII

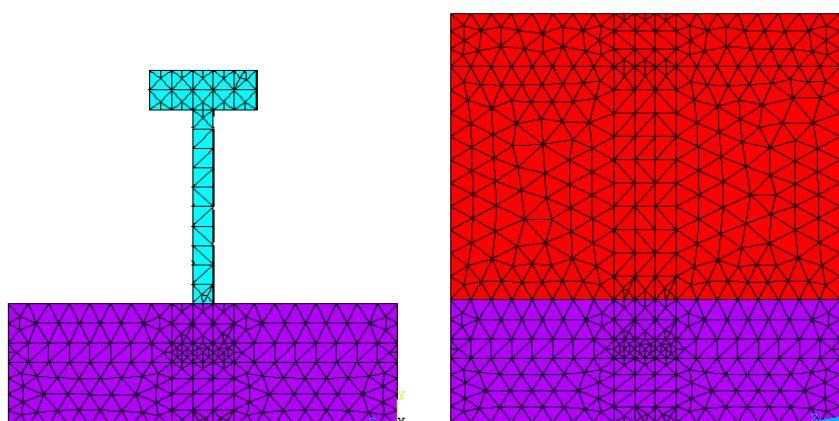


Figura 5.7 - Modelo sección transversal CSTCB tipo BI

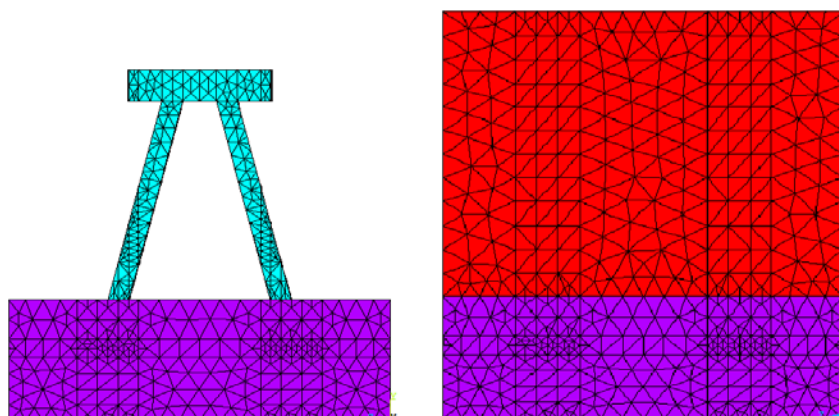


Figura 5.8 - Modelo sección transversal CSTCB tipo BII

## 5.2.2. CONDICIONES DE CONTORNO

La carga se distribuye a lo largo de la sección transversal en la mitad del vano de la viga, como se representa en las figuras 5.7 y 5.8. Los desplazamientos laterales y verticales fueron restringidos en los apoyos, mientras que el desplazamiento axial fue restringido a medio vano de la viga.

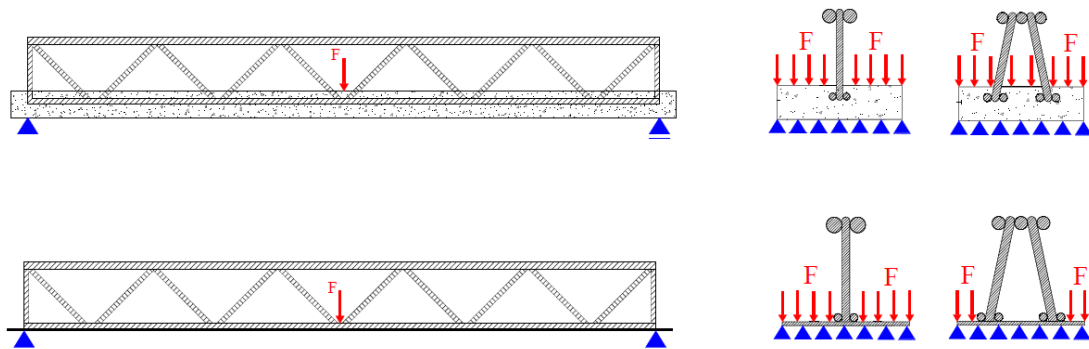


Figura 5.9 - Condición de carga fase SI

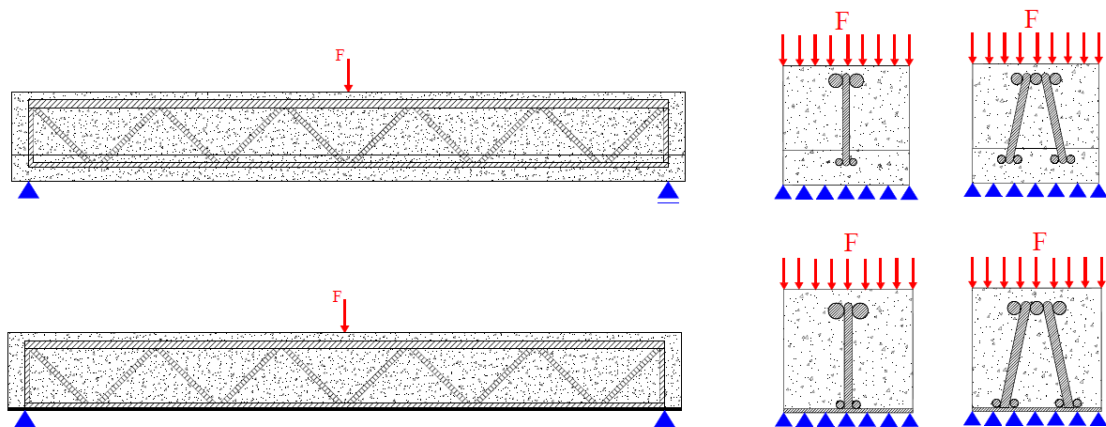


Figura 5.10 - Condición carga fase SII

## 5.3. ANÁLISIS ESTABILIDAD LINEAL ELÁSTICA

### 5.3.1. MODOS INESTABILIDAD

El análisis de estabilidad de las vigas y de sus elementos es importante, ya que puede ser un condicionante en su dimensionamiento para vigas

sometidas a flexión sin restricciones laterales. Los factores condicionantes son las características geométricas y mecánicas de la sección transversal, la longitud del elemento o viga, condiciones de carga y el momento crítico de la viga en estudio. Se realizó un análisis de la estabilidad elástica lineal con una carga unitaria para cada CSTCB, en fase SI, buscando el modo de inestabilidad más crítico y el momento crítico en cuestión. Para ello el programa ha determinado los vectores y valores propios de la ecuación siguiente:

$$[K] \cdot \{\varphi_i\} = \lambda_i \cdot [M] \cdot \{\varphi_i\} \quad (48)$$

En que: “[K]” representa la matriz de rigidez del elemento; “[M]” la matriz de rigidez geométrica del elemento; “{ $\varphi_i$ }” el vector propio y “ $\lambda_i$ ” el valor propio.

Diferentes modos de tipo de inestabilidades se observaron, como pandeo lateral (LTB) de la viga, pandeo de los cordones superiores de las barras de la armadura en el plano horizontal (HUB) y pandeo de los cordones superiores de las barras de la armadura en el plano vertical (VUB). La tabla siguiente representa los primeros modos de inestabilidad de las vigas CSTCB.

Tabla 5.5 - Modos inestabilidad CSTCB fase SI

CSTCB	Modo inestabilidad
AI_SI_L1	LTB
AI_SI_L2	LTB
AI_SI_L3	LTB
AII_SI_L1	VUB
AII_SI_L2	VUB
AII_SI_L3	LTB
BI_SI_L1	HUB
BI_SI_L2	HUB
BI_SI_L3	HUB
BII_SI_L1	VUB
BII_SI_L2	VUB
BII_SI_L3	VUB

Los primeros modos de inestabilidad de cada CSTCB, en fase SI de longitud L1, están representados en la figura 5.11. Los restantes modos de inestabilidad están representados en el Anexo V, al final del estudio.

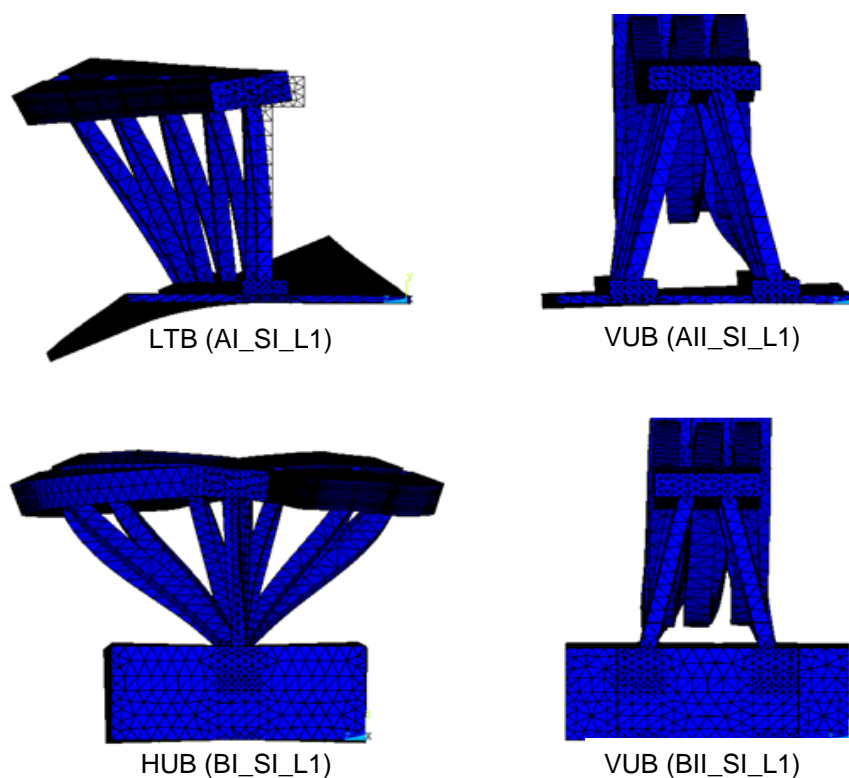


Figura 5.11 - Modos de inestabilidad CSTCB L1, fase SI

### 5.3.2. MOMENTO CRÍTICO

El momento crítico fue determinado a través de los resultados obtenidos en el análisis de estabilidad elástico lineal. A partir del primer modo de inestabilidad anteriormente determinado, se permite obtener el momento crítico. Para ello se aplica una carga unitaria en cada uno de los nudos, de la sección (como se representa en la figura 5.10) y se realiza un análisis estático de estabilidad. Obteniéndose el valor propio que será multiplicado por el número de nudos en los que se aplicó la carga unitaria, para determinar la fuerza crítica.

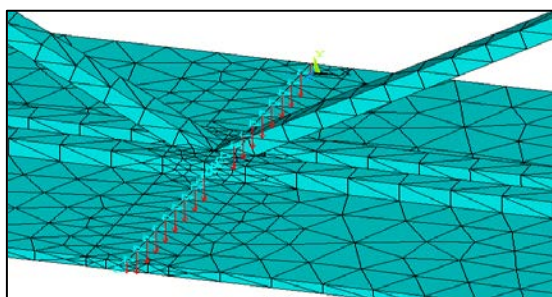


Figura 5.12 - Modelo con carga unitaria, fase SI

El momento crítico se obtiene, a partir de la carga crítica considerando la estructura simplemente apoyada con una carga puntual a medio vano, ver figura siguiente.

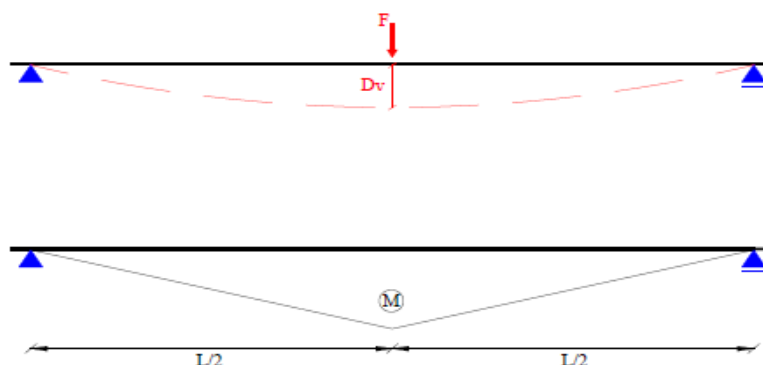


Figura 5.13 - Diagrama momentos flectores

La tabla siguiente representa los valores de la carga crítica y momento crítico para cada una de las CSTCB en estudio.

Tabla 5.6 - Momento crítico CSTCB fase SI

CSTCB	Carga crítica $F_{CR}$ [N]	Momento crítico $M_{CR}$ [N.m]
AI_SI_L1	651744	267215
AI_SI_L2	210582	155410
AI_SI_L3	146322	155979
AII_SI_L1	872670	357795
AII_SI_L2	444260	327864
AII_SI_L3	276350	294589
BI_SI_L1	653940	268115
BI_SI_L2	289036	213309
BI_SI_L3	191325	203952
BII_SI_L1	846960	347254
BII_SI_L2	497120	366875
BII_SI_L3	319904	341018

### 5.3.3. IMPERFECCIÓN GEOMÉTRICA

La fórmula de imperfección global lateral que se utilizó para adaptar el modelo de las vigas CSTCB en fase SI, en el estudio numérico, es la ecuación (47) genérica. Siendo la amplitud calculada en función de la curva de pandeo propuesta por el EC3 [1].

$$\frac{e_0}{L} \cdot \text{sen}\left(\pi \cdot \frac{x}{L}\right) \quad (49)$$

Tabla 5.7 – Valores de amplitud EC3 [1]

Curva de pandeo	Análisis elástico $e_0/L$	Análisis plástico $e_0/L$
$a_0$	1/350	1/300
a	1/300	1/250
b	1/250	1/200
c	1/200	1/150
d	1/150	1/100

Según la cláusula (3) 5.3.4. del EC3 [1], para imperfecciones de los elementos, en los que se tiene en cuenta el pandeo lateral de un elemento flexionado, podrá adoptarse una imperfección de amplitud igual a la amplitud de la imperfección inicial equivalente asociada al eje de menor inercia afectado por un coeficiente “ $k$ ” = 0,5. Obteniéndose para las secciones clasificadas como clase 1, una curva de pandeo tipo a, y para un análisis elástico el siguiente valor de amplitud:

$$\frac{e_0}{L} \cdot k = \frac{1}{600} \quad (50)$$

Dependiendo del modo de inestabilidad, se obtiene una longitud de pandeo diferente y una curva senoidal equivalente, pudiendo la dirección de la imperfección geométrica de la viga cambiar. Se propone simular la imperfección geométrica de forma simplificada con las siguientes ecuaciones:

- Para LTB:

$$z = \frac{L}{600} \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot x}{L}\right) \quad (51)$$

- Para HUB:

$$z = \frac{L}{600} \cdot \sin\left(\frac{2\pi \cdot x}{L}\right) \quad (52)$$

- Para VUB:

$$y = \frac{L}{600} \cdot \sin\left(\frac{2\pi \cdot x}{L}\right) \quad (53)$$

La longitud de pandeo considerada en cada caso ha sido: para el modo de deformación LTB ( $L = L_s$ ); Para el modo de deformación HUB: ( $L = 0,7 \cdot L_s / 2$ ) y para el modo de deformación VUB: ( $L = 2 \cdot \delta / 2$ ).

Se determina el factor de imperfección aplicada a las vigas en estudio, para actualizar el modelo numérico en el software Ansys [6], utilizando la herramienta de actualización de geometría.

Tabla 5.8.- Factor imperfección CSTCB fase SI

CSTCB	Modo inestabilidad	Factor imperfección	Umáx [mm]	Dirección
AI_SI_L1	LTB	7,8998	0,346	Z
AI_SI_L2	LTB	4,2977	1,153	Z
AI_SI_L3	LTB	4,8181	1,475	Z
AII_SI_L1	VUB	3,5043	0,156	Y
AII_SI_L2	VUB	3,7443	0,146	Y
AII_SI_L3	LTB	6,2013	1,146	Z
BI_SI_L1	HUB	3,8114	0,251	Z
BI_SI_L2	HUB	6,3778	0,270	Z
BI_SI_L3	HUB	7,7246	0,322	Z
BII_SI_L1	VUB	3,1238	0,175	Y
BII_SI_L2	VUB	3,8771	0,141	Y
BII_SI_L3	VUB	3,9903	0,137	Y

## 5.4. ANÁLISIS NO LINEAL GEOMÉTRICO Y MATERIAL

### 5.4.1. INTRODUCCIÓN

La solución no lineal, incremental e iterativa se simuló con dos solucionadores diferentes: Newton-Raphson y método de la Longitud del Arco. Newton-Raphson utilizando un criterio basado en el desplazamiento, con valores de tolerancia igual a 0,08, mientras que el método de la longitud de arco utiliza un criterio basado en la fuerza, con un valor de tolerancia igual a 0,001. De esta manera se puede justificar los resultados de las simulaciones obtenidos, si realmente las soluciones son próximas de un método a otro. Lo que nos permite tener un cierto rigor en los resultados, sobre todo en la fase SII.

### 5.4.2. MÉTODO NEWTON-RAPHSON

La solución no lineal, incremental e iterativa simulada con el método de Newton-Raphson, permite determinar la carga máxima que soporta una viga hasta el momento en el cual es posible mantener el equilibrio de la estructura. Este comportamiento ha sido verificado con un gráfico de desplazamiento versus carga.

Se aplicó el dominio no lineal de los diferentes materiales, de manera que no se modifique el módulo de elasticidad de los materiales, utilizado en el análisis elástico. Para poder realizar esta tarea, se han modificado ligeramente los límites de extensión de los materiales, para que no se den problemas de simulación. Se aplicaron dos tipos de cargas a los nudos definidos con anterioridad, para los nudos de borde se aplica la mitad de la carga para evitar una excesiva deformación en las simulaciones en los elementos que afecten a esos nudos. Esta solución fue adoptada para permitir al simulador no parar antes de tiempo y poder llegar a la solución deseada.

Tabla 5.9 - Tabla de carga método Newton-Raphson

CP		CP mitad	
Pseudo tiempo	Fuerza	Pseudo tiempo	Fuerza
0	-1	0	-1
800000	-800000	800000	-400000

Se utilizó como opción de análisis, “Large displacement static”, unos valores de incremento de carga expuestos en la tabla 5.8, así como un criterio de convergencia basado en el desplazamiento, con valores de tolerancia igual a 0,08.

Tabla 5.10 - Valor de cargas simulación Newton-Raphson

Carga [N]	
Carga final	800000
Incremento carga	1000
Incremento mínimo	20
Incremento máximo	1000

La solución se obtiene cuando plastifica la sección, y se detiene la simulación. Salvo para las CSTCB en fase SII, en las que el valor de carga

resistente se determinó a partir del criterio de  $L/20$  y  $L/30$  para la flecha máxima a medio vano y por el punto de plastificación de todos los materiales de una misma sección, ya que en las simulaciones realizadas en esta fase la simulación no paraba hasta el fin de la aplicación de la carga total.

Otra característica de las simulaciones de la fase SII, fue la aplicación de dos filas de cargas, para evitar la máxima deformación de los elementos en los que se aplica directamente la carga, permitiendo a la simulación llegar a los valores deseados.

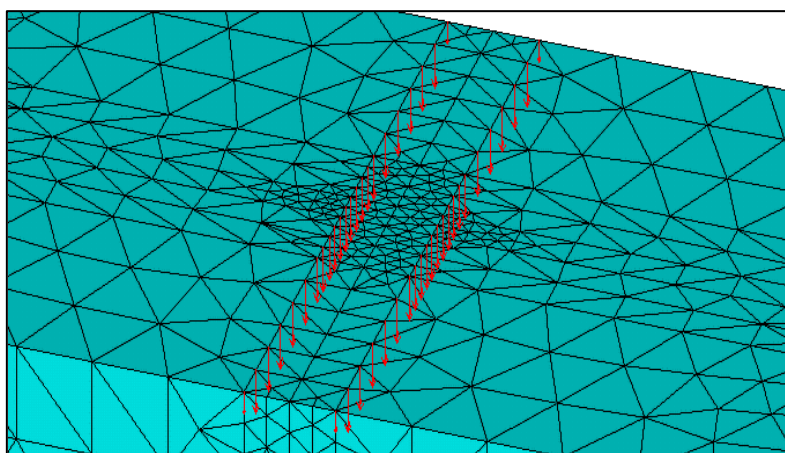


Figura 5.14 - Doble filas de carga

Tabla 5.11 - Carga máxima resistente fase SI

CSTCB	Nº Cargas	Carga [kN]	Carga total [kN]
AI_SI_L1	17	4,1754	70,98
AI_SI_L2	17	3,6379	61,84
AI_SI_L3	17	2,9706	50,50
AII_SI_L1	9	14,032	126,29
AII_SI_L2	9	8,9806	80,83
AII_SI_L3	9	6,1654	55,10
BI_SI_L1	22	3,9717	87,38
BI_SI_L2	22	3,0829	67,82
BI_SI_L3	21	2,5582	53,72
BII_SI_L1	15	9,4288	141,43
BII_SI_L2	15	5,9482	89,22
BII_SI_L3	15	4,0081	60,12

Tabla 5.12 - Esfuerzos resistentes ultimo fase SI

CSTCB	Ls [m]	Carga total [kN]	M <sub>Rd</sub> [kN.m]	V <sub>Rd</sub> [kN]
AI_SI_L1	1,64	70,98	29,10	35,49
AI_SI_L2	2,952	61,84	45,64	30,92
AI_SI_L3	4,264	50,50	53,83	25,25
AII_SI_L1	1,64	126,29	51,78	63,14
AII_SI_L2	2,952	80,83	59,65	40,41
AII_SI_L3	4,264	55,10	58,74	27,55
BI_SI_L1	1,64	87,38	35,82	43,69
BI_SI_L2	2,952	67,82	50,05	33,91
BI_SI_L3	4,264	53,72	57,27	26,86
BII_SI_L1	1,64	141,43	57,99	70,72
BII_SI_L2	2,952	89,22	65,85	44,61
BII_SI_L3	4,264	60,12	64,09	30,06

El valor de carga de plastificación expresada en las tablas siguientes, pertenece a un valor en que ya se ha alcanzado el valor de formación de rótula plástica. Debido a las características de las simulaciones, se ha adoptado un criterio en que la sección tiene unas deformaciones superiores al límite elástico. El criterio de control ha sido realizado por nivel de deformaciones.

Tabla 5.13 - Carga máxima resistente fase SII (Punto plastificación)

CSTCB	Nº Cargas	Carga [kN]	Carga total [kN]
AI_SII_L1	44	6,7000	294,80
AI_SII_L2	44	3,4725	152,79
AI_SII_L3	44	2,4725	108,79
AII_SII_L1	52	6,0000	312,00
AII_SII_L2	52	3,3500	174,20
AII_SII_L3	52	2,2450	116,74
BI_SII_L1	52	5,4725	284,57
BI_SII_L2	44	3,4725	152,79
BI_SII_L3	44	2,0429	89,89
BII_SII_L1	26	11,7723	306,08
BII_SII_L2	52	3,3500	174,20
BII_SII_L3	52	2,2450	116,74

Tabla 5.14 - Esfuerzos resistentes ultimo fase SII (Punto plastificación)

CSTCB	Ls [m]	Carga total [kN]	M <sub>Rd</sub> [kN.m]	V <sub>Rd</sub> [kN]
AI_SII_L1	1,64	294,80	120,87	147,40
AI_SII_L2	2,952	152,79	112,76	76,40
AI_SII_L3	4,264	108,79	115,97	54,40
AII_SII_L1	1,64	312,00	127,92	156,00
AII_SII_L2	2,952	174,20	128,56	87,10
AII_SII_L3	4,264	116,74	124,44	58,37
BI_SII_L1	1,64	284,57	116,67	142,29
BI_SII_L2	2,952	152,79	112,76	76,40
BI_SII_L3	4,264	89,89	95,82	44,94
BII_SII_L1	1,64	306,08	125,49	153,04
BII_SII_L2	2,952	174,20	128,56	87,10
BII_SII_L3	4,264	116,74	124,44	58,37

Tabla 5.15 - Esfuerzo resistentes criterio flecha fase SII

CSTCB	Carga L/20 [kN]	Carga L/30 [kN]	M <sub>Rd</sub> L/20 [kN.m]	M <sub>Rd</sub> L/30 [kN.m]	V <sub>Rd</sub> L/20 [kN]	V <sub>Rd</sub> L/30 [kN]
AI_SII_L1	308,82	303,78	126,62	124,55	154,41	151,89
AI_SII_L2	163,73	160,78	120,83	118,66	81,87	80,39
AI_SII_L3	110,50	108,70	117,79	115,87	55,25	54,35
AII_SII_L1	335,08	329,37	137,38	135,04	167,54	164,69
AII_SII_L2	175,7	170,53	129,67	125,85	87,85	85,27
AII_SII_L3	119,33	117,4	127,21	125,15	59,67	58,7
BI_SII_L1	No disp.	No disp.	No disp.	No disp.	No disp.	No disp.
BI_SII_L2	157,47	155,98	116,21	115,11	78,74	77,99
BI_SII_L3	92,96	91,70	99,10	97,75	46,48	45,85
BII_SII_L1	328,59	323,61	134,72	132,68	164,3	161,81
BII_SII_L2	175,46	169,96	129,49	125,43	87,73	84,98
BII_SII_L3	118,67	116,77	126,5	124,48	59,34	58,39

### 5.4.3. MÉTODO LONGITUD DEL ARCO

La solución no lineal, incremental e iterativa simulada con el método de la Longitud del Arco, permite determinar la carga máxima que soporta una viga hasta la plastificación de la sección, a través de un gráfico de desplazamiento vs carga, en el que se observa claramente este hecho, ya que se trata de la primera tangente vertical a la curva del gráfico. En el caso que no se pudiera determinar una tangente vertical en ningún punto de la curva del gráfico, es decir para el análisis en fase SII de las CSTCB en estudio, el valor de carga resistente máximo se determinó a partir del criterio de L/20 y L/30 para la flecha máxima a medio vano, y por el punto de plastificación de todos los materiales de una misma sección.

Se aplicó el dominio no lineal de los diferentes materiales, de manera que no se modifique el módulo de elasticidad de los materiales, utilizado en el análisis elástico. Para poder realizar esta tarea, se han modificado ligeramente los límites de extensión de los materiales, para que no se den problemas de simulación. Se aplicaron dos tipos de cargas a los nudos definidos con anterioridad, para los nudos de borde se aplica la mitad de la carga para evitar una excesiva deformación en las simulaciones en los elementos que afecten a esos nudos. Esta solución fue adoptada para permitir al simulador no parar antes de tiempo y poder llegar a la solución deseada.

Tabla 5.16 - Valor cargas simulación Longitud del Arco

Carga [N]	
Incremento carga	Depende
Multiplicador mínimo	0,01
Multiplicador máximo	1,0

Con el método de la Longitud del Arco, se utilizó un criterio de convergencia basado en la fuerza, con un valor de tolerancia igual a 0,001.

Tabla 5.17 - Carga máxima resistente fase SI

CSTCB	Nº Cargas	Carga [kN]	Carga total [kN]
AI_SI_L1	17	4,3045	73,18
AI_SI_L2	17	3,6452	61,97
AI_SI_L3	17	3,1346	53,29
AII_SI_L1	9	14,0358	126,32
AII_SI_L2	9	8,9791	80,81
AII_SI_L3	9	6,1383	55,24
BI_SI_L1	22	3,9970	87,93
BI_SI_L2	22	3,0915	68,01
BI_SI_L3	22	2,4341	53,55
BII_SI_L1	26	5,4880	142,69
BII_SI_L2	26	3,4046	88,52
BII_SI_L3	26	2,3104	60,07

Tabla 5.18 - Esfuerzos resistentes ultimo fase SI

CSTCB	Ls [m]	Carga total [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
AI_SI_L1	1,64	73,18	30,00	36,59
AI_SI_L2	2,952	61,97	45,73	30,98
AI_SI_L3	4,264	53,29	56,81	26,64
AII_SI_L1	1,64	126,32	51,79	63,16
AII_SI_L2	2,952	80,81	59,64	40,41
AII_SI_L3	4,264	55,24	58,89	27,62
BI_SI_L1	1,64	87,93	36,05	43,97
BI_SI_L2	2,952	68,01	50,19	34,01
BI_SI_L3	4,264	53,55	57,09	26,78
BII_SI_L1	1,64	142,69	58,50	71,34
BII_SI_L2	2,952	88,52	65,33	44,26
BII_SI_L3	4,264	60,07	64,04	30,04

El valor de carga de plastificación expresada en las tablas siguientes, pertenece a un valor en que ya se ha alcanzado el valor de formación de rótula plástica. Debido a las características de las simulaciones, se ha adoptado un criterio en que la sección más crítica tiene unas deformaciones superiores al límite elástico. El criterio de control ha sido realizado por nivel de deformaciones.

Tabla 5.19 - Carga máxima resistente fase SII (Punto plastificación)

CSTCB	Nº Cargas	Carga [kN]	Carga total [kN]
AI_SII_L1	44	6,5752	289,31
AI_SII_L2	44	3,5502	156,21
AI_SII_L3	44	2,3918	105,24
AII_SII_L1	52	6,0885	316,60
AII_SII_L2	52	3,2723	170,16
AII_SII_L3	52	2,1931	114,04
BI_SII_L1	52	5,4402	282,89
BI_SII_L2	44	3,4700	152,68
BI_SII_L3	44	2,0257	89,13
BII_SII_L1	52	5,9406	308,91
BII_SII_L2	52	3,2260	167,75
BII_SII_L3	52	2,2020	114,51

Tabla 5.20 - Esfuerzos resistentes ultimo fase SII (Punto plastificación)

CSTCB	Ls [m]	Carga total [kN]	M <sub>Rd</sub> [kN.m]	V <sub>Rd</sub> [kN]
AI_SII_L1	1,64	289,31	118,62	144,65
AI_SII_L2	2,952	156,21	115,28	78,10
AI_SII_L3	4,264	105,24	112,18	52,62
AII_SII_L1	1,64	316,60	129,80	158,30
AII_SII_L2	2,952	170,16	125,58	85,08
AII_SII_L3	4,264	114,04	121,56	57,02
BI_SII_L1	1,64	282,89	115,99	141,45
BI_SII_L2	2,952	152,68	112,68	76,34
BI_SII_L3	4,264	89,13	95,01	44,56
BII_SII_L1	1,64	308,91	126,65	154,46
BII_SII_L2	2,952	167,75	123,80	83,88
BII_SII_L3	4,264	114,51	122,07	57,26

Tabla 5.21 - Esfuerzos resistentes criterio flecha fase SII

CSTCB	Carga L/20 [kN]	Carga L/30 [kN]	M <sub>Rd</sub> L/20 [kN.m]	M <sub>Rd</sub> L/30 [kN.m]	V <sub>Rd</sub> L/20 [kN]	V <sub>Rd</sub> L/30 [kN]
AI_SII_L1	309,44	304,61	126,87	124,89	154,72	152,31
AI_SII_L2	164,16	161,52	121,15	119,2	82,08	80,76
AI_SII_L3	110,63	108,92	117,93	116,11	55,32	54,46
AII_SII_L1	335,34	329,45	137,49	135,07	167,67	164,73
AII_SII_L2	176,09	173,38	129,95	127,95	88,05	86,69
AII_SII_L3	119,48	117,64	127,37	125,4	59,74	58,82
BI_SII_L1	292,77	291,39	120,04	119,47	146,39	145,7
BI_SII_L2	157,69	156,27	116,38	115,33	78,85	78,14
BI_SII_L3	93,06	91,81	99,2	97,87	46,53	45,91
BII_SII_L1	329,99	325,32	135,3	133,38	165	162,66
BII_SII_L2	176,09	173,36	129,95	127,94	88,05	86,68
BII_SII_L3	118,8	116,96	126,64	124,68	59,4	58,48

## 6. COMPARACIÓN DEL ESTUDIO ANALÍTICO vs NUMÉRICO

### 6.1. INTRODUCCIÓN

Se comparan los resultados obtenidos en el estudio analítico de las vigas CSTCB analizadas con los resultados del estudio numérico.

En el capítulo 4 se han presentado los métodos analíticos para la determinación de la carga resistente, según Quaranta [14] (Analítico Q) tabla 4.3 y según un análisis simplificado de la celosía (Analítico C) tabla 4.9. Mientras que en el capítulo 5 se exponen los valores de carga resistentes de las simulaciones numéricas.

Con el fin de poder concluir, a continuación, el modo de rotura de las vigas e intentar formular unas nuevas expresiones más acordes con un dimensionamiento económico y eficiente, según los Eurocódigos [1-5].

### 6.2. FASE SI

#### 6.2.1. COMPARACIÓN VIGA AI\_SI\_L1

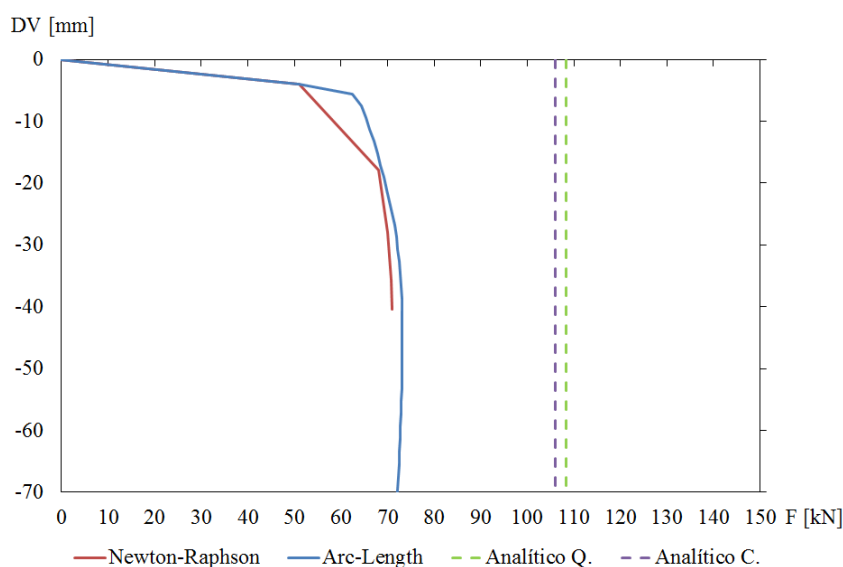


Figura 6.1 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AI\_SI\_L1

El valor obtenido de fuerza resistente en la simulación para el método de Newton-Raphson es de 70,98 [kN], mientras que para el método de la Longitud

del Arco es de 73,18 [kN]. Siendo muy inferiores a los resultados obtenidos por los métodos de estudios analíticos del Capítulo 4.

El valor de fuerza resistente mediante la formulación propuesta por Quaranta [14] es de 108,39 [kN], similar a la calculada por la resistencia de la celosía por pandeo local de los elementos, que es de 106,02 [kN].

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.1 - Resultados de esfuerzos viga AI\_SI\_L1

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	70,98	29,10	35,49
Arc-Length	73,18	30,00	36,59
Analítico Q.	108,39	44,44	54,20
Analítico C.	106,02	43,47	53,01

### 6.2.2. COMPARACIÓN VIGA AI\_SI\_L2

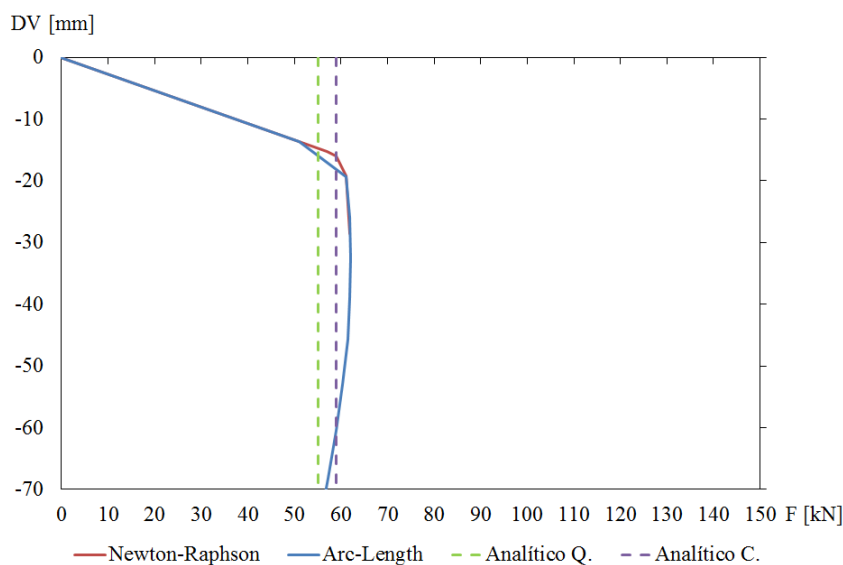


Figura 6.2 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AI\_SI\_L2

El valor obtenido de fuerza resistente en la simulación para el método de Newton-Raphson es de 61,84 [kN], mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 61,97 [kN]. Siendo ligeramente superiores a los resultados obtenidos por los métodos de estudios analíticos del Capítulo 4.

El valor de fuerza resistente mediante la formulación propuesta por Quaranta [14] es de 55,01 [kN], similar a la calculada por la resistencia de la celosía por pandeo local de los elementos, que es de 58,90 [kN].

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.2 - Resultados de esfuerzos viga AI\_SI\_L2

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	61,84	45,64	30,92
Arc-Length	61,97	45,73	30,98
Analítico Q.	55,01	40,60	27,51
Analítico C.	58,90	43,47	29,45

### 6.2.3. COMPARACIÓN VIGA AI\_SI\_L3

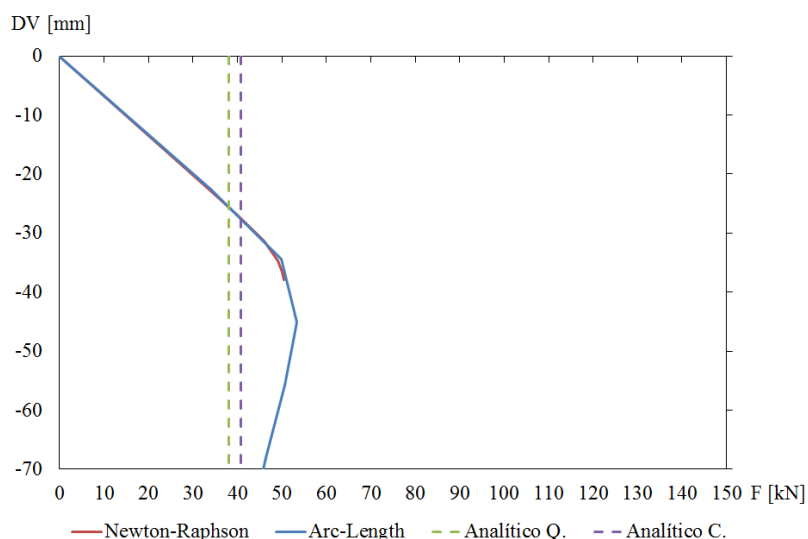


Figura 6.3 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AI\_SI\_L3

El valor obtenido de fuerza resistente en la simulación para el método de Newton-Raphson es de 53,83 [kN], mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 53,29 [kN]. Siendo superiores a los resultados obtenidos por los métodos de estudios analíticos del Capítulo 4.

El valor de fuerza resistente mediante la formulación propuesta por Quaranta [14] es de 38,11 [kN], similar a la calculada por la resistencia de la celosía por pandeo local de los elementos, que es de 40,78 [kN].

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.3 - Resultados de esfuerzos viga AI\_SI\_L3

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	53,83	57,38	26,92
Arc-Length	53,29	56,81	26,65
Analítico Q.	38,11	40,63	19,06
Analítico C.	40,78	43,47	20,39

#### 6.2.4. COMPARACIÓN VIGA AII\_SI\_L1

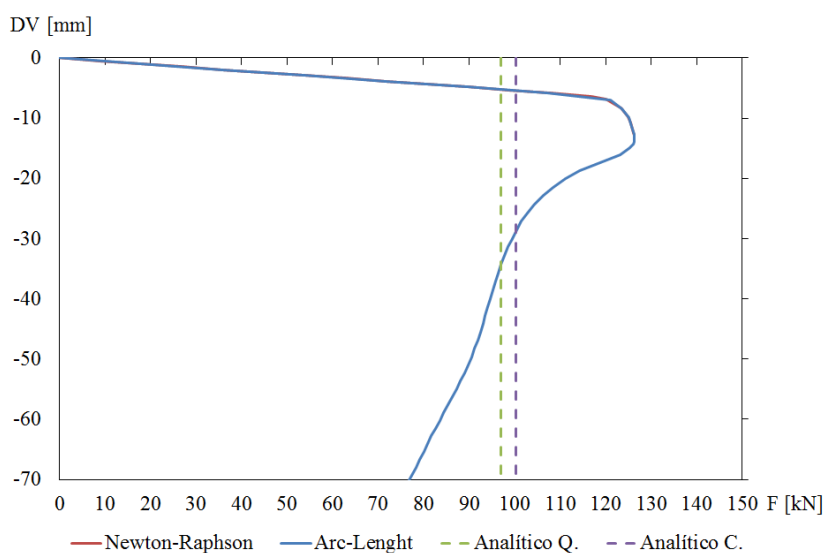


Figura 6.4 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AII\_SI\_L1

El valor obtenido de fuerza resistente en la simulación para el método de Newton-Raphson es de 126,29 [kN], mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 126,32 [kN]. Siendo superiores a los resultados obtenidos por los métodos de estudios analíticos del Capítulo 4.

El valor de fuerza resistente mediante la formulación propuesta por Quaranta [14] es de 97,02 [kN], similar a la calculada por la resistencia de la celosía por pandeo local de los elementos, que es de 100,27 [kN].

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.4 - Resultados de esfuerzos viga AII\_SI\_L1

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	126,29	51,78	63,15
Arc-Lengh	126,32	51,79	63,16
Analítico Q.	97,02	39,78	48,51
Analítico C.	100,27	41,11	50,14

### 6.2.5. COMPARACIÓN VIGA AII\_SI\_L2

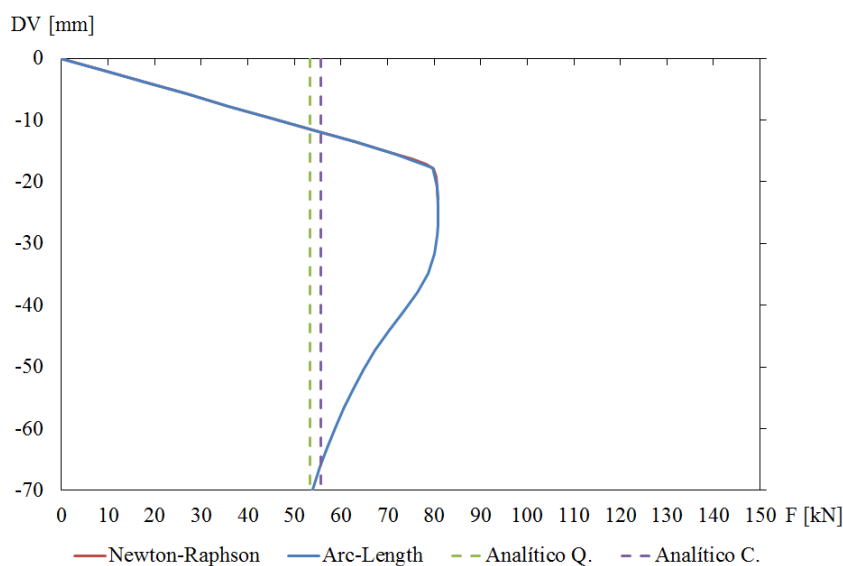


Figura 6.5 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AII\_SI\_L2

El valor obtenido de fuerza resistente en la simulación para el método de Newton-Raphson es de 80,83 [kN], mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 80,81 [kN]. Siendo superiores a los resultados obtenidos por los métodos de estudios analíticos del Capítulo 4.

El valor de fuerza resistente mediante la formulación propuesta por Quaranta [14] es de 53,43 [kN], similar a la calculada por la resistencia de la celosía por pandeo local de los elementos, que es de 55,70 [kN].

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.5 - Resultados de esfuerzos viga AII\_SI\_L2

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	80,83	59,65	40,42
Arc-Length	80,81	59,64	40,41
Analítico Q.	53,43	39,43	26,72
Analítico C.	55,70	41,11	27,85

### 6.2.6. COMPARACIÓN VIGA AII\_SI\_L3

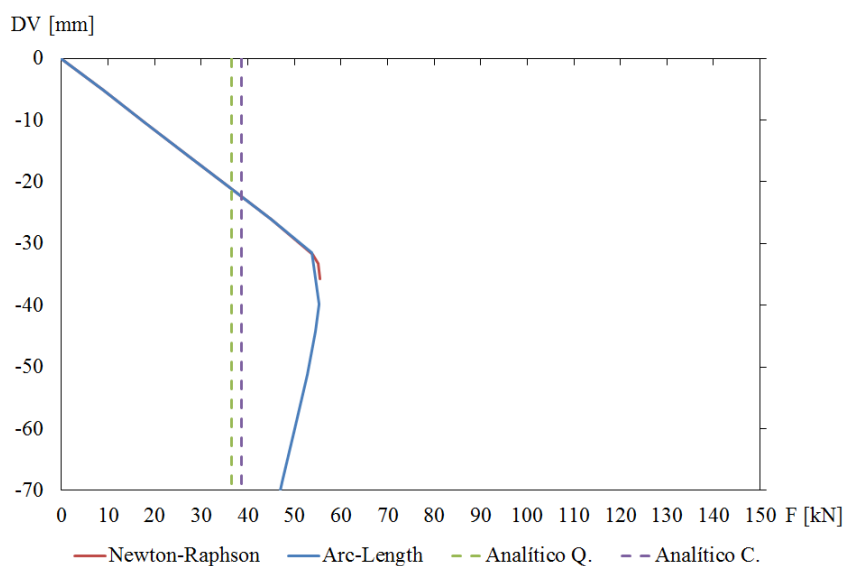


Figura 6.6 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AII\_SI\_L3

El valor obtenido de fuerza resistente en la simulación para el método de Newton-Raphson es de 55,10 [kN], mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 55,24 [kN]. Siendo superiores a los resultados obtenidos por los métodos de estudios analíticos del Capítulo 4.

El valor de fuerza resistente mediante la formulación propuesta por Quaranta [14] es de 36,58 [kN], similar a la calculada por la resistencia de la celosía por pandeo local de los elementos, que es de 38,56 [kN].

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.6 - Resultados de esfuerzos viga AII\_SI\_L3

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	55,10	58,74	27,55
Arc-Length	55,24	58,89	27,62
Analítico Q.	36,58	38,99	18,29
Analítico C.	38,56	41,11	19,28

### 6.2.7. COMPARACIÓN VIGA BI\_SI\_L1

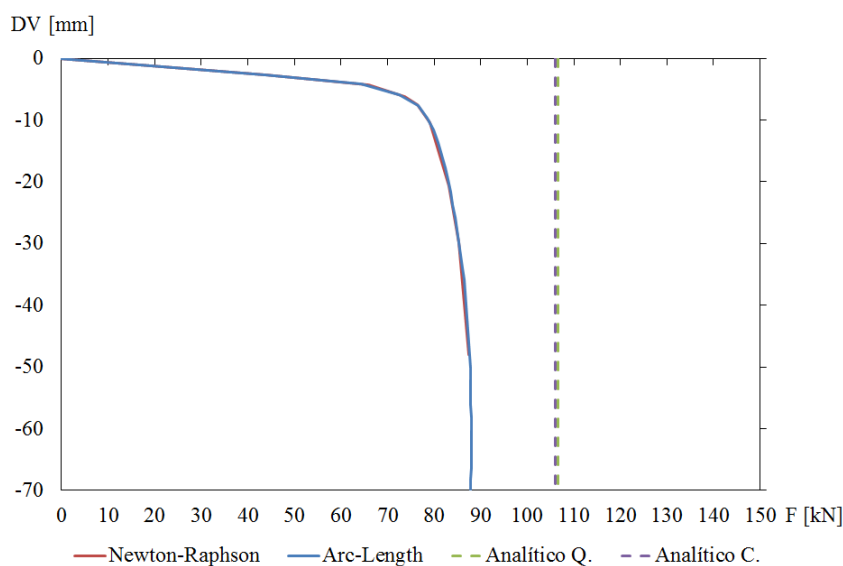


Figura 6.7 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BI\_SI\_L1

El valor obtenido de fuerza resistente en la simulación para el método de Newton-Raphson es de 87,38 [kN], mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 87,93 [kN]. Siendo muy inferiores a los resultados obtenidos por los métodos de estudios analíticos del Capítulo 4.

El valor de fuerza resistente mediante la formulación propuesta por Quaranta [14] es de 106,61 [kN], similar a la calculada por la resistencia de la celosía por pandeo local de los elementos, que es de 106,02 [kN].

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.7 - Resultados de esfuerzos viga BI\_SI\_L1

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	87,38	35,83	43,69
Arc-Length	87,93	36,05	43,97
Análítico Q.	106,61	43,71	53,31
Análítico C.	106,02	43,47	53,01

### 6.2.8. COMPARACIÓN VIGA BI\_SI\_L2

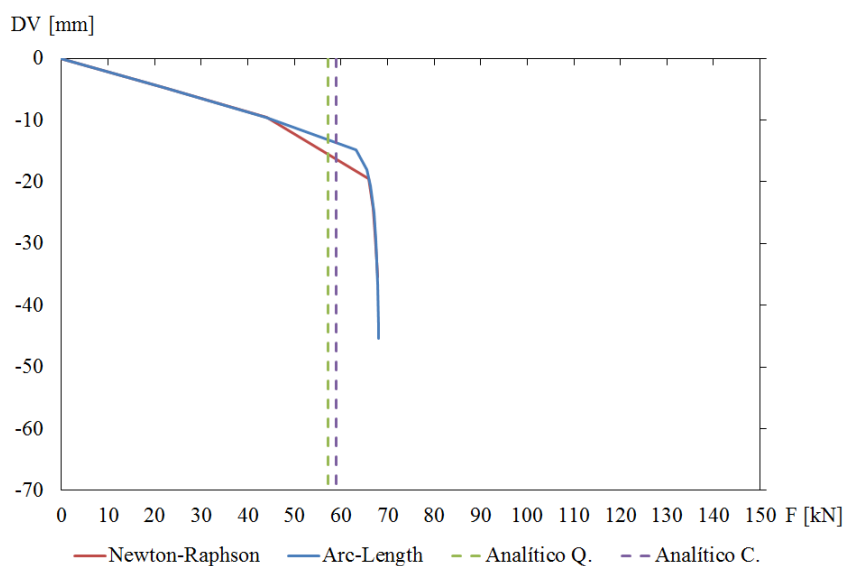


Figura 6.8 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BI\_SI\_L2

El valor obtenido de fuerza resistente en la simulación para el método de Newton-Raphson es de 67,82 [kN], mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 68,01 [kN]. Siendo ligeramente superiores a los resultados obtenidos por los métodos de estudios analíticos del Capítulo 4.

El valor de fuerza resistente mediante la formulación propuesta por Quaranta [14] es de 57,32 [kN], similar a la calculada por la resistencia de la celosía por pandeo local de los elementos, que es de 58,90 [kN].

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.8 - Resultados de esfuerzos viga BI\_SI\_L2

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	67,82	50,05	33,91
Arc-Length	68,01	50,19	34,01
Analítico Q.	57,32	42,30	28,66
Analítico C.	58,90	43,47	29,45

### 6.2.9. COMPARACIÓN VIGA BI\_SI\_L3

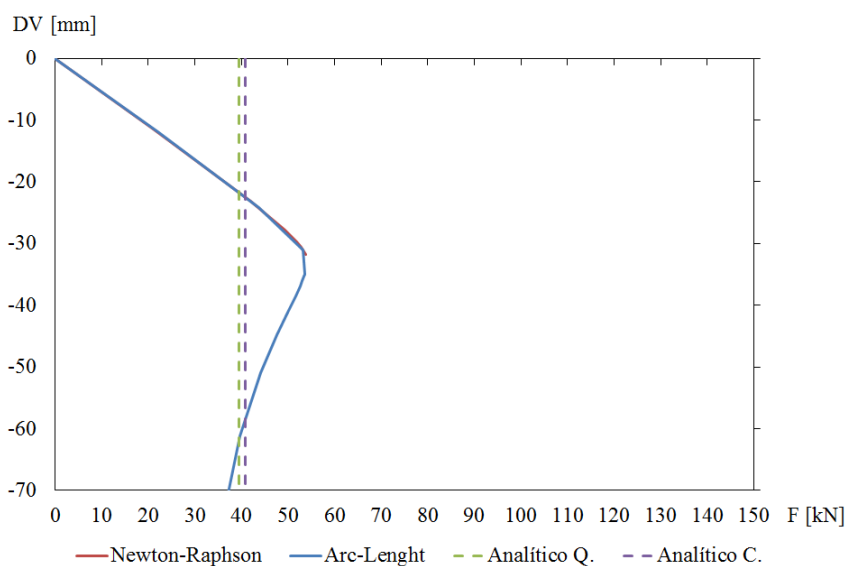


Figura 6.9 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BI\_SI\_L3

El valor obtenido de fuerza resistente en la simulación para el método de Newton-Raphson es de 53,72 [kN], mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 53,55 [kN]. Siendo superiores a los resultados obtenidos por los métodos de estudios analíticos del Capítulo 4.

El valor de fuerza resistente mediante la formulación propuesta por Quaranta [14] es de 39,40 [kN], similar a la calculada por la resistencia de la celosía por pandeo local de los elementos, que es de 40,78 [kN].

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.9 - Resultados de esfuerzos viga BI\_SI\_L3

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	53,72	57,27	26,86
Arc-Length	53,55	57,08	26,78
Analítico Q.	39,40	42,00	19,70
Analítico C.	40,78	43,47	20,39

### 6.2.10. COMPARACIÓN VIGA BII\_SI\_L1

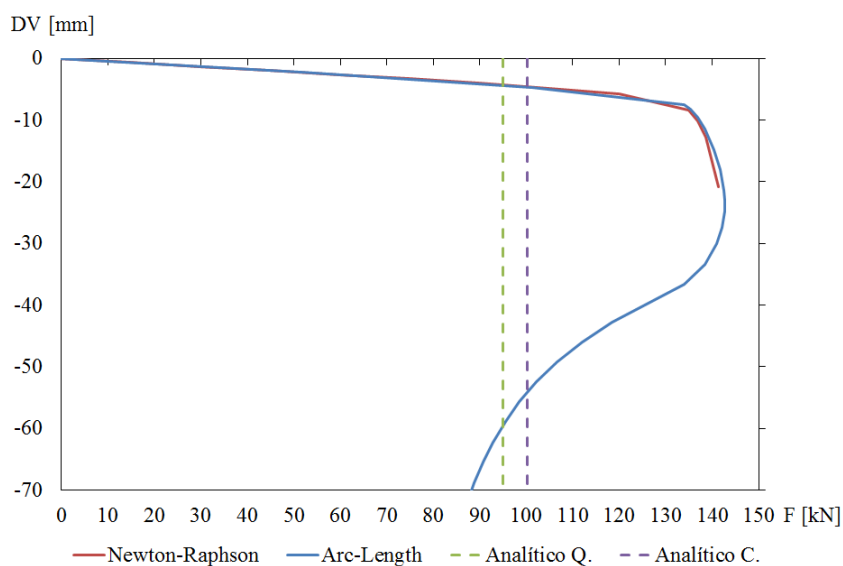


Figura 6.10 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BII\_SI\_L1

El valor obtenido de fuerza resistente en la simulación para el método de Newton-Raphson es de 141,43 [kN], mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 142,69 [kN]. Siendo superiores a los resultados obtenidos por los métodos de estudios analíticos del Capítulo 4.

El valor de fuerza resistente mediante la formulación propuesta por Quaranta [14] es de 95,07 [kN], similar a la calculada por la resistencia de la celosía por pandeo local de los elementos, que es de 100,27 [kN].

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.10 - Resultados de esfuerzos viga BII\_SI\_L1

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	141,43	57,99	70,72
Arc-Length	142,69	58,50	71,35
Analítico Q.	95,07	38,98	47,54
Analítico C.	100,27	41,11	50,14

### 6.2.11. COMPARACIÓN VIGA BII\_SI\_L2

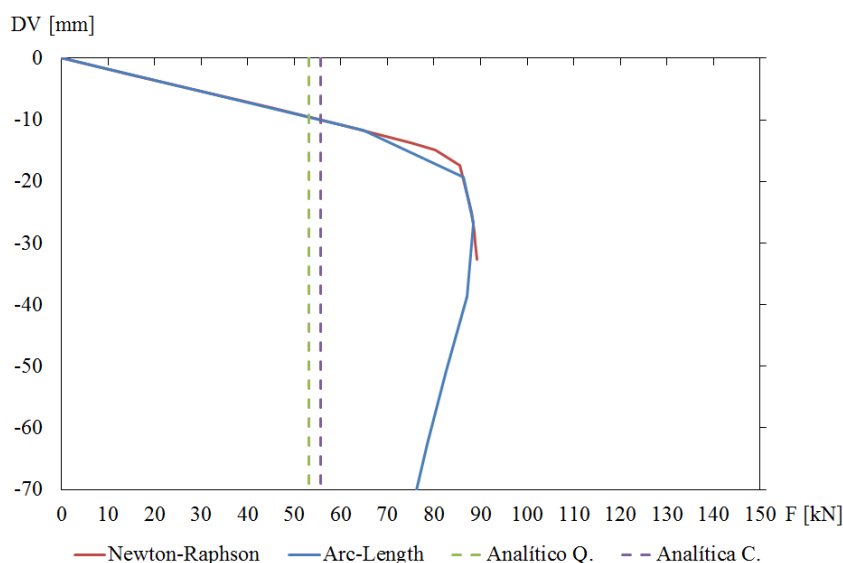


Figura 6.11 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BII\_SI\_L2

El valor obtenido de fuerza resistente en la simulación para el método de Newton-Raphson es de 89,22 [kN], mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 88,52 [kN]. Siendo muy superiores a los resultados obtenidos por los métodos de estudios analíticos del Capítulo 4.

El valor de fuerza resistente mediante la formulación propuesta por Quaranta [14] es de 53,10 [kN], similar a la calculada por la resistencia de la celosía por pandeo local de los elementos, que es de 55,70 [kN].

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.11 - Resultados de esfuerzos viga BII\_SI\_L2

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	89,22	65,84	44,61
Arc-Length	88,52	65,33	44,26
Analítico Q.	53,10	39,19	26,55
Analítico C.	55,70	41,11	27,85

### 6.2.12. COMPARACIÓN VIGA BII\_SI\_L3

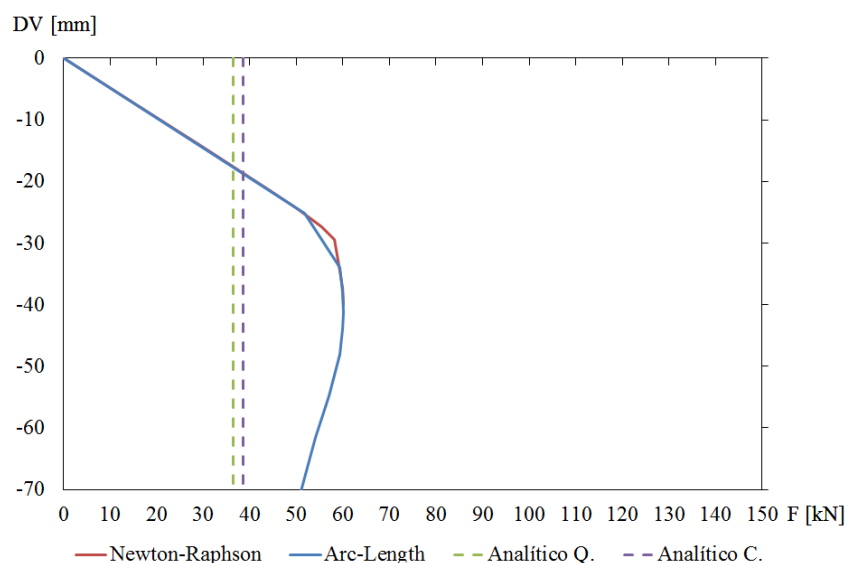


Figura 6.12 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BII\_SI\_L3

El valor obtenido de fuerza resistente en la simulación para el método de Newton-Raphson es de 60,12 [kN], mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 60,07 [kN]. Siendo muy superiores a los resultados obtenidos por los métodos de estudios analíticos del Capítulo 4.

El valor de fuerza resistente mediante la formulación propuesta por Quaranta [14] es de 36,50 [kN], similar a la calculada por la resistencia de la celosía por pandeo local de los elementos, que es de 38,56 [kN].

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.12 - Resultados de esfuerzos viga BII\_SI\_L3

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	60,12	64,09	30,06
Arc-Length	60,07	64,03	30,04
Analítico Q.	36,50	38,91	18,25
Analítico C.	38,56	41,10	19,28

### 6.3. FASE SII

#### 6.3.1. COMPARACIÓN VIGA AI\_SII\_L1

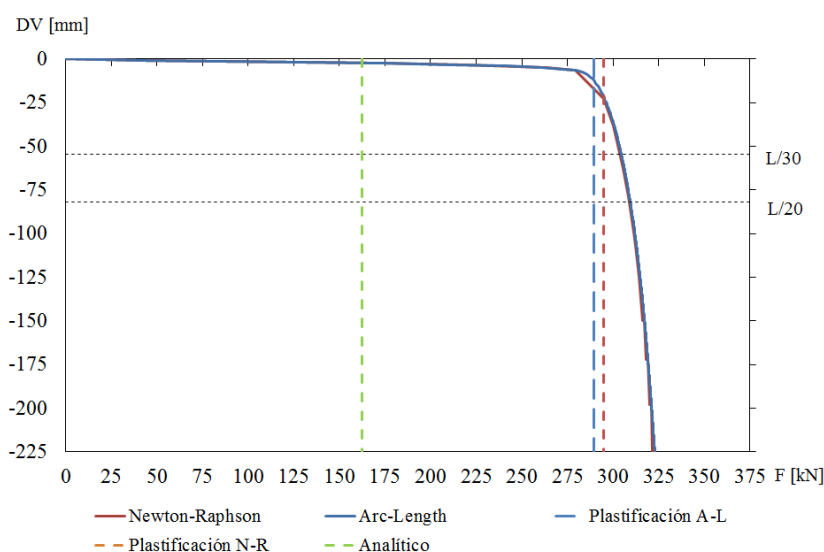


Figura 6.13 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AI\_SII\_L1

Los valores de las fuerzas resistentes obtenidos en las simulaciones para el método de Newton-Raphson es de 294,80 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 308,82 [kN] para el criterio de L/20, de 303,78 [kN] para el criterio de L/30, mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 289,31 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 309,44 [kN] para el criterio de L/20, de 304,61 [kN] para el criterio de L/30. El valor de fuerza resistente mediante la formulación expuesta en el Capítulo 4 es de 162,19 [kN]. Se observa que el resultado analítico es superior a los obtenidos por las simulaciones para el punto de plastificación de una sección de la viga. Pero bastante inferiores a los resultados de los criterios de L/20 y L/30.

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.13 - Resultados de esfuerzos viga AI\_SII\_L1

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	294,80	120,87	147,40
N-R L/20	308,82	126,62	154,41
N-R L/30	303,78	124,55	151,89
Arc-Length	289,31	118,62	144,65
A-L L/20	309,44	126,87	154,72
A-L L/30	304,61	124,89	152,31
Analítico	162,19	66,50	51,54

### 6.3.2. COMPARACIÓN VIGA AI\_SII\_L2

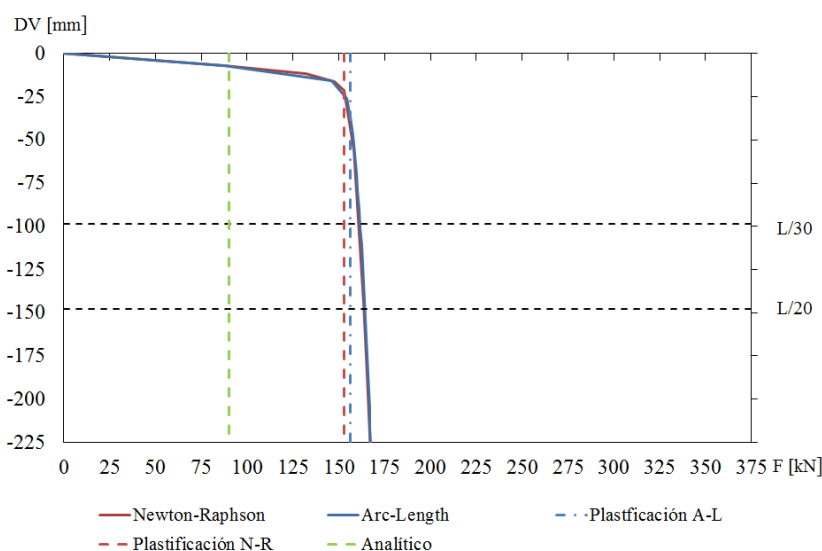


Figura 6.14 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AI\_SII\_L2

Los valores de las fuerzas resistentes obtenidos en las simulaciones para el método de Newton-Raphson es de 152,79 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 163,73 [kN] para el criterio de L/20, de 160,78 [kN] para el criterio de L/30, mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 156,21 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 164,16 [kN] para el criterio de L/20, de 161,52 [kN] para el criterio de L/30. El valor de fuerza resistente mediante la formulación expuesta en el Capítulo 4 es de 90,10 [kN]. Se observa que el resultado analítico es inferior a

los obtenidos por las simulaciones para el punto de plastificación de una sección de la viga, y a los resultados de los criterios de L/20 y L/30.

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.14 - Resultados de esfuerzos viga AI\_SII\_L2

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	152,79	112,76	76,40
N-R L/20	163,73	120,83	81,87
N-R L/30	160,78	118,66	80,39
Arc-Length	156,21	115,28	78,10
A-L L/20	164,16	121,15	82,08
A-L L/30	161,52	119,20	80,76
Analítico	90,10	66,50	51,54

### 6.3.3. COMPARACIÓN VIGA AI\_SII\_L3

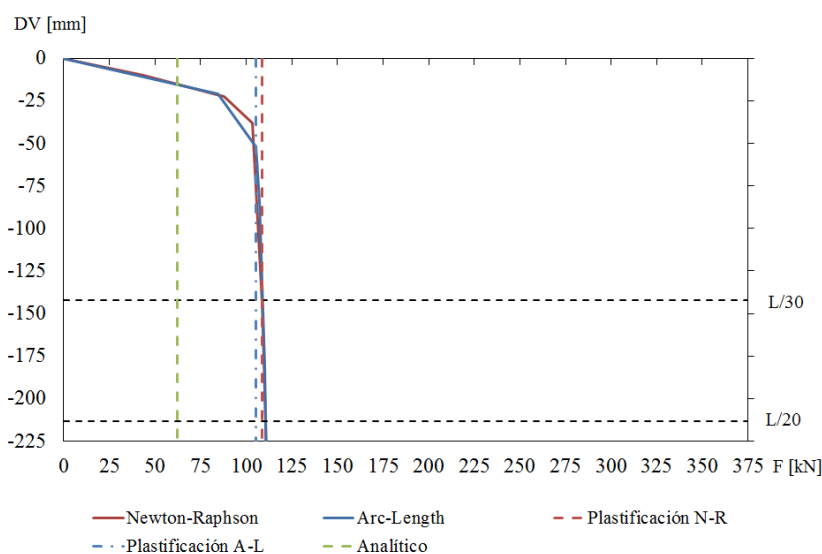


Figura 6.15 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AI\_SII\_L3

Los valores de las fuerzas resistentes obtenidos en las simulaciones para el método de Newton-Raphson es de 108,79 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 110,50 [kN] para el criterio de L/20, de 108,70 [kN] para el criterio de L/30, mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 105,24 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 110,63 [kN] para el criterio de L/20, de 108,92 [kN] para el criterio de L/30. El valor de fuerza resistente mediante la formulación expuesta en el

Capítulo 4 es de 62,38 [kN]. Se observa que el resultado analítico es inferior a los obtenidos por las simulaciones para el punto de plastificación de una sección de la viga, y a los resultados de los criterios de L/20 y L/30.

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.15 - Resultados de esfuerzos viga AI\_SII\_L3

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	108,79	115,97	54,40
N-R L/20	110,50	117,79	55,25
N-R L/30	108,70	115,87	54,35
Arc-Length	105,24	112,18	52,62
A-L L/20	110,63	117,93	55,32
A-L L/30	108,92	116,11	54,46
Analítico	62,38	66,50	51,54

#### 6.3.4. COMPARACIÓN VIGA AII\_SII\_L1

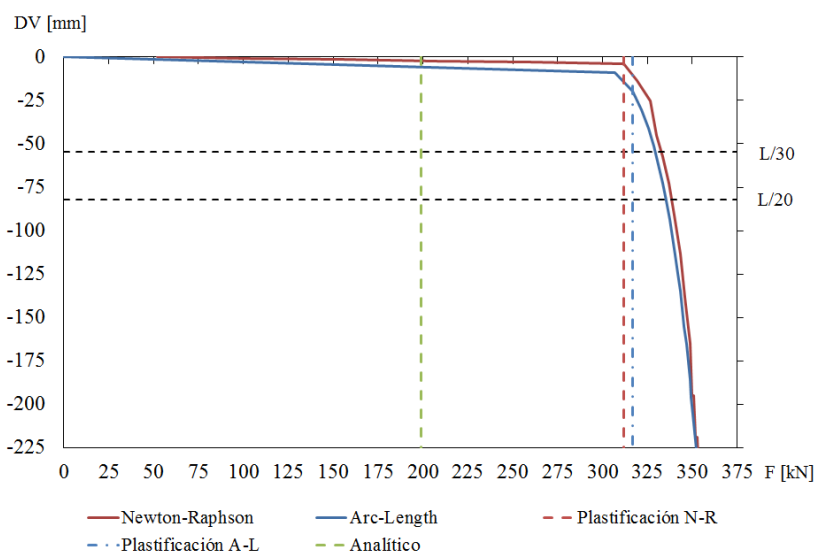


Figura 6.16 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AII\_SII\_L1

Los valores de las fuerzas resistentes obtenidos en las simulaciones para el método de Newton-Raphson es de 312,00 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 335,08 [kN] para el criterio de L/20, de 329,37 [kN] para el criterio de L/30, mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 316,60 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 335,34 [kN] para el criterio de L/20, de 329,45 [kN] para el criterio de

L/30. El valor de fuerza resistente mediante la formulación expuesta en el Capítulo 4 es de 198,73 [kN]. Se observa que el resultado analítico es inferior a los obtenidos por las simulaciones para el punto de plastificación de una sección de la viga, y a los resultados de los criterios de L/20 y L/30.

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.16 - Resultados de esfuerzos viga AII\_SII\_L1

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	312,00	127,92	156,00
N-R L/20	335,08	137,38	167,54
N-R L/30	329,37	135,04	164,69
Arc-Length	316,60	129,80	158,30
A-L L/20	335,34	137,49	167,67
A-L L/30	329,45	135,07	164,73
Analítico	198,73	81,48	99,65

### 6.3.5. COMPARACIÓN VIGA AII\_SII\_L2

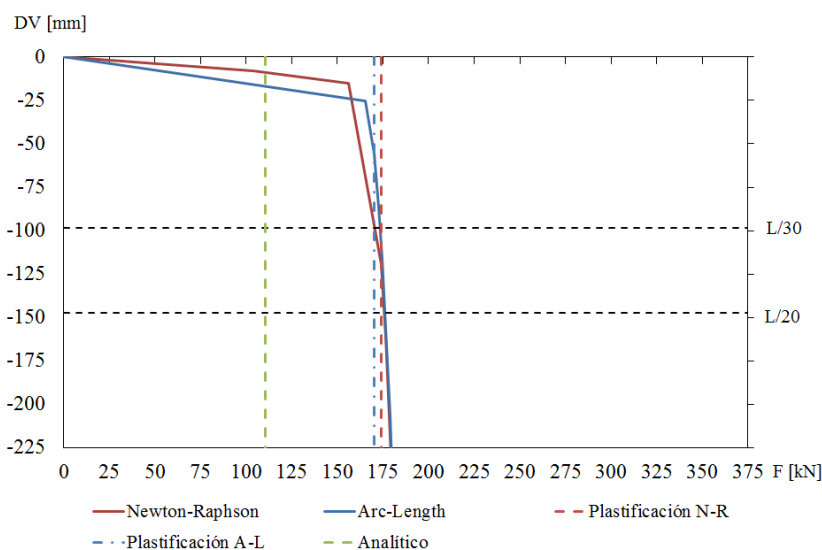


Figura 6.17 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AII\_SII\_L2

Los valores de las fuerzas resistentes obtenidos en las simulaciones para el método de Newton-Raphson es de 174,20 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 175,70 [kN] para el criterio de L/20, de 170,53 [kN] para el criterio de L/30, mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 170,16 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de

la viga, de 176,09 [kN] para el criterio de L/20, de 173,38 [kN] para el criterio de L/30. El valor de fuerza resistente del mediante la formulación expuesta en el Capítulo 4 es de 110,41 [kN]. Se observa que el resultado analítico es inferior a los obtenidos por las simulaciones para el punto de plastificación de una sección de la viga, y a los resultados de los criterios de L/20 y L/30.

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.17 - Resultados de esfuerzos viga AII\_SII\_L2

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	174,20	128,56	87,10
N-R L/20	175,70	129,67	87,85
N-R L/30	170,53	125,85	85,27
Arc-Length	170,16	125,58	85,08
A-L L/20	176,09	129,95	88,05
A-L L/30	173,38	127,95	86,69
Analítico	110,41	81,48	99,65

### 6.3.6. COMPARACIÓN VIGA AII\_SII\_L3

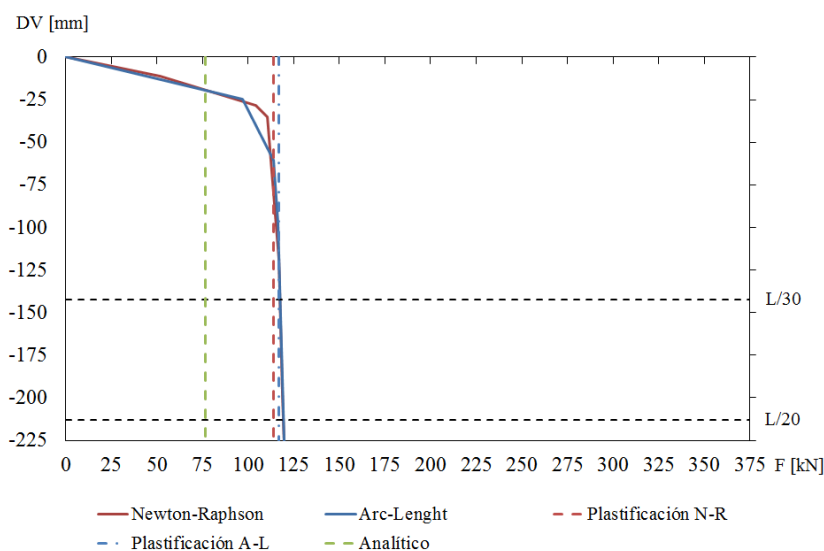


Figura 6.18 - Gráfico resultados fuerza resistente viga AII\_SII\_L3

Los valores de las fuerzas resistentes obtenidos en las simulaciones para el método de Newton-Raphson es de 114,04 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 119,33 [kN] para el criterio de L/20, de 117,40 [kN] para el criterio de L/30, mientras que para el método de la Longitud

del Arco es de 116,74 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 119,48 [kN] para el criterio de L/20, de 117,64 [kN] para el criterio de L/30. El valor de fuerza resistente mediante la formulación expuesta en el Capítulo 4 es de 76,44 [kN]. Se observa que el resultado analítico es inferior a los obtenidos por las simulaciones para el punto de plastificación de una sección de la viga, y a los resultados de los criterios de L/20 y L/30.

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.18 - Resultados de esfuerzos viga AII\_SII\_L3

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	116,74	124,44	58,37
N-R L/20	119,33	127,21	59,67
N-R L/30	117,40	125,15	58,70
Arc-Length	114,04	121,56	57,02
A-L L/20	119,48	127,37	59,74
A-L L/30	117,64	125,40	58,82
Analítico	76,44	81,48	99,65

### 6.3.7. COMPARACIÓN VIGA BI\_SII\_L1

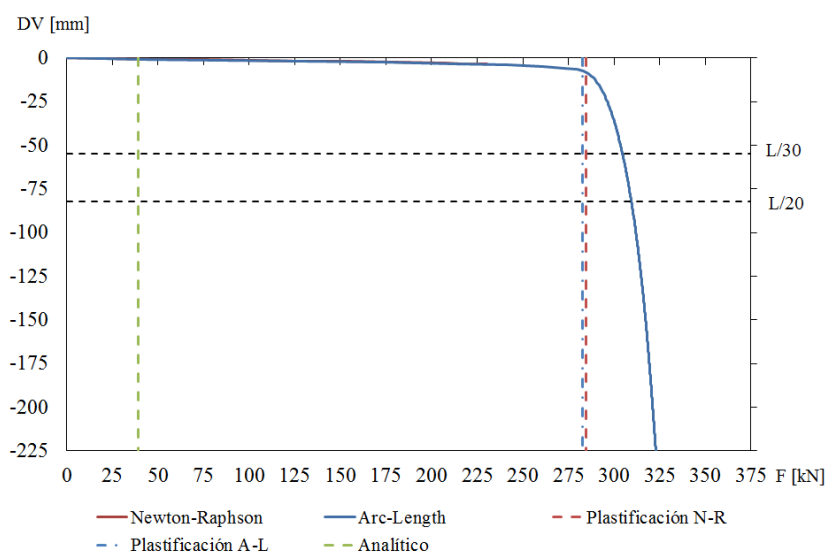


Figura 6.19 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BI\_SII\_L1

Los valores de las fuerzas resistentes obtenidos en las simulaciones para el método de Newton-Raphson es de 284,57 [kN] en el que para la simulación, el criterio de L/20 y L/30 no es alcanzado, mientras que para el

método de la Longitud del Arco es de 282,89 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 292,77 [kN] para el criterio de L/20, de 291,39 [kN] para el criterio de L/30. El valor de fuerza resistente mediante la formulación expuesta en el Capítulo 4 es de 39 [kN]. Se observa que el resultado analítico es inferior a los obtenidos por las simulaciones para el punto de plastificación de una sección de la viga, y a los resultados de los criterios de L/20 y L/30.

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.19 - Resultados de esfuerzos viga BI\_SII\_L1

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	284,57	116,67	142,29
N-R L/20	No disp.	No disp.	No disp.
N-R L/30	No disp.	No disp.	No disp.
Arc-Length	282,89	115,99	141,45
A-L L/20	292,77	120,04	146,39
A-L L/30	291,39	119,47	145,70
Analítico	39,00	15,99	49,56

### 6.3.8. COMPARACIÓN VIGA BI\_SII\_L2

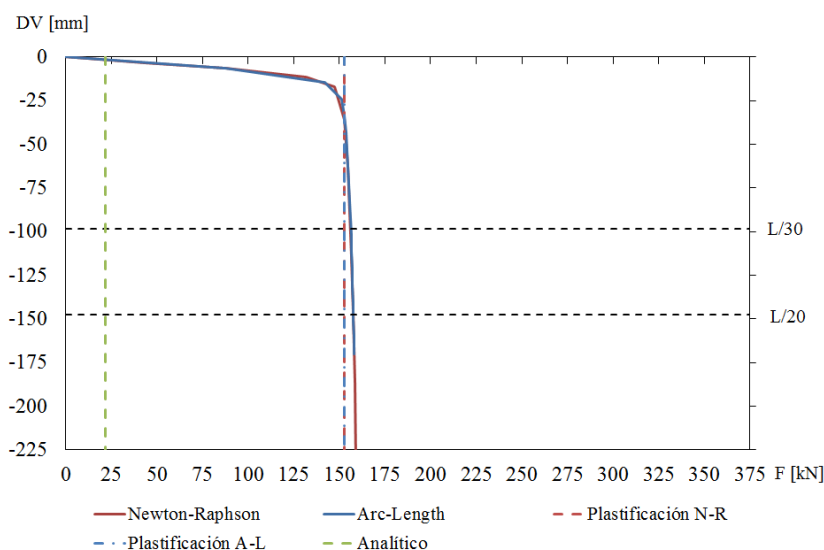


Figura 6.20 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BI\_SII\_L2

Los valores de las fuerzas resistentes obtenidos en las simulaciones para el método de Newton-Raphson es de 152,79 [kN] para el punto en que

plastifica toda una sección de la viga, de 157,47 [kN] para el criterio de L/20, de 155,98 [kN] para el criterio de L/30, mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 152,68 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 157,69 [kN] para el criterio de L/20, de 156,27 [kN] para el criterio de L/30. El valor de fuerza resistente mediante la formulación expuesta en el Capítulo 4 es de 21,67 [kN]. Se observa que el resultado analítico es inferior a los obtenidos por las simulaciones para el punto de plastificación de una sección de la viga, y a los resultados de los criterios de L/20 y L/30.

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.20 - Resultados de esfuerzos viga BI\_SII\_L2

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	152,79	112,76	76,40
N-R L/20	157,47	116,21	78,74
N-R L/30	155,98	115,11	77,99
Arc-Length	152,68	112,68	76,34
A-L L/20	157,69	116,38	78,85
A-L L/30	156,27	115,33	78,14
Analítico	21,67	15,99	49,56

### 6.3.9. COMPARACIÓN VIGA BI\_SII\_L3

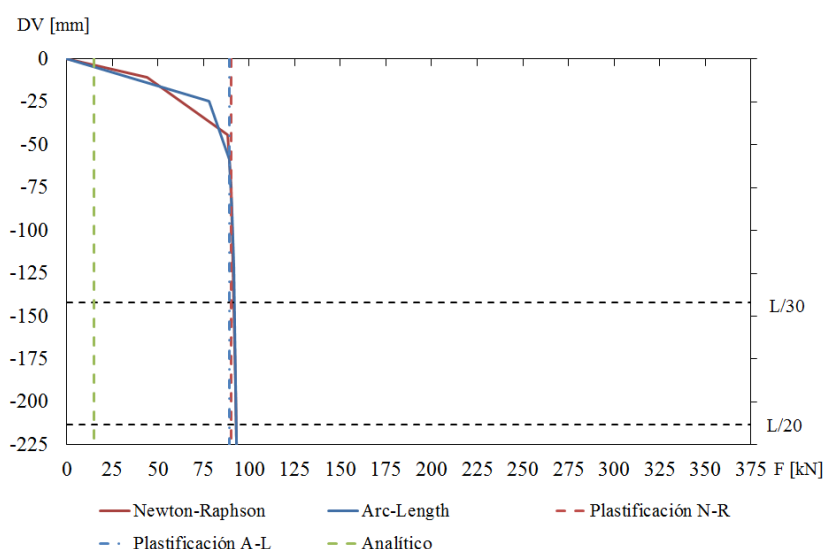


Figura 6.21 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BI\_SII\_L3

Los valores de las fuerzas resistentes obtenidos en las simulaciones para el método de Newton-Raphson es de 89,89 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 92,96 [kN] para el criterio de L/20, de 91,70 [kN] para el criterio de L/30, mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 89,13 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 93,06 [kN] para el criterio de L/20, de 91,81 [kN] para el criterio de L/30. El valor de fuerza resistente mediante la formulación expuesta en el Capítulo 4 es de 15,00 [kN]. Se observa que el resultado analítico es inferior a los obtenidos por las simulaciones para el punto de plastificación de una sección de la viga, y a los resultados de los criterios de L/20 y L/30.

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.21 - Resultados de esfuerzos viga BI\_SII\_L3

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	89,89	95,82	44,94
N-R L/20	92,96	99,10	46,48
N-R L/30	91,70	97,75	45,85
Arc-Length	89,13	95,01	44,56
A-L L/20	93,06	99,20	46,53
A-L L/30	91,81	97,87	45,91
Analítico	15,00	15,99	49,56

### 6.3.10. COMPARACIÓN VIGA BII\_SII\_L1

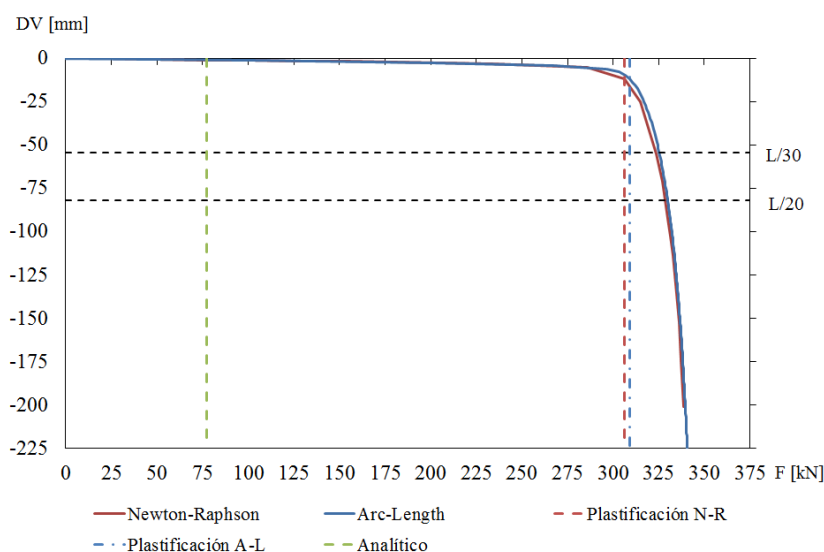


Figura 6.22 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BII\_SII\_L1

Los valores de las fuerzas resistentes obtenidos en las simulaciones para el método de Newton-Raphson es de 306,08 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 328,59 [kN] para el criterio de L/20, de 323,61 [kN] para el criterio de L/30, mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 308,91 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 329,99 [kN] para el criterio de L/20, de 325,32 [kN] para el criterio de L/30. El valor de fuerza resistente mediante la formulación expuesta en el Capítulo 4 es de 77,05 [kN]. Se observa que el resultado analítico es inferior a los obtenidos por las simulaciones para el punto de plastificación de una sección de la viga, y a los resultados de los criterios de L/20 y L/30.

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.22 - Resultados de esfuerzos viga BII\_SII\_L1

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	306,08	125,49	153,04
N-R L/20	328,59	134,72	164,30
N-R L/30	323,61	132,68	161,81
Arc-Length	308,91	126,65	154,46
A-L L/20	329,99	135,30	165,00
A-L L/30	325,32	133,38	162,66
Analítico	77,05	31,59	96,57

### 6.3.11. COMPARACIÓN VIGA BII\_SII\_L2

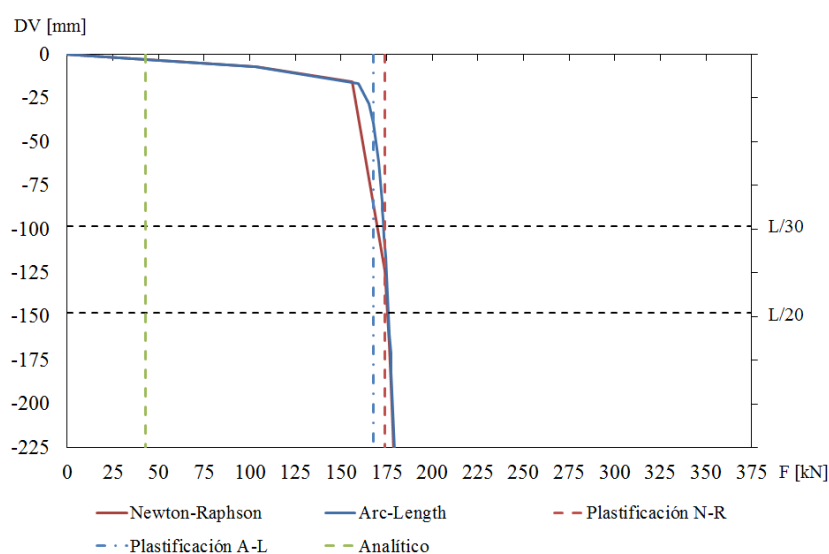


Figura 6.23 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BII\_SII\_L2

Los valores de las fuerzas resistentes obtenidos en las simulaciones para el método de Newton-Raphson es de 174,20 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 175,46 [kN] para el criterio de L/20, de 169,96 [kN] para el criterio de L/30, mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 167,75 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 176,09 [kN] para el criterio de L/20, de 173,36 [kN] para el criterio de L/30. El valor de fuerza resistente mediante la formulación expuesta en el Capítulo 4 es de 42,80 [kN]. Se observa que el resultado analítico es inferior a los obtenidos por las simulaciones para el punto de plastificación de una sección de la viga, y a los resultados de los criterios de L/20 y L/30.

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.23 - Resultados de esfuerzos viga BII\_SII\_L2

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	174,20	128,56	87,10
N-R L/20	175,46	129,49	87,73
N-R L/30	169,96	125,43	84,98
Arc-Length	167,75	123,80	83,88
A-L L/20	176,09	129,95	88,05
A-L L/30	173,36	127,94	86,68
Analítico	42,80	31,59	96,57

### 6.3.12. COMPARACIÓN VIGA BII\_SII\_L3

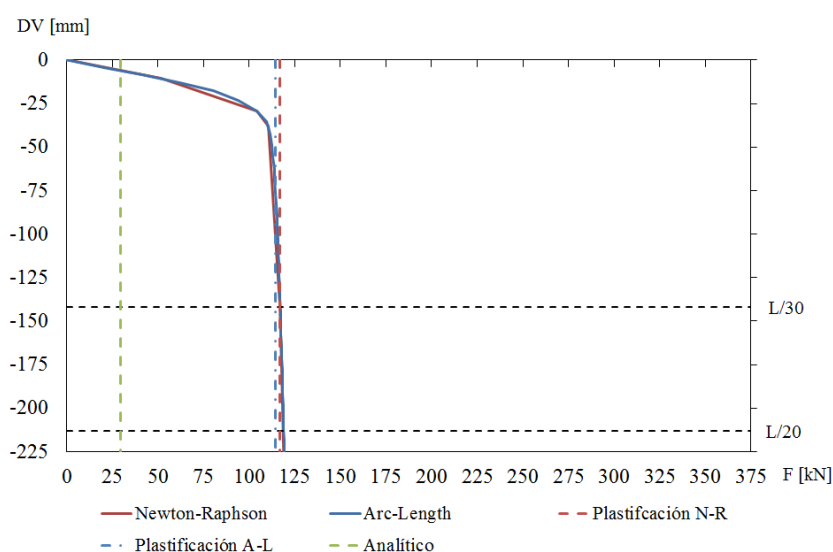


Figura 6.24 - Gráfico resultados fuerza resistente viga BII\_SII\_L3

Los valores de las fuerzas resistentes obtenidos en las simulaciones para el método de Newton-Raphson es de 116,74 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga, de 118,67 [kN] para el criterio de L/20, de 116,77 [kN] para el criterio de L/30, mientras que para el método de la Longitud del Arco es de 114,51 [kN] para el punto en que plastifica toda una sección de la viga (en este caso para la simulación antes del criterio adoptado anteriormente), de 118,80 [kN] para el criterio de L/20, de 116,96 [kN] para el criterio de L/30. El valor de fuerza resistente mediante la formulación expuesta en el Capítulo 4 es de 29,63 [kN]. Se observa que el resultado analítico es inferior a los obtenidos por las simulaciones para el punto de plastificación de una sección de la viga, y a los resultados de los criterios de L/20 y L/30.

En la siguiente tabla se muestran los valores de los esfuerzos resistentes asociados a estos métodos y los valores de carga obtenidos.

Tabla 6.24 - Resultados de esfuerzos viga BII\_SII\_L3

Métodos	Carga [kN]	$M_{Rd}$ [kN.m]	$V_{Rd}$ [kN]
Newton-Raphson	116,74	124,44	58,37
N-R L/20	118,67	126,50	59,34
N-R L/30	116,77	124,48	58,39
Arc-Length	114,51	122,07	57,26
A-L L/20	118,80	126,64	59,40
A-L L/30	116,96	124,68	58,48
Analítico	29,63	31,59	96,57

## 7. CONCLUSIONES

### 7.1. FASE SI

Se analizaron 12 CSTCB a flexión de tres puntos, durante la fase SI. Para cada tipo y material de la placa base, tres longitudes diferentes fueron estudiadas. Se realizaron dos simulaciones numéricas distintas para calcular el momento crítico elástico y la resistencia a la flexión. Para el último caso de simulación, dos métodos de soluciones numéricas diferentes se compararon: método de Newton Raphson y el método de arco de longitud.

La resistencia a flexión determinada por el estudio numérico es normalmente mayor cuando se compara con los resultados de estudio analítico, utilizando las fórmulas generales de los Eurocódigos [1-5], excepto en algunos casos, ver tablas 77 y 78, y figura 7.1. Esto significa que este tipo de elemento estructural requiere fórmulas específicas para determinar la resistencia de soporte de carga.

La geometría de la CSTCB debe estar bien verificada para evitar el fracaso local o global prematura de la viga. Para un mayor número de armaduras de acero se reduce la posibilidad de fallo por plasticidad de las diagonales.

El modo de fallo de CSTCB estudiadas en fase SI depende de la longitud de cada viga. Fallos locales por plastificación de las diagonales se determinaron para vigas más cortas y menor número de armaduras. Fallos globales fueron determinados para longitudes superiores, con mayor número de armadura.

Tabla 7.1 - Error relativo simulaciones respecto fórmula Quaranta

CSTCB	N-R Error relativo (%) respecto Q	A-L Error relativo (%) respecto Q
AI_SI_L1	-34,52	-32,49
AI_SI_L2	12,41	12,64
AI_SI_L3	32,49	39,82
AII_SI_L1	30,17	30,19
AII_SI_L2	49,95	49,92
AII_SI_L3	50,65	51,04
BI_SI_L1	-18,05	-17,52
BI_SI_L2	18,32	18,65
BI_SI_L3	36,36	35,93
BII_SI_L1	48,77	50,08
BII_SI_L2	68,03	66,70
BII_SI_L3	64,71	64,58

Tabla 7.2 - Error relativo simulaciones respecto fórmula Celosía

CSTCB	N-R Error relativo (%) respecto C	A-L Error relativo (%) respecto C
AI_SI_L1	-33,06	-30,99
AI_SI_L2	4,99	5,20
AI_SI_L3	23,83	30,69
AII_SI_L1	25,95	25,98
AII_SI_L2	45,10	45,07
AII_SI_L3	42,88	43,25
BI_SI_L1	-17,60	-17,07
BI_SI_L2	15,14	15,46
BI_SI_L3	31,75	31,33
BII_SI_L1	41,06	42,30
BII_SI_L2	60,18	58,92
BII_SI_L3	55,90	55,78

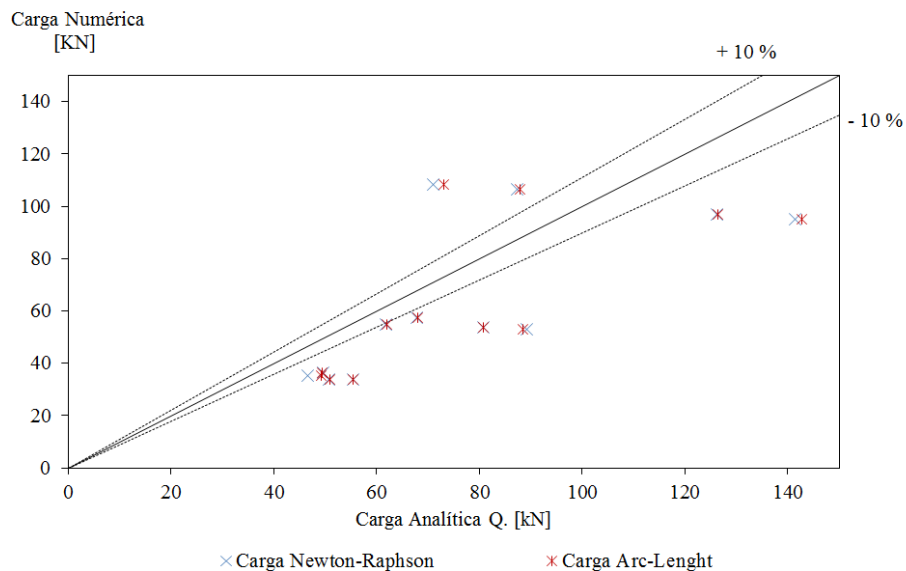


Figura 7.1 - Relación carga resistente simulaciones vs Quaranta

## 7.2. FASE SII

Se analizaron 12 CSTCB durante la fase SII. Para cada tipo y material de la placa base, tres longitudes diferentes fueron analizadas. Se realizó una simulación numérica de la resistencia a flexión. Se compararon con dos métodos de soluciones numéricas diferentes: método de Newton Raphson y el método de arco de longitud.

La resistencia a flexión determinada por estudio numérico es normalmente mayor cuando se compara con los resultados del estudio analítico, utilizando las fórmulas generales de Eurocódigos [4], ver tablas 79 y 80. Esto significa que este tipo de elemento estructural requiere fórmulas específicas para determinar la resistencia de soporte de carga.

Tabla 7.3 - Error relativo punto de plastificación

CSTCB	N-R Error relativo (%) respecto C	A-L Error relativo (%) respecto C
AI_SII_L1	81,76	78,38
AI_SII_L2	69,57	73,37
AI_SII_L3	74,40	68,71
AII_SII_L1	57,00	59,31
AII_SII_L2	57,78	54,12
AII_SII_L3	52,73	49,20
BI_SII_L1	629,67	625,36
BI_SII_L2	605,08	604,57
BI_SII_L3	499,27	494,20
BII_SII_L1	297,25	300,92
BII_SII_L2	307,01	291,94
BII_SII_L3	293,99	286,47

Tabla 7.4 - Error relativo criterio flecha

CSTCB	L/20 N-R Error relativo (%) respecto Analítico	L/30 N-R Error relativo (%) respecto Analítico	L/20 A-L Error relativo (%) respecto Analítico	L/30 A-L Error relativo (%) respecto Analítico
AI_SII_L1	90,41	87,30	90,79	87,81
AI_SII_L2	81,71	78,44	82,19	79,26
AI_SII_L3	77,14	74,26	77,35	74,61
AII_SII_L1	68,61	65,74	68,74	65,78
AII_SII_L2	59,14	54,45	59,49	57,04
AII_SII_L3	56,12	53,59	56,31	53,91
BI_SII_L1	No disp.	No disp.	650,69	647,15
BI_SII_L2	626,67	619,80	627,69	621,14
BI_SII_L3	519,73	511,33	520,40	512,07
BII_SII_L1	326,46	320,00	328,28	322,22
BII_SII_L2	309,95	297,10	311,43	305,05
BII_SII_L3	300,51	294,09	300,94	294,74

### 7.3. TRABAJOS FUTUROS (LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN)

Una vez expuesta la investigación realizada, en función del análisis del estado de arte, así como de los análisis realizados para este estudio, cabe señalar la importancia de algunos aspectos sobre el desarrollo de la presente tesis que pueden auxiliar en la interpretación de los resultados obtenidos y analizados, con vistas a explicar mejor el comportamiento de las CSTCB tanto con base de hormigón, como con base de chapa de acero sometido a flexión y a esfuerzo cortante.

Es importante indicar las líneas de investigaciones, que como complemento del contenido de este estudio podrían ser abordadas en el futuro:

- Estudiar la influencia de distintos tipo de grosor de chapa de acero y otras dimensiones de secciones.
- Estudiar la influencia de los ángulos de inclinación de las barras diagonales.
- Estudiar una nueva formulación que se ajuste más al comportamiento mecánico de las vigas CSCTB.
- Estudiar el comportamiento de las vigas a Estados Límites de Servicios,
- Estudiar el comportamiento estructural de las vigas CSCTB al fuego.
- Estudiar la correcta eficacia de la soldadura de las barras diagonales con las barras superiores.

## 8. REFERENCIAS BIBLIOGRAFÍA

- [1] CEN, Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1993-1-1, European Committee for Standardization, Brussels, 2005.
- [2] CEN, Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-5: Plated structural elements, EN 1993-1-5, European Committee for Standardization, Brussels, 2006.
- [3] CEN, Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-8: Design of joints, EN 1993-1-8, European Committee for Standardization, Brussels, 2005.
- [4] CEN, Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1992-1-1, European Committee for Standardization, Brussels, 2005.
- [5] CEN, Eurocode 4: Design of Composite Steel and Structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1994-1-1, European Committee for Standardization, Brussels, 2005.
- [6] ANSYS® Academic Research, Release 14.1, Help System, Mechanical APDL ANSYS, Inc. 2013.
- [7] Salvatore Leone, “Metal trestle for manufacturing reinforced-concrete beams for floors”, United States Patent nº 190,566, Milan 1971.
- [8] Giordano G, Spadea G. “Stato Ultimo in flessione di travi in cemento armato con doppia armatura tipo REP: ricerca sperimentale” (Flexural ultimate state of reinforced concrete beams with double reinforcement REP type: experimental research). *Report n. 65*, Structural Department of University of Calabria, 1983.

- 
- [9] C. Amadio, L. Macorini, F. Patrono, G. Suraci, A hybrid RC-encased steel joist system, *Tailor Made Concrete Structures – Walraven&Stoelhorst* (eds), Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-47535-8, 2008.
- [10] Lidia La Mendola, Nunzio Scibilia, Piero Colajanni and Valeria Badalamenti, *Indagine sperimentales uno di tralicci in acciaio di travi reticolari miste*, *Meccanica dei Materiali e delle Strutture* vol.1, 2009.
- [11] Leopoldo Tesser, “Composite steel truss and concrete beams and beam-column joints for seismic resistant frames modelling, numerical analysis and experimental verifications”; Phd thesis, Department of Construction and Transport, University of Padova, Italy, February 2009.
- [12] Sandroni Ambra, “Studio della stabilita’ delle travi reticolari miste”, thesis di Laurea, Dipartimento di Ingegneria delle Strutture, dei Trasporti, delle Acque, del Rilevamento, del Territorio, Universita’ di Bologna, Italy, 2009.
- [13] CSI-E, “Raccomandazioni per la Progettazione e l’Esecuzione di travi prefabricate reticolari miste” PREM assemblato, 2010.
- [14] G. Quaranta, F. Petrone, G.C. Marano, F. Trentadue and G. Monti, Structural design of composite concrete-steel beams with spatial truss reinforcement elementes, *Asian Journal of Civil Engineering Building and housing*) vol.12, N°.2, Pages 155-178, 2011.
- [15] Colajanni P., La Mendola L., Lo Giudice E., & Gallo M., “Analisi delle tensioni su piattabande metalliche di travi reticolari miste”, Paper for the 40° CONVEGNO NAZIONALE – ASSOCIAZIONE ITALIANA PER L’ANALISI DELLE SOLLECITAZIONI – AIAS, Palermo, 2011.

- 
- [16] Leopoldo Tesser, Roberto Scotta, “Flexural and shear capacity of composite steel truss and concrete beams with inferior precast concrete base”, Paper for the Journal of Engineering Structures, 2012.
- [17] Paulo A. G. Piloto, Sérgio P.P. A. Roque, Paulo M. M. Vila Real, Giovanni A. Plizzari, “Fire behaviour of composite steel truss and concrete beam”, 4<sup>th</sup> International Conference on Integrity, Reliability and Failure of Mechanical Systems, Funchal 2013.
- [18] CEN, Norma ENV 206-1:2000 Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity, European Committee for Standardization, Brussels, 2000.
- [19] Jiménez Montoya Hormigón armado, 15<sup>o</sup> edición basada en la EHE-2008 y ajustada al Código Modelo y al Eurocódigo EC-2, Alvaro Garcia Meseguer, Francisco Morán Cabré, Juan Carlos Arroyo Portero, Editorial Gustavo Gili, SL, Barcelona 2009.
- [20] ANSYS® Academic Research, Release 14.0, Help System, Mechanical APDL/Element Reference/I. Element Library/ SOLID65, ANSYS, Inc.
- [21] ANSYS® Academic Research, Release 14.0, Help System, Mechanical APDL/Element Reference/I. Element Library/SOLID185, ANSYS, Inc.
- [22] ASSOPREM, “Progettare con le travi prefabricate reticulari miste, PREM”- Guida tecnico-operativa per il professionista tecnico nuove, ISBN 978-88-481-2636-6, 2001.
- [23] Livio Izzo, Fausto Minelli, Giovanni Plizzari, “Linee Guida per le Travi Reticolari Miste PREM”, CTE – CIS-E, 2008.
- [24] Ákos Sapkás, László P. Kollár, Lateral-torsional buckling of composite beams, International Journal of Solids and Structures, 2002.

- [25] Sergio P. P. A. Roque, Paulo M. M. Vila Real, Paulo A. G. Piloto, Giovanni A. Plizzari, Evaluation of the resistance moment for the initial stage of composite steel truss and concrete beam, VIII Congresso de Construção Metalica e Mista, Guimarães 2009.
- [26] Mickael Jorge Da Silva, Paulo A. G. Piloto, Giovanni, Paulo M. M. Vila Real, Sergio P. P. A. Roque, A. Plizzari, “Bending resistance of composite steel truss and concrete beam”, IX Congresso de Construção Metálica e Mista, & I Congresso LUSO-BRAISLEIRO de Cosntrução Metálica Sustentável, Porto2013.
- [27] Rui A.D. Simões, Manual de Dimensionamento de Estructuras Metalicas 2º edição, CMM – Associação Portuguesa de Construção Metalica e Mista, Coimbra 2007.
- [28] Autodesk AutoCAD Academic Versión, Release 14, Inc. 2014.

# **ANEXO I: MATERIALES**

## I.1. INTRODUCCIÓN

En este Anexo I, se hace referencia a los materiales que componen las 12 CSTCB analizadas en el presente estudio. Las características de estos materiales han sido obtenidas de los diversos Eurocódigos [1-5].

## I.2. ACERO DE REFUERZO

La armadura de refuerzo está formada por barras corrugadas soldables de acero tipo S400A, teniendo todas las corrugas la misma inclinación, pero presentan de separaciones diferentes en cada uno de los sectores de la barra.



Figura I.1 - Acero S400B

Tabla I.1 - Propiedades de resistencia y deformación para el acero

CLASE	A	B	C
Límite elástico característico	[400-600]	[400-600]	[400-600]
Valor mínimo $k = (f_t / f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $\leq 1,35$
Deformación unitaria característica $\epsilon_{uk} (\%)$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

Tabla I.2 - Área barras corrugadas

$\phi$ [mm]	Área barras [cm <sup>2</sup> ]										Masa [kg/m]
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83	0,222
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03	0,395
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,580
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42	2,470
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	3,850
32	8,04	16,08	24,14	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,310
40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	125,66	9,870

## I.2. CHAPA DE ACERO

La base de acero utilizada está formada por un acero S235 laminado a caliente, cuyas características técnicas se presentan a continuación.

Tabla I.3 - Características técnicas Acero laminado en caliente

Tipo	Límite elástico mínimo y Resistencia a tracción (N/mm <sup>2</sup> )			
	Espesor nominal de la pieza, t (mm)			
	t ≤ 40		40 < t ≤ 80	
	Límite elástico, <i>f<sub>y</sub></i>	Resistencia a tracción, <i>f<sub>u</sub></i>	Límite elástico, <i>f<sub>y</sub></i>	Resistencia a tracción, <i>f<sub>u</sub></i>
S235	235	360 < <i>f<sub>u</sub></i> < 510	215	360 < <i>f<sub>u</sub></i> < 510
S275	275	430 < <i>f<sub>u</sub></i> < 580	255	410 < <i>f<sub>u</sub></i> < 560
S355	355	490 < <i>f<sub>u</sub></i> < 680	335	470 < <i>f<sub>u</sub></i> < 630

## I.3.HORMIGONES

Tabla I.4 - Propiedades de resistencia y deformación para el hormigón

	Clases resistentes del hormigón															Relación analítica/Explicación
	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90		
$f_{ck}$ (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90		
$f_{ck,carbe}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105		
$f_{cm}$ (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8(\text{MPa})$	
$f_{cm}$ (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{cm} = 0,30 \times f_{ck}^{(2/3)} \leq C50/60$ $f_{cm} = 2,12 \cdot \ln(1 + (f_{cm}/10)) > 50/60$	
$f_{ck,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ck,0.05} = 0,7 \times f_{cm}$ 5% fractil	
$f_{ck,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ck,0.95} = 1,3 \times f_{cm}$ 95% fractil	
$E_{cm}$ (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3}$ ( $f_{cm}$ en MPa)	
$\epsilon_{c1}$ (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,2	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	véase la figura 3.2 $\epsilon_{c1}^{(0/100)} = 0,7, f_{cm} \leq 2,8$	
$\epsilon_{cui}$ (‰)					3,5										véase la figura 3.2 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cui}^{(0/100)} = 2,8 + 27[(98 - f_{cm})/100]^4$	
$\epsilon_{c2}$ (‰)					2,0										véase la figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c2}^{(0/100)} = 2,0 + 0,085(f_{ck} - 50)^{0,53}$	
$\epsilon_{cui}$ (‰)					3,5										véase la figura 3.3 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cui}^{(0/100)} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$	
$n$					2,0										para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $n = 1,4 + 23,4[(90 - f_{ck})/100]^4$	
$\epsilon_{c3}$ (‰)					1,75										véase la figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{c3}^{(0/100)} = 1,75 + 0,55[(f_{ck} - 50)/40]$	
$\epsilon_{cui}$ (‰)					3,5										véase la figura 3.4 para $f_{ck} \geq 50$ Mpa $\epsilon_{cui}^{(0/100)} = 2,6 + 35[(90 - f_{ck})/100]^4$	

## I.4. DURABILIDAD Y RECUBRIMIENTO DE LA ARMADURA

Una estructura duradera debe cumplir los requisitos de comportamiento en servicio, resistencia, estabilidad a lo largo de su vida útil para la que ha sido proyectada, sin una pérdida significativa de utilidad o un mantenimiento excesivo no previsto. Por ello es muy importante la protección frente a la corrosión de las armaduras de acero que dependen básicamente de la densidad, calidad y espesor del recubrimiento de hormigón y de la fisuración, según EC2 [4].

Según las clases de exposición, en función de las condiciones ambientales a las que está sujeta la estructura, y de acuerdo con la norma EN 206-1, se define la clase de exposición **X0**, (por ejemplo: para un ambiente sin ningún riesgo de corrosión o ataque, ósea para hormigones en el interior de edificios con una humedad del aire ambiente muy baja).

### CÁLCULO DEL RECUBRIMIENTO NOMINAL

Tabla I.5 - Clases de exposición ambientales conforme a la Norma EN 206-1

Designación de la clase	Descripción del entorno	Ejemplos informativos donde pueden existir las clases de exposición.
<b>1 . Sin riesgo de ataque por corrosión</b>		
X0	Para hormigón sin armadura o metal embebido: todas las exposiciones salvo donde haya ataque hielo/deshielo, abrasión o ataque químico. Para hormigón con armadura o metal embebido: muy seco.	Hormigón dentro de edificios con un nivel de humedad ambiental muy bajo.
<b>2 . Corrosión inducida por carbonatación</b>		
XC1	Seco o permanentemente húmedo.	Hormigón dentro de edificios con nivel de humedad ambiental muy bajo. Hormigón permanentemente sumergido en agua.
XC2	Húmedo, raramente seco	Superficie de hormigón sometidas al contacto con agua un periodo de largo tiempo. Muchas cimentaciones.
XC3	Humedad moderada	Hormigón dentro de edificios con humedad ambiental moderada o elevada. Hormigón en el exterior, protegido de la lluvia.
XC4	Sequedad y humedad cíclicas	Superficies del hormigón sometidas al contacto con agua, no incluidas en la clase de exposición XC2
<b>3 .Corrosión inducida por cloruros</b>		

XD1	Humedad moderada	Superficies del hormigón expuestas a cloruros en la atmósferas
XD2	Húmedo, raramente seco	Piscinas Componentes de hormigón expuestos a aguas industriales que contienen cloruros
XD3	Sequedad y humedad cíclicas	Partes de puentes expuestos al riego conteniendo cloruros. Pavimentos. Losas en aparcamientos de coches.
4 .Corrosión inducida por cloruros de agua marina		
XS1	Exposición al aire saturado de sal pero no en contacto directo con el agua del mar.	Estructuras cerca de o en la costa.
XS2	Permanentemente sumergid	Partes de estructuras marinas.
XS3	Zonas de mareas, salpicaduras y aspersiones	Partes de estructuras marinas
5 . Ataque hielo/deshielo		
XF1	Moderada saturación del agua, sin productos de deshielo.	Superficies verticales de hormigón expuestas a lluvia y hielo.
XF2	Moderada saturación del agua, con productos de deshielo.	Superficies verticales de hormigón de estructuras de carretera expuestas a congelación y al ambiente de productos de deshielo.
XF3	Alta saturación de agua, sin los productos de deshielo.	Superficies horizontales de hormigón expuestas a lluvias y hielo.
XF4	Alta saturación de agua con productos de deshielo o agua del mar.	Plataformas de carretera y tableros de puente expuestos a productos de deshielo. Superficies de hormigón expuestas directamente a la aspersión conteniendo productos de deshielo.
6 . Ataque químico		
XA1	Ambiente de una débil agresividad química conforme a la tabla 2 de la Norma EN 206-1.	Terrenos naturales y aguas subterráneas.
XA2	Ambiente de una moderada agresividad química conforme a la tabla 2 de la Norma EN 206-1.	Terrenos naturales y aguas subterráneas.
XA3	Ambiente de una alta agresividad química conforme a la tabla 2 de la Norma EN 206-1.	Terrenos naturales y aguas subterráneas.

La elección de un hormigón de durabilidad adecuada para la protección frente a la corrosión de la armadura y al ataque al propio hormigón, requiere considerar que puede ser requerida una resistencia a compresión del hormigón mayor que la requerida por el cálculo estructural. La relación entre las clases resistentes del hormigón y las clases de exposición, se pueden describir mediante clases resistentes indicativas mínimas.

Tabla I.6 - Clase de resistencia indicativas mínimas

Clases de exposición conforme a la tabla 4.1 EC2 [4]										
Corrosión										
	Corrosión provocada por carbonatación				Corrosión provocada por cloruros			Corrosión provocada por cloruros de origen marino		
Clase de exposición	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Clase de resistencia indicativa	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37		C35/45
Daños al hormigón										
	Sin riesgo	Ataque por hielo / deshielo				Ataque químico				
Clase de exposición	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2	XA3			
Clase de resistencia indicativa	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37		C30/37		C35/45	

A partir de los cuadros anteriores se terminan la clase resistente de los diferentes hormigones de las vigas en estudio.

Tabla I.7 - Clase resistencia de los hormigones CSTCB

Tipo hormigón	Clase resistencia	Condicionante
Relleno	C25/30	EC2
Base	C30/37	Recomendaciones CIS-E

Se define el recubrimiento de hormigón, como la distancia entre la superficie exterior del hormigón hasta la cara externa de la armadura de acero más cercana (donde sea necesaria). Siendo la expresión para calcular el recubrimiento propuesto en el apartado 4.4.1.1. del EC2 [4]:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (54)$$

Siendo el valor del recubrimiento nominal, " $c_{nom}$ "; el recubrimiento mínimo, " $c_{min}$ "; el margen de cálculo para tolerancias de ejecución, " $\Delta c_{dev}$ ".

Para simplificar se opta por un recubrimiento igual para todas las vigas CSTCB en estudio, que cumpla la normativa:

Tabla I.8 - Recubrimiento nominal calculado CSTCB

Tipo hormigón	Clase resistencia	$c_{min}$ [mm]	$\Delta c_{dev}$ [mm]	$c_{nom}$ [mm]
Relleno	C25/30	25	5	30
Base	C30/37	25	5	30

- a) Para determinar el recubrimiento mínimo, “ $c_{min}$ ” se tienen en cuenta diversos parámetros, aplicando el máximo de todos ellos.

$$c_{min} = \max \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm} \}$$

En que, “ $c_{min,b}$ ” es el recubrimiento mínimo para requisitos de adherencia. Se calcula el recubrimiento mínimo, relativo a la adherencia, para asegurar simultáneamente la transmisión correcta de fuerzas de adherencia y la adecuada compactación del hormigón, el recubrimiento de las armaduras no deberá ser inferior al valor posteriormente determinando.

Tabla I.9 - Recubrimiento mínimo,  $c_{min,b}$ , requisitos relacionados con la adherencia

Requisitos de adherencia	
Distribución de barras	Recubrimiento mínimo $c_{min,b}$
Barras aisladas	Diámetro de la barra
Grupo de barras	Diámetro equivalente
*Si el tamaño nominal máximo del árido es mayor que 32 mm, $c_{min,b}$ se debería aumentar en 5 mm.	

Dicho valor depende del diámetro de la barra de acero corrugado de refuerzo mayor de la viga. En los casos estudiados el mayor diámetro de la barras es de 25 mm.

$$c_{min,b} = \Phi_{aislado} = 25 \text{ mm}$$

Siendo el recubrimiento mínimo relativo a las condiciones ambientales “ $c_{min,dur}$ ”. El valor del recubrimiento nominal de las armaduras para hormigón armado, tiene que ver con la clase de exposición, la clase estructural, y viene definido por este parámetro. Se atribuye la clase estructural inicial S4 de las vigas CSTCB en estudio, que es la clase recomendada para proyectos de un

tiempo de vida de 50 años. Dicha clase estructural se puede alterar en función de distintas variables, expuestas en la siguiente tabla.

Tabla I.10 - Clasificación estructural recomendada

Criterio	Clase estructural						
	Clase de exposición conforme a la tabla 4.1 EC2 [4]						
	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1	XD2 XS1	XD3 XS2 XS3
Vida útil del proyecto de 100 años	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases	Se aumenta 2 clases
Clase de resistencia	$\geq$ C30/37 Se reduce 1 clase	$\geq$ C30/37 Se reduce 1 clase	$\geq$ C30/37 Se reduce 1 clase	$\geq$ C30/37 Se reduce 1 clase	$\geq$ C30/37 Se reduce 1 clase	$\geq$ C30/37 Se reduce 1 clase	$\geq$ C30/37 Se reduce 1 clase
Elemento con geometría de placa	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase
Control de calidad especial asegurado de la producción del hormigón	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase	Se reduce 1 clase

1) La clase resistente y el coeficiente a/c se consideran valores relacionados. Se puede considerar una composición especial (tipo de cemento, valor a/c, filler) con la intención de producir permeabilidad baja.

2) El límite se puede reducir en una clase resistente si se aplica una oclusión de aire de más del 4%.

Se concluye, que la clase estructural de los diferentes hormigones utilizados, puede reducirse conforme a la tabla anterior, garantizando un especial control de calidad en la producción del hormigón y cuando su clase de resistencia es superior o igual a un C37/30.

Tabla I.11 - Clase estructural hormigón CSTCB

Tipo hormigón	Clase resistencia	Clase estructural
Relleno	C25/30	S3
Base	C30/37	S2

De acuerdo con la clase estructural, se determina el valor del recubrimiento mínimo relativo a las condiciones ambientales para las armaduras activas y pasivas.

Tabla I.12 - Valores de recubrimiento mínimo,  $c_{min,dur}$ , requeridos en relación con la durabilidad para las armaduras activas.

Clase estructural	Requisito ambiental para $c_{min,dur}$ [mm]						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

Tabla I.13 - Valores de recubrimiento mínimo,  $c_{min,dur}$ , requerido en relación con la durabilidad para las armaduras pasivas conforme a la Norma EN 10080.

Clase estructural	Requisito ambiental para $c_{min,dur}$ [mm]						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabla I.14 -  $c_{min,dur}$  CSTCB

Tipo hormigón	Clase exposición	Clase estructural	$c_{min,dur}$ Arm. Activa [mm]	$c_{min,dur}$ Arm. Pasiva [mm]
Relleno	X0	S3	10	10
Base	X0	S2	10	10

Siendo el margen de seguridad, " $\Delta c_{dur,\gamma}$ ", el recubrimiento de las armaduras deberá ser aumentado, un margen de seguridad cuyo valor recomendado es nulo.

Tabla I.15 -  $\Delta c_{dur,\gamma}$  CSTCB

Tipo hormigón	Clase resistencia	$\Delta c_{dur,\gamma}$ [mm]
Relleno	C25/30	0
Base	C30/37	0

En que la reducción del recubrimiento mínimo en el caso de utilización de acero inoxidable es " $\Delta c_{dur,st}$ ". No se utiliza acero inoxidable, entonces el valor recomendado es nulo por el reglamento.

Tabla I.16 -  $\Delta c_{dur,st}$  CSTCB

Tipo hormigón	Clase resistencia	$\Delta c_{dur,st}$ [mm]
Relleno	C25/30	0
Base	C30/37	0

En que la reducción del recubrimiento mínimo en el caso de protección adicional es " $\Delta c_{dur,add}$ ". En el caso de hormigón con protección adicional (como por ejemplo: revestimiento) el recubrimiento podría ser reducido, siendo el valor reglamentar recomendado nulo.

Tabla I.17 -  $\Delta c_{dur,add}$  CSTCB

Tipo hormigón	Clase resistencia	$\Delta c_{dur,add}$ [mm]
Relleno	C25/30	0
Base	C30/37	0

A partir del estudio de los diferentes parámetros, se concluye que el recubrimiento mínimo de las armaduras de las vigas CSTCB en estudio, se obtiene el mismo valor independientemente del tipo de hormigón que se utiliza.

$$c_{\min} = \max \{25; 10 + 0 - 0 - 0; 10\} \text{ mm}$$

$$c_{\min} = 25 \text{ mm}$$

Tabla I.18 - Recubrimiento mínimo CSTCB

Tipo hormigón	Clase resistencia	$c_{\min}$ [mm]
Relleno	C25/30	25
Base	C30/37	25

- b) Para determinar el margen de cálculo para las tolerancias de ejecución, " $\Delta c_{dev}$ ", cuando la fabricación está sujeto a un buen sistema de calidad (en estos casos por ser elementos semi-prefabricado) se añade un margen cuyo valor recomendado por normativa está comprendido entre:

$$10 \text{ mm} \geq \Delta c_{dev} \geq 5 \text{ mm}$$

$$\Delta c_{dev} = 5 \text{ mm}$$

Tabla I.19 - Margen tolerancias CSTCB

Tipo hormigón	Clase resistencia	$\Delta c_{dev}$ [mm]
Relleno	C25/30	5
Base	C30/37	5

## RECUBRIMIENTO ADOPTADO

El recubrimiento adoptado para las 12 vigas CSTCB de este estudio, es ligeramente superior en algún caso al recubrimiento nominal calculado anteriormente, pero en ningún caso inferior como se comprueba en la geometría de cada una de las vigas.

Tabla I.20 - Recubrimiento adoptado CSTCB

Tipo hormigón	Clase resistencia	$c_{nom}$ [mm]	$c$ [mm]
Relleno	C25/30	30	$\geq 30$
Base	C30/37	30	$\geq 30$

# **ANEXO II: RECOMENDACIONES C.I.S.-E.**

## II.1. INTRODUCCIÓN

En este Anexo II, se hace referencia a las recomendaciones propuestas para el diseño y ejecución de vigas CSTCB por el CIS-E. Básicamente estas recomendaciones se basan en valores mínimos o máximos de sus elementos, así como de los materiales que las componen.

## II.2. RECOMENDACIONES MATERIALES

En cuanto a los materiales, las bases están compuestas por una placa de acero laminado en caliente, y en el caso de bases de hormigón, éstas están compuestas por un C30/37 mínimo. El recubrimiento es muy importante en este tipo de vigas, cuyo valor mínimo está calculado en el Anexo I.

## II.3. RECOMENDACIONES DE LA GEOMETRÍA DE SECCIONES

En cuanto a la geometría de las secciones de las CSTCB, se exponen las principales recomendaciones para su sección transversal:

El número de barras de acero en la parte superior de la celosía de acero, definen las distintas configuraciones de las secciones transversales: por ejemplo dos barras superiores implica necesariamente una barra diagonal, tres o cuatro barras superiores implican dos o tres diagonales respectivamente.

Los tamaños más típicos adoptados para las barras y placas de acero son: Barras diagonales, se pueden utilizar " $n_{tr}$ " secciones circulares, cuyo " $d_{tr}$ " está comprendido entre 14 mm y 34 mm con paso de 2 mm, también diámetros igual a 35, 36, 38, 40 y 50 mm; Barras superiores, se puede utilizar " $n_u$ " secciones circulares, cuyo " $d_u$ " está comprendido entre 14 mm y 34 mm con paso de 2 mm, también diámetros igual a 35, 36, 38, 40, 50 y 60 mm. En alternativa se puede utilizar " $n_u$ " secciones cuadradas, cuyo " $d_u$ " está comprendido entre 30 mm y 70 mm con paso de 5 mm; Barras inferiores, se puede utilizar " $n_l$ " secciones circulares nunca superior a dos barras por diagonales, cuyo " $d_l$ " son del mismo diámetro a la solución adoptada en las barras superiores; El espesor de la placa de acero " $S_l$ ", es de 6, 10, 12, 15, 20 mm siendo estos valores los más usuales, de tal manera que soporten las

---

cargas de puesta en obra y hormigonado in-situ de la fase SII.; El espesor de la base de hormigón en las vigas de tipo B,"S<sub>h</sub>", se determina de tal forma que cumpla la resistencia de las cargas de puesta en obra, hormigonado in-situ de la fase SII. Otro factor determinante en su espesura será el recubrimiento mínimo de las armaduras.

En cuanto a la geometría de las secciones de las CSTCB, se exponen las principales recomendaciones para su sección longitudinal: Las vigas son simétrica respecto al plano vertical del medio vano; La longitud del paso de la celosía "2δ" es constante a lo largo de la viga, pudiendo solamente variar la longitud en el inicio y final de la celosía con el medio paso "δ"; La longitud del medio paso no es necesariamente la mitad del paso, en muchos tipos de CSTCB; Debe existir una longitud de prolongación en los extremos de la base, que es necesaria para apoyar la viga.

# ANEXO III: GEOMETRÍA

### III.1. INTRODUCCIÓN

En este Anexo III, se hace referencia a la geometría de las secciones de las 12 CSTCB analizadas en este estudio. Se expondrá las dimensiones de las diferentes secciones transversales, así como longitudinales.

### III.2. SECCIONES TRANSVERSALES FASE SI

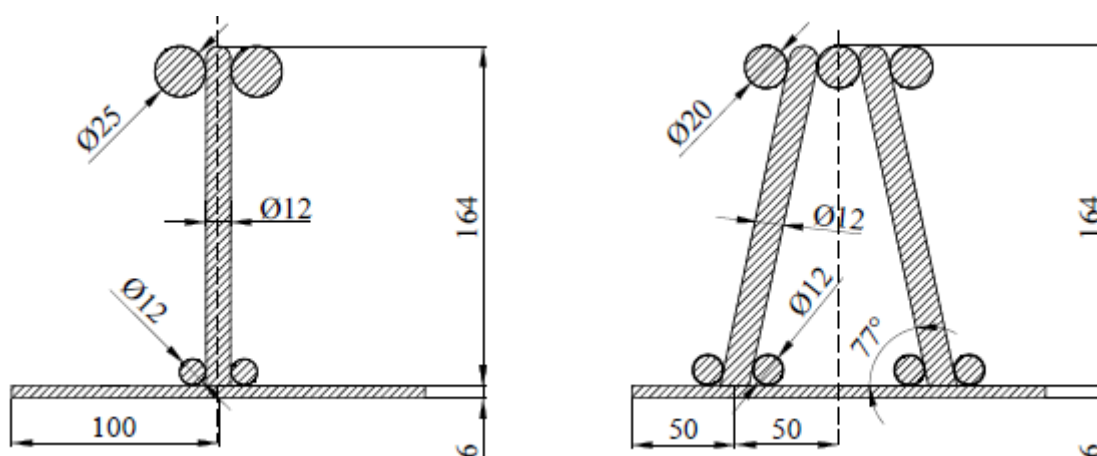


Figura III.1 - Secciones transversales fase SI, CSTCB Tipo A

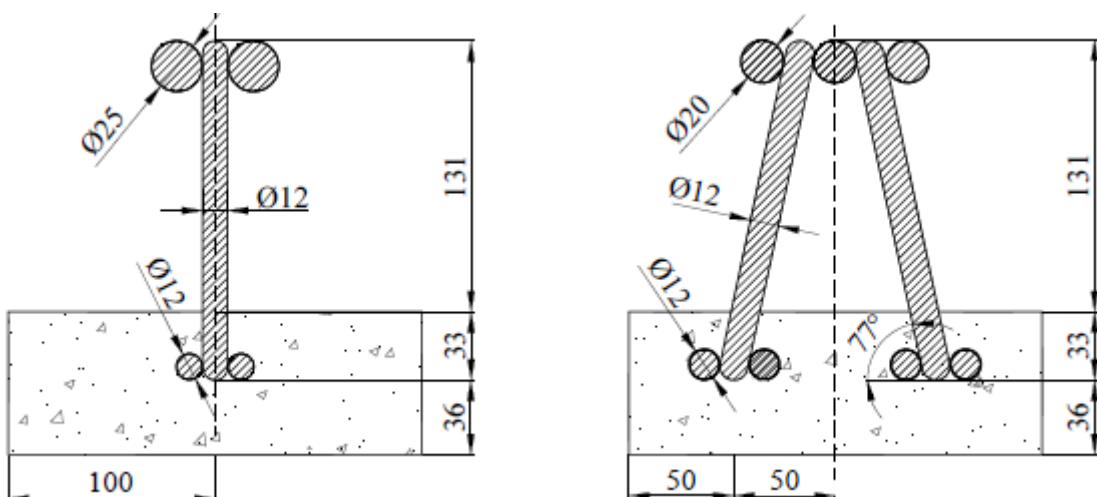


Figura III.2 - Secciones transversales fase SI, CSTCB Tipo B

### III.3. SECCIONES TRANSVERSALES FASE SII

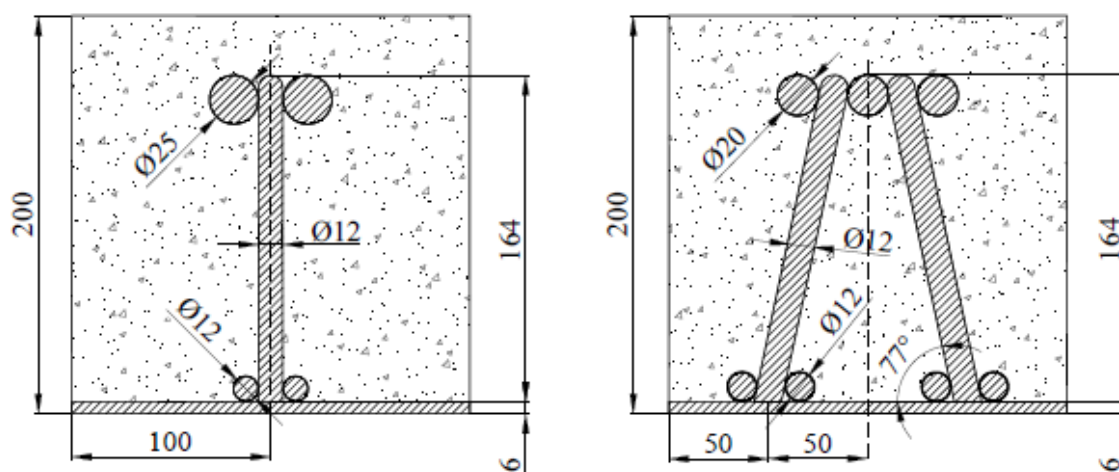


Figura III.3 - Secciones transversales fase SII, CSTCB Tipo A

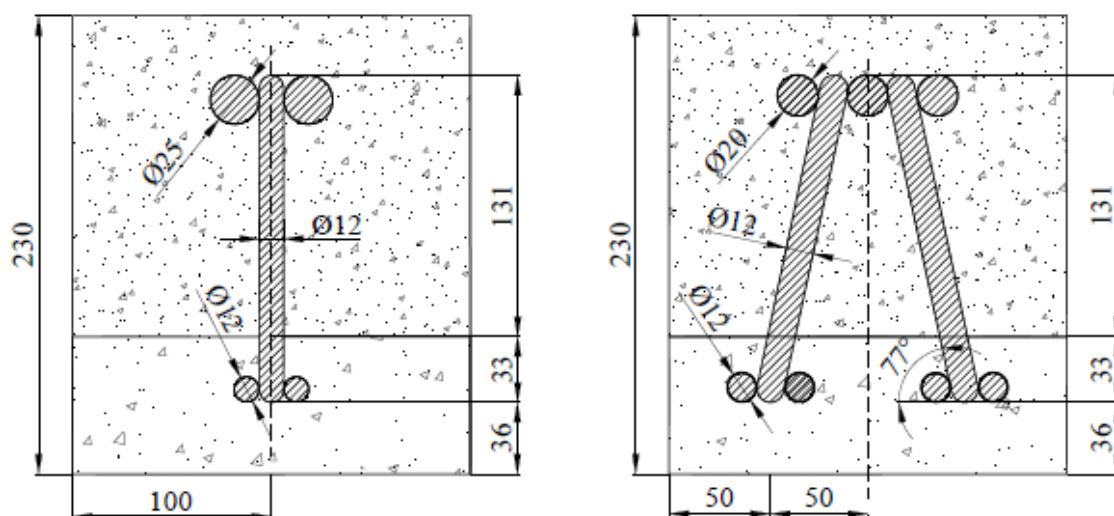


Figura III.4 - Secciones transversales fase SII, CSTCB Tipo B

## III.4. SECCIONES LONGITUDINALES FASE SI TIPO A

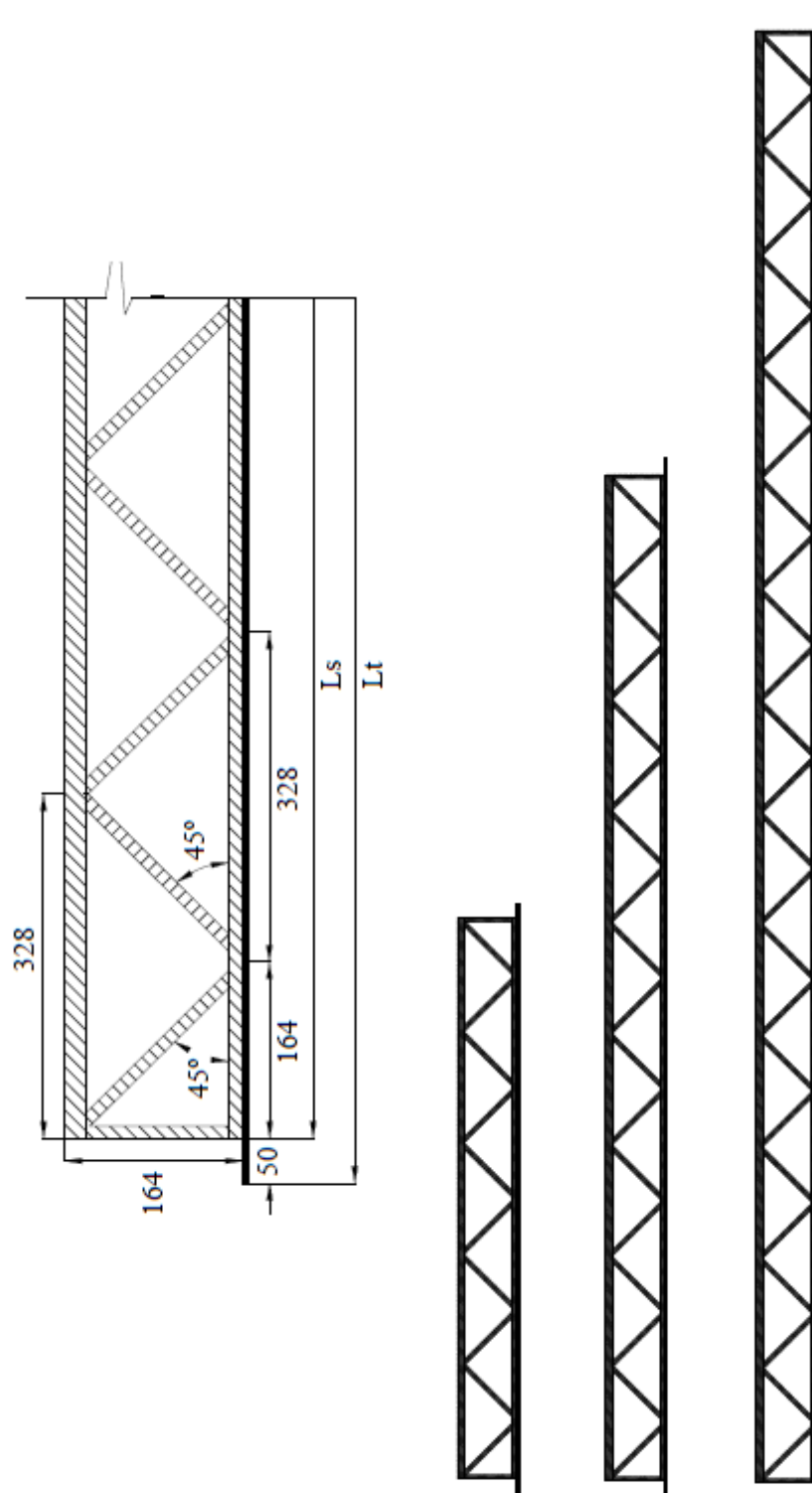


Figura III.5 - Secciones Longitudinales fase SI, tipo A

## III.5. SECCIONES LONGITUDINALES FASE SII TIPO A

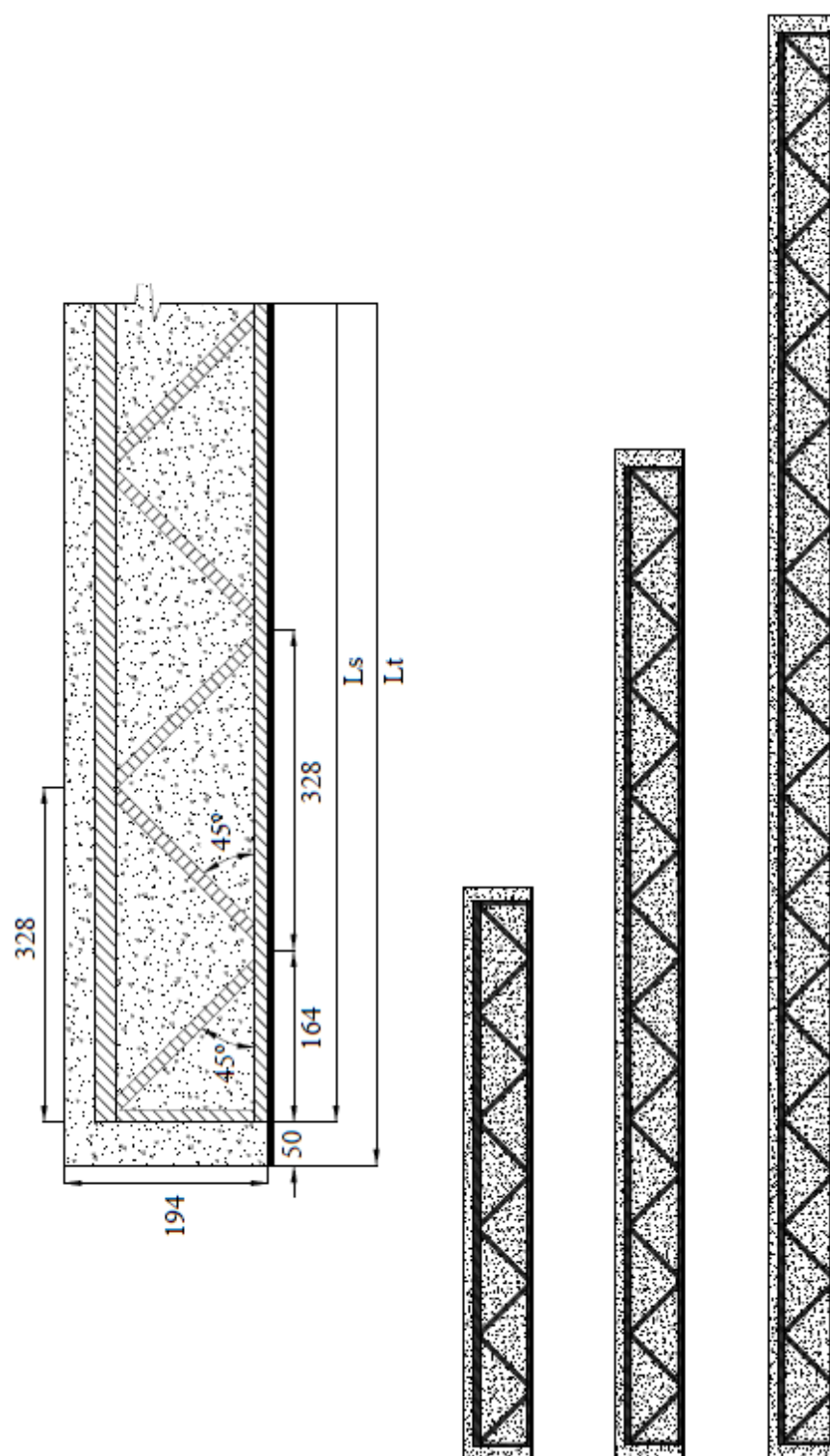


Figura III.6 - Secciones Longitudinales fase SII, tipo A

## III.6. SECCIONES LONGITUDINALES FASE SI TIPO B

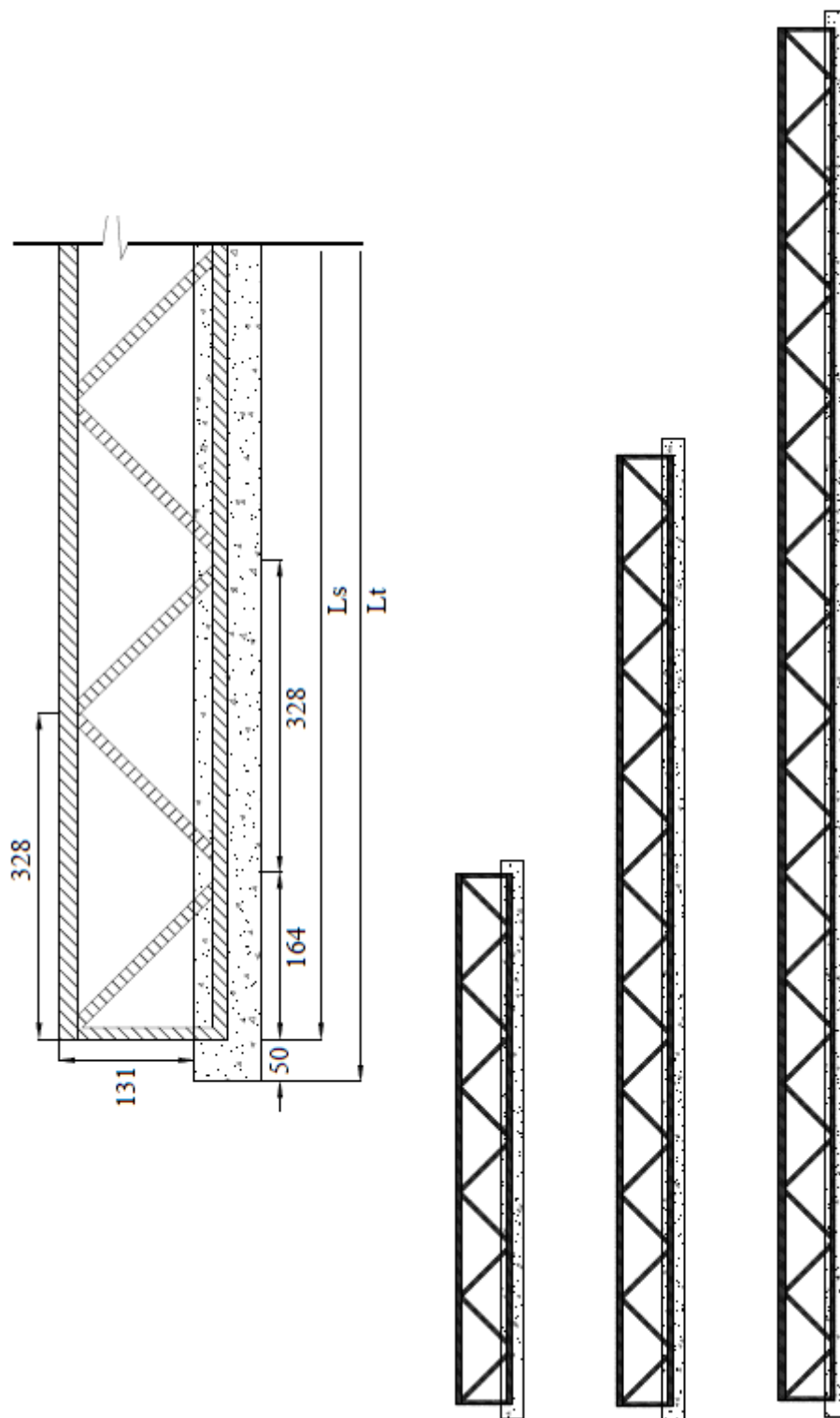


Figura III.7 - Secciones Longitudinales fase SI, tipo B

## III.7. SECCIONES LONGITUDINALES FASE SII TIPO B

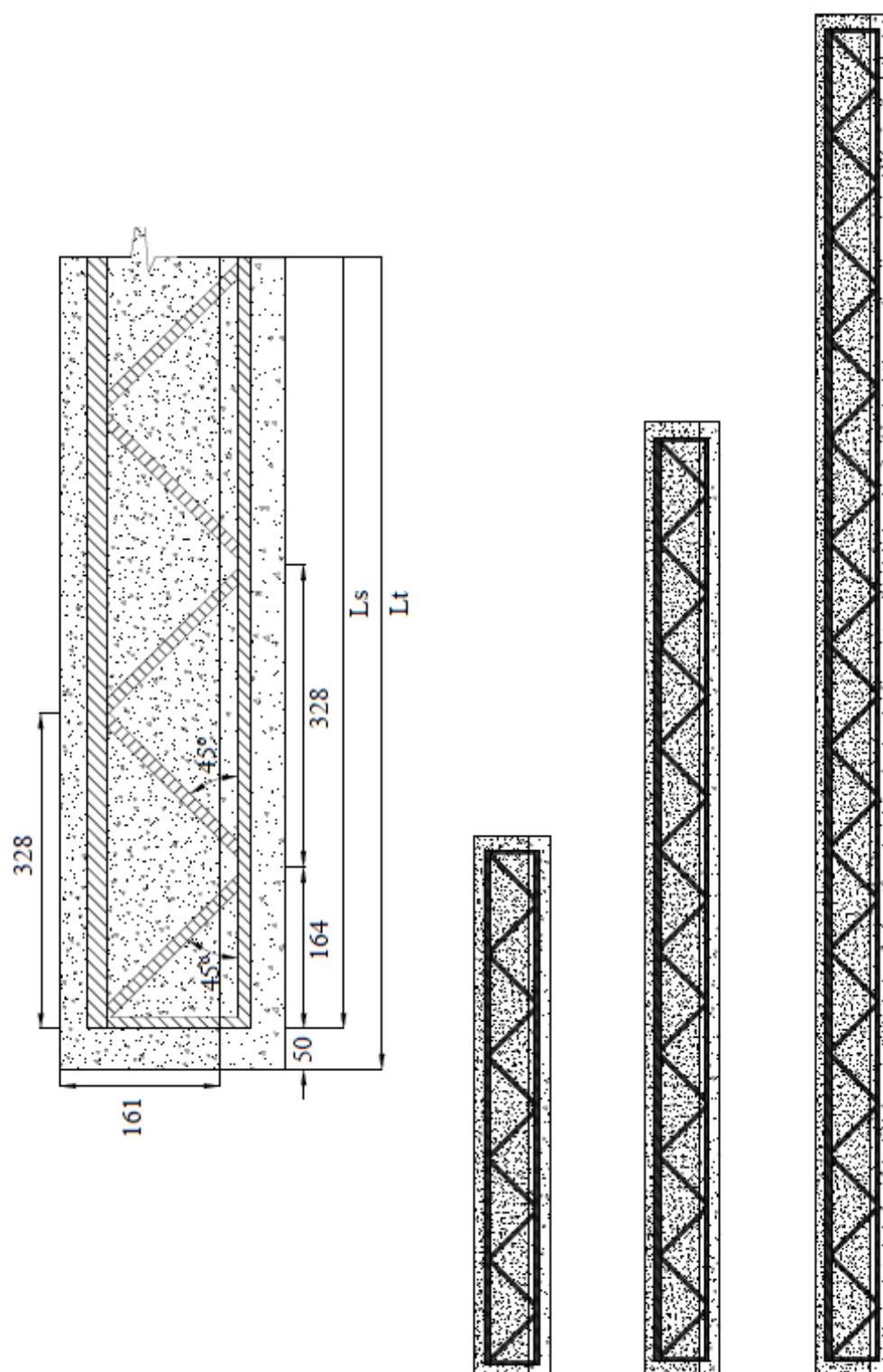


Figura III.8 - Secciones Longitudinales fase SII, tipo B

# ANEXO IV: CÁLCULO

## IV.1. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN AI\_SI\_L1

ESTUDIO MOMENTO RESISTENTE FASE SI (SEGÚN G. QUARANTA): SECCIÓN AI\_SI\_L1

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

Barras superiores

Nº	Ø [mm]
2	25

Barras inferiores

Nº	Ø [mm]
2	12

Barras diagonales

Nº	Ø [mm]
1	12

Chapa

b [m]	S <sub>l</sub> [mm]
0,2	6

Clase sección transversal: 1

 $\gamma_{M1}$  1

## CÁLCULO MÓDULO DE FLEXIÓN

$$W_u = \chi_u \cdot A_u \cdot h_u$$

$$W_l = A_l \cdot h_l$$

$A_u = n_u \cdot \pi \cdot \frac{d_u^2}{4} \text{ [m}^2\text{]}$	0,0010
--	--------

$A_l = b \cdot s_l \text{ [m}^2\text{]}$	0,0012
--	--------

$E_s \text{ [GPa]}$	210
---------------------	-----

$f_y \text{ [MPa]}$	400
---------------------	-----

$2 \cdot \delta \text{ [m]}$	0,328
------------------------------	-------

$$\chi_u = \frac{1}{\phi_u + \sqrt{\phi_u^2 - \bar{\lambda}_u^2}} \leq 1$$

$$\phi_u = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_u - 0,20) + \bar{\lambda}_u^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_u = \frac{\lambda_u}{\lambda_l}; \lambda_u = \frac{2 \cdot \delta}{d_u/4}; \lambda_l = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

$\bar{\lambda}_u$	0,73
$\lambda_u$	52,48
$\lambda_l$	71,98
$\alpha$	0,21

$h_u$ [m]	154,5
$h_l$ [m]	154,5
$\chi_u$	0,83
$\phi_u$	0,82

$W_u$	0,1265
$W_l$	0,1854

mínimo	0,1265
$W_u$	

### FACTOR REDUCCIÓN PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,50 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,20) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_W \cdot \frac{\min\{W_u, W_l\} \cdot f_y}{M_{CR}}}$$

$\chi_{LT}$	0,8786
$\phi_{LT}$	0,6522
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,4351

$\beta_W$	1
$\alpha_{LT}$	0,49
$M_{CR}$ [kN.m]	267,22

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot W_{eff,y}$$

$$W_{eff,y} = \min\{W_u, W_l\}$$

$M_{b,Rd}$	[kN.m]	44,44
------------	--------	-------

## IV.2. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN AI\_SI\_L2

ESTUDIO MOMENTO RESISTENTE FASE SI (SEGÚN G. QUARANTA): SECCIÓN AI\_SI\_L2

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

Barras superiores

Nº	Ø [mm]
2	25

Barras inferiores

Nº	Ø [mm]
2	12

Barras diagonales

Nº	Ø [mm]
1	12

Chapa

b [m]	S <sub>l</sub> [mm]
0,2	6

Clase sección transversal: 1

 $\gamma_{M1}$  1

## CÁLCULO MÓDULO DE FLEXIÓN

$$W_u = \chi_u \cdot A_u \cdot h_u$$

$$W_l = A_l \cdot h_l$$

$A_u = n_u \cdot \pi \cdot \frac{d_u^2}{4} \text{ [m}^2\text{]}$	0,0010
--	--------

$A_l = b \cdot s_l \text{ [m}^2\text{]}$	0,0012
--	--------

$E_s \text{ [GPa]}$	210
---------------------	-----

$f_y \text{ [MPa]}$	400
---------------------	-----

$2 \cdot \delta \text{ [m]}$	0,328
------------------------------	-------

$$\chi_u = \frac{1}{\phi_u + \sqrt{\phi_u^2 - \bar{\lambda}_u^2}} \leq 1$$

$$\phi_u = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_u - 0,20) + \bar{\lambda}_u^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_u = \frac{\lambda_u}{\lambda_l}; \lambda_u = \frac{2 \cdot \delta}{d_u/4}; \lambda_l = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

$\bar{\lambda}_u$	0,73
$\lambda_u$	52,48
$\lambda_l$	71,98
$\alpha$	0,21

$h_u$ [m]	154,5
$h_l$ [m]	154,5
$\chi_u$	0,83
$\phi_u$	0,82

$W_u$	0,1265
$W_l$	0,1854

mínimo	0,1265
$W_u$	

### FACTOR REDUCCIÓN PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,20) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_W \cdot \frac{\min\{W_u, W_l\} \cdot f_y}{M_{CR}}}$$

$\chi_{LT}$	0,8027
$\phi_{LT}$	0,7535
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,5705

$\beta_W$	1
$\alpha_{LT}$	0,49
$M_{CR}$ [kN.m]	155,41

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot W_{eff,y}$$

$$W_{eff,y} = \min\{W_u, W_l\}$$

$M_{b,Rd}$ [kN.m]	40,60
-------------------	-------

## IV.3. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN AI\_SI\_L3

ESTUDIO MOMENTO RESISTENTE FASE SI (SEGÚN G. QUARANTA): SECCIÓN AI\_SI\_L3

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

Barras superiores

Nº	Ø [mm]
2	25

Barras inferiores

Nº	Ø [mm]
2	12

Barras diagonales

Nº	Ø [mm]
1	12

Chapa

b [m]	S <sub>l</sub> [mm]
0,2	6

Clase sección transversal: 1

 $\gamma_{M1}$  1

## CÁLCULO MÓDULO DE FLEXIÓN

$$W_u = \chi_u \cdot A_u \cdot h_u$$

$$W_l = A_l \cdot h_l$$

$A_u = n_u \cdot \pi \cdot \frac{d_u^2}{4} \text{ [m}^2\text{]}$	0,0010
--	--------

$A_l = b \cdot s_l \text{ [m}^2\text{]}$	0,0012
--	--------

$E_s \text{ [GPa]}$	210
---------------------	-----

$f_y \text{ [MPa]}$	400
---------------------	-----

$2 \cdot \delta \text{ [m]}$	0,328
------------------------------	-------

$$\chi_u = \frac{1}{\phi_u + \sqrt{\phi_u^2 - \bar{\lambda}_u^2}} \leq 1$$

$$\phi_u = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_u - 0,20) + \bar{\lambda}_u^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_u = \frac{\lambda_u}{\lambda_l}; \lambda_u = \frac{2 \cdot \delta}{d_u/4}; \lambda_l = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

$\bar{\lambda}_u$	0,73
$\lambda_u$	52,48
$\lambda_l$	71,98
$\alpha$	0,21

$h_u$ [m]	154,5
$h_l$ [m]	154,5
$\chi_u$	0,83
$\phi_u$	0,82

$W_u$	0,1265
$W_l$	0,1854

mínimo	0,1265
$W_u$	

### FACTOR REDUCCIÓN PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,50 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,20) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_W \cdot \frac{\min\{W_u, W_l\} \cdot f_y}{M_{CR}}}$$

$\chi_{LT}$	0,8033
$\phi_{LT}$	0,7527
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,5695

$\beta_W$	1
$\alpha_{LT}$	0,49
$M_{CR}$ [kN.m]	155,98

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot W_{eff,y}$$

$$W_{eff,y} = \min\{W_u, W_l\}$$

$M_{b,Rd}$ [kN.m]	40,63
-------------------	-------

## IV.4. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN AII\_SI\_L1

ESTUDIO MOMENTO RESISTENTE FASE SI (SEGÚN G. QUARANTA): SECCIÓN AII\_SI\_L1

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

Barras superiores		Barras inferiores	
Nº	Ø [mm]	Nº	Ø [mm]
3	20	4	12
Barras diagonales		Chapa	
Nº	Ø [mm]	b [m]	S <sub>l</sub> [mm]
2	12	0,2	6
Clase sección transversal:	1	γ <sub>M1</sub>	1

## CÁLCULO MÓDULO DE FLEXIÓN

$$W_u = \chi_u \cdot A_u \cdot h_u$$

$$W_l = A_l \cdot h_l$$

$A_u = n_u \cdot \pi \cdot \frac{d_u^2}{4}$ [m <sup>2</sup> ]	0,0009
---	--------

$A_l = b \cdot s_l$ [m <sup>2</sup> ]	0,0012
---------------------------------------	--------

E <sub>S</sub> [GPa]	210
f <sub>y</sub> [MPa]	400
2 · δ [m]	0,328

$$\chi_u = \frac{1}{\phi_u + \sqrt{\phi_u^2 - \bar{\lambda}_u^2}} \leq 1$$

$$\phi_u = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_u - 0,20) + \bar{\lambda}_u^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_u = \frac{\lambda_u}{\lambda_1}; \lambda_u = \frac{2 \cdot \delta}{d_u/4}; \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

$\bar{\lambda}_u$	0,91
$\lambda_u$	65,60
$\lambda_1$	71,98
$\alpha$	0,21

$h_u$ [m]	157
$h_l$ [m]	157
$\chi_u$	0,73
$\phi_u$	0,99

$W_u$	0,1075
$W_l$	0,1884

mínimo	0,1075
$W_u$	

### FACTOR REDUCCIÓN PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,20) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_W \cdot \frac{\min\{W_u, W_l\} \cdot f_y}{M_{CR}}}$$

$\chi_{LT}$	0,9252
$\phi_{LT}$	0,5960
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,3467

$\beta_W$	1
$\alpha_{LT}$	0,49
$M_{CR}$ [kN.m]	357,79

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot W_{eff,y}$$

$$W_{eff,y} = \min\{W_u, W_l\}$$

$M_{b,Rd}$ [kN.m]	39,78
-------------------	-------

## IV.5. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN AII\_SI\_L2

ESTUDIO MOMENTO RESISTENTE FASE SI (SEGÚN G. QUARANTA): SECCIÓN AII\_SI\_L2

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

Barras superiores		Barras inferiores	
Nº	Ø [mm]	Nº	Ø [mm]
3	20	4	12
Barras diagonales		Chapa	
Nº	Ø [mm]	b [m]	S <sub>l</sub> [mm]
2	12	0,2	6
Clase sección transversal:	1	γ <sub>M1</sub>	1

## CÁLCULO MÓDULO DE FLEXIÓN

$$W_u = \chi_u \cdot A_u \cdot h_u$$

$$W_l = A_l \cdot h_l$$

$A_u = n_u \cdot \pi \cdot \frac{d_u^2}{4} \text{ [m}^2\text{]}$	0,0009
--	--------

$A_l = b \cdot s_l \text{ [m}^2\text{]}$	0,0012
--	--------

E <sub>S</sub> [GPa]	210
f <sub>y</sub> [MPa]	400
2 · δ [m]	0,328

$$\chi_u = \frac{1}{\phi_u + \sqrt{\phi_u^2 - \bar{\lambda}_u^2}} \leq 1$$

$$\phi_u = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_u - 0,20) + \bar{\lambda}_u^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_u = \frac{\lambda_u}{\lambda_1}; \lambda_u = \frac{2 \cdot \delta}{d_u/4}; \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

$\bar{\lambda}_u$	0,91
$\lambda_u$	65,60
$\lambda_1$	71,98
$\alpha$	0,21

$h_u$ [m]	157
$h_l$ [m]	157
$\chi_u$	0,73
$\phi_u$	0,99

$W_u$	0,1075
$W_l$	0,1884

mínimo	0,1075
$W_u$	

### FACTOR REDUCCIÓN PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,20) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_W \cdot \frac{\min\{W_u, W_l\} \cdot f_y}{M_{CR}}}$$

$\chi_{LT}$	0,9172
$\phi_{LT}$	0,6053
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,3621

$\beta_W$	1
$\alpha_{LT}$	0,49
$M_{CR}$ [kN.m]	327,86

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot W_{eff,y}$$

$$W_{eff,y} = \min\{W_u, W_l\}$$

$M_{b,Rd}$ [kN.m]	39,44
-------------------	-------

## IV.6. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN AII\_SI\_L3

ESTUDIO MOMENTO RESISTENTE FASE SI (SEGÚN G. QUARANTA): SECCIÓN AII\_SI\_L3

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

Barras superiores		Barras inferiores	
Nº	Ø [mm]	Nº	Ø [mm]
3	20	4	12
Barras diagonales		Chapa	
Nº	Ø [mm]	b [m]	S <sub>l</sub> [mm]
2	12	0,2	6
Clase sección transversal:	1	γ <sub>M1</sub>	1

## CÁLCULO MÓDULO DE FLEXIÓN

$$W_u = \chi_u \cdot A_u \cdot h_u$$

$$W_l = A_l \cdot h_l$$

$A_u = n_u \cdot \pi \cdot \frac{d_u^2}{4} \text{ [m}^2\text{]}$	0,0009
--	--------

$A_l = b \cdot s_l \text{ [m}^2\text{]}$	0,0012
--	--------

E <sub>S</sub> [GPa]	210
f <sub>y</sub> [MPa]	400
2 · δ [m]	0,328

$$\chi_u = \frac{1}{\phi_u + \sqrt{\phi_u^2 - \bar{\lambda}_u^2}} \leq 1$$

$$\phi_u = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_u - 0,20) + \bar{\lambda}_u^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_u = \frac{\lambda_u}{\lambda_1}; \lambda_u = \frac{2 \cdot \delta}{d_u/4}; \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

$\bar{\lambda}_u$	0,91
$\lambda_u$	65,60
$\lambda_1$	71,98
$\alpha$	0,21

$h_u$ [m]	157
$h_l$ [m]	157
$\chi_u$	0,73
$\phi_u$	0,99

$W_u$	0,1075
$W_l$	0,1884

mínimo	0,1075
$W_u$	

### FACTOR REDUCCIÓN PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,50 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,20) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_W \cdot \frac{\min\{W_u, W_l\} \cdot f_y}{M_{CR}}}$$

$\chi_{LT}$	0,9068
$\phi_{LT}$	0,6176
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,3820

$\beta_W$	1
$\alpha_{LT}$	0,49
$M_{CR}$ [kN.m]	294,59

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot W_{eff,y}$$

$$W_{eff,y} = \min\{W_u, W_l\}$$

$M_{b,Rd}$ [kN.m]	38,99
-------------------	-------

## IV.7. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN BI\_SI\_L1

ESTUDIO MOMENTO RESISTENTE FASE SI (SEGÚN G. QUARANTA): SECCIÓN BI\_SI\_L1

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

Barras superiores

Nº	Ø [mm]
2	25

Barras inferiores

Nº	Ø [mm]
2	12

Barras diagonales

Nº	Ø [mm]
1	12

Base hormigón

b [m]	S <sub>c</sub> [mm]
0,2	69

Clase sección transversal: 1

 $\gamma_{M1}$  1

## CÁLCULO MÓDULO DE FLEXIÓN

$$W_u = \chi_u \cdot A_u \cdot h_u$$

$A_u = n_u \cdot \pi \cdot \frac{d_u^2}{4} \text{ [m}^2\text{]}$	0,0010
--	--------

$E_s \text{ [GPa]}$	210
---------------------	-----

$f_y \text{ [MPa]}$	400
---------------------	-----

$2 \cdot \delta \text{ [m]}$	0,328
------------------------------	-------

$$\chi_u = \frac{1}{\phi_u + \sqrt{\phi_u^2 - \bar{\lambda}_u^2}} \leq 1$$

$$\phi_u = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_u - 0,20) + \bar{\lambda}_u^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_u = \frac{\lambda_u}{\lambda_1}; \lambda_u = \frac{2 \cdot \delta}{d_u/4}; \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

$\bar{\lambda}_u$	0,73
$\lambda_u$	52,48
$\lambda_1$	71,98
$\alpha$	0,21

$h_u$ [m]	151,5
-----------	-------

$\chi_u$	0,83
$\phi_u$	0,82

$W_u$	0,1240
-------	--------

### FACTOR REDUCCIÓN PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,20) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_W \cdot \frac{W_u \cdot f_y}{M_{CR}}}$$

$\chi_{LT}$	0,8813
$\phi_{LT}$	0,6489
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,4301

$\beta_W$	1
$\alpha_{LT}$	0,49
$M_{CR}$ [kN.m]	268,12

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot W_{eff,y}$$

$$W_{eff,y} = W_u$$

$M_{b,Rd}$ [kN.m]	43,71
-------------------	-------

## IV.8. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN BI\_SI\_L2

ESTUDIO MOMENTO RESISTENTE FASE SI (SEGÚN G. QUARANTA): SECCIÓN BI\_SI\_L2

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

Barras superiores

Nº	Ø [mm]
2	25

Barras inferiores

Nº	Ø [mm]
2	12

Barras diagonales

Nº	Ø [mm]
1	12

Base hormigón

b [m]	S <sub>c</sub> [mm]
0,2	69

Clase sección transversal: 1

 $\gamma_{M1}$  1

## CÁLCULO MÓDULO DE FLEXIÓN

$$W_u = \chi_u \cdot A_u \cdot h_u$$

$A_u = n_u \cdot \pi \cdot \frac{d_u^2}{4} \text{ [m}^2\text{]}$	0,0010
--	--------

$E_s$ [GPa]	210
$f_y$ [MPa]	400
$2 \cdot \delta$ [m]	0,328

$$\chi_u = \frac{1}{\phi_u + \sqrt{\phi_u^2 - \bar{\lambda}_u^2}} \leq 1$$

$$\phi_u = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_u - 0,20) + \bar{\lambda}_u^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_u = \frac{\lambda_u}{\lambda_1}; \lambda_u = \frac{2 \cdot \delta}{d_u/4}; \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

$\bar{\lambda}_u$	0,73
$\lambda_u$	52,48
$\lambda_1$	71,98
$\alpha$	0,21

$h_u$ [m]	151,5
-----------	-------

$\chi_u$	0,83
$\phi_u$	0,82

$W_u$	0,1240
-------	--------

### FACTOR REDUCCIÓN PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,20) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_W \cdot \frac{W_u \cdot f_y}{M_{CR}}}$$

$\chi_{LT}$	0,8529
$\phi_{LT}$	0,6854
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,4822

$\beta_W$	1
$\alpha_{LT}$	0,49
$M_{CR}$ [kN.m]	213,31

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot W_{eff,y}$$

$$W_{eff,y} = W_u$$

$M_{b,Rd}$ [kN.m]	42,30
-------------------	-------

## IV.9. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN BI\_SI\_L3

ESTUDIO MOMENTO RESISTENTE FASE SI (SEGÚN G. QUARANTA): SECCIÓN BI\_SI\_L3

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

Barras superiores

Nº	Ø [mm]
2	25

Barras inferiores

Nº	Ø [mm]
2	12

Barras diagonales

Nº	Ø [mm]
1	12

Base hormigón

b [m]	S <sub>c</sub> [mm]
0,2	69

Clase sección transversal: 1

 $\gamma_{M1}$  1

## CÁLCULO MÓDULO DE FLEXIÓN

$$W_u = \chi_u \cdot A_u \cdot h_u$$

$A_u = n_u \cdot \pi \cdot \frac{d_u^2}{4} \text{ [m}^2\text{]}$	0,0010
--	--------

$E_s$ [GPa]	210
$f_y$ [MPa]	400
$2 \cdot \delta$ [m]	0,328

$$\chi_u = \frac{1}{\phi_u + \sqrt{\phi_u^2 - \bar{\lambda}_u^2}} \leq 1$$

$$\phi_u = 0,50 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_u - 0,20) + \bar{\lambda}_u^2]$$

$$\bar{\lambda}_u = \frac{\lambda_u}{\lambda_1}; \lambda_u = \frac{2 \cdot \delta}{d_u/4}; \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

$\bar{\lambda}_u$	0,73
$\lambda_u$	52,48
$\lambda_1$	71,98
$\alpha$	0,21

$h_u$ [m]	151,5
-----------	-------

$\chi_u$	0,83
$\phi_u$	0,82

$W_u$	0,1240
-------	--------

### FACTOR REDUCCIÓN PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,50 \cdot [1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,20) + \bar{\lambda}_{LT}^2]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_W \cdot \frac{W_u \cdot f_y}{M_{CR}}}$$

$\chi_{LT}$	0,8468
$\phi_{LT}$	0,6934
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,4931

$\beta_W$	1
$\alpha_{LT}$	0,49
$M_{CR}$ [kN.m]	203,95

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot W_{eff,y}$$

$$W_{eff,y} = W_u$$

$M_{b,Rd}$ [kN.m]	42,00
-------------------	-------

## IV.10. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN BII\_SI\_L1

ESTUDIO MOMENTO RESISTENTE FASE SI (SEGÚN G. QUARANTA): SECCIÓN BI\_SI\_L1

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

Barras superiores

Nº	Ø [mm]
3	20

Barras inferiores

Nº	Ø [mm]
4	12

Barras diagonales

Nº	Ø [mm]
2	12

Base hormigón

b [m]	S <sub>c</sub> [mm]
0,2	69

Clase sección transversal: 1

 $\gamma_{M1}$  1

## CÁLCULO MÓDULO DE FLEXIÓN

$$W_u = \chi_u \cdot A_u \cdot h_u$$

$A_u = n_u \cdot \pi \cdot \frac{d_u^2}{4} \text{ [m}^2\text{]}$	0,0009
--	--------

$E_s$ [GPa]	210
$f_y$ [MPa]	400
$2 \cdot \delta$ [m]	0,328

$$\chi_u = \frac{1}{\phi_u + \sqrt{\phi_u^2 - \bar{\lambda}_u^2}} \leq 1$$

$$\phi_u = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_u - 0,20) + \bar{\lambda}_u^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_u = \frac{\lambda_u}{\lambda_1}; \lambda_u = \frac{2 \cdot \delta}{d_u/4}; \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

$\bar{\lambda}_u$	0,91
$\lambda_u$	65,60
$\lambda_1$	71,98
$\alpha$	0,21

$h_u$ [m]	154
-----------	-----

$\chi_u$	0,73
$\phi_u$	0,99

$W_u$	0,1054
-------	--------

### FACTOR REDUCCIÓN PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,20) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_W \cdot \frac{W_u \cdot f_y}{M_{CR}}}$$

$\chi_{LT}$	0,9242
$\phi_{LT}$	0,5971
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,3485

$\beta_W$	1
$\alpha_{LT}$	0,49
$M_{CR}$ [kN.m]	347,25

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot W_{eff,y}$$

$$W_{eff,y} = W_u$$

$M_{b,Rd}$ [kN.m]	38,98
-------------------	-------

## IV.11. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN BII\_SI\_L2

ESTUDIO MOMENTO RESISTENTE FASE SI (SEGÚN G. QUARANTA): SECCIÓN BI\_SI\_L2

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

Barras superiores

Nº	Ø [mm]
3	20

Barras inferiores

Nº	Ø [mm]
4	12

Barras diagonales

Nº	Ø [mm]
2	12

Base hormigón

b [m]	S <sub>c</sub> [mm]
0,2	69

Clase sección transversal: 1

 $\gamma_{M1}$  1

## CÁLCULO MÓDULO DE FLEXIÓN

$$W_u = \chi_u \cdot A_u \cdot h_u$$

$A_u = n_u \cdot \pi \cdot \frac{d_u^2}{4} \text{ [m}^2\text{]}$	0,0009
--	--------

$E_s$ [GPa]	210
$f_y$ [MPa]	400
$2 \cdot \delta$ [m]	0,328

$$\chi_u = \frac{1}{\phi_u + \sqrt{\phi_u^2 - \bar{\lambda}_u^2}} \leq 1$$

$$\phi_u = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_u - 0,20) + \bar{\lambda}_u^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_u = \frac{\lambda_u}{\lambda_1}; \lambda_u = \frac{2 \cdot \delta}{d_u/4}; \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

$\bar{\lambda}_u$	0,91
$\lambda_u$	65,60
$\lambda_1$	71,98
$\alpha$	0,21

$h_u$ [m]	154
-----------	-----

$\chi_u$	0,73
$\phi_u$	0,99

$W_u$	0,1054
-------	--------

### FACTOR REDUCCIÓN PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,20) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_W \cdot \frac{W_u \cdot f_y}{M_{CR}}}$$

$\chi_{LT}$	0,9291
$\phi_{LT}$	0,5915
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,3391

$\beta_W$	1
$\alpha_{LT}$	0,49
$M_{CR}$ [kN.m]	366,87

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot W_{eff,y}$$

$$W_{eff,y} = W_u$$

$M_{b,Rd}$ [kN.m]	39,19
-------------------	-------

## IV.12. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SI: SECCIÓN BII\_SI\_L3

ESTUDIO MOMENTO RESISTENTE FASE SI (SEGÚN G. QUARANTA): SECCIÓN BI\_SI\_L3

## CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

Barras superiores

Nº	Ø [mm]
3	20

Barras inferiores

Nº	Ø [mm]
4	12

Barras diagonales

Nº	Ø [mm]
2	12

Base hormigón

b [m]	S <sub>c</sub> [mm]
0,2	69

Clase sección transversal: 1

 $\gamma_{M1}$  1

## CÁLCULO MÓDULO DE FLEXIÓN

$$W_u = \chi_u \cdot A_u \cdot h_u$$

$A_u = n_u \cdot \pi \cdot \frac{d_u^2}{4} \text{ [m}^2\text{]}$	0,0009
--	--------

$E_s$ [GPa]	210
$f_y$ [MPa]	400
$2 \cdot \delta$ [m]	0,328

$$\chi_u = \frac{1}{\phi_u + \sqrt{\phi_u^2 - \bar{\lambda}_u^2}} \leq 1$$

$$\phi_u = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_u - 0,20) + \bar{\lambda}_u^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_u = \frac{\lambda_u}{\lambda_1}; \lambda_u = \frac{2 \cdot \delta}{d_u/4}; \lambda_1 = \pi \cdot \sqrt{\frac{E_s}{f_y}}$$

$\bar{\lambda}_u$	0,91
$\lambda_u$	65,60
$\lambda_1$	71,98
$\alpha$	0,21

$h_u$ [m]	154
-----------	-----

$\chi_u$	0,73
$\phi_u$	0,99

$W_u$	0,1054
-------	--------

### FACTOR REDUCCIÓN PANDEO LATERAL TORSIONAL

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi_{LT} + \sqrt{\phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

$$\phi_{LT} = 0,50 \cdot \left[ 1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,20) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\beta_W \cdot \frac{W_u \cdot f_y}{M_{CR}}}$$

$\chi_{LT}$	0,9226
$\phi_{LT}$	0,5990
$\bar{\lambda}_{LT}$	0,3517

$\beta_W$	1
$\alpha_{LT}$	0,49
$M_{CR}$ [kN.m]	341,02

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot W_{eff,y}$$

$$W_{eff,y} = W_u$$

$M_{b,Rd}$ [kN.m]	38,91
-------------------	-------

## IV.14. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES AI\_SI\_L1

## RESISTENCIA DEL MECANISMO AI\_SI\_L1

## FÓRMULA

$$\frac{2 \cdot V_{sd} \cdot \cotg \alpha_{tr}}{N_{pl}^u} + \frac{V_{sd} \cdot (1,5 \cdot d_{tr} \cdot \sen \alpha_{tr})}{M_{pl}^u} + \frac{V_{sd}}{V_{pl}^u} \leq 1$$

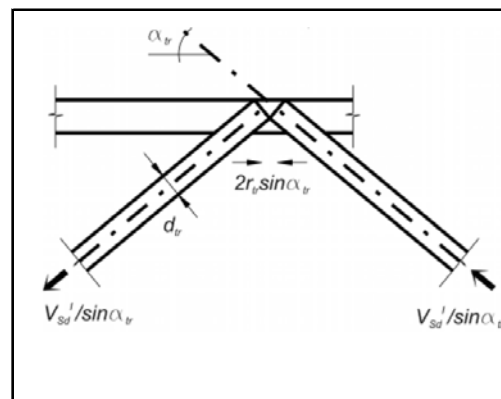
## ESFUERZOS Y DATOS

$$N_{pl}^u = n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$$M_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^3$$

$$V_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \frac{\pi}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$f_y$ [MPa]	400
-------------	-----



Viga	$V_{sd}$ [N]
AI_SI_L1	54195,12

## 1º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	45 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	2
$d_u$	25 mm

$N_{pl}^u$ [N]	392699,08
$M_{pl}^u$ [N.m]	2083,33
$V_{pl}^u$ [N]	302299,89

VIGA	VERIFICACIÓN	
AI_SI_L1	0,79	OK

## 2º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	90 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	2
$d_u$	25 mm

$N_{pl}^u$ [N]	392699,08
$M_{pl}^u$ [N.m]	2083,33
$V_{pl}^u$ [N]	302299,89

VIGA	VERIFICACIÓN	
AI_SI_L1	0,65	OK

## IV.15. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES AI\_SI\_L2

## RESISTENCIA DEL MECANISMO AI\_SI\_L2

## FÓRMULA

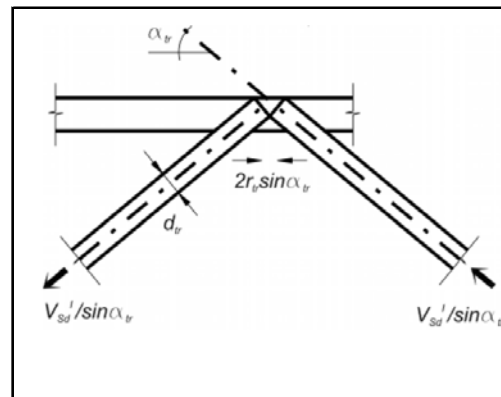
$$\frac{2 \cdot V_{sd} \cdot \cotg \alpha_{tr}}{N_{pl}^u} + \frac{V_{sd} \cdot (1,5 \cdot d_{tr} \cdot \sen \alpha_{tr})}{M_{pl}^u} + \frac{V_{sd}}{V_{pl}^u} \leq 1$$

## ESFUERZOS Y DATOS

$$N_{pl}^u = n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$$M_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^3$$

$$V_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \frac{\pi}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$



$f_y$ [MPa]	400
-------------	-----

Viga	$V_{sd}$ [N]
AI_SI_L2	27506,78

## 1º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	45 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	2
$d_u$	25 mm

$N_{pl}^u$ [N]	392699,08
$M_{pl}^u$ [N.m]	2083,33
$V_{pl}^u$ [N]	302299,89

VIGA	VERIFICACIÓN
AI_SI_L2	0,40 OK

## 2º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	90 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	2
$d_u$	25 mm

$N_{pl}^u$ [N]	392699,08
$M_{pl}^u$ [N.m]	2083,33
$V_{pl}^u$ [N]	302299,89

VIGA	VERIFICACIÓN
AI_SI_L2	0,33 OK

## IV.16. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES AI\_SI\_L3

## RESISTENCIA DEL MECANISMO AI\_SI\_L3

## FÓRMULA

$$\frac{2 \cdot V_{sd} \cdot \cotg \alpha_{tr}}{N_{pl}^u} + \frac{V_{sd} \cdot (1,5 \cdot d_{tr} \cdot \sen \alpha_{tr})}{M_{pl}^u} + \frac{V_{sd}}{V_{pl}^u} \leq 1$$

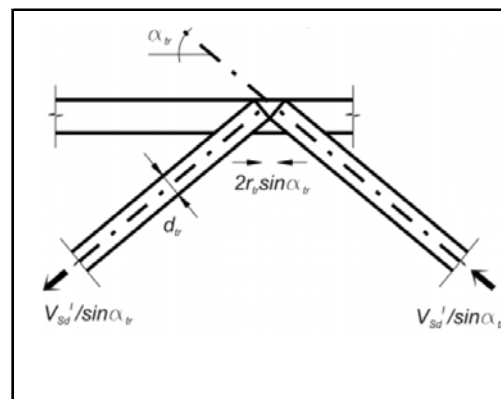
## ESFUERZOS Y DATOS

$$N_{pl}^u = n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$$M_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^3$$

$$V_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \frac{\pi}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$f_y$ [MPa]	400
-------------	-----



Viga	$V_{sd}$ [N]
------	--------------

AI_SI_L3	19057,22
----------	----------

## 1º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	45 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	2
$d_u$	25 mm

$N_{pl}^u$ [N]	392699,08
$M_{pl}^u$ [N.m]	2083,33
$V_{pl}^u$ [N]	302299,89

VIGA	VERIFICACIÓN
AI_SI_L3	0,28 OK

## 2º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	90 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	2
$d_u$	25 mm

$N_{pl}^u$ [N]	392699,08
$M_{pl}^u$ [N.m]	2083,33
$V_{pl}^u$ [N]	302299,89

VIGA	VERIFICACIÓN
AI_SI_L3	0,23 OK

## IV.17. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES AII\_SI\_L1

## RESISTENCIA DEL MECANISMO AII\_SI\_L1

## FÓRMULA

$$\frac{2 \cdot V_{sd} \cdot \cotg \alpha_{tr}}{N_{pl}^u} + \frac{V_{sd} \cdot (1,5 \cdot d_{tr} \cdot \sen \alpha_{tr})}{M_{pl}^u} + \frac{V_{sd}}{V_{pl}^u} \leq 1$$

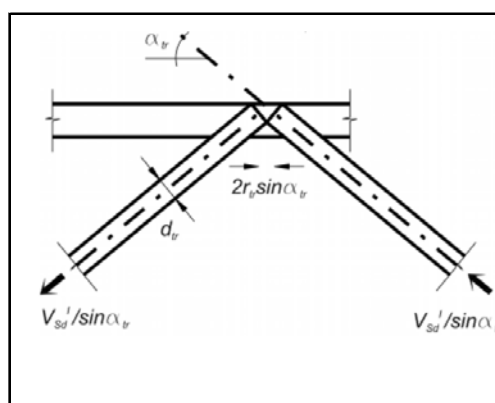
## ESFUERZOS Y DATOS

$$N_{pl}^u = n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$$M_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^3$$

$$V_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \frac{\pi}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$f_y$ [MPa]	400
-------------	-----



Viga	$V_{sd}$ [N]
AII_SI_L1	48512,20

## 1º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	45 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	3
$d_u$	20 mm

$N_{pl}^u$ [N]	376991,12
$M_{pl}^u$ [N.m]	1600,00
$V_{pl}^u$ [N]	290207,90

VIGA	VERIFICACIÓN	
AII_SI_L1	0,81	OK

## 2º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	90 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	3
$d_u$	20 mm

$N_{pl}^u$ [N]	376991,12
$M_{pl}^u$ [N.m]	1600,00
$V_{pl}^u$ [N]	290207,90

VIGA	VERIFICACIÓN	
AII_SI_L1	0,71	OK

## IV.18. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES AII\_SI\_L2

## RESISTENCIA DEL MECANISMO AII\_SI\_L2

## FÓRMULA

$$\frac{2 \cdot V_{sd} \cdot \cotg \alpha_{tr}}{N_{pl}^u} + \frac{V_{sd} \cdot (1,5 \cdot d_{tr} \cdot \sen \alpha_{tr})}{M_{pl}^u} + \frac{V_{sd}}{V_{pl}^u} \leq 1$$

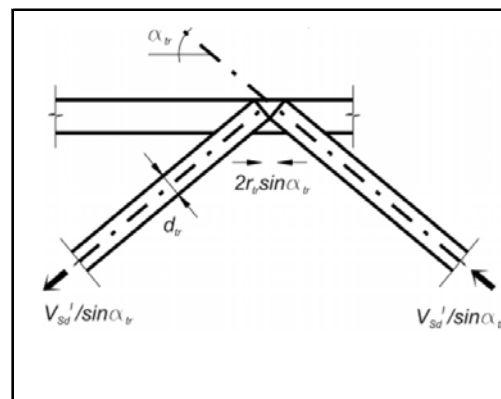
## ESFUERZOS Y DATOS

$$N_{pl}^u = n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$$M_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^3$$

$$V_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \frac{\pi}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$f_y$ [MPa]	400
-------------	-----



Viga	$V_{sd}$ [N]
AII_SI_L2	26714,09

## 1º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	45 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	3
$d_u$	20 mm

$N_{pl}^u$ [N]	376991,12
$M_{pl}^u$ [N.m]	1600,00
$V_{pl}^u$ [N]	290207,90

VIGA	VERIFICACIÓN
AII_SI_L2	0,45 OK

## 2º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	90 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	3
$d_u$	20 mm

$N_{pl}^u$ [N]	376991,12
$M_{pl}^u$ [N.m]	1600,00
$V_{pl}^u$ [N]	290207,90

VIGA	VERIFICACIÓN
AII_SI_L2	0,39 OK

## IV.19. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES AII\_SI\_L3

## RESISTENCIA DEL MECANISMO AII\_SI\_L3

## FÓRMULA

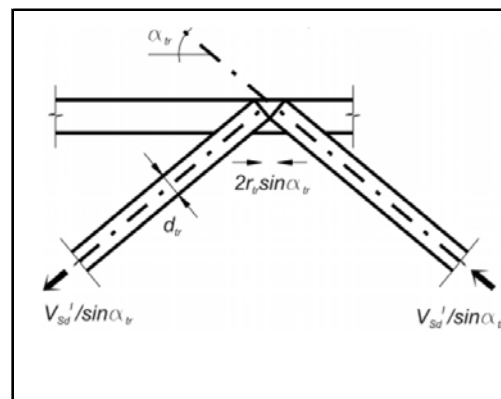
$$\frac{2 \cdot V_{sd} \cdot \cotg \alpha_{tr}}{N_{pl}^u} + \frac{V_{sd} \cdot (1,5 \cdot d_{tr} \cdot \sen \alpha_{tr})}{M_{pl}^u} + \frac{V_{sd}}{V_{pl}^u} \leq 1$$

## ESFUERZOS Y DATOS

$$N_{pl}^u = n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$$M_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^3$$

$$V_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \frac{\pi}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$



$f_y$ [MPa]	400
-------------	-----

Viga	$V_{sd}$ [N]
AII_SI_L3	18287,99

## 1º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	45 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	3
$d_u$	20 mm

$N_{pl}^u$ [N]	376991,12
$M_{pl}^u$ [N.m]	1600,00
$V_{pl}^u$ [N]	290207,90

VIGA	VERIFICACIÓN	
AII_SI_L3	0,31	OK

## 2º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	90 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	3
$d_u$	20 mm

$N_{pl}^u$ [N]	376991,12
$M_{pl}^u$ [N.m]	1600,00
$V_{pl}^u$ [N]	290207,90

VIGA	VERIFICACIÓN	
AII_SI_L3	0,27	OK

## IV.20. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES BI\_SI\_L1

## RESISTENCIA DEL MECANISMO BI\_SI\_L1

## FÓRMULA

$$\frac{2 \cdot V_{sd} \cdot \cotg \alpha_{tr}}{N_{pl}^u} + \frac{V_{sd} \cdot (1,5 \cdot d_{tr} \cdot \sen \alpha_{tr})}{M_{pl}^u} + \frac{V_{sd}}{V_{pl}^u} \leq 1$$

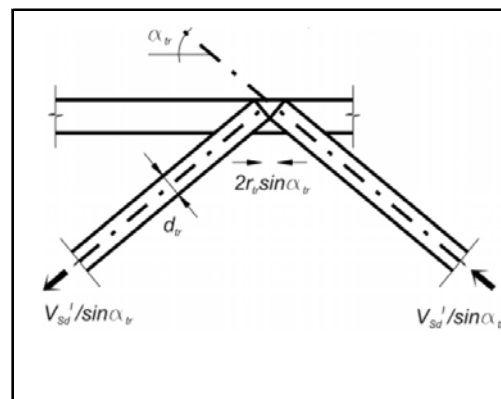
## ESFUERZOS Y DATOS

$$N_{pl}^u = n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$$M_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^3$$

$$V_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \frac{\pi}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$f_y$ [MPa]	400
-------------	-----



Viga	$V_{sd}$ [N]
BI_SI_L1	53304,88

## 1º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	45 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	2
$d_u$	25 mm

$N_{pl}^u$ [N]	392699,08
$M_{pl}^u$ [N.m]	2083,33
$V_{pl}^u$ [N]	302299,89

VIGA	VERIFICACIÓN
BI_SI_L1	0,77 OK

## 2º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	90 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	2
$d_u$	25 mm

$N_{pl}^u$ [N]	392699,08
$M_{pl}^u$ [N.m]	2083,33
$V_{pl}^u$ [N]	302299,89

VIGA	VERIFICACIÓN
BI_SI_L1	0,64 OK

## IV.21. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES BI\_SI\_L2

## RESISTENCIA DEL MECANISMO BI\_SI\_L2

## FÓRMULA

$$\frac{2 \cdot V_{sd} \cdot \cotg \alpha_{tr}}{N_{pl}^u} + \frac{V_{sd} \cdot (1,5 \cdot d_{tr} \cdot \sen \alpha_{tr})}{M_{pl}^u} + \frac{V_{sd}}{V_{pl}^u} \leq 1$$

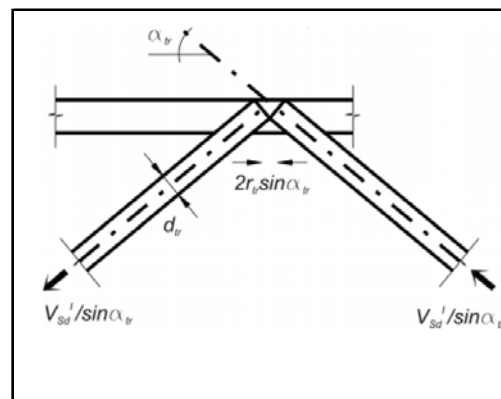
## ESFUERZOS Y DATOS

$$N_{pl}^u = n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$$M_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^3$$

$$V_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \frac{\pi}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$f_y$ [MPa]	400
-------------	-----



Viga	$V_{sd}$ [N]
BI_SI_L2	28658,54

## 1º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	45 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	2
$d_u$	25 mm

$N_{pl}^u$ [N]	392699,08
$M_{pl}^u$ [N.m]	2083,33
$V_{pl}^u$ [N]	302299,89

VIGA	VERIFICACIÓN	
BI_SI_L2	0,42	OK

## 2º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	90 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	2
$d_u$	25 mm

$N_{pl}^u$ [N]	392699,08
$M_{pl}^u$ [N.m]	2083,33
$V_{pl}^u$ [N]	302299,89

VIGA	VERIFICACIÓN	
BI_SI_L2	0,34	OK

## IV.22. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES BI\_SI\_L3

## RESISTENCIA DEL MECANISMO BI\_SI\_L3

## FÓRMULA

$$\frac{2 \cdot V_{sd} \cdot \cotg \alpha_{tr}}{N_{pl}^u} + \frac{V_{sd} \cdot (1,5 \cdot d_{tr} \cdot \sen \alpha_{tr})}{M_{pl}^u} + \frac{V_{sd}}{V_{pl}^u} \leq 1$$

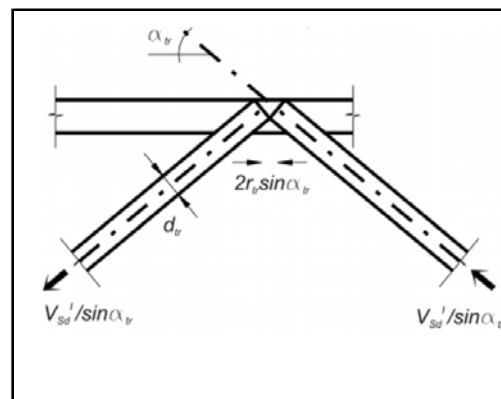
## ESFUERZOS Y DATOS

$$N_{pl}^u = n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$$M_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^3$$

$$V_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \frac{\pi}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$f_y$ [MPa]	400
-------------	-----



Viga	$V_{sd}$ [N]
BI_SI_L3	19699,81

## 1º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	45 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	2
$d_u$	25 mm

$N_{pl}^u$ [N]	392699,08
$M_{pl}^u$ [N.m]	2083,33
$V_{pl}^u$ [N]	302299,89

VIGA	VERIFICACIÓN
BI_SI_L3	0,29 OK

## 2º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	90 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	2
$d_u$	25 mm

$N_{pl}^u$ [N]	392699,08
$M_{pl}^u$ [N.m]	2083,33
$V_{pl}^u$ [N]	302299,89

VIGA	VERIFICACIÓN
BI_SI_L3	0,24 OK

## IV.23. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES BII\_SI\_L1

## RESISTENCIA DEL MECANISMO BII\_SI\_L1

## FÓRMULA

$$\frac{2 \cdot V_{sd} \cdot \cotg \alpha_{tr}}{N_{pl}^u} + \frac{V_{sd} \cdot (1,5 \cdot d_{tr} \cdot \sen \alpha_{tr})}{M_{pl}^u} + \frac{V_{sd}}{V_{pl}^u} \leq 1$$

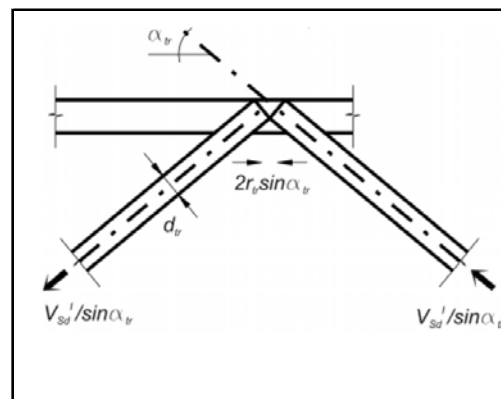
## ESFUERZOS Y DATOS

$$N_{pl}^u = n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$$M_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^3$$

$$V_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \frac{\pi}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$f_y$ [MPa]	400
-------------	-----



Viga	$V_{sd}$ [N]
BII_SI_L1	47536,59

## 1º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	45 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	3
$d_u$	20 mm

$N_{pl}^u$ [N]	376991,12
$M_{pl}^u$ [N.m]	1600,00
$V_{pl}^u$ [N]	290207,90

VIGA	VERIFICACIÓN	
BII_SI_L1	0,79	OK

## 2º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	90 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	3
$d_u$	20 mm

$N_{pl}^u$ [N]	376991,12
$M_{pl}^u$ [N.m]	1600,00
$V_{pl}^u$ [N]	290207,90

VIGA	VERIFICACIÓN	
BII_SI_L1	0,70	OK

## IV.24. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES BII\_SI\_L2

## RESISTENCIA DEL MECANISMO BII\_SI\_L2

## FÓRMULA

$$\frac{2 \cdot V_{sd} \cdot \cotg \alpha_{tr}}{N_{pl}^u} + \frac{V_{sd} \cdot (1,5 \cdot d_{tr} \cdot \sen \alpha_{tr})}{M_{pl}^u} + \frac{V_{sd}}{V_{pl}^u} \leq 1$$

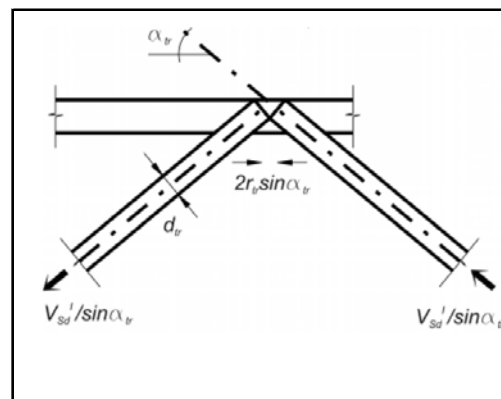
## ESFUERZOS Y DATOS

$$N_{pl}^u = n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$$M_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^3$$

$$V_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \frac{\pi}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$f_y$ [MPa]	400
-------------	-----



Viga	$V_{sd}$ [N]
BII_SI_L2	26551,49

## 1º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	45 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	3
$d_u$	20 mm

$N_{pl}^u$ [N]	376991,12
$M_{pl}^u$ [N.m]	1600,00
$V_{pl}^u$ [N]	290207,90

VIGA	VERIFICACIÓN	
BII_SI_L2	0,44	OK

## 2º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	90 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	3
$d_u$	20 mm

$N_{pl}^u$ [N]	376991,12
$M_{pl}^u$ [N.m]	1600,00
$V_{pl}^u$ [N]	290207,90

VIGA	VERIFICACIÓN	
BII_SI_L2	0,39	OK

## IV.25. FICHA RESISTENCIA MEC. FASE SI: SECCIONES BII\_SI\_L3

## RESISTENCIA DEL MECANISMO BII\_SI\_L3

## FÓRMULA

$$\frac{2 \cdot V_{sd} \cdot \cotg \alpha_{tr}}{N_{pl}^u} + \frac{V_{sd} \cdot (1,5 \cdot d_{tr} \cdot \sen \alpha_{tr})}{M_{pl}^u} + \frac{V_{sd}}{V_{pl}^u} \leq 1$$

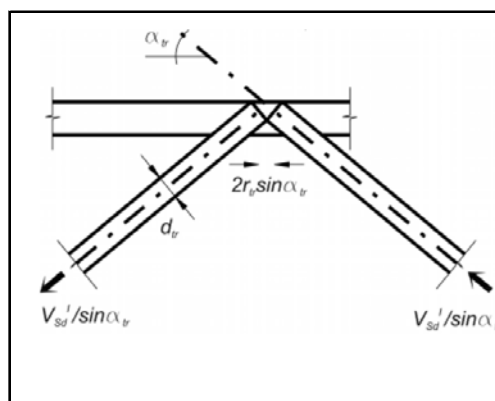
## ESFUERZOS Y DATOS

$$N_{pl}^u = n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \pi \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$$M_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^3$$

$$V_{pl}^u = \frac{4}{3} \cdot n_u \cdot \frac{f_y}{\gamma M_1} \cdot \frac{\pi}{\sqrt{3}} \cdot \left(\frac{d_u}{2}\right)^2$$

$f_y$ [MPa]	400
-------------	-----



Viga	$V_{sd}$ [N]
BII_SI_L3	18250,47

## 1º HIPÓTESIS

$\alpha_{tr}$	45 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	3
$d_u$	20 mm

$N_{pl}^u$ [N]	376991,12
$M_{pl}^u$ [N.m]	1600,00
$V_{pl}^u$ [N]	290207,90

VIGA	VERIFICACIÓN	
BII_SI_L3	0,30	OK

## 2º HIPÓTESIS

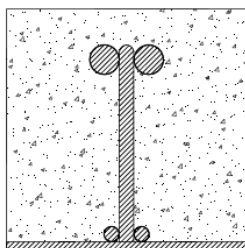
$\alpha_{tr}$	90 °
$d_{tr}$	12 mm
$d_{tr eq}$	16,97 mm
$n_u$	3
$d_u$	20 mm

$N_{pl}^u$ [N]	376991,12
$M_{pl}^u$ [N.m]	1600,00
$V_{pl}^u$ [N]	290207,90

VIGA	VERIFICACIÓN	
BII_SI_L3	0,27	OK

## IV.26. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SII: SECCIONES AI

## ESTUDIO MOMENTO RESISTENTE SECCIONES A.I (SEGÚN EC 2)



Barras corrugadas	Nº	Diámetro [mm]	Localización
	2	12	inferior
	2	25	superior

Chapa	Nº	Grosor [mm]	Tipo
	1	6	S235

## DATOS MATERIALES

$f_{ck}$ [MPa]	25
$f_{yk}$ [MPa]	400
$f_{yk} (S_i)$ [MPa]	235

$\gamma_c$	1
$\gamma_s$	1
$E_s$ [GPa]	210
$E_s (S_i)$ [GPa]	210

$f_{cd}$ [MPa]	25
$f_{yd}$ [MPa]	400
$f_{yd} (S_i)$ [MPa]	235

## CARACTERÍSTICA GEOMÉTRICA SECCIÓN

$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	2,26
$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	9,82
$A_s (S_i)$ [cm <sup>2</sup> ]	12

$A_{st} h$ [cm <sup>2</sup> ]	9,31
$A_{sc} h$ [cm <sup>2</sup> ]	9,82
$S_l$ [mm]	6
$b$ [m]	0,2
$h$ [m]	0,2
$c$ [m]	0,03

$\alpha=x/d$	0,226
--------------	-------

Coef. (h)	0,588
-----------	-------

$\eta$	1
$\lambda$	0,8

d Homog. [m]	0,196
--------------	-------

## ECUACIONES EQUILIBRIO SECCIÓN

DOMINIO 2 :  $0 < X < 0,259 \cdot D$

ECUACIÓN 1º:

$$\eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x + A'_s \cdot \sigma'_s = A_s \cdot f_{yd}$$

ECUACIÓN 2º:

$$\sigma_{s'} = 0,01 \cdot E_s \cdot \left( \frac{x - d'}{d - x} \right)$$

DOMINIO 3 :  $0,259 \cdot d < X < X_{lim}$

ECUACIÓN 1º:

$$\eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x + A'_s \cdot \sigma'_s = A_s \cdot f_{yd}$$

ECUACIÓN 2º:

$$\sigma'_s = f_{yd}$$

### PROCESO INTERACCIÓN

INTR.	1º ECUACIÓN		2º ECUACIÓN	
	x [m]	$\sigma'_s$ [MPa]	$\sigma'_s$ [MPa]	x [m]
1	0	379,40284	379,40284	0,05544
2	0,05544	153,50717	153,50717	0,04133
3	0,04133	211,02447	211,02447	0,04518
4	0,04518	195,31246	195,31246	0,04415
5	0,04415	199,52634	199,52634	0,04443
6	0,04443	198,39055	198,39055	0,04435
7	0,04435	198,69627	198,69627	0,04437
8	0,04437	198,61395	198,61395	0,04437
9	0,04437	198,63612	198,63612	0,04437
10	0,04437	198,63015	198,63015	0,04437
11	0,04437	198,63175	198,63175	0,04437
12	0,04437	198,63132	198,63132	0,04437
13	0,04437	198,63144	198,63144	0,04437
14	0,04437	198,63141	198,63141	0,04437

### CONVERGENCIA (SOLUCIÓN)

PROFUNDIDAD EJE NEUTRO(X) [cm]:	4,437						
TENSIÓN ARMADURA COMPR. ( $\sigma'_s$ )[Mpa]:	198,63						
COMPROBACIÓN DOMINIO 2: $0 < x < 0,259 \cdot d$	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="3">DOMINIO 2</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>4,437</td><td>5,083</td></tr> </tbody> </table>	DOMINIO 2			0	4,437	5,083
DOMINIO 2							
0	4,437	5,083					
COMPROBACIÓN DOMINIO 3: $0,259 \cdot D < x < 0,625 \cdot d$	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="3">DOMINIO 2</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>5,083</td><td>4,437</td><td>12,267</td></tr> </tbody> </table>	DOMINIO 2			5,083	4,437	12,267
DOMINIO 2							
5,083	4,437	12,267					

### CÁLCULO MOMENTO RESISTENTE SECCIÓN DOMINIO 2

ECUACIÓN

$$M_{u,d} = f_y \cdot A_s \cdot d \cdot (1 - k_a \cdot \xi)$$

SIENDO:

$$\xi = \frac{f_y \cdot (k \cdot A_s - k' \cdot A'_s)}{(\beta_r \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot d)} = \frac{x}{d}$$

$$k = \frac{\sigma_s}{f_{yd}}$$

$$k' = \frac{\sigma'_s}{f_{yd}}$$

$$\xi = \frac{x}{d}$$

$$k_a = \frac{d'}{x}$$

### CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN

As [cm <sup>2</sup> ]	9,31
As' [cm <sup>2</sup> ]	9,82

k	1
k'	0,497

f <sub>yd</sub> [MPa]	400,00
σ <sub>s</sub> ' [MPa]	198,63

d [cm]	19,627
x [cm]	4,437

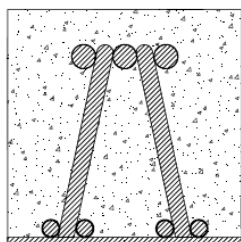
k <sub>a</sub>	0,4
ξ	0,226

### VALOR MOMENTO RESISTENTE DOMINIO 2

M <sub>u,d</sub> [kN · m] =	66,496
-----------------------------	--------

## IV.27. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SII: SECCIONES AII

## ESTUDIO MOMENTO RESISTENTE SECCIONES A.II (SEGÚN EC 2)



Barras corrugadas	Nº	Diámetro [mm]	Localización
	4	12	inferior
	3	20	superior

Chapa	Nº	Grossor [mm]	Tipo
	1	6	S235

## DATOS MATERIALES

$f_{ck}$ [MPa]	25
$f_{yk}$ [MPa]	400
$f_{yk} (S_i)$ [MPa]	235

$\gamma_c$	1
$\gamma_s$	1
$E_s$ [GPa]	210
$E_s (S_i)$ [GPa]	210

$f_{cd}$ [MPa]	25
$f_{yd}$ [MPa]	400
$f_{yd} (S_i)$ [MPa]	235

## CARACTERÍSTICA GEOMÉTRICA SECCIÓN

$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	4,52
$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	9,42
$A_s (S_i)$ [cm <sup>2</sup> ]	12

$A_{st} h$ [cm <sup>2</sup> ]	11,57
$A_{sc} h$ [cm <sup>2</sup> ]	9,42
$S_i$ [mm]	6
$b$ [m]	0,2
$h$ [m]	0,2
$c$ [m]	0,03

$\alpha = x/d$	0,253
----------------	-------

Coef. (h)	0,588
-----------	-------

$\eta$	1
$\lambda$	0,8

d Homog. [m]	0,196
--------------	-------

## ECUACIONES EQUILIBRIO SECCIÓN

DOMINIO 2 :  $0 < X < 0,259 \cdot D$

ECUACIÓN 1º:

$$\eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x + A'_s \cdot \sigma'_s = A_s \cdot f_{yd}$$

ECUACIÓN 2º:

$$\sigma_{s'} = 0,01 \cdot E_s \cdot \left( \frac{x - d'}{d - x} \right)$$

DOMINIO 3 :  $0,259 \cdot d < X < X_{lim}$

ECUACIÓN 1º:

$$\eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x + A'_s \cdot \sigma'_s = A_s \cdot f_{yd}$$

ECUACIÓN 2º:

$$\sigma'_s = f_{yd}$$

### PROCESO INTERACCIÓN

INTR.	1º ECUACIÓN		2º ECUACIÓN	
	x [m]	$\sigma'_s$ [MPa]	$\sigma'_s$ [MPa]	x [m]
1	0	491,21129	491,21129	0,06144
2	0,06144	230,47050	230,47050	0,04640
3	0,04640	294,28612	294,28612	0,05038
4	0,05038	277,38281	277,38281	0,04935
5	0,04935	281,77176	281,77176	0,04962
6	0,04962	280,62618	280,62618	0,04955
7	0,04955	280,92479	280,92479	0,04957
8	0,04957	280,84692	280,84692	0,04956
9	0,04956	280,86722	280,86722	0,04956
10	0,04956	280,86193	280,86193	0,04956
11	0,04956	280,86331	280,86331	0,04956
12	0,04956	280,86295	280,86295	0,04956
13	0,04956	280,86305	280,86305	0,04956
14	0,04956	280,86302	280,86302	0,04956

### CONVERGENCIA (SOLUCIÓN)

PROFUNDIDAD EJE NEUTRO(X) [cm]:	4,956						
TENSIÓN ARMADURA COMPR. ( $\sigma'_s$ ) [MPa]:	280,86						
COMPROBACIÓN DOMINIO 2: $0 < x < 0,259 \cdot d$	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="3">DOMINIO 2</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>4,956</td><td>5,072</td></tr> </tbody> </table>	DOMINIO 2			0	4,956	5,072
DOMINIO 2							
0	4,956	5,072					
COMPROBACIÓN DOMINIO 3: $0,259 \cdot D < x < 0,625 \cdot d$	<table border="1"> <thead> <tr><th colspan="3">DOMINIO 2</th></tr> </thead> <tbody> <tr><td>5,072</td><td>4,956</td><td>12,239</td></tr> </tbody> </table>	DOMINIO 2			5,072	4,956	12,239
DOMINIO 2							
5,072	4,956	12,239					

### CÁLCULO MOMENTO RESISTENTE SECCIÓN DOMINIO 2

ECUACIÓN

$$M_{u,d} = f_y \cdot A_s \cdot d \cdot (1 - k_a \cdot \xi)$$

SIENDO:

$$\xi = \frac{f_y \cdot (k \cdot A_s - k' \cdot A'_s)}{(\beta_r \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot d)} = \frac{x}{d}$$

$$k = \frac{\sigma_s}{f_{yd}}$$

$$k' = \frac{\sigma'_s}{f_{yd}}$$

$$\xi = \frac{x}{d}$$

$$k_a = \frac{d'}{x}$$

### CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN

As [cm <sup>2</sup> ]	11,57
As' [cm <sup>2</sup> ]	9,42

k	1
k'	0,702

f <sub>yd</sub> [MPa]	400,00
σ <sub>s</sub> ' [MPa]	280,86

d [cm]	19,583
x [cm]	4,956

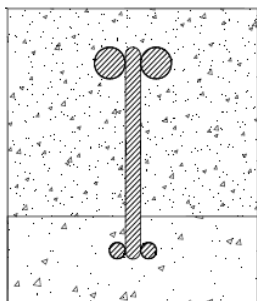
k <sub>a</sub>	0,4
ξ	0,253

### VALOR MOMENTO RESISTENTE DOMINIO 2

$M_{u,d}$ [kN · m] =	81,481
----------------------	--------

## IV.28. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SII: SECCIONES BI

## ESTUDIO MOMENTO RESISTENTE SECCIONES BI SEGÚN EC 2



Barras corrugadas	Nº	Diámetro [mm]	Localización
	2	12	inferior
	2	25	superior

Base hormigón	Nº	Grosor [mm]	Tipo
	1	69	C 30/37

## DATOS MATERIALES

$f_{ck}$ [MPa]	25
$f_{yk}$ [MPa]	400
$E_s$ [GPa]	210

$\gamma_c$	1
$\gamma_s$	1

$f_{cd}$ [MPa]	25
$f_{yd}$ [MPa]	400

## CARACTERÍSTICA GEOMÉTRICA SECCIÓN

$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	2,26
$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	9,82

$c$ [m]	0,036
$b$ [m]	0,2
$h$ [m]	0,23
$d$ [m]	0,188
$d'$ [m]	0,03

$\alpha=x/d$	0,150286
--------------	----------

$\eta$	1
$\lambda$	0,8

DOMINIO:	2
----------	---

## ECUACIONES EQUILIBRIO SECCIÓN

ECUACIÓN 1º:

$$\eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x + A'_s \cdot \sigma'_s = A_s \cdot f_{yd}$$

ECUACIÓN 2º:

$$\sigma_{s'} = 0,01 \cdot E_s \cdot \left( \frac{x - d'}{d - x} \right)$$

### PROCESO INTERACCIÓN

INTR.	1º ECUACIÓN		2º ECUACIÓN	
	x [m]	$\sigma'_s$ [MPa]	$\sigma'_s$ [MPa]	x [m]
1	0	92,16	92,16	0,03664243
2	0,03664243	-57,1347106	-57,1347106	0,02558107
3	0,02558107	-12,0666446	-12,0666446	0,02908688
4	0,02908688	-26,3506182	-26,3506182	0,02799224
5	0,02799224	-21,8906316	-21,8906316	0,02833564
6	0,02833564	-23,2897881	-23,2897881	0,02822807
7	0,02822807	-22,8515012	-22,8515012	0,02826178
8	0,02826178	-22,9888585	-22,9888585	0,02825122
9	0,02825122	-22,9458175	-22,9458175	0,02825453
10	0,02825453	-22,959305	-22,959305	0,02825349
11	0,02825349	-22,9550786	-22,9550786	0,02825382
12	0,02825382	-22,956403	-22,956403	0,02825371
13	0,02825371	-22,955988	-22,955988	0,02825375
14	0,02825375	-22,956118	-22,956118	0,02825374

### CONVERGENCIA (SOLUCIÓN)

PROFUNDIDAD EJE NEUTRO(X) [cm]:	2,8254						
TENSIÓN ARMADURA COMPR. ( $\sigma'_s$ ) [MPa]:	-22,9561						
COMPROBACIÓN DOMINIO 2: $0 < x < 0,259 \cdot d$	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th colspan="3">DOMINIO 2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="width: 33%;">0</td> <td style="width: 33%;">2,8254</td> <td style="width: 33%;">4,8692</td> </tr> </tbody> </table>	DOMINIO 2			0	2,8254	4,8692
DOMINIO 2							
0	2,8254	4,8692					

### CÁLCULO MOMENTO RESISTENTE SECCIÓN

ECUACIÓN	$M_{u,d} = f_y \cdot A_s \cdot d \cdot (1 - k_a \cdot \xi)$
----------	---

SIENDO:	$\xi = \frac{f_y \cdot (k \cdot A_s - k' \cdot A'_s)}{(\beta_r \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot d)} = \frac{x}{d}$
---------	--

$k = \frac{\sigma_s}{f_{yd}}$
-------------------------------

$k' = \frac{\sigma'_s}{f_{yd}}$
---------------------------------

$\xi = \frac{x}{d}$
---------------------

$k_a = \frac{d'}{x}$
----------------------

## CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN

As [cm <sup>2</sup> ]	2,26
A's [cm <sup>2</sup> ]	9,82

k	1
k'	-0,05739

f <sub>yd</sub> [MPa]	400,00
σ <sub>s</sub> ' [MPa]	-22,9561

d [cm]	18,8
x [cm]	2,8254

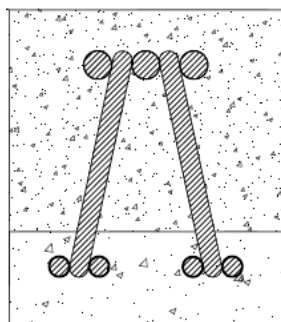
k <sub>a</sub>	0,4
ξ	0,150286

## VALOR MOMENTO RESISTENTE

M <sub>u,d</sub> [kN · m] =	15,987
-----------------------------	--------

## IV.29. FICHA CÁLCULO MOMENTO FASE SII: SECCIONES BII

## ESTUDIO MOMENTO RESISTENTE SECCIONES BII SEGÚN EC 2



Barras corrugadas	Nº	Diámetro [mm]	Localización
	4	12	inferior
3	20	superior	

Base hormigón	Nº	Grosor [mm]	Tipo
	1	69	C 30/37

## DATOS MATERIALES

$f_{ck}$ [MPa]	25
$f_{yk}$ [MPa]	400
$E_s$ [GPa]	210

$g_c$	1
$g_s$	1

$f_{cd}$ [MPa]	25,00
$f_{yd}$ [MPa]	400,00

## CARACTERÍSTICA GEOMÉTRICA SECCIÓN

$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]	4,52
$A'_s$ [cm <sup>2</sup> ]	9,42

$c$ [m]	0,036
$b$ [m]	0,2
$h$ [m]	0,23
$d$ [m]	0,188
$d'$ [m]	0,03

$\alpha=x/d$	0,178850
--------------	----------

$\eta$	1
$\lambda$	0,8

DOMINIO:	2
----------	---

## ECUACIONES EQUILIBRIO SECCIÓN

ECUACION 1º:

$$\eta \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \lambda \cdot x + A'_s \cdot \sigma'_s = A_s \cdot f_{yd}$$

ECUACION 2º:

$$\sigma_{s'} = 0,01 \cdot E_s \cdot \left( \frac{x - d'}{d - x} \right)$$

### PROCESO INTERACCIÓN

INTR.	1º ECUACIÓN		2º ECUACIÓN	
	x [m]	$\sigma_s'$ [MPa]	$\sigma_s'$ [MPa]	x [m]
1	0	192	192	0,0432356
2	0,0432356	8,5024056	8,5024056	0,0306371
3	0,0306371	61,972002	61,972002	0,034529
4	0,034529	45,454362	45,454362	0,0333474
5	0,0333474	50,46905	50,46905	0,0337081
6	0,0337081	48,938468	48,938468	0,0335982
7	0,0335982	49,404875	49,404875	0,0336317
8	0,0336317	49,262678	49,262678	0,0336215
9	0,0336215	49,306024	49,306024	0,0336246
10	0,0336246	49,29281	49,29281	0,0336236
11	0,0336236	49,296838	49,296838	0,0336239
12	0,0336239	49,295611	49,295611	0,0336238
13	0,0336238	49,295985	49,295985	0,0336239
14	0,0336239	49,295871	49,295871	0,0336239

### CONVERGENCIA (SOLUCIÓN)

PROFUNDIDAD EJE NEUTRO(X) [cm]:	3,3624						
TENSIÓN ARMADURA COMPR. ( $\sigma_s'$ ) [MPa]:	49,2959						
COMPROBACION DOMINIO 2: $0 < x < 0,259 \cdot d$	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th colspan="3">DOMINIO 2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="width: 33%;">0</td> <td style="width: 33%;">3,3624</td> <td style="width: 33%;">4,8692</td> </tr> </tbody> </table>	DOMINIO 2			0	3,3624	4,8692
DOMINIO 2							
0	3,3624	4,8692					

### CÁLCULO MOMENTO RESISTENTE SECCIÓN

ECUACIÓN	$M_{u,d} = f_y \cdot A_s \cdot d \cdot (1 - k_a \cdot \xi)$
SIENDO:	$\xi = \frac{f_y \cdot (k \cdot A_s - k' \cdot A'_s)}{(\beta_r \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot d)} = \frac{x}{d}$
$k = \frac{\sigma_s}{f_{yd}}$	$k' = \frac{\sigma'_s}{f_{yd}}$
$\xi = \frac{x}{d}$	$k_a = \frac{d'}{x}$

## CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS SECCIÓN

As [cm <sup>2</sup> ]	4,52
A's [cm <sup>2</sup> ]	9,42

k	1
k'	0,1232

f <sub>yd</sub> [MPa]	400,00
σ <sub>s</sub> ' [MPa]	49,2959

d [cm]	18,8
x [cm]	3,3624

k <sub>a</sub>	0,4
ξ	0,178850

## VALOR MOMENTO RESISTENTE

$M_{u,d} [kN \cdot m] =$	31,586
--------------------------	--------

## IV.30. FICHA CÁLCULO CORTE FASE SII: SECCIONES AI

## ESTUDIO RESISTENCIA AL CORTE (SEGÚN EC 2): SECCIÓN AI

## DATOS GEOMÉTRICOS Y MECÁNICOS DE LA SECCIÓN

$f_{ck}$ (SII) [MPa]	25
$f_{yk}$ (Si) [MPa]	235
$f_{yk}$ [MPa]	400

$\gamma_c$	1
$\gamma_s$ (Si)	1
$\gamma_s$	1

$f_{cd}$ (SII) [MPa]	25
$f_{yd}$ (Si) [MPa]	235
$f_{ywd}$ [MPa]	400

b [m]	0,2
ht [m]	0,2
d [m]	0,196
z [m]	0,176

$\alpha$ [°]	45
$\beta$ [°]	90
$\theta$ [°]	26,5
c	0,03

$A_{sw}$ [cm <sup>2</sup> ]	1,13
s [m]	0,328
$v_1$	0,540
$\alpha_{cw}$	1

Nº	1
$\phi$ [mm]	12

Armadura corte [cm <sup>2</sup> ]	1,131
-----------------------------------	-------

## CORTE SECCIÓN

Estribos (Diagonales rectas)

Nº

1

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot Z \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg \theta + \cot \alpha) \cdot \sen \alpha$$

 $V_{Rd,s}$  (1) [kN]

51,54

Estribos (Diagonales inclinadas)

Nº

0

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot Z \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg \theta + \cot \alpha) \cdot \sen \alpha \cdot \sen \beta$$

 $V_{Rd,s}$  (2) [kN]

0

Resistencia total al esfuerzo cortante

 $V_{Rd,s}$  Total [kN]

51,54

## COMPROBACIONES REGLAMENTARES SEGÚN EC2

Comprobación biela comprimida

$$V_{Rd,m\acute{a}x} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot Z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cotg \theta + \cotg \alpha)}{(1 + \cotg^2 \theta)} \cdot \text{sen} \beta$$

 $V_{Rd,m\acute{a}x}$  [kN]

1047,57

 $V_{Rd,m\acute{a}x} > V_{Rd,s}$  Total

O.K

## IV.31. FICHA CÁLCULO CORTE FASE SII: SECCIONES AII

## ESTUDIO RESISTENCIA AL CORTE (SEGÚN EC 2): SECCIÓN AII

## DATOS GEOMÉTRICOS Y MECÁNICOS DE LA SECCIÓN

$f_{ck}$ (SII) [MPa]	25
$f_{yk}$ (Si) [MPa]	235
$f_{yk}$ [MPa]	400

$\gamma_c$	1
$\gamma_s$ (Si)	1
$\gamma_s$	1

$f_{cd}$ (SII) [MPa]	25
$f_{yd}$ (Si) [MPa]	235
$f_{ywd}$ [MPa]	400

b [m]	0,2
ht [m]	0,2
d [m]	0,194
z [m]	0,175

$\alpha$ [°]	45
$\beta$ [°]	77
$\theta$ [°]	26,5
c	0,03

$A_{sw}$ [cm <sup>2</sup> ]	1,13
s [m]	0,328
$v_1$	0,540
$\alpha_{cw}$	1

Nº	2
$\phi$ [mm]	12

Armadura corte [cm <sup>2</sup> ]	2,262
-----------------------------------	-------

## CORTE SECCIÓN

Estribos (Diagonales rectas)

Nº

0

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot Z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

 $V_{Rd,s}$  (1) [kN]

0,00

Estribos (Diagonales inclinadas)

Nº

2

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot Z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \cdot \sin \beta$$

 $V_{Rd,s}$  (2) [kN]

99,65

Resistencia total al esfuerzo cortante

 $V_{Rd,s}$  Total [kN]

99,65

## COMPROBACIONES REGLAMENTARES SEGÚN EC2

Comprobación biela comprimida

$$V_{Rd,m\acute{a}x} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot Z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cotg \theta + \cotg \alpha)}{(1 + \cotg^2 \theta)} \cdot \text{sen} \beta$$

 $V_{Rd,m\acute{a}x}$  [kN]

1012,74

 $V_{Rd,m\acute{a}x} > V_{Rd,s}$  Total

O.K

## IV.32. FICHA CÁLCULO CORTE FASE SII: SECCIONES BI

## ESTUDIO RESISTENCIA AL CORTE (SEGÚN EC 2.): SECCIÓN BI

## DATOS GEOMÉTRICOS Y MECÁNICOS DE LA SECCIÓN

$f_{ck}$ (S <sub>c</sub> ) [MPa]	30
$f_{ck}$ (SII) [MPa]	25
$f_{yk}$ [Mpa]	400

$\gamma_c$	1
$\gamma_s$ (S <sub>i</sub> )	1
$\gamma_s$	1

$f_{cd}$ (S <sub>c</sub> ) [MPa]	30
$f_{cd}$ (SII) [MPa]	25
$f_{ywd}$ [MPa]	400

b [m]	0,2
ht [m]	0,23
d [m]	0,188
z [m]	0,169

$\alpha$ [°]	45
$\beta$ [°]	90
$\theta$ [°]	26,5
c	0,036

Asw [cm <sup>2</sup> ]	1,13
s [m]	0,328
$\nu_1$	0,536
$\alpha_{cw}$	1

Nº	1
$\phi$ [mm]	12

Armadura corte [cm <sup>2</sup> ]	1,131
-----------------------------------	-------

## SECCIÓN HOMOGENEIZADA

$f_{cd}$ (S <sub>c</sub> ) [MPa]	30
$f_{cd}$ (SII) [MPa]	25

hs (S <sub>i</sub> ) [m]	0,069
hs (SII) [m]	0,161

$f_{cd}$ (H) [MPa]	26,5
--------------------	------

## CORTE SECCIÓN

Estribos (Diagonales rectas)

Nº 1

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot Z \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg \theta + \cot \alpha) \cdot \sen \alpha$$

$V_{Rd,s}$ (1) [kN]	49,56
---------------------	-------

Estribos (Diagonales inclinadas)

Nº 0

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot Z \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg \theta + \cot \alpha) \cdot \sen \alpha \cdot \sen \beta$$

$V_{Rd,s}$ (2) [kN]	0
---------------------	---

Resistencia total al esfuerzo cortante

$V_{Rd,s}$ Total [kN]	49,56
-----------------------	-------

## COMPROBACIONES REGLAMENTARES SEGÚN EC2

Comprobación biela comprimida

$$V_{Rd,máx} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot Z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cotg \theta + \cotg \alpha)}{(1 + \cotg^2 \theta)} \cdot \text{sen} \beta$$

$V_{Rd,máx}$ [kN]	1000,52
-------------------	---------

$V_{Rd,máx} > V_{Rd,s}$ Total	O.K
-------------------------------	-----

Comprobación esfuerzo en la junta hormigonado

$$v_{Ed,i} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i}$$

$$v_{Rd,i} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \cdot \text{sen} \beta \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$v_{Ed,i} \leq v_{Rd,i}$$

$\beta$	1	As [cm <sup>2</sup> /m]	6,890
$\mu$	0,6	Ai [cm <sup>2</sup> /m]	2000
c	0,35	$\rho$	0,0034
$\sigma_n$	0	$f_{ctd}$ [MPa]	2,6

$v_{Rd,i1}$ [kN]	2469,08
------------------	---------

$v_{Rd,i2} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$ [kN]	6705
---	------

$$v_{Ed,i} \leq v_{Rd,i,min}$$

1464,41	≤	2469,08	OK
---------	---	---------	----

## IV.33. FICHA CÁLCULO CORTE FASE SII: SECCIONES BII

## ESTUDIO RESISTENCIA AL CORTE (SEGÚN EC 2): SECCIÓN BII

## DATOS GEOMÉTRICOS Y MECÁNICOS DE LA SECCIÓN

$f_{ck}$ (S <sub>c</sub> ) [MPa]	30
$f_{ck}$ (SII) [MPa]	25
$f_{yk}$ [Mpa]	400

$\gamma_c$	1
$\gamma_s$ (S <sub>I</sub> )	1
$\gamma_s$	1

$f_{cd}$ (S <sub>c</sub> ) [MPa]	30
$f_{cd}$ (SII) [MPa]	25
$f_{ywd}$ [MPa]	400

b [m]	0,2
ht [m]	0,23
d [m]	0,188
z [m]	0,169

$\alpha$ [°]	45
$\beta$ [°]	77
$\theta$ [°]	26,5
c	0,036

Asw [cm <sup>2</sup> ]	1,13
s [m]	0,328
$v_1$	0,536
$\alpha_{cw}$	1

## SECCIÓN HOMOGENEIZADA

$f_{cd}$ (S <sub>c</sub> ) [MPa]	30
$f_{cd}$ (SII)[MPa]	25

hs (S <sub>I</sub> ) [m]	0,069
hs (SII) [m]	0,161

$f_{cd}$ (H) [MPa]	26,5
--------------------	------

## CORTE SECCIÓN

Estribos (Diagonales rectas)

Nº 0

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot Z \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg \theta + \cot \alpha) \cdot \sen \alpha$$

$V_{Rd,s}$ (1) [kN]	0,00
---------------------	------

Estribos (Diagonales inclinadas)

Nº 2

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot Z \cdot f_{ywd} \cdot (\cotg \theta + \cot \alpha) \cdot \sen \alpha \cdot \sen \beta$$

$V_{Rd,s}$ (2) [kN]	96,57
---------------------	-------

Resistencia total al esfuerzo cortante

$V_{Rd,s}$ Total [kN]	96,57
-----------------------	-------

## COMPROBACIONES REGLAMENTARES SEGÚN EC2

Comprobación biela comprimida

$$V_{Rd,m\acute{a}x} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot Z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cotg \theta + \cotg \alpha)}{(1 + \cotg^2 \theta)} \cdot \text{sen} \beta$$

$V_{Rd,m\acute{a}x}$ [kN]	974,87
---------------------------	--------

$V_{Rd,m\acute{a}x} > V_{Rd,s}$ Total	O.K
---------------------------------------	-----

Comprobación esfuerzo en la junta hormigonado

$$v_{Ed,i} = \frac{\beta \cdot V_{Ed}}{z \cdot b_i}$$

$$v_{Rd,i} = c \cdot f_{ctd} + \mu \cdot \sigma_n + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \cdot \text{sen} \beta \leq 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$v_{Ed,i} \leq v_{Rd,i}$$

$\beta$	1	$A_s$ [cm <sup>2</sup> /m]	13,780
$\mu$	0,6	$A_i$ [cm <sup>2</sup> /m]	2000
c	0,35	$\rho$	0,0069
$\sigma_n$	0	$f_{ctd}$ [MPa]	2,6

$v_{Rd,i1}$ [kN]	3948,25
------------------	---------

$v_{Rd,i2} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$ [kN]	6705
---	------

$$v_{Ed,i} \leq v_{Rd,i,min}$$

2853,76	≤	3948,25	OK
---------	---	---------	----

# ANEXO V: ANSYS

V.1. RELACIÓN FUERZA BARRAS CELOSÍA L1

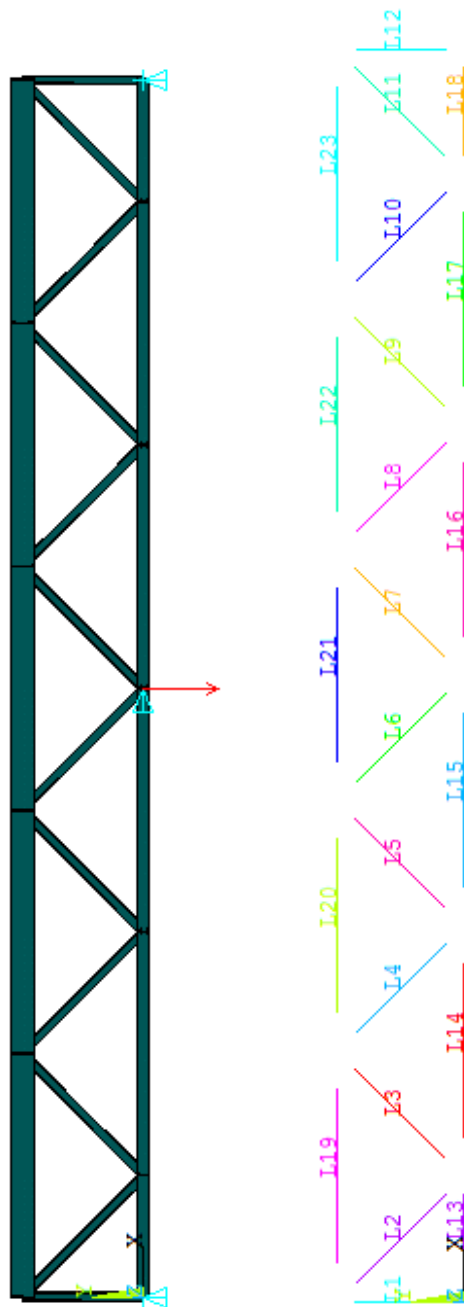


Figura V.1 - Esquema celosía L1

Tabla V.1 - Relación de esfuerzos celosía L1

BARRA	[F]
19	-0,5
20	-1,5
21	-2,5
22	-1,5
23	-0,5

BARRA	[F]
13	0,0
14	1,0
15	2,0
16	2,0
17	1,0
18	0,0

BARRA	[F]
7	0,7
8	-0,7
9	0,7
10	-0,7
11	0,7
12	-0,5

BARRA	[F]
1	-0,5
2	0,7
3	-0,7
4	0,7
5	-0,7
6	0,7

V.2. RELACIÓN FUERZA BARRAS CELOSÍA L2

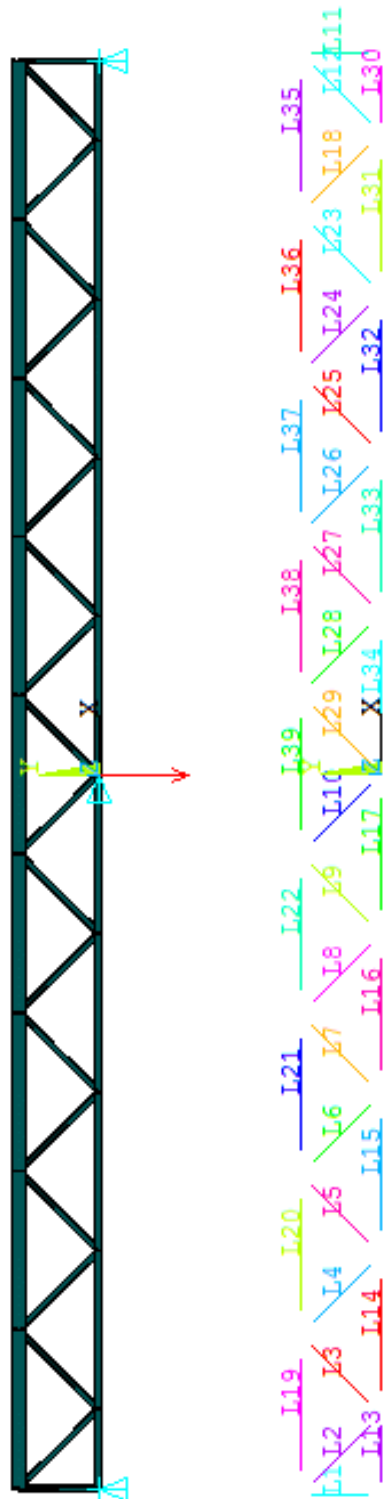


Figura V.2 - Esquema celosía L2

Tabla V.2 - Relación de esfuerzos celosía L2

BARRA	[F]	BARRA	[F]	BARRA	[F]	BARRA	[F]
1	-0,5	11	-0,5	21	-2,5	31	1,0
2	0,7	12	0,7	22	-3,5	32	2,0
3	-0,7	13	0,0	23	0,7	33	3,0
4	0,7	14	1,0	24	-0,7	34	4,0
5	-0,7	15	2,0	25	0,7	35	-0,5
6	0,7	16	3,0	26	-0,7	36	-1,5
7	-0,7	17	4,0	27	0,7	37	-2,5
8	0,7	18	-0,7	28	-0,7	38	-3,5
9	-0,7	19	-0,5	29	0,7	39	-4,5
10	0,7	20	-1,5	30	0,0		

V.3. RELACIÓN FUERZA BARRAS CELOSÍA L3

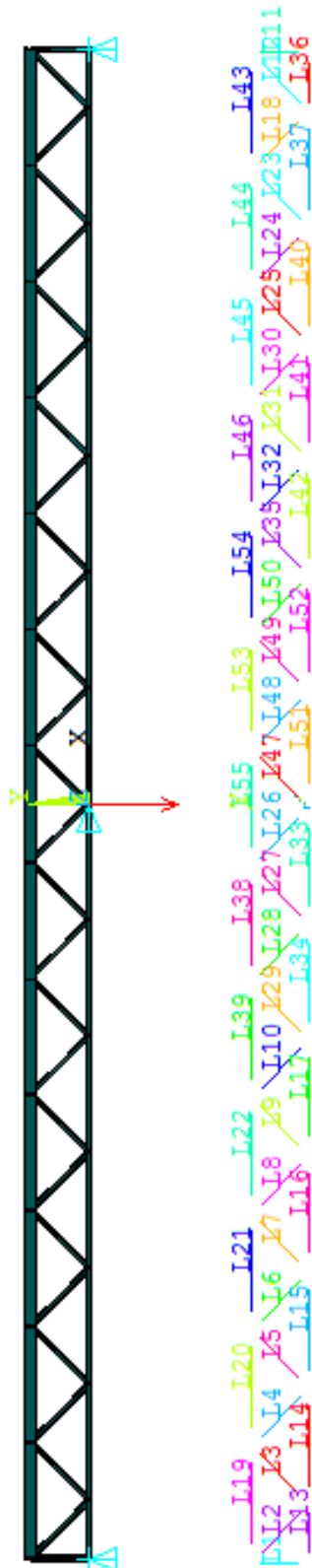


Figura V.3 - Esquema celosía L3

Tabla V.3 - Relación de esfuerzos celosía L3

BARRA	[F]
1	-0,5
2	0,7
3	-0,7
4	0,7
5	-0,7
6	0,7
7	-0,7
8	0,7
9	-0,7
10	0,7
11	-0,5
12	0,7
13	0,0
14	1,0

BARRA	[F]
15	2,0
16	3,0
17	4,0
18	-0,7
19	-0,5
20	-1,5
21	-2,5
22	-3,5
23	0,7
24	-0,7
25	0,7
26	0,7
27	-0,7
28	0,7

BARRA	[F]
29	-0,7
30	-0,7
31	0,7
32	-0,7
33	6,0
34	5,0
35	0,7
36	0,0
37	1,0
38	-5,5
39	-4,5
40	2,0
41	3,0
42	4,0

BARRA	[F]
43	-0,5
44	-1,5
45	-2,5
46	-3,5
47	0,7
48	-0,7
49	0,7
50	-0,7
51	6,0
52	5,0
53	-5,5
54	-4,5
55	-6,5

## V.4. MODOS DE INESTABILIDAD FASE SI

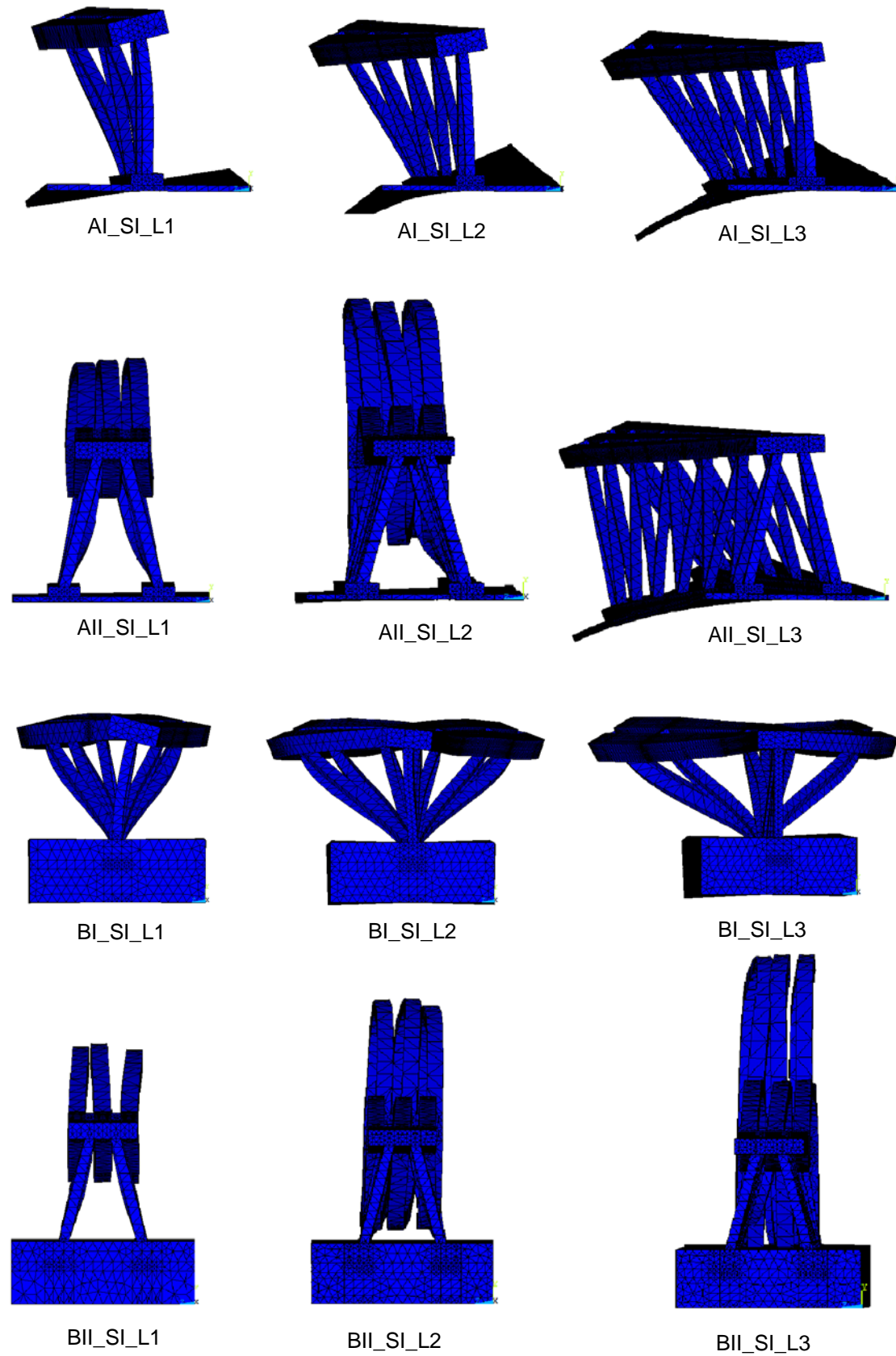


Figura V.4 - Modos inestabilidad fase SI

### V.5. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AI\_SII\_L1 (NEWTON-RAPHSON)

[Pa]

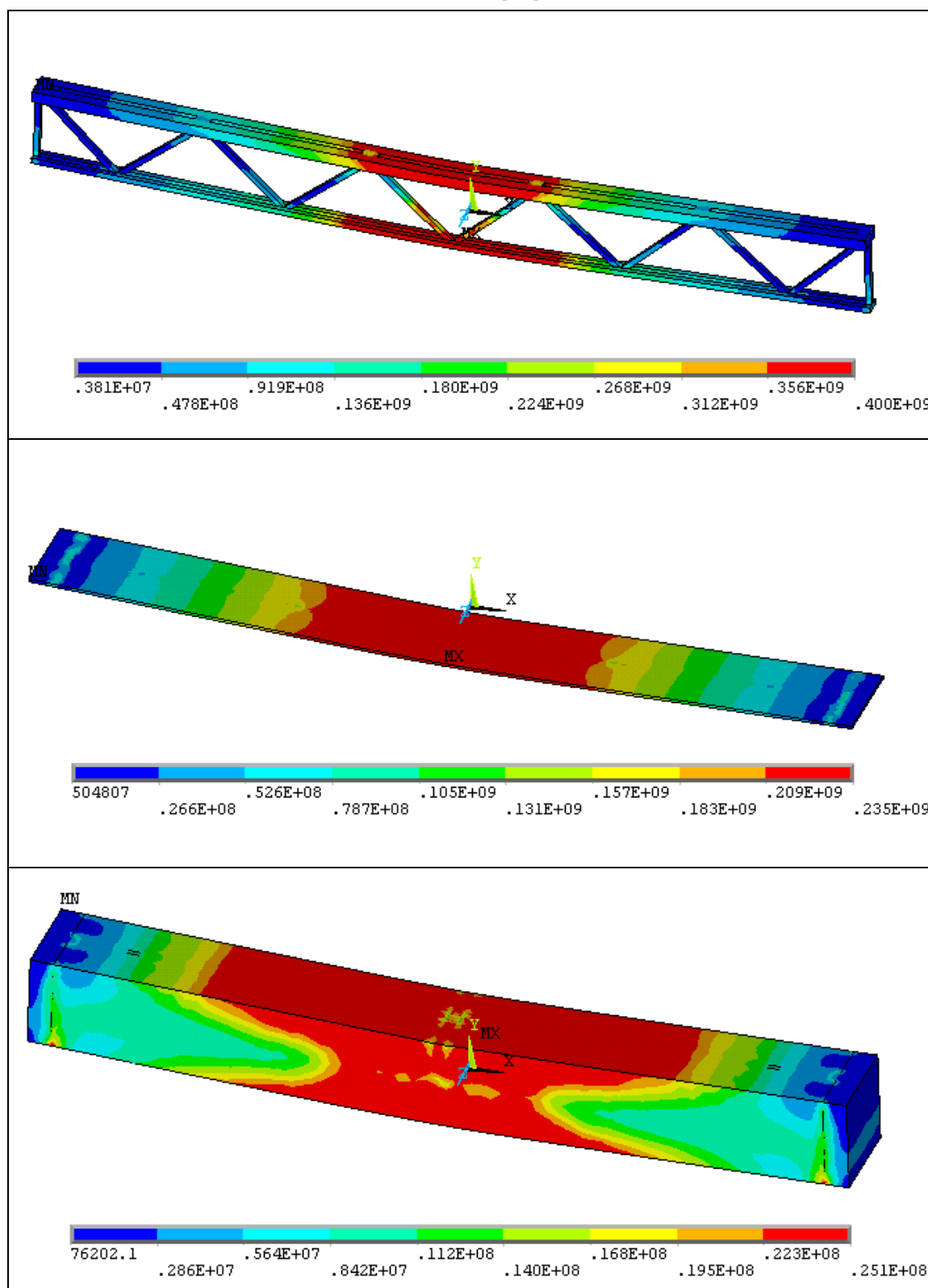


Figura V.5 - Plastificación de los materiales método N-R, viga AI\_SII\_L1

## V.6. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AI\_SII\_L2 (NEWTON-RAPHSON)

[Pa]

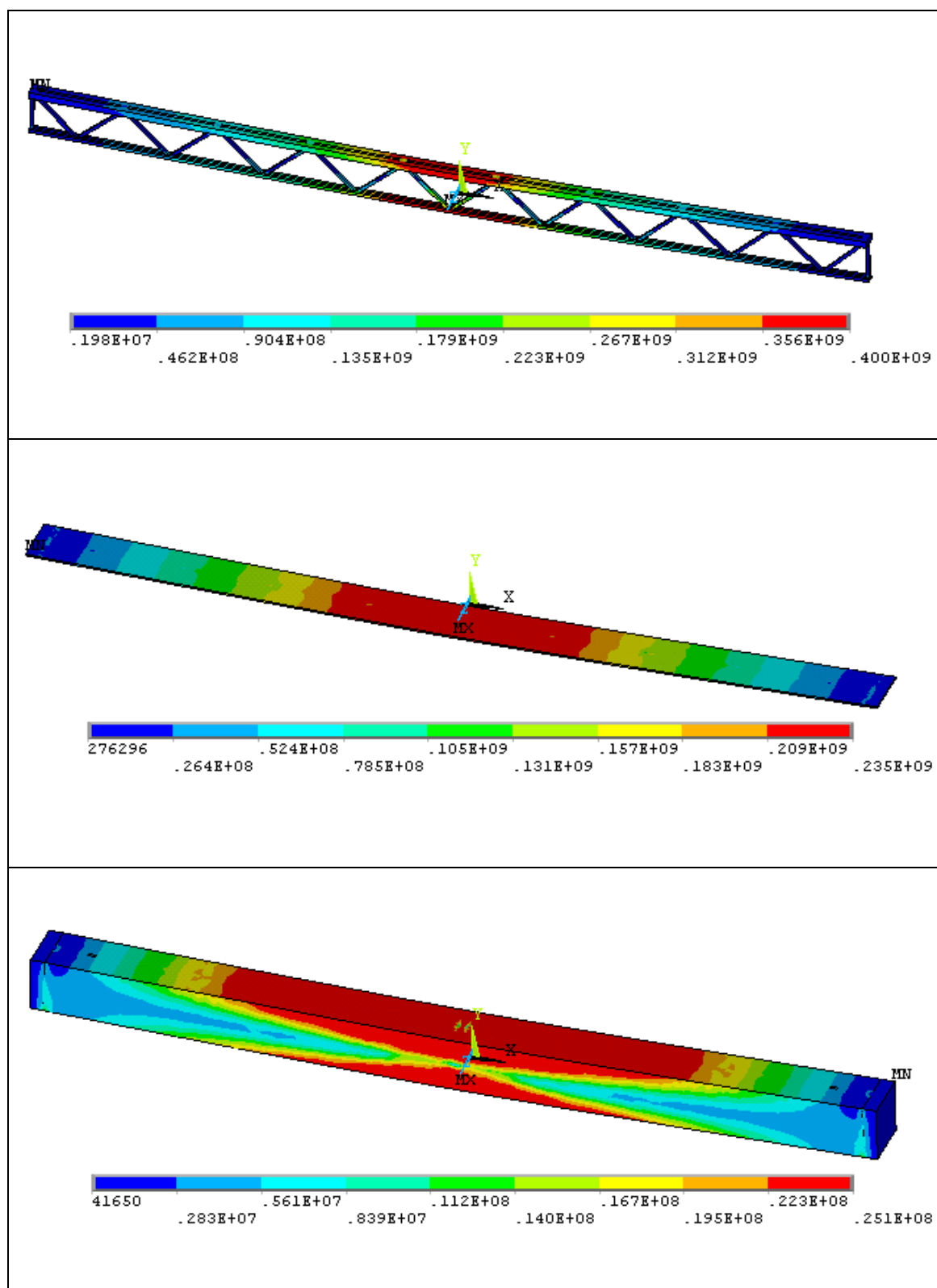


Figura V.6 - Plastificación de los materiales método N-R, viga AI\_SII\_L2

### V.7. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AI\_SII\_L3 (NEWTON-RAPHSON)

[Pa]

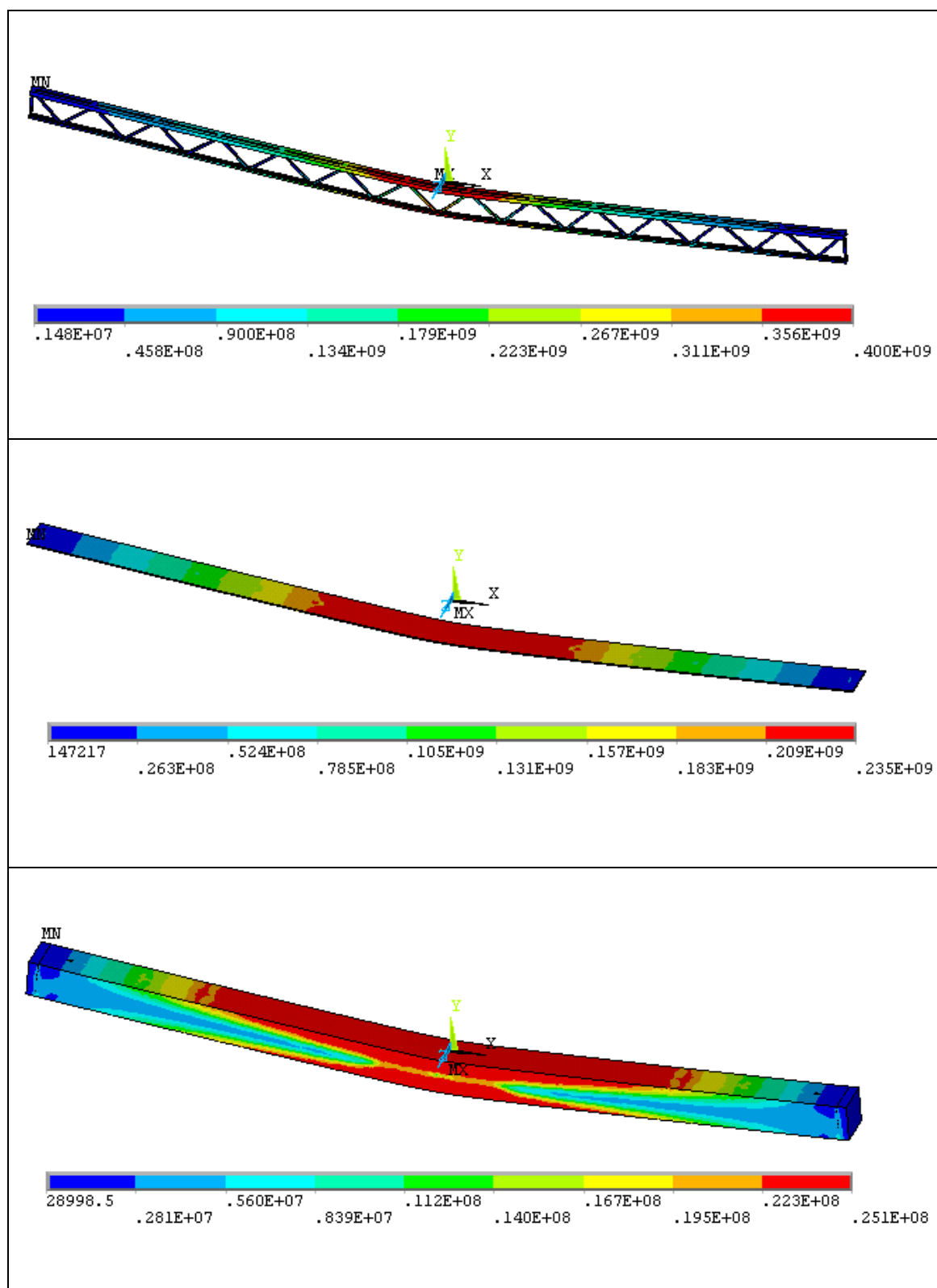


Figura V.7 - Plastificación de los materiales método N-R, viga AI\_SII\_L3

## V.8. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AII\_SII\_L1 (NEWTON-RAPHSON)

[Pa]

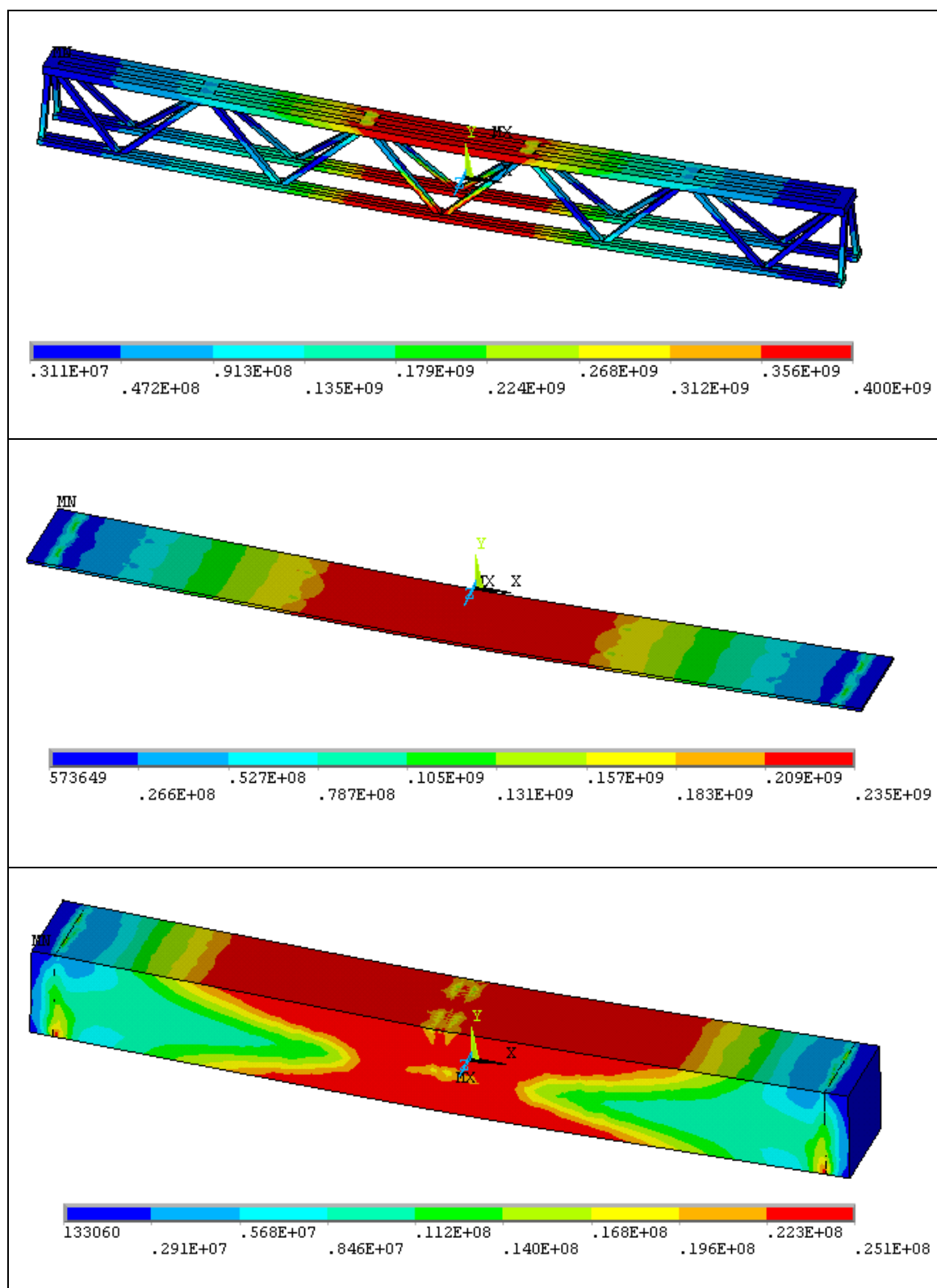


Figura V.8 - Plastificación de los materiales método N-R, viga AII\_SII\_L1

### V.9. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AII\_SII\_L2 (NEWTON-RAPHSON)

[Pa]

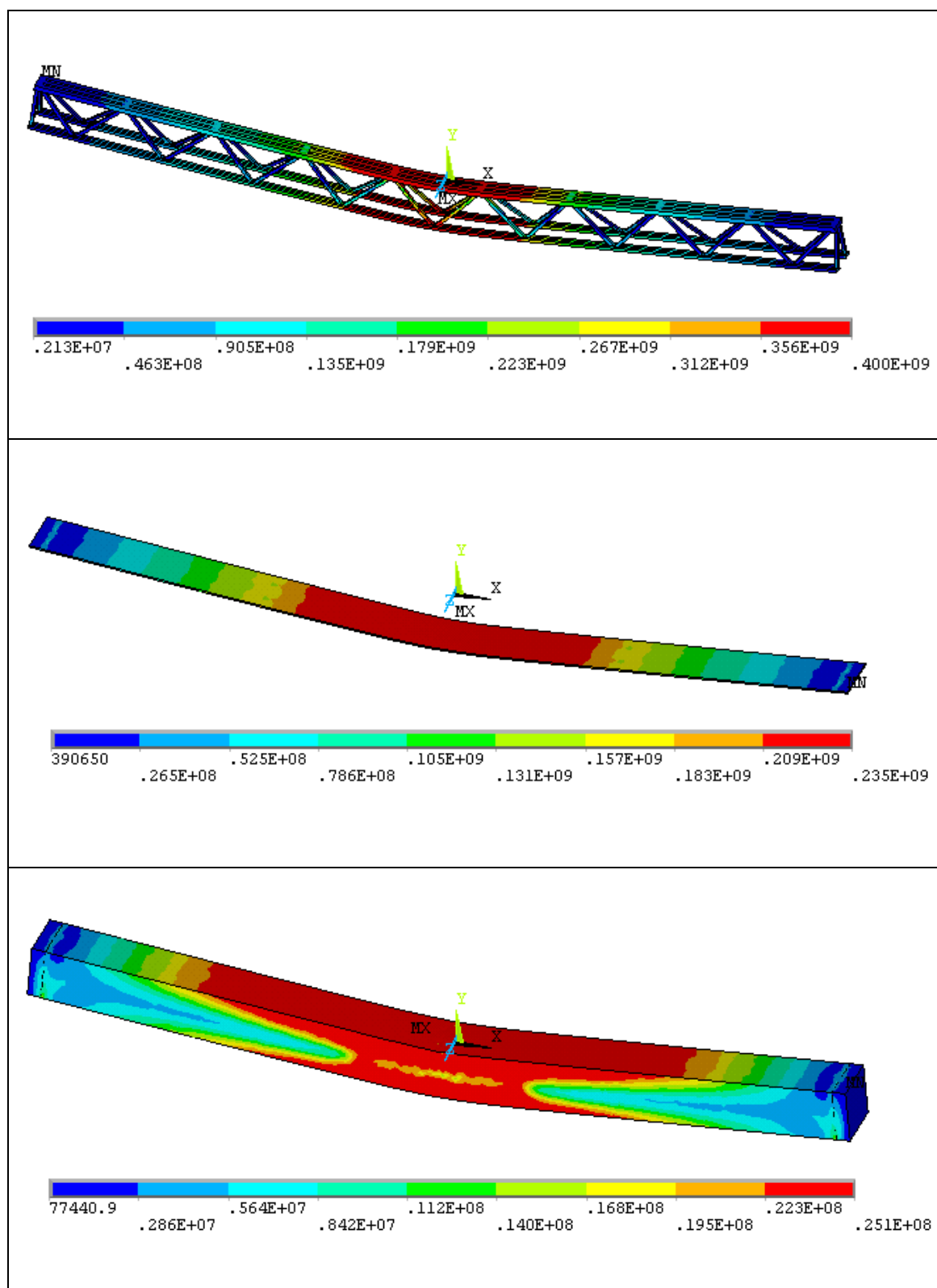


Figura V.9 - Plastificación de los materiales método N-R, viga AII\_SII\_L2

## V.10. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AII\_SII\_L3 (NEWTON-RAPHSON)

[Pa]

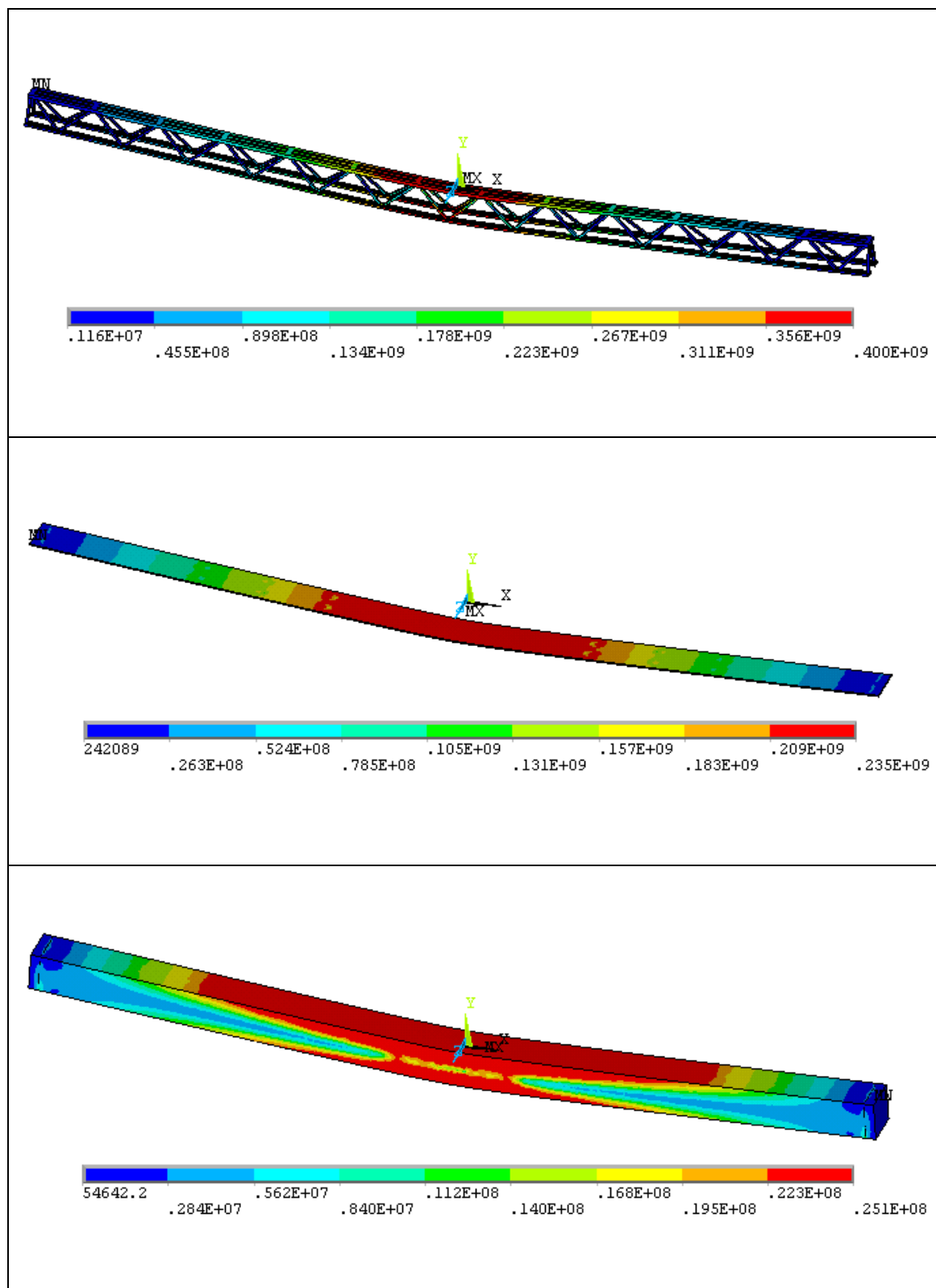


Figura V.10 - Plastificación de los materiales método N-R, viga AII\_SII\_L3

## V.11. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BI\_SII\_L1 (NEWTON-RAPHSON)

[Pa]

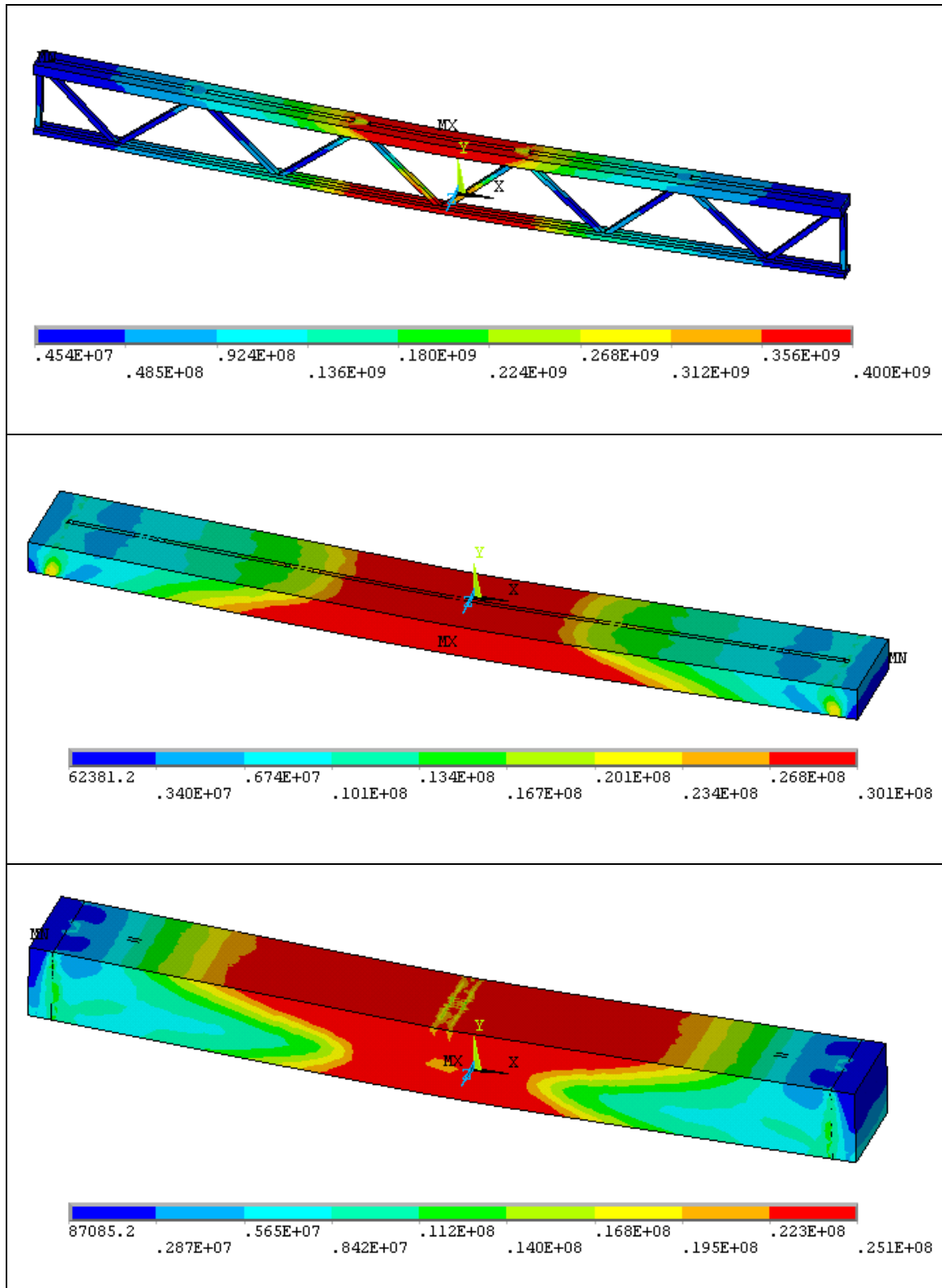


Figura V.11 - Plastificación de los materiales método N-R, viga BI\_SII\_L1

## V.12. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BI\_SII\_L2 (NEWTON-RAPHSON)

[Pa]

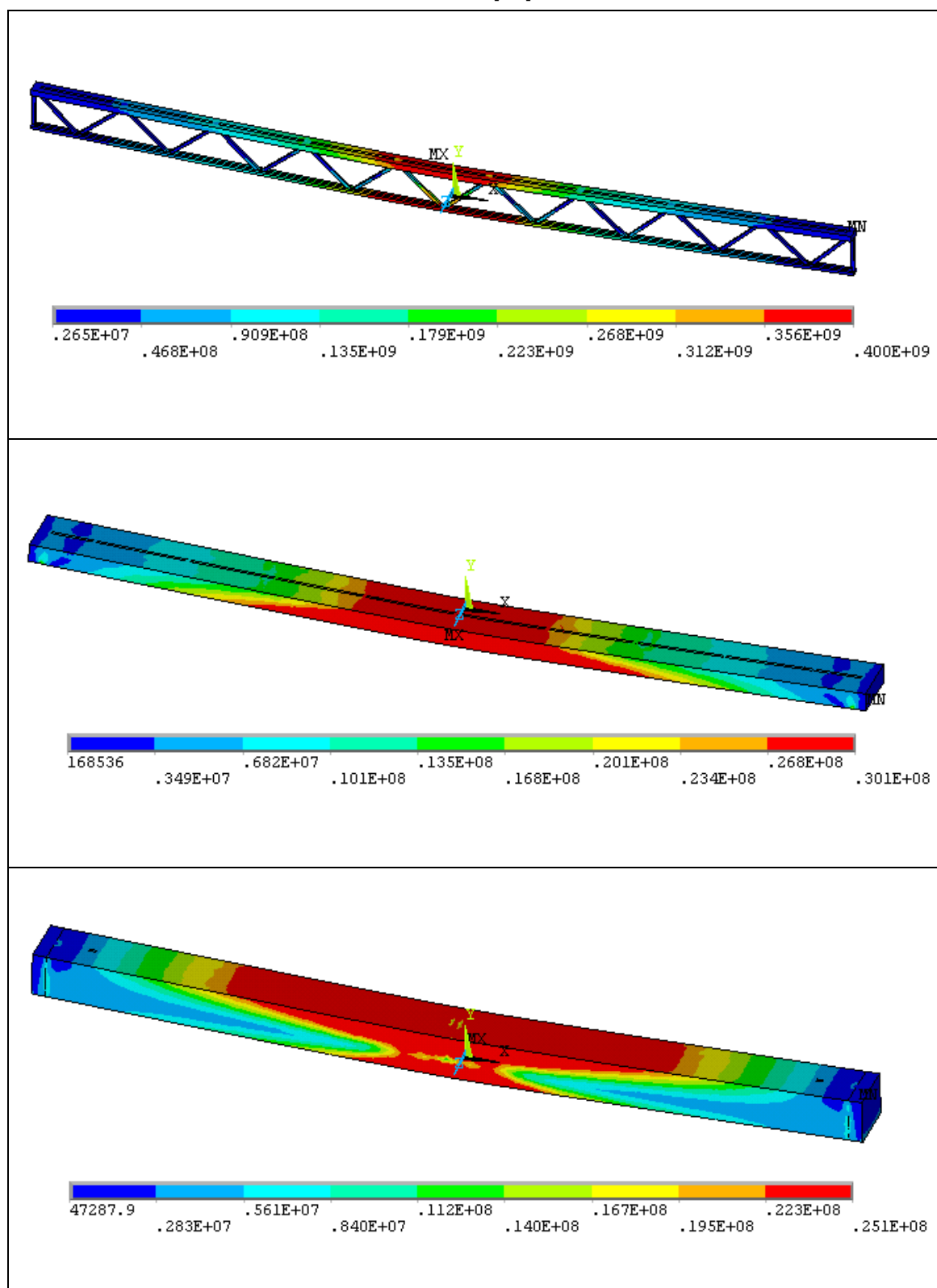


Figura V.12 - Plastificación de los materiales método N-R, viga BI\_SII\_L2

### V.13. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BI\_SII\_L3 (NEWTON-RAPHSON)

[Pa]

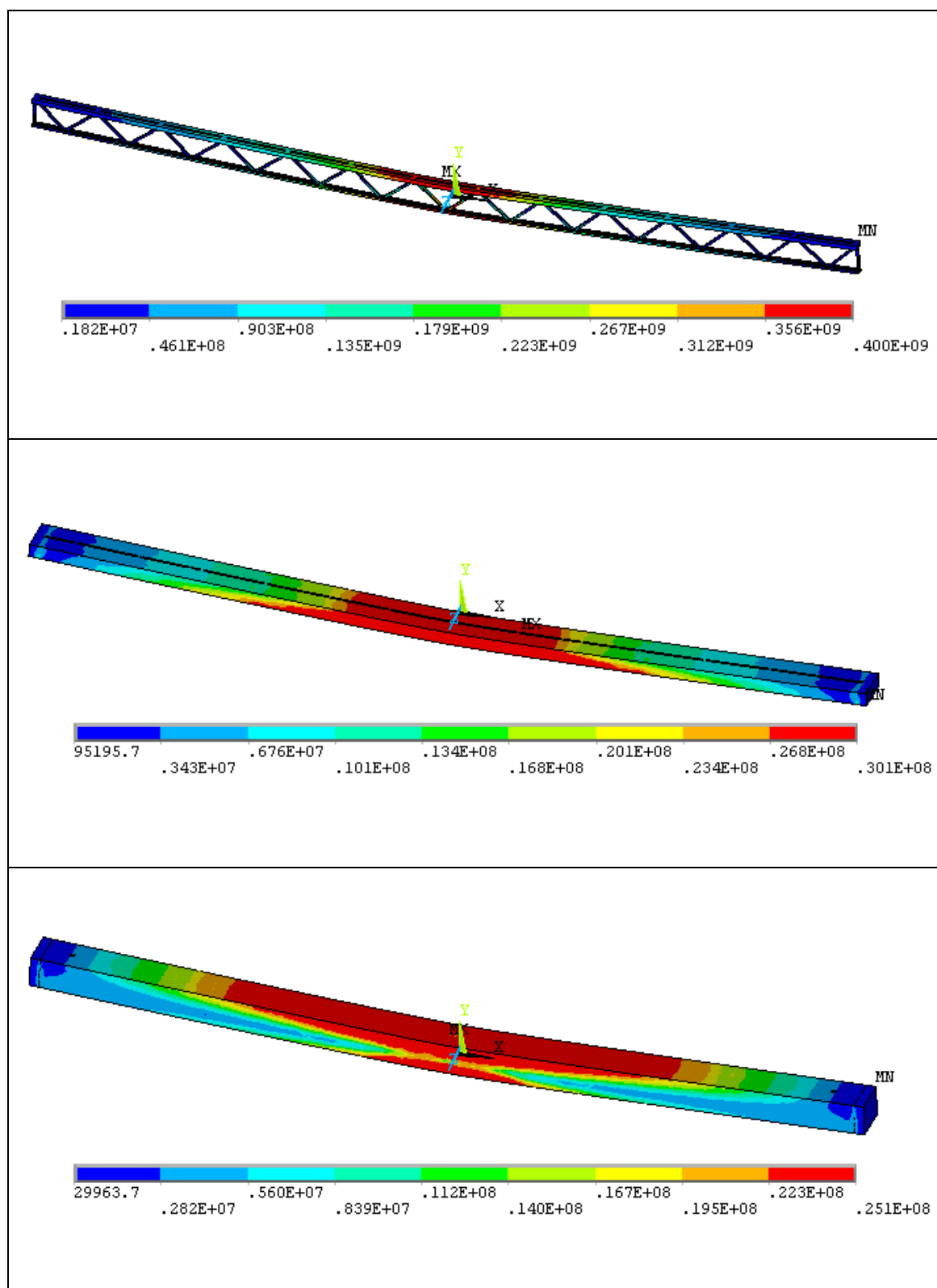


Figura V.13 - Plastificación de los materiales método N-R, viga BI\_SII\_L3

### V.14. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BII\_SII\_L1 (NEWTON-RAPHSON)

[Pa]

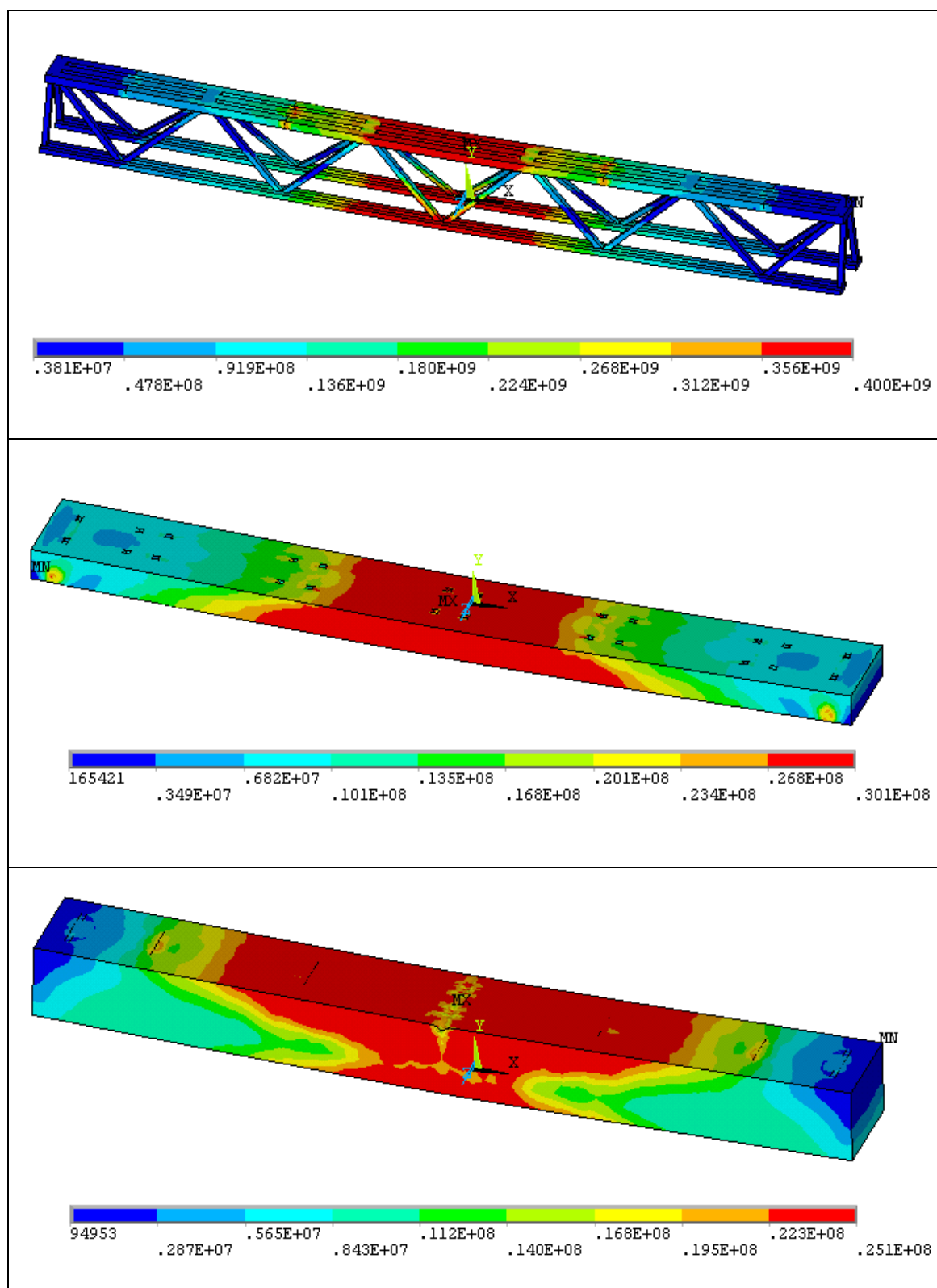


Figura V.14 - Plastificación de los materiales método N-R, viga BII\_SII\_L1

## V.15. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BII\_SII\_L2 (NEWTON-RAPHSON)

[Pa]

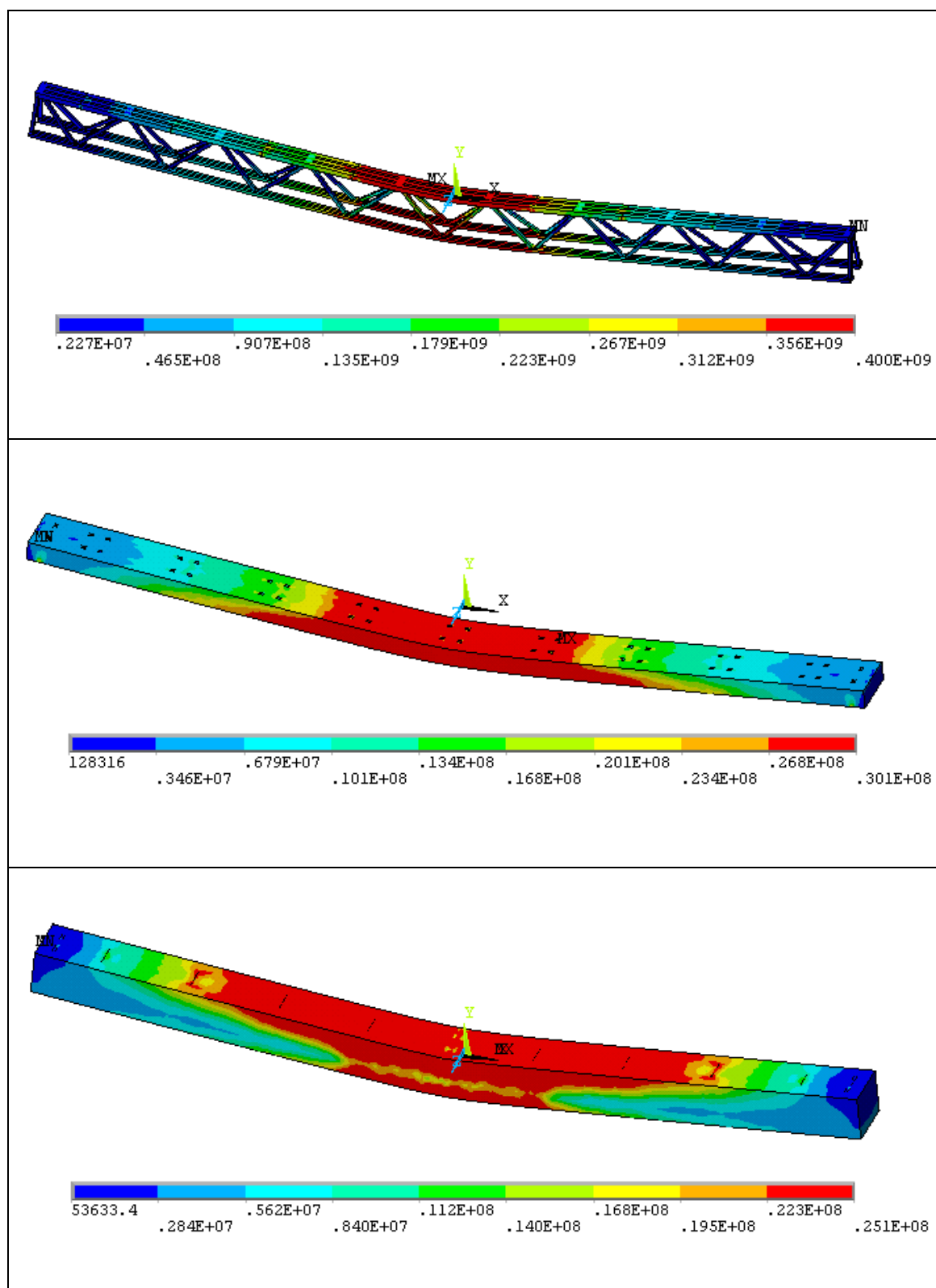


Figura V.15 - Plastificación de los materiales método N-R, viga BII\_SII\_L2

## V.16. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BII\_SII\_L3 (NEWTON-RAPHSON)

[Pa]

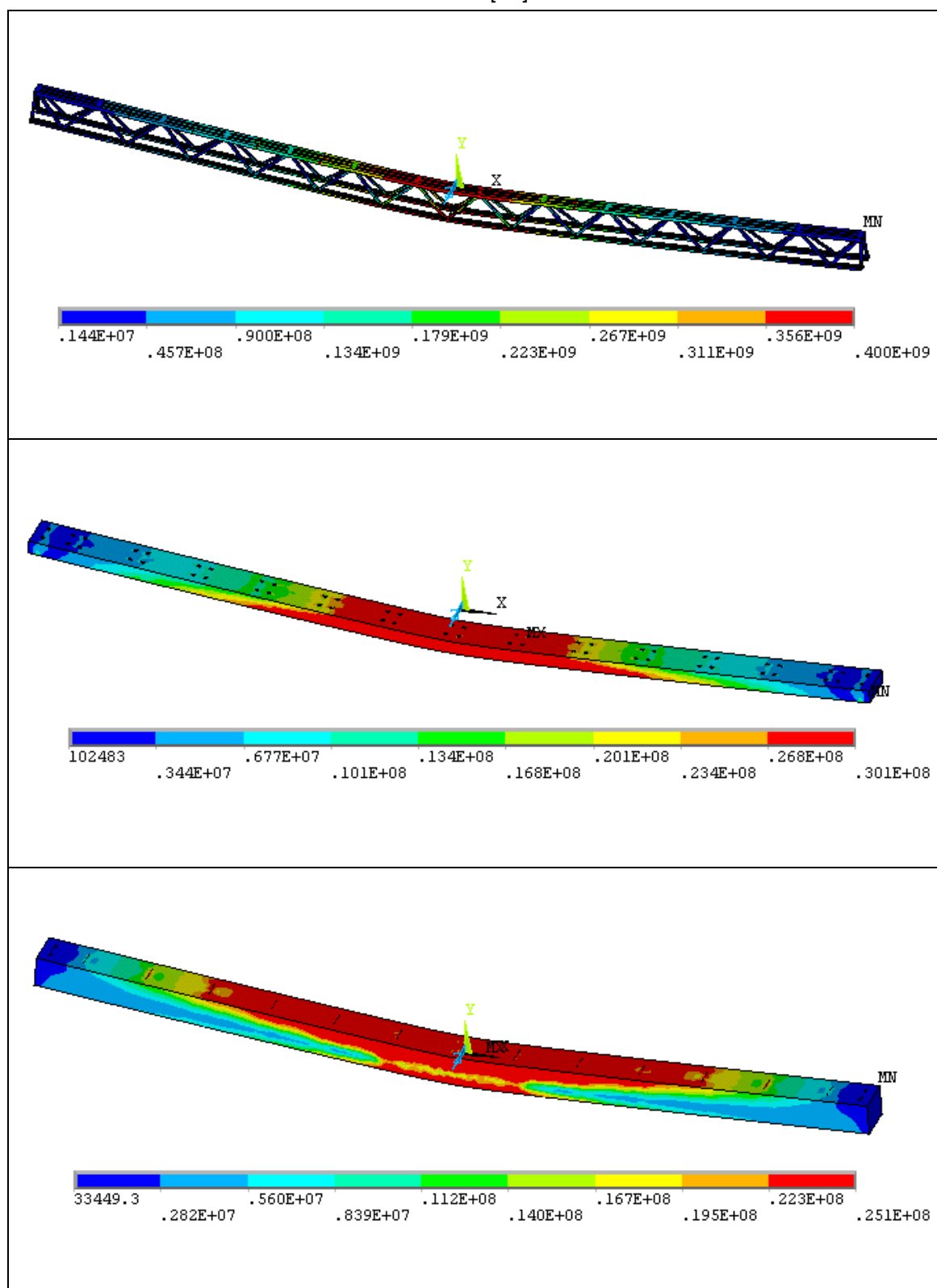


Figura V.16 - Plastificación de los materiales método N-R, viga BII\_SII\_L3

## V.17. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AI\_SII\_L1 (LONGITUD DE ARCO)

[Pa]

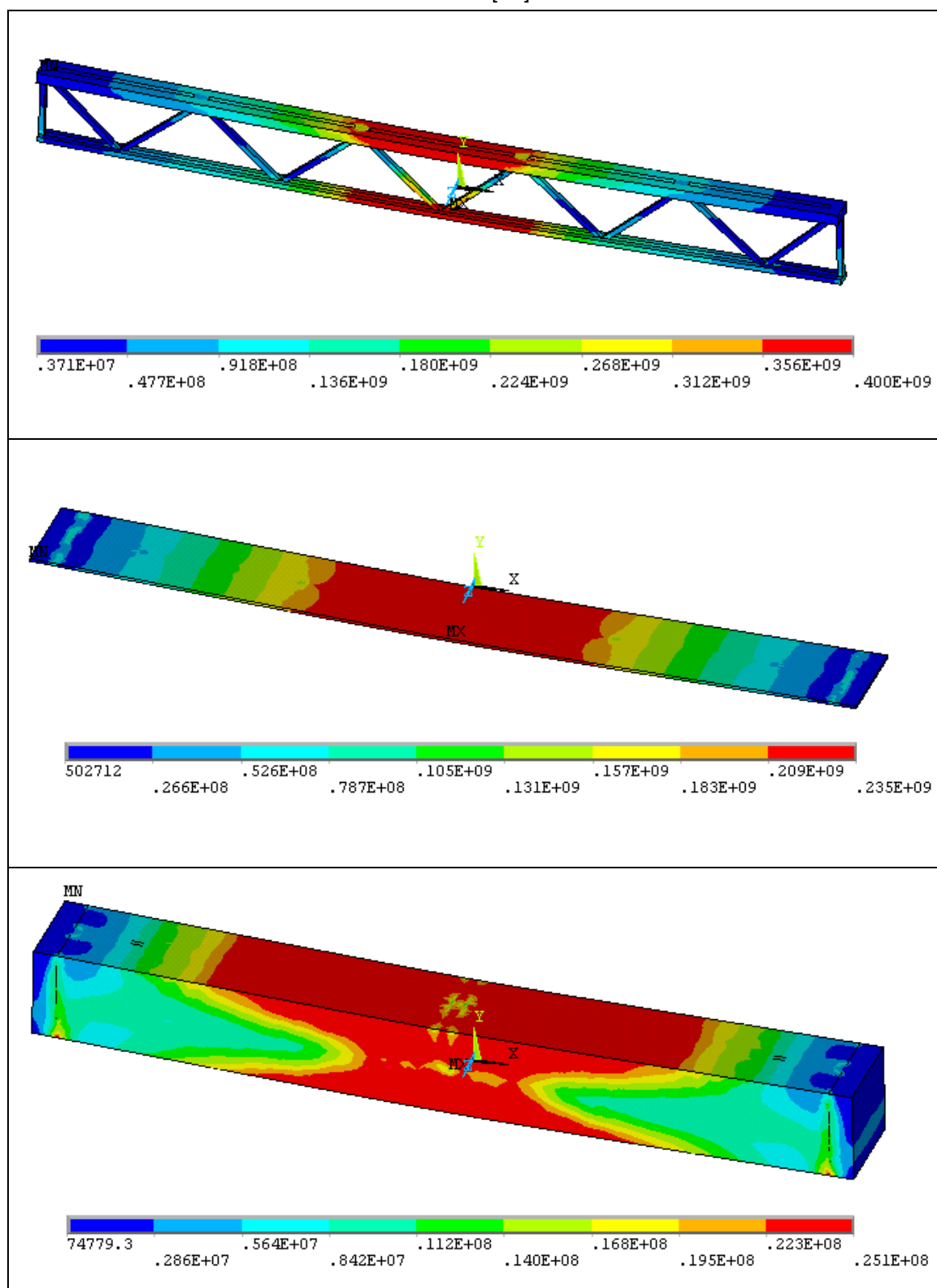


Figura V.17 - Plastificación de los materiales método L-A, viga AI\_SII\_L1

## V.18. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AI\_SII\_L2 (LONGITUD DE ARCO)

[Pa]

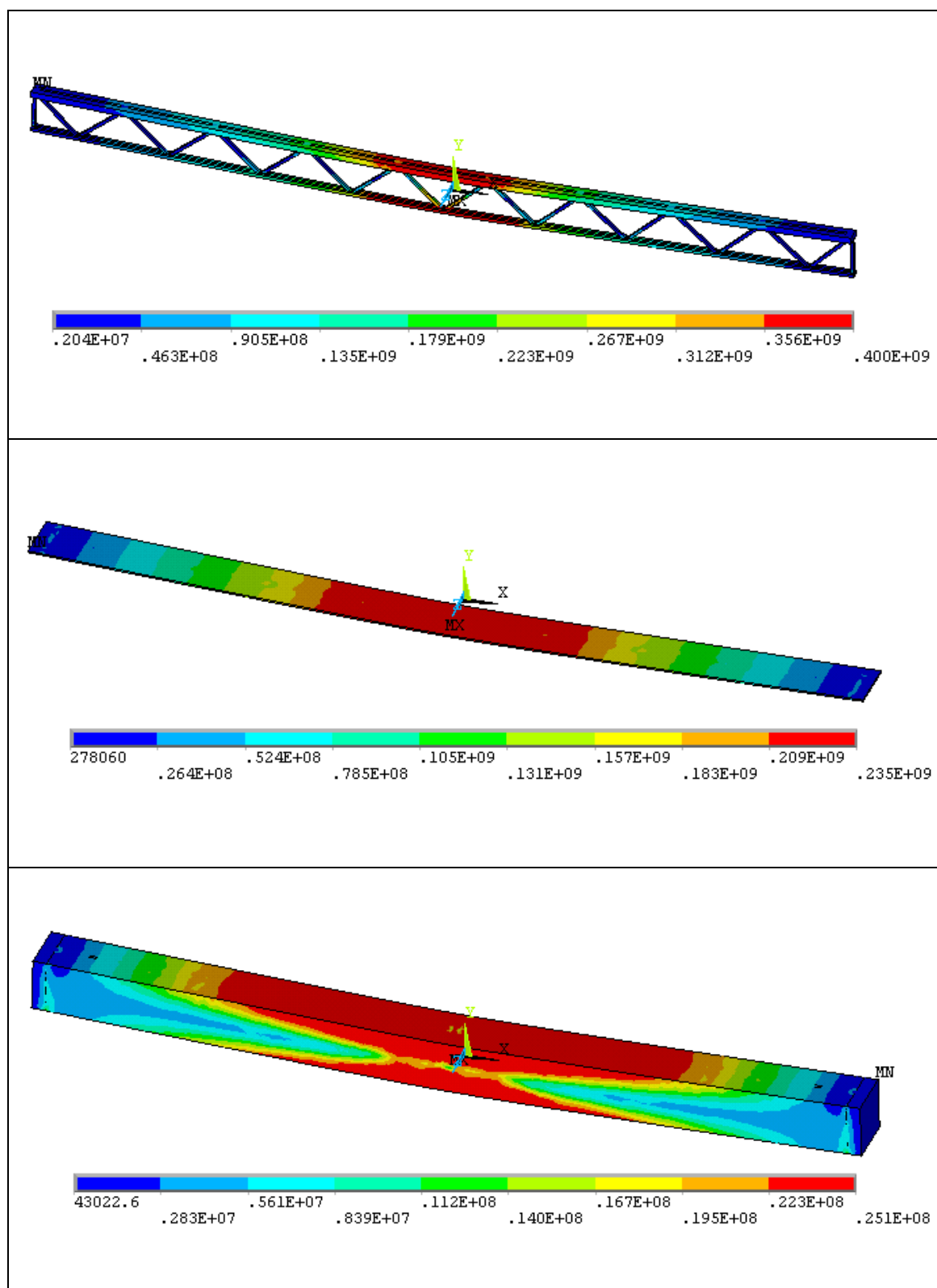


Figura V.18 - Plastificación de los materiales método L-A, viga AI\_SII\_L2

## V.19. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AI\_SII\_L3 (LONGITUD DE ARCO)

[Pa]

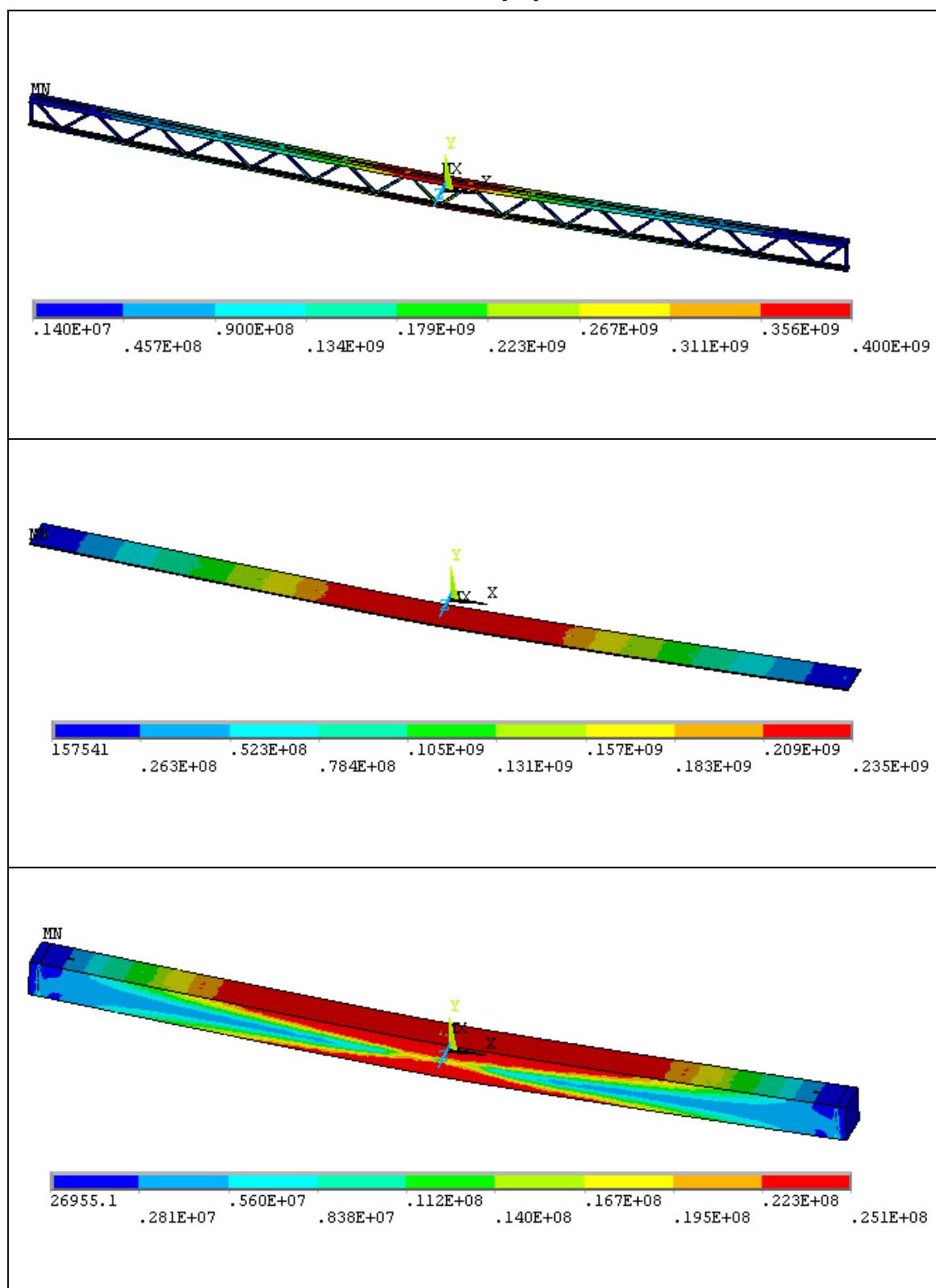


Figura V.19 - Plastificación de los materiales método L-A, viga AI\_SII\_L3

## V.20. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AII\_SII\_L1 (LONGITUD DE ARCO)

[Pa]

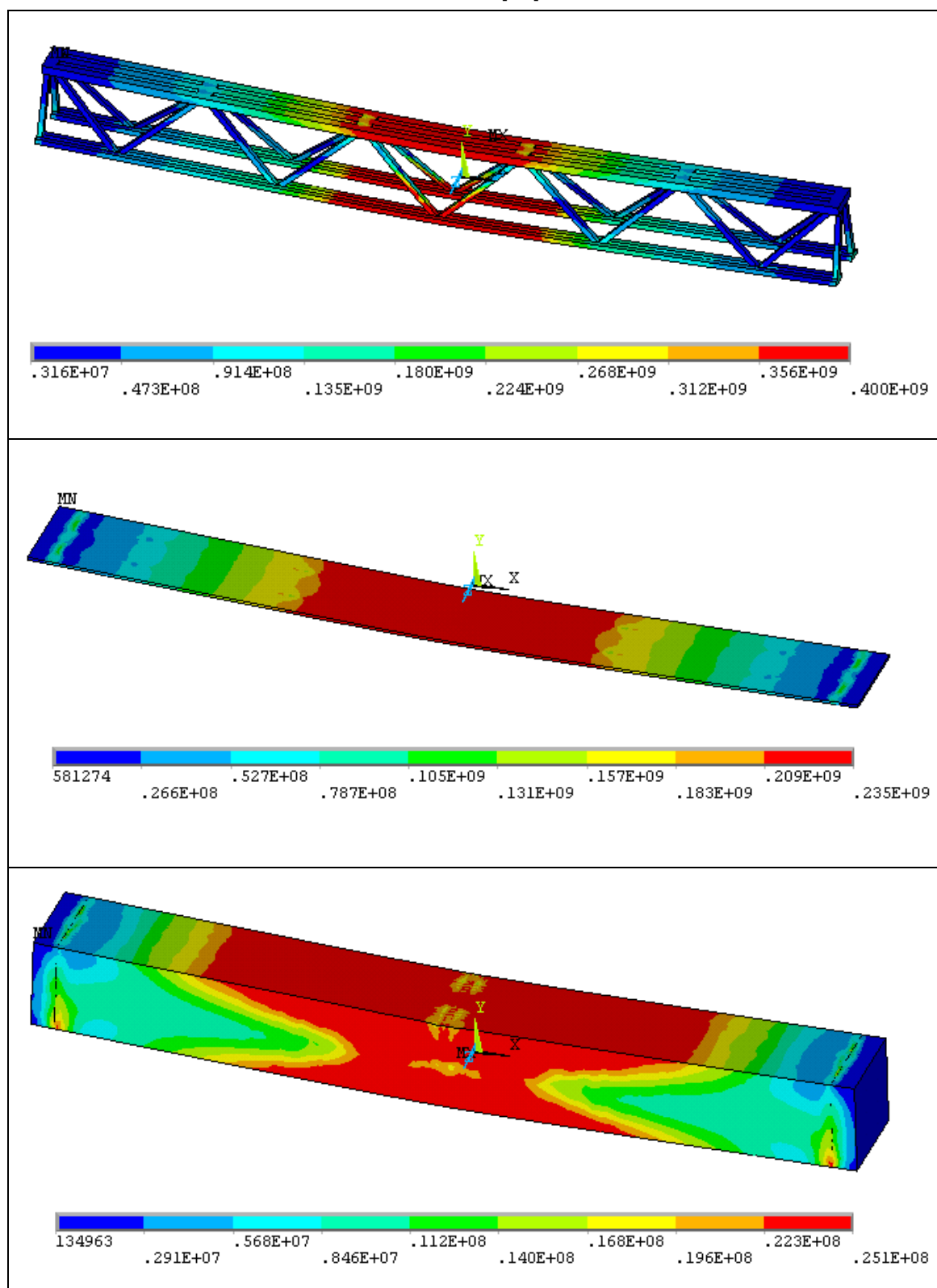


Figura V.20 - Plastificación de los materiales método L-A, viga AII\_SII\_L1

## V.21.PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AII\_SII\_L2 (LONGITUD DE ARCO)

[Pa]

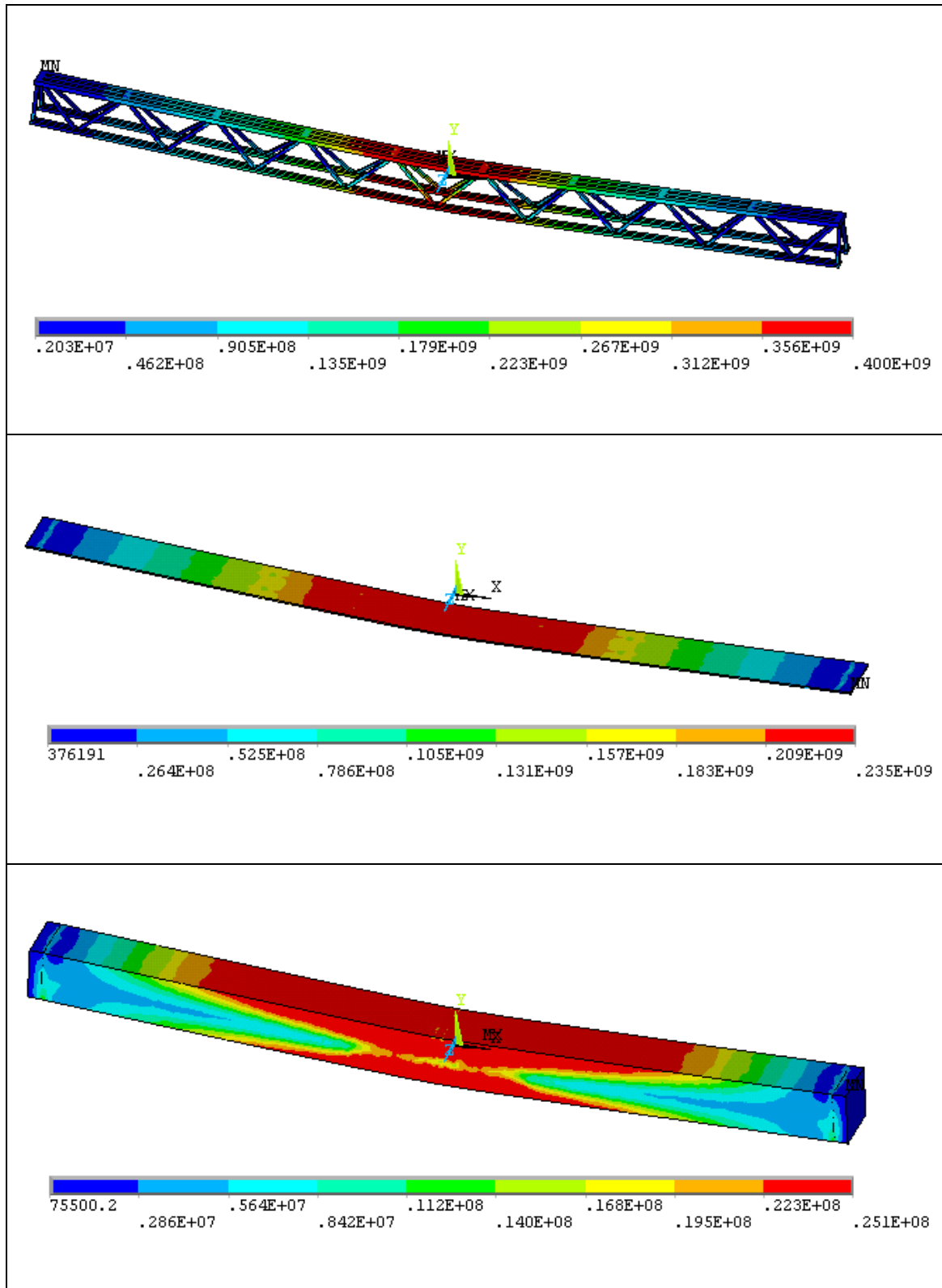


Figura V.21 - Plastificación de los materiales método L-A, viga AII\_SII\_L2

## V.22. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN AII\_SII\_L3 (LONGITUD DE ARCO)

[Pa]

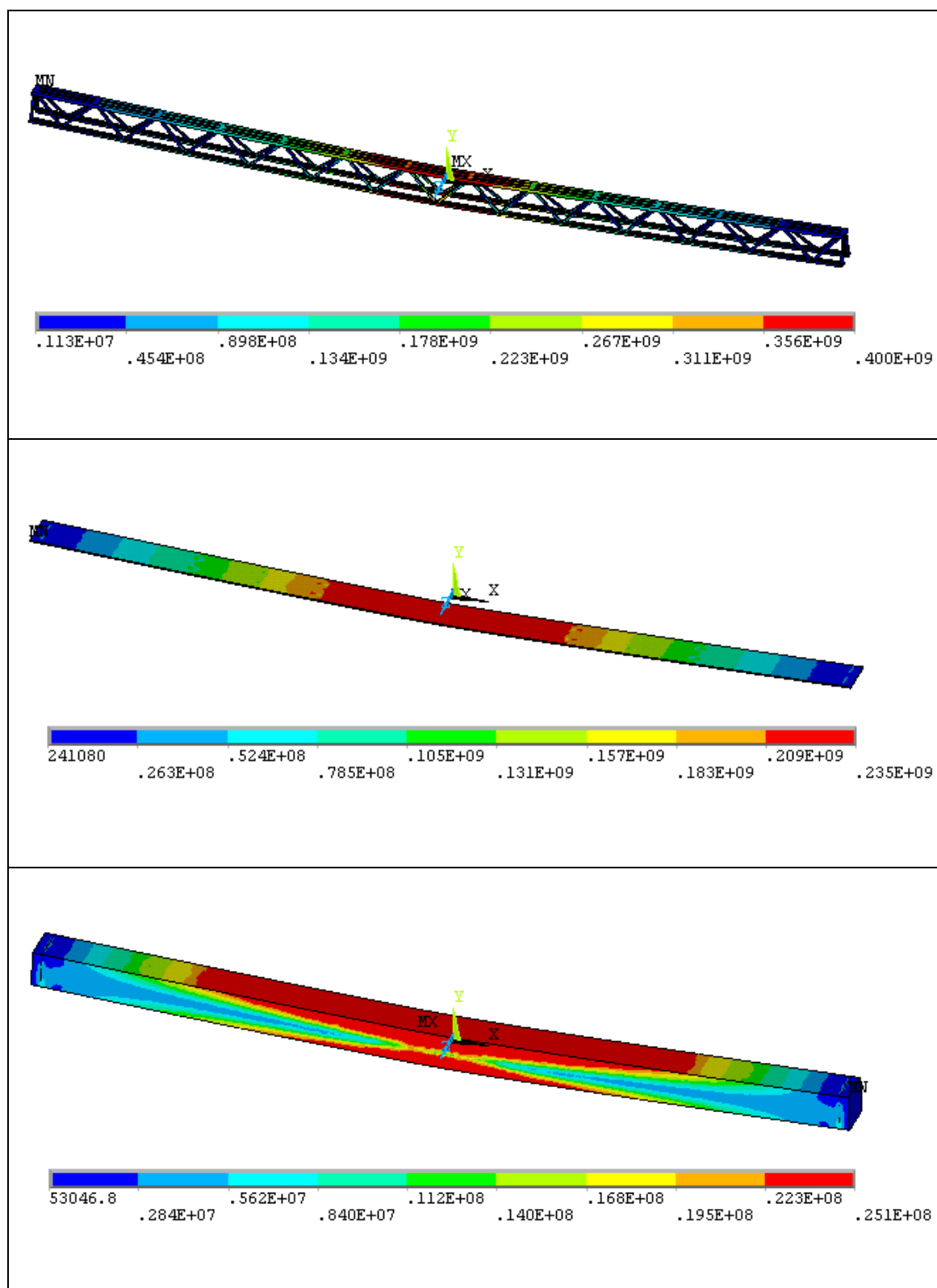


Figura V.22 - Plastificación de los materiales método L-A, viga AII\_SII\_L3

## V.23. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BI\_SII\_L1 (LONGITUD DE ARCO)

[Pa]

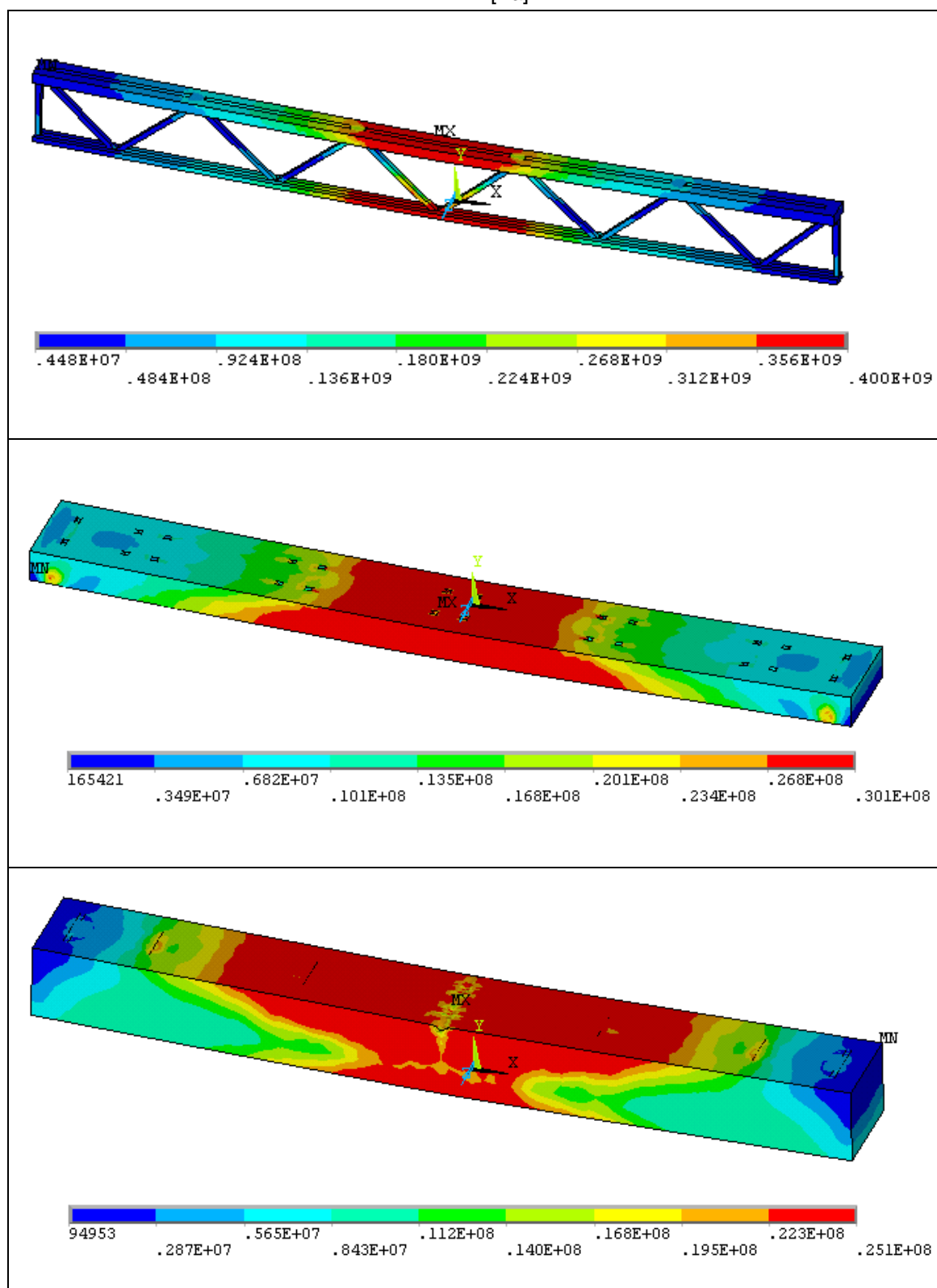


Figura V.23 - Plastificación de los materiales método L-A, viga BI\_SII\_L1

## V.24. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BI\_SII\_L2 (LONGITUD DE ARCO)

[Pa]

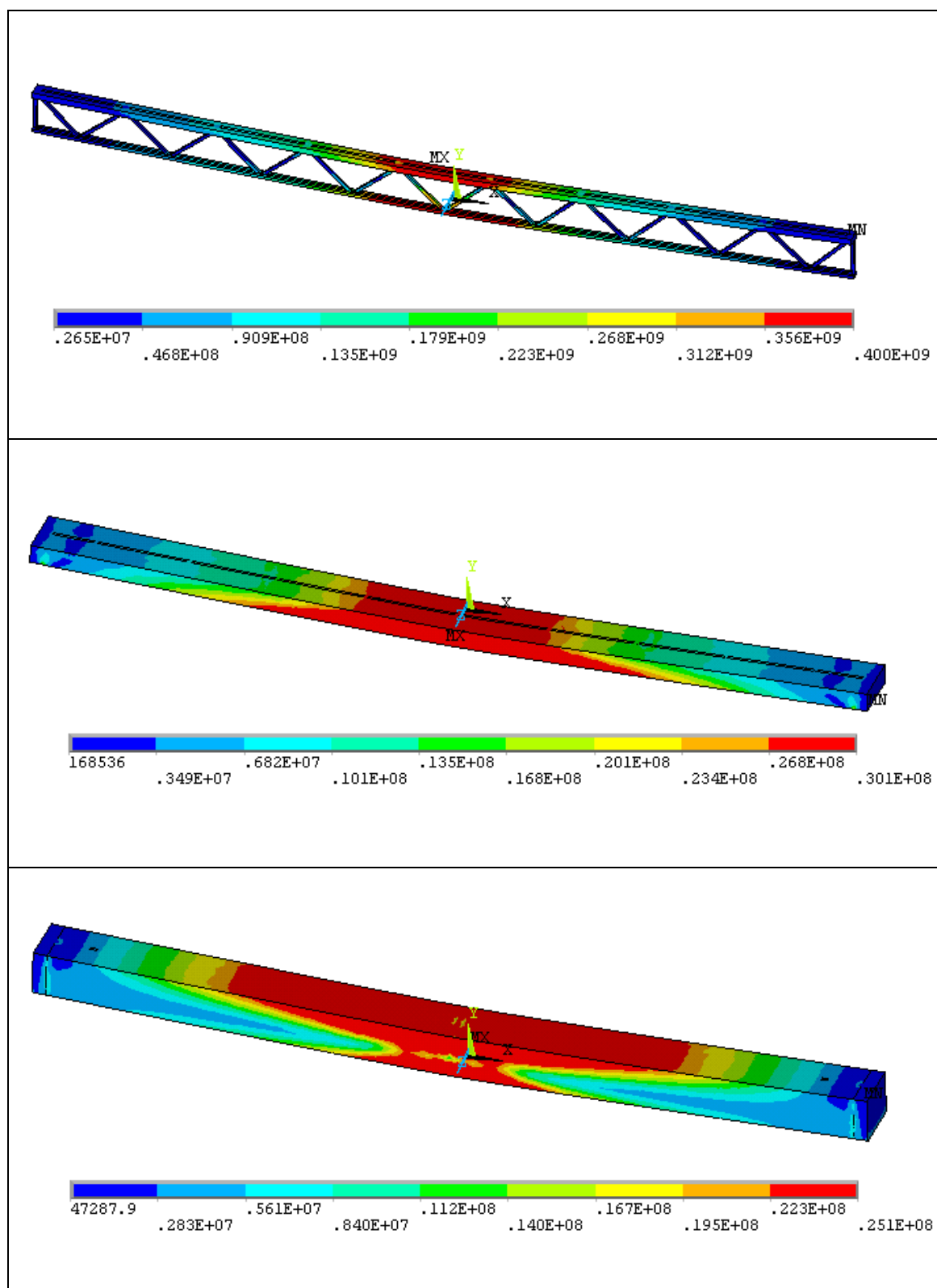


Figura V.24 - Plastificación de los materiales método L-A, viga BI\_SII\_L2

## V.25. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BI\_SII\_L3 (LONGITUD DE ARCO)

[Pa]

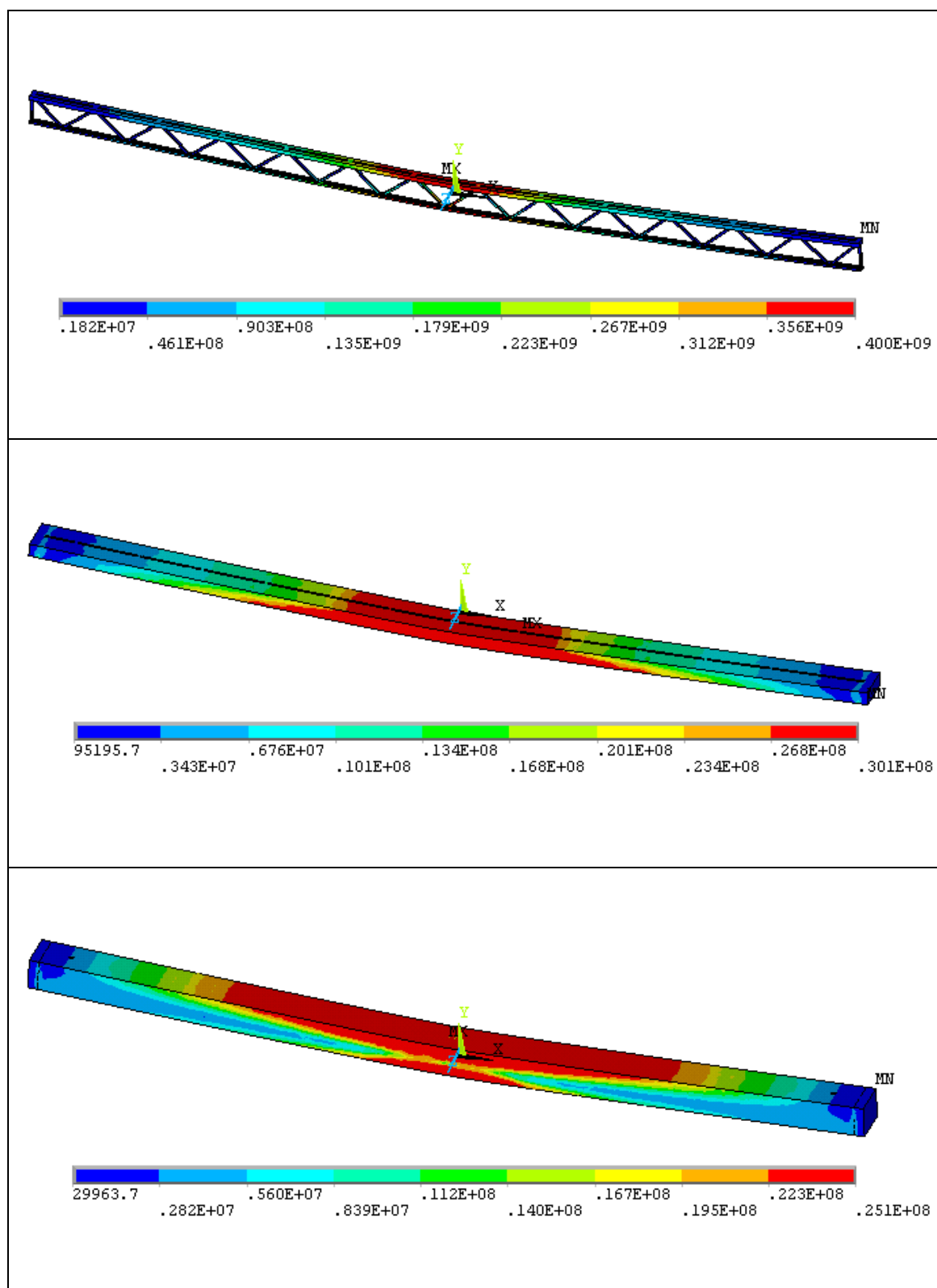


Figura V.25 - Plastificación de los materiales método L-A, viga BI\_SII\_L3

## V.26. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BII\_SII\_L1 (LONGITUD DE ARCO)

[Pa]

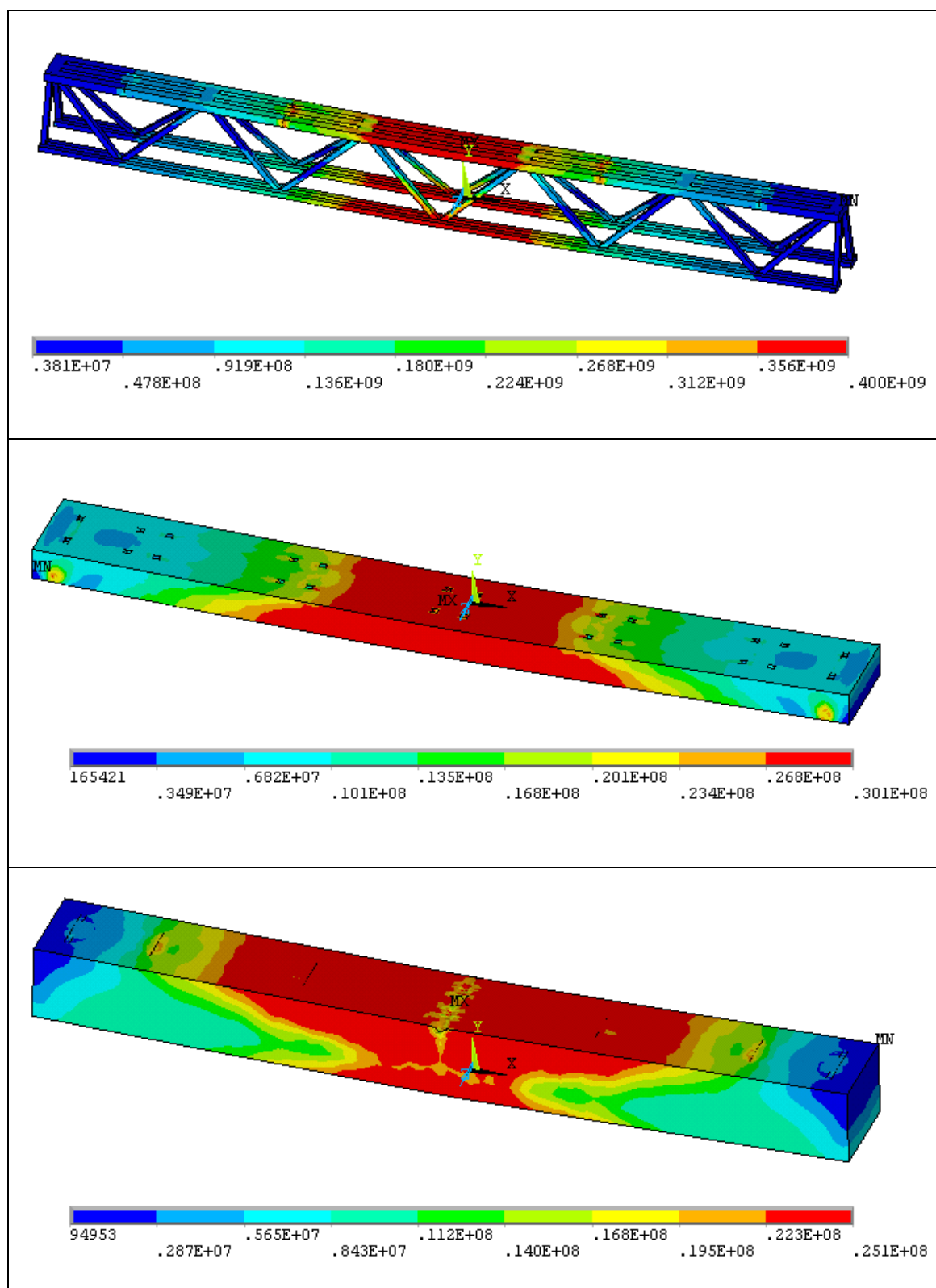


Figura V.26 - Plastificación de los materiales método L-A, viga BII\_SII\_L1

## V.27. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BII\_SII\_L2 (LONGITUD DE ARCO)

[Pa]

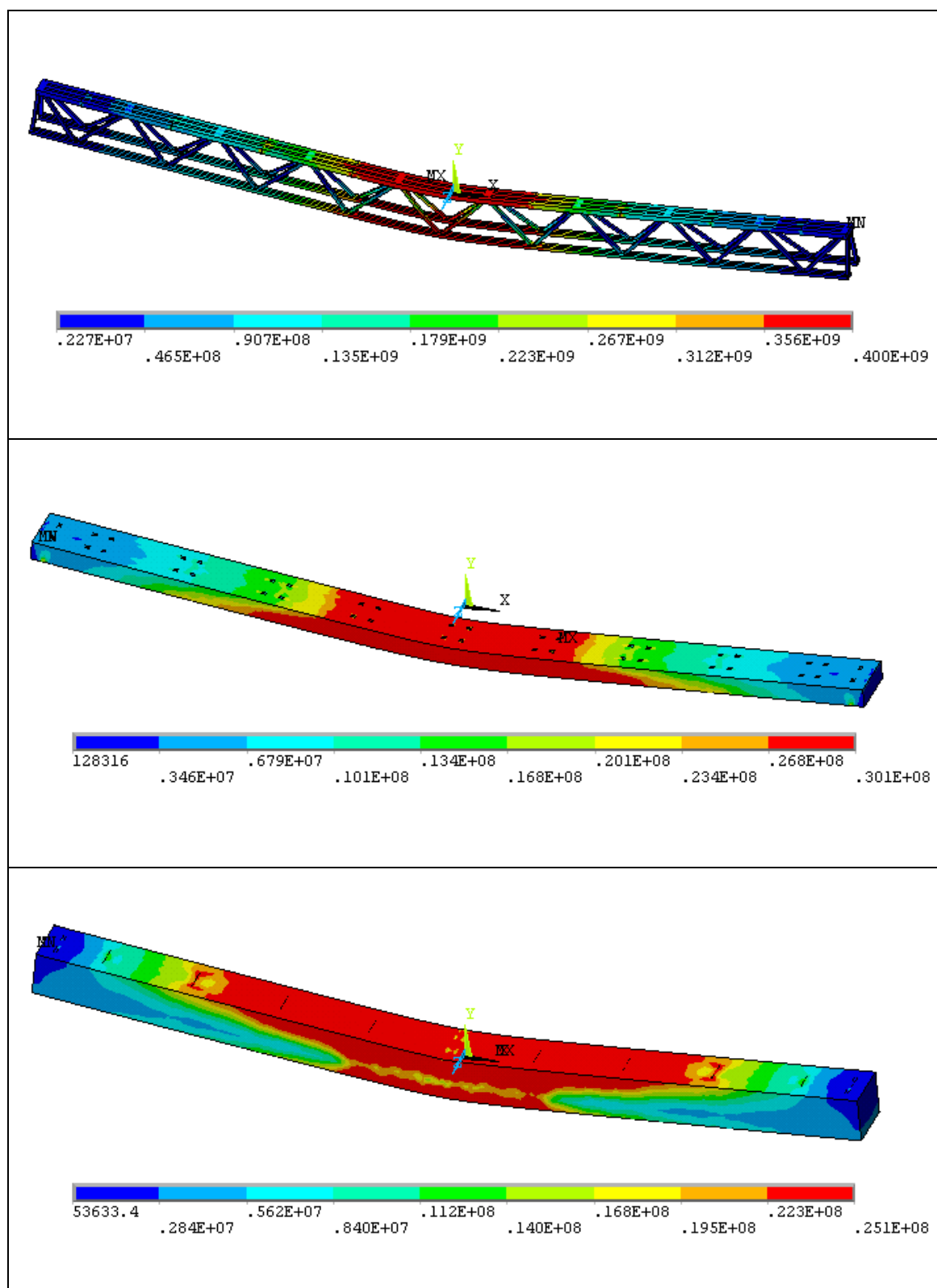


Figura V.27 - Plastificación de los materiales método L-A, viga BII\_SII\_L2

## V.28. PLASTIFICACIÓN SECCIÓN BII\_SII\_L3 (LONGITUD DE ARCO)

[Pa]

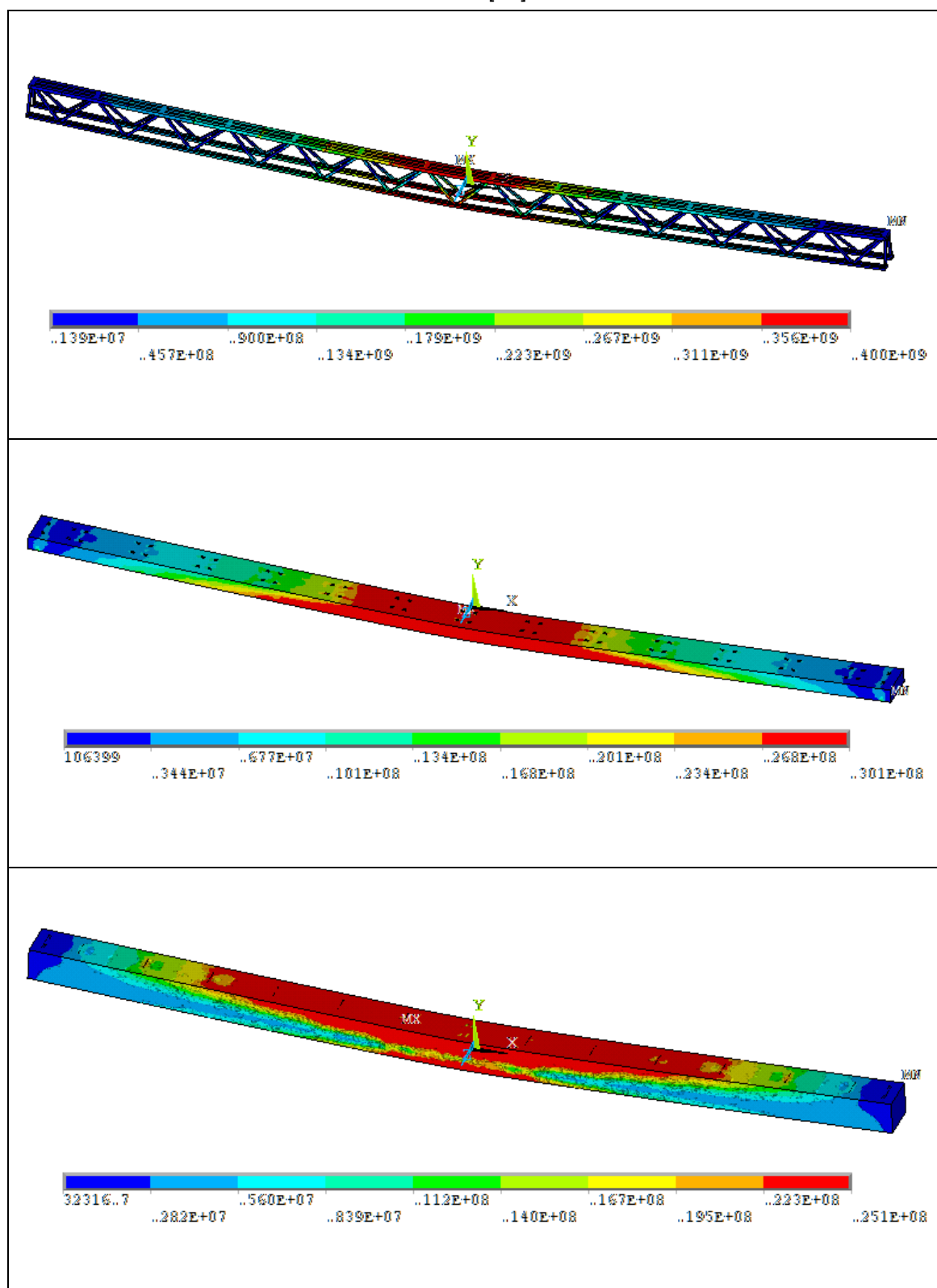


Figura V.28 - Plastificación de los materiales método L-A, viga BII\_SII\_L3

## V.29. EXTENSIONES PLÁSTICAS AI\_SII\_L1 (NEWTON-RAPHSON)

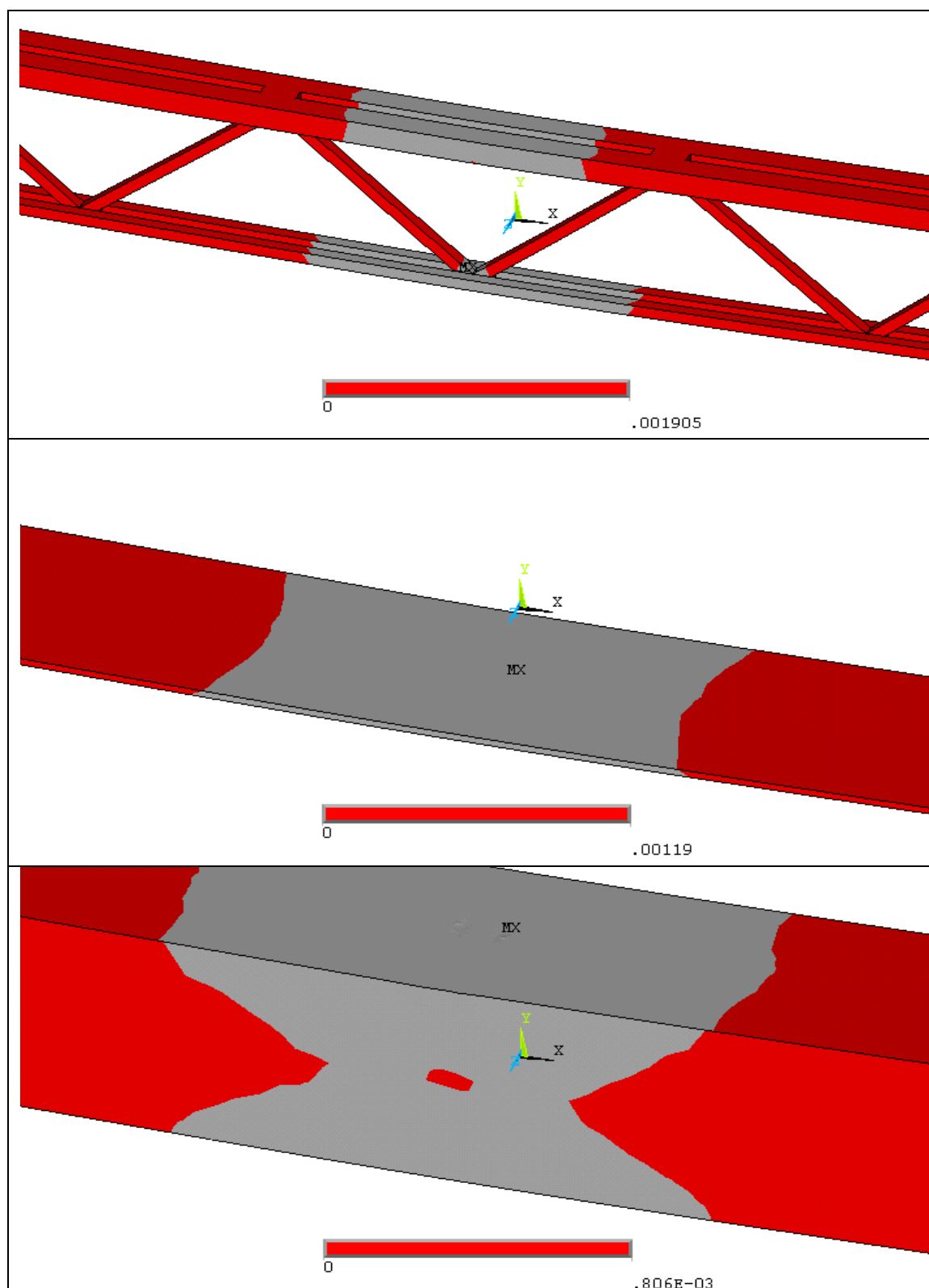


Figura V.29 – Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga AI\_SII\_L1

## V.30. EXTENSIONES PLÁSTICAS AI\_SII\_L2 (NEWTON-RAPHSON)

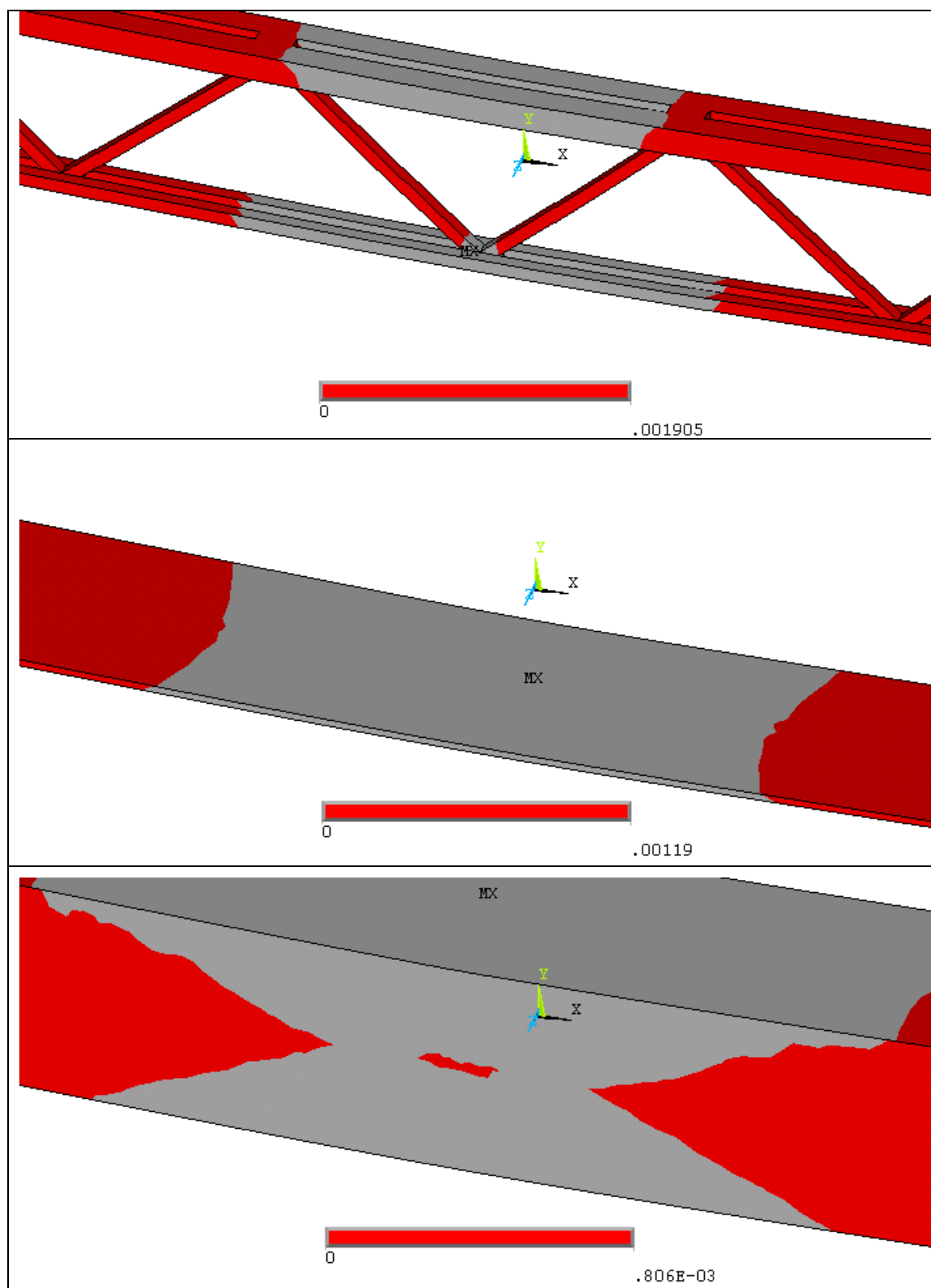


Figura V.30 – Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga AI\_SII\_L2

## V.31. EXTENSIONES PLÁSTICAS AI\_SII\_L3 (NEWTON-RAPHSON)

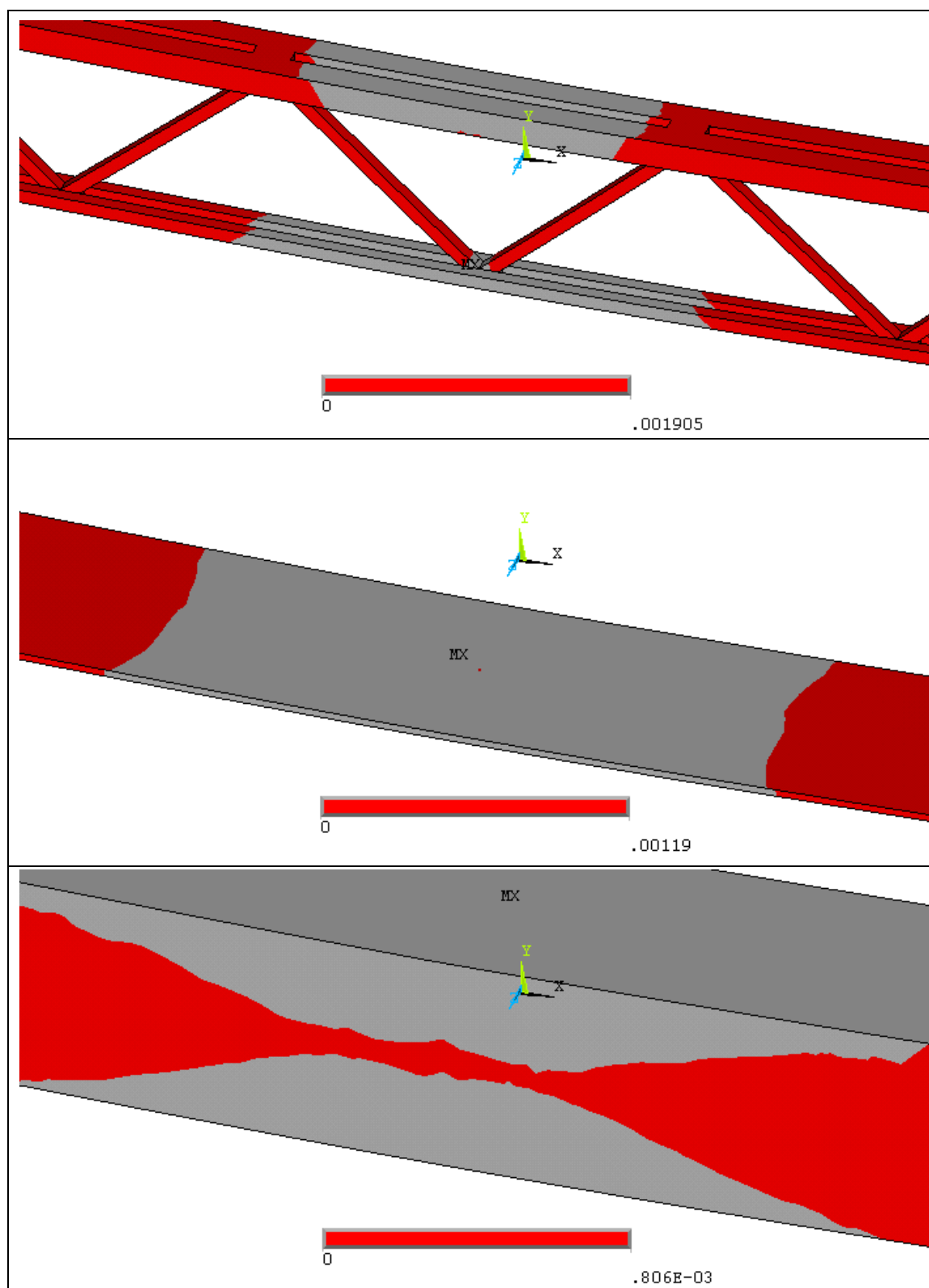


Figura V.31 – Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga AI\_SII\_L3

## V.32. EXTENSIONES PLÁSTICAS AII\_SII\_L1 (NEWTON-RAPHSON)

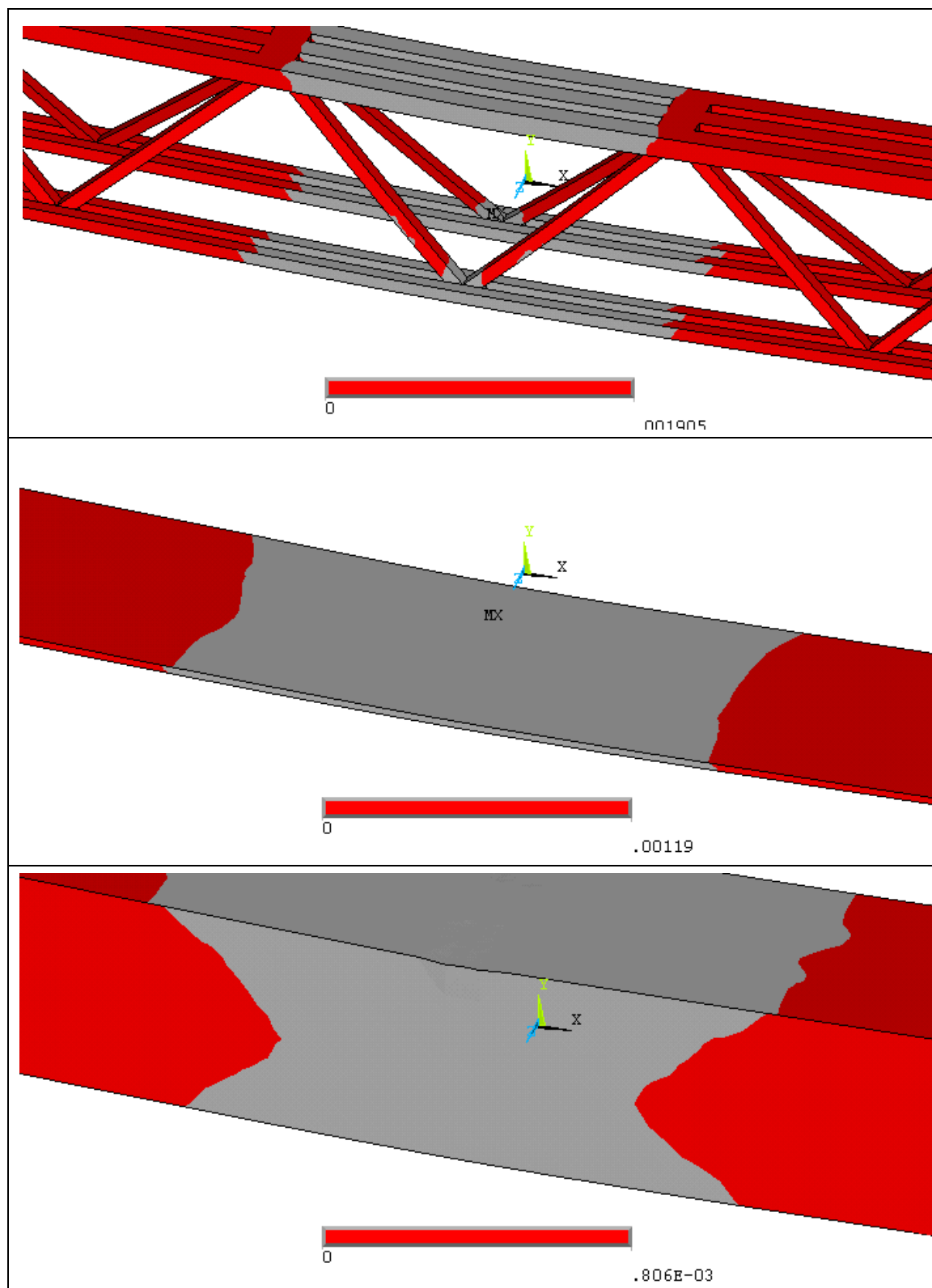


Figura V.32 – Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga AII\_SII\_L1

## V.33. EXTENSIONES PLÁSTICAS AII\_SII\_L2 (NEWTON-RAPHSON)



Figura V.33 – Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga AII\_SII\_L2

## V.34. EXTENSIONES PLÁSTICAS AII\_SII\_L3 (NEWTON-RAPHSON)

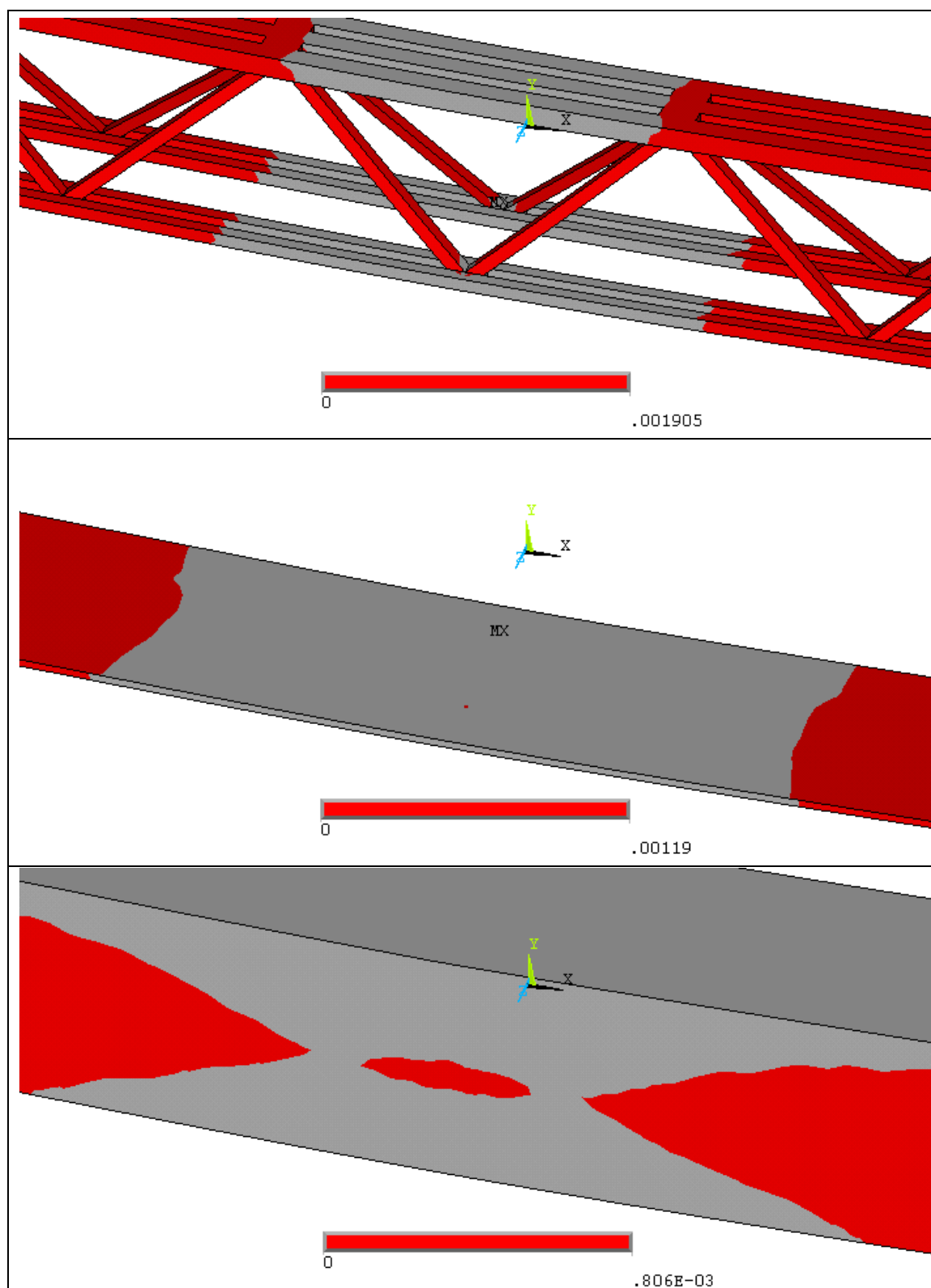


Figura V.34 – Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga AII\_SII\_L3

## V.35. EXTENSIONES PLÁSTICAS BI\_SII\_L1 (NEWTON-RAPHSON)

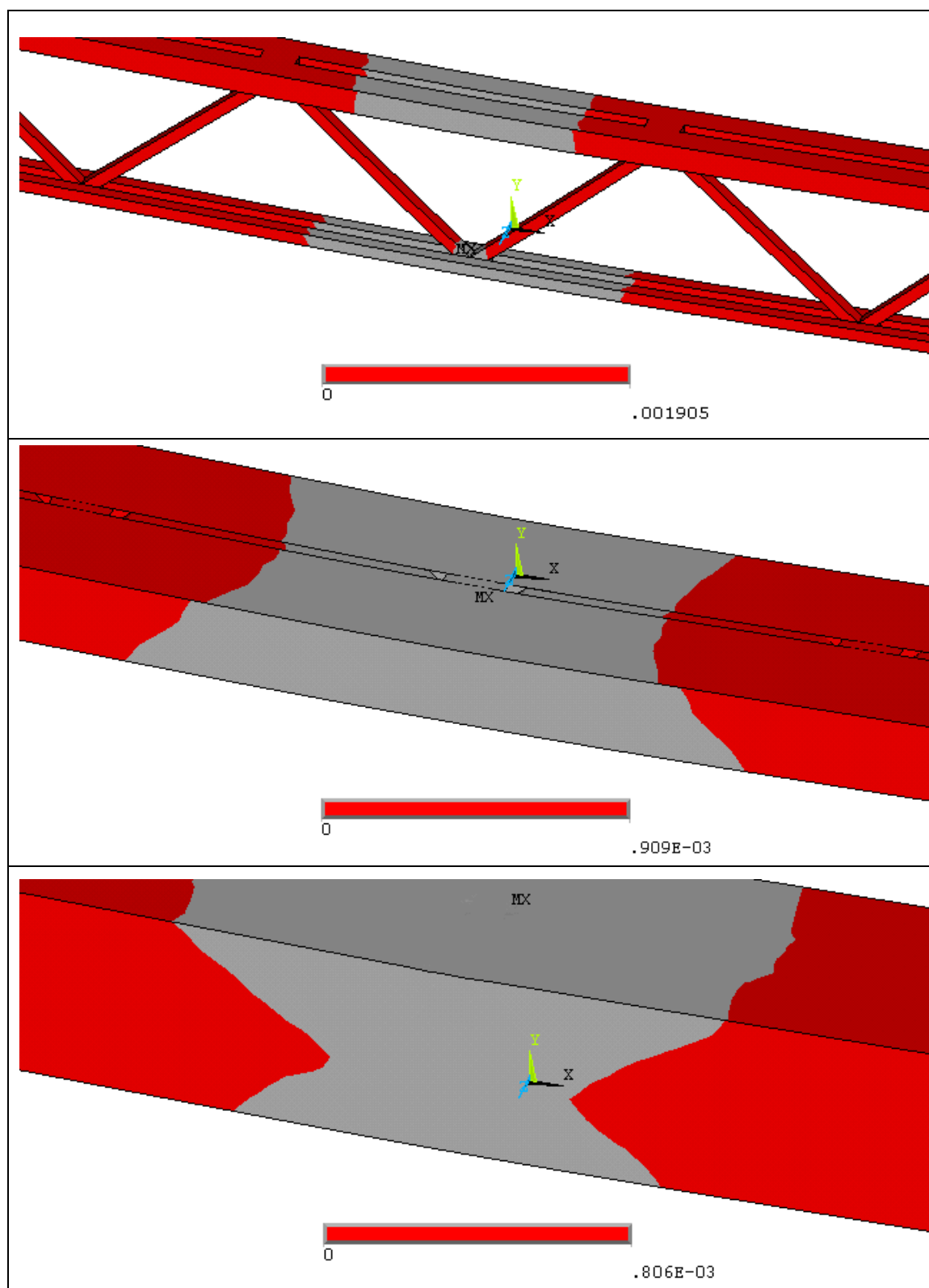


Figura V.35 – Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga BI\_SII\_L1

## V.36. EXTENSIONES PLÁSTICAS BI\_SII\_L2 (NEWTON-RAPHSON)

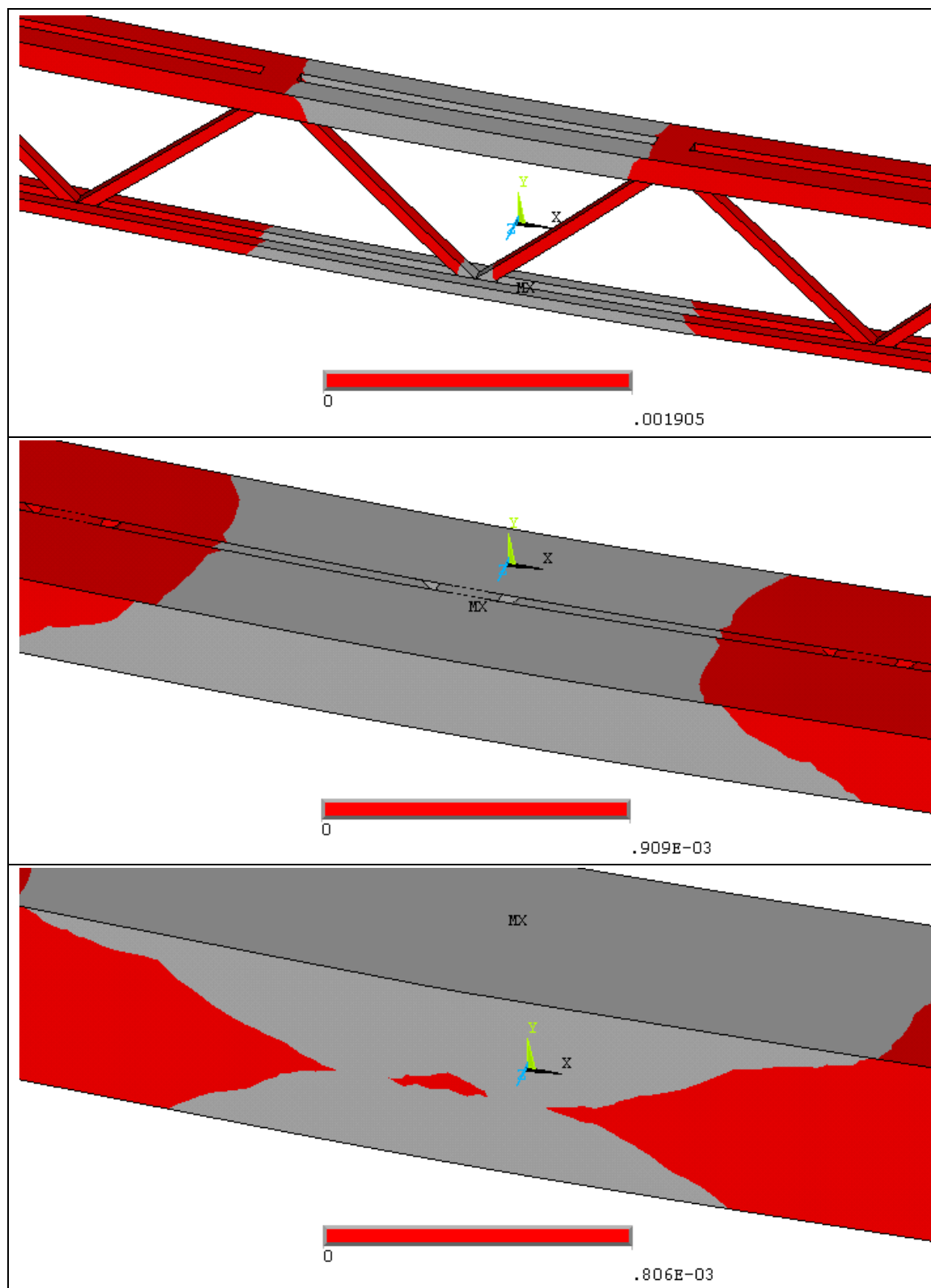


Figura V.36 – Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga BI\_SII\_L2

## V.37. EXTENSIONES PLÁSTICAS BI\_SII\_L3 (NEWTON-RAPHSON)

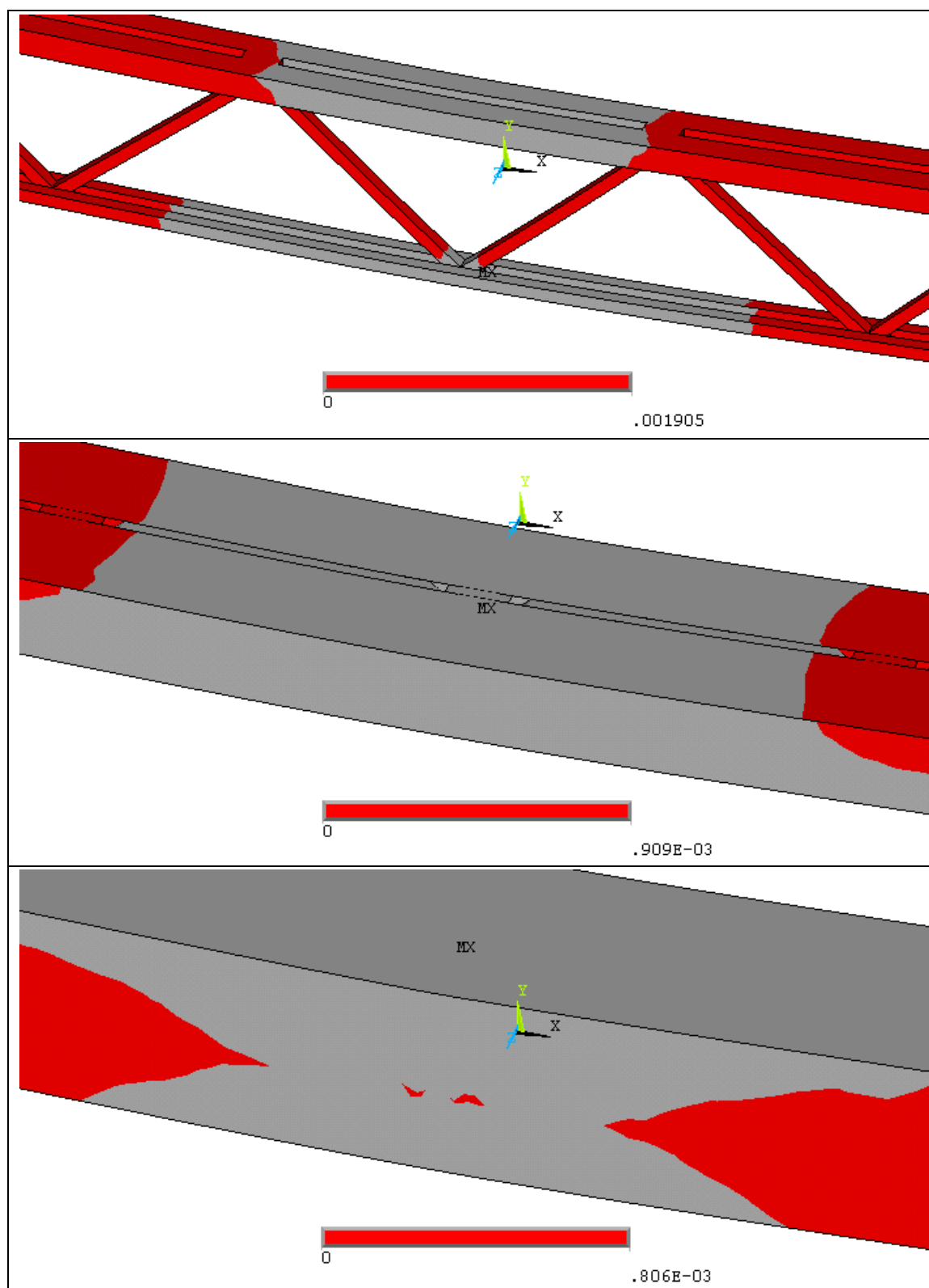


Figura V.37 – Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga BI\_SII\_L3

## V.38. EXTENSIONES PLÁSTICAS BII\_SII\_L1 (NEWTON-RAPHSON)

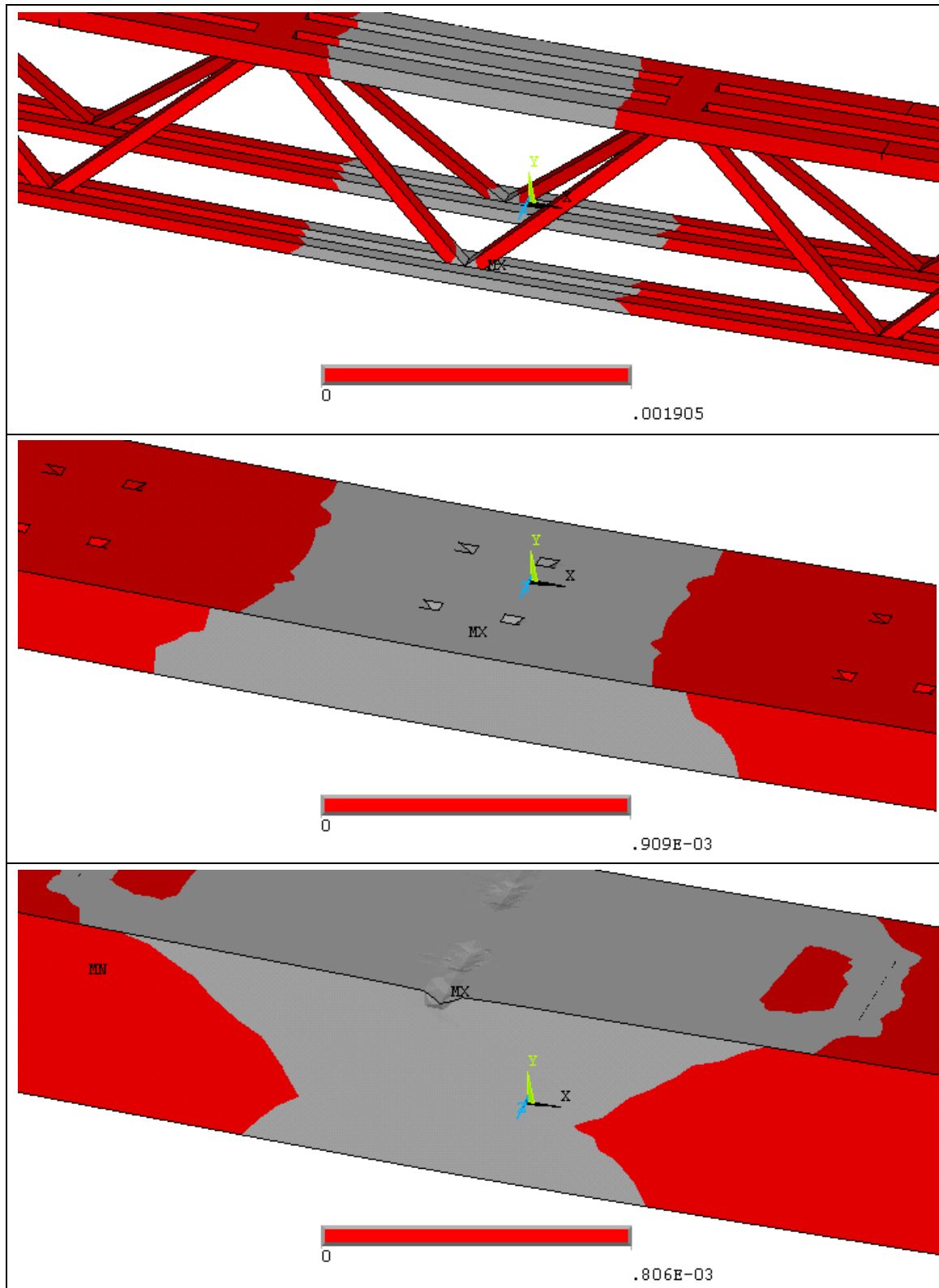


Figura V.38 – Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga BII\_SII\_L1

## V.39. EXTENSIONES PLÁSTICAS BII\_SII\_L2 (NEWTON-RAPHSON)

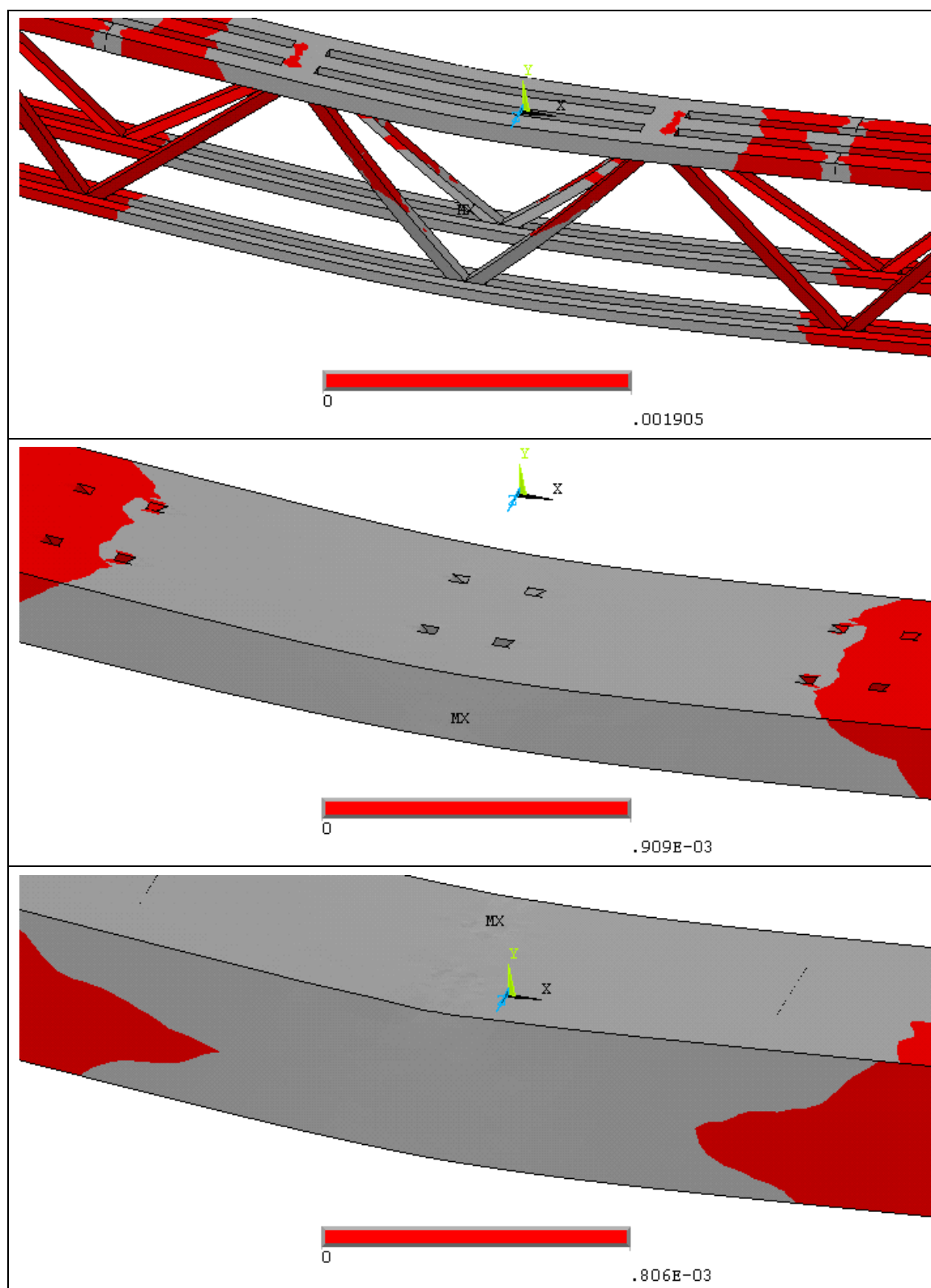


Figura V.39 – Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga BII\_SII\_L2

## V.40. EXTENSIONES PLÁSTICAS BII\_SII\_L3 (NEWTON-RAPHSON)

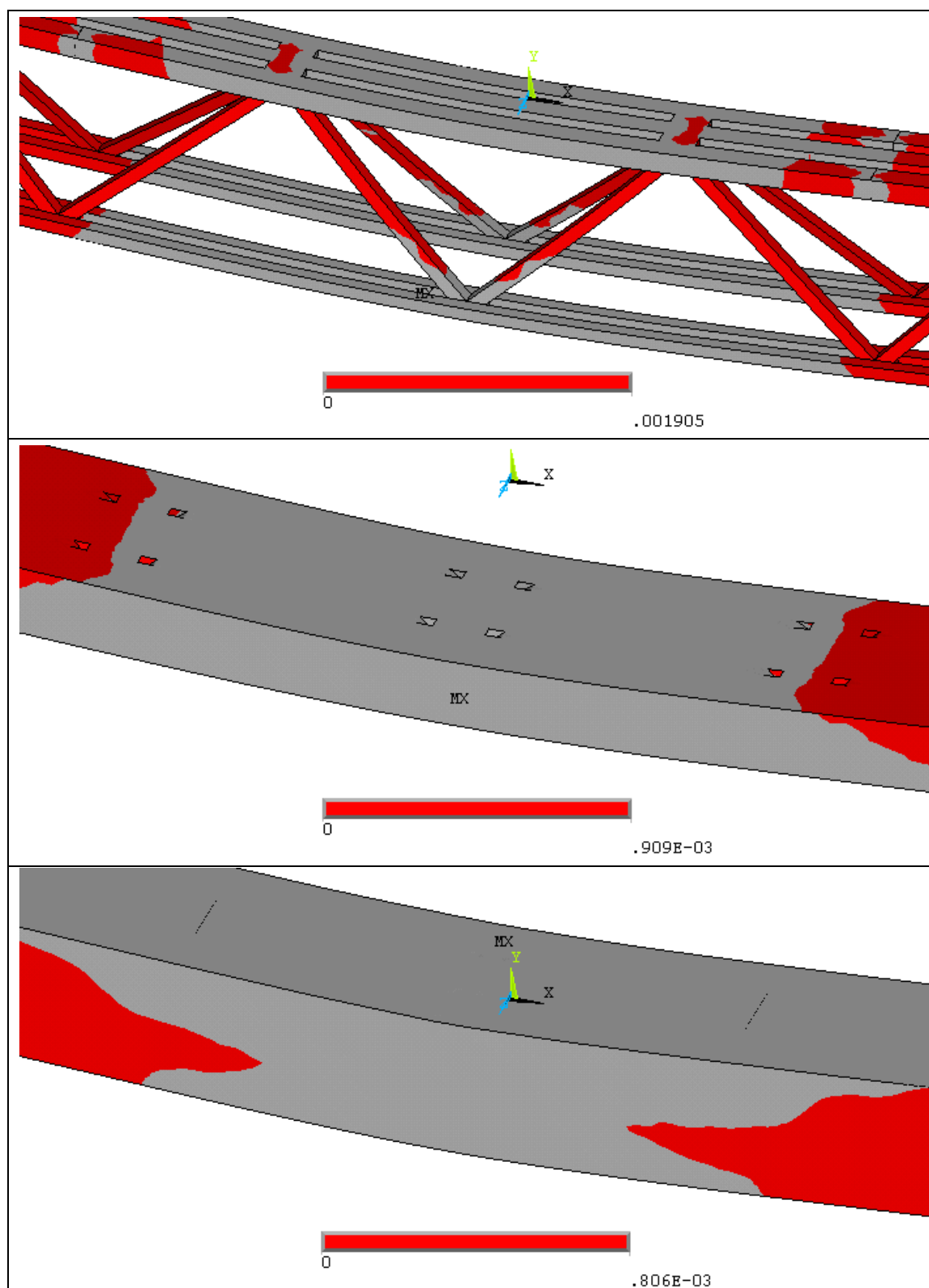


Figura V.40 – Extensiones plásticas de los materiales método N-R, viga BII\_SII\_L3

## V.41. EXTENSIONES PLÁSTICAS AI\_SII\_L1 (LONGITUD ARCO)

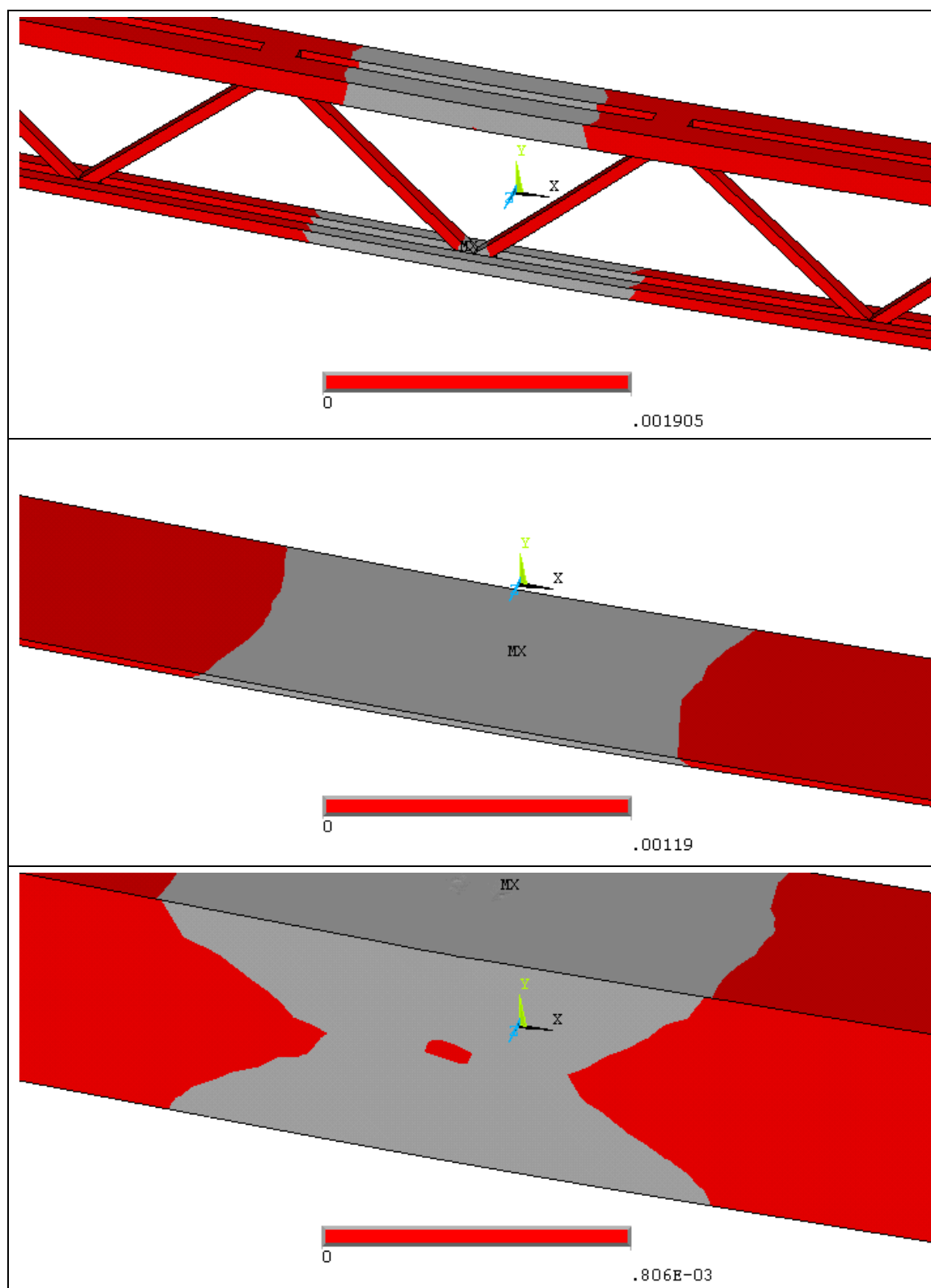


Figura V.41 – Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga AI\_SII\_L1

## V.42. EXTENSIONES PLÁSTICAS AI\_SII\_L2 (LONGITUD ARCO)

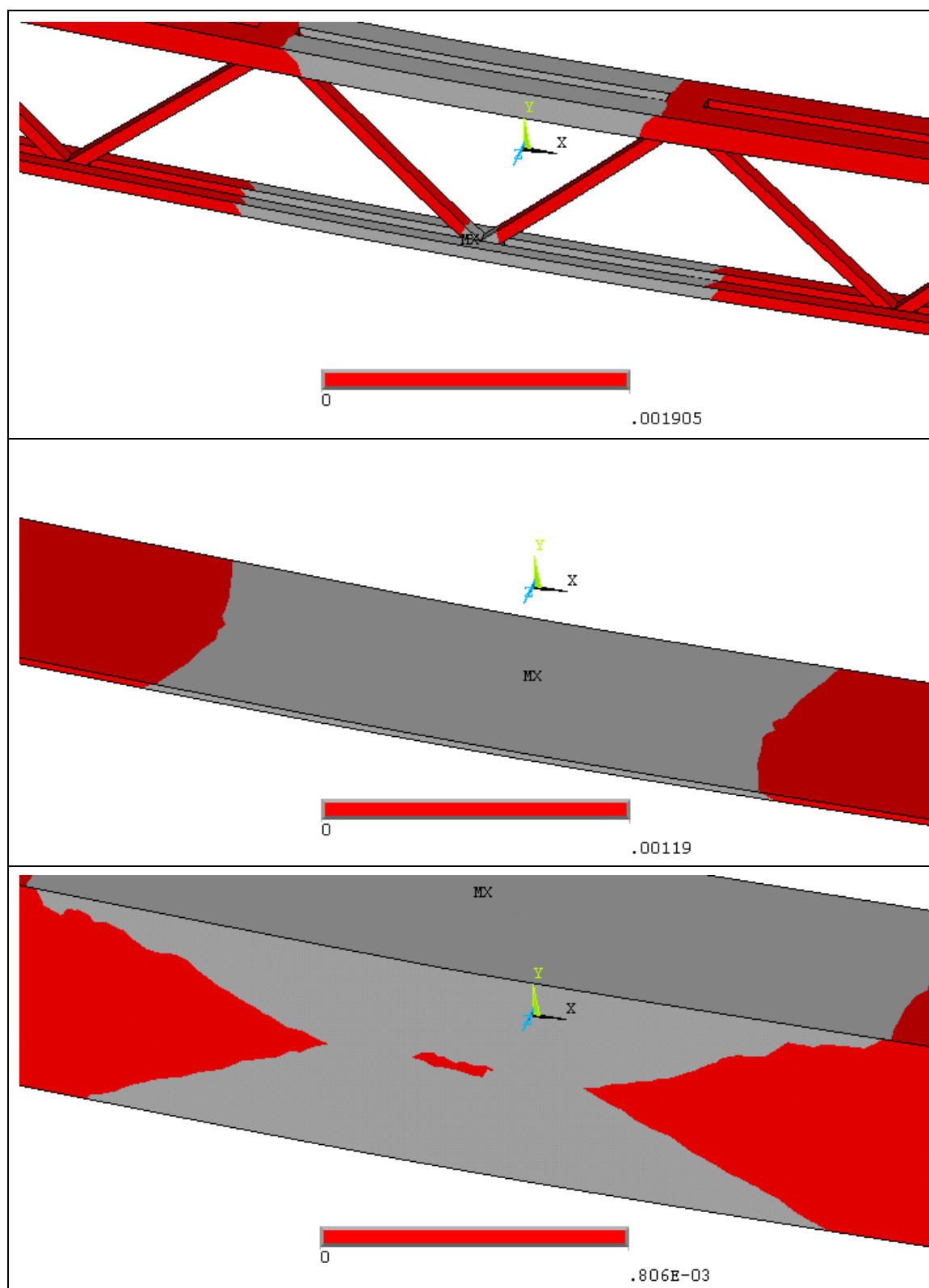


Figura V.42 – Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga AI\_SII\_L2

## V.43. EXTENSIONES PLÁSTICAS AI\_SII\_L3 (LONGITUD ARCO)

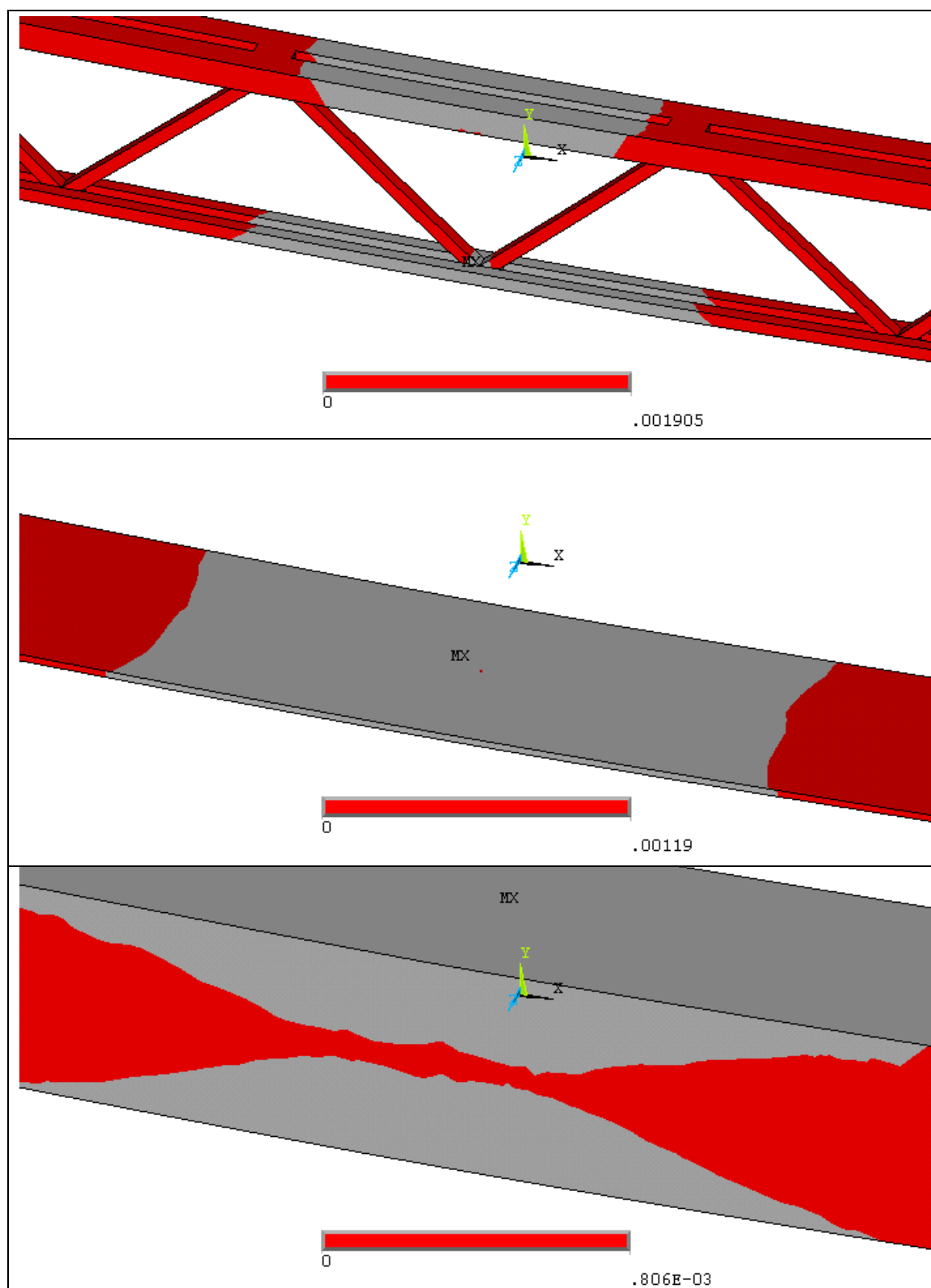


Figura V.43 – Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga AI\_SII\_L3

## V.44. EXTENSIONES PLÁSTICAS AII\_SII\_L1 (LONGITUD ARCO)

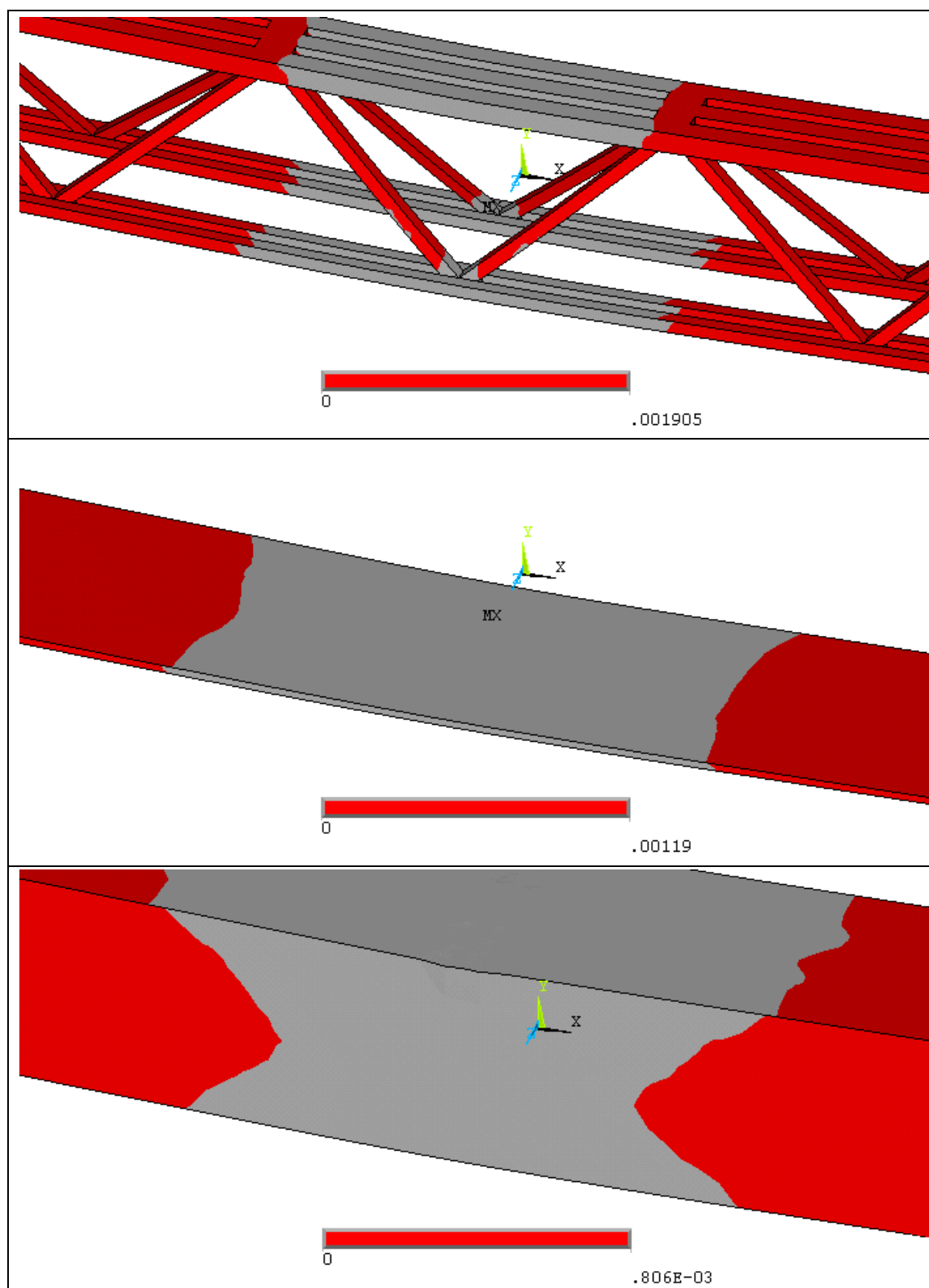


Figura V.44 – Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga AII\_SII\_L1

## V.45. EXTENSIONES PLÁSTICAS AII\_SII\_L2 (LONGITUD ARCO)

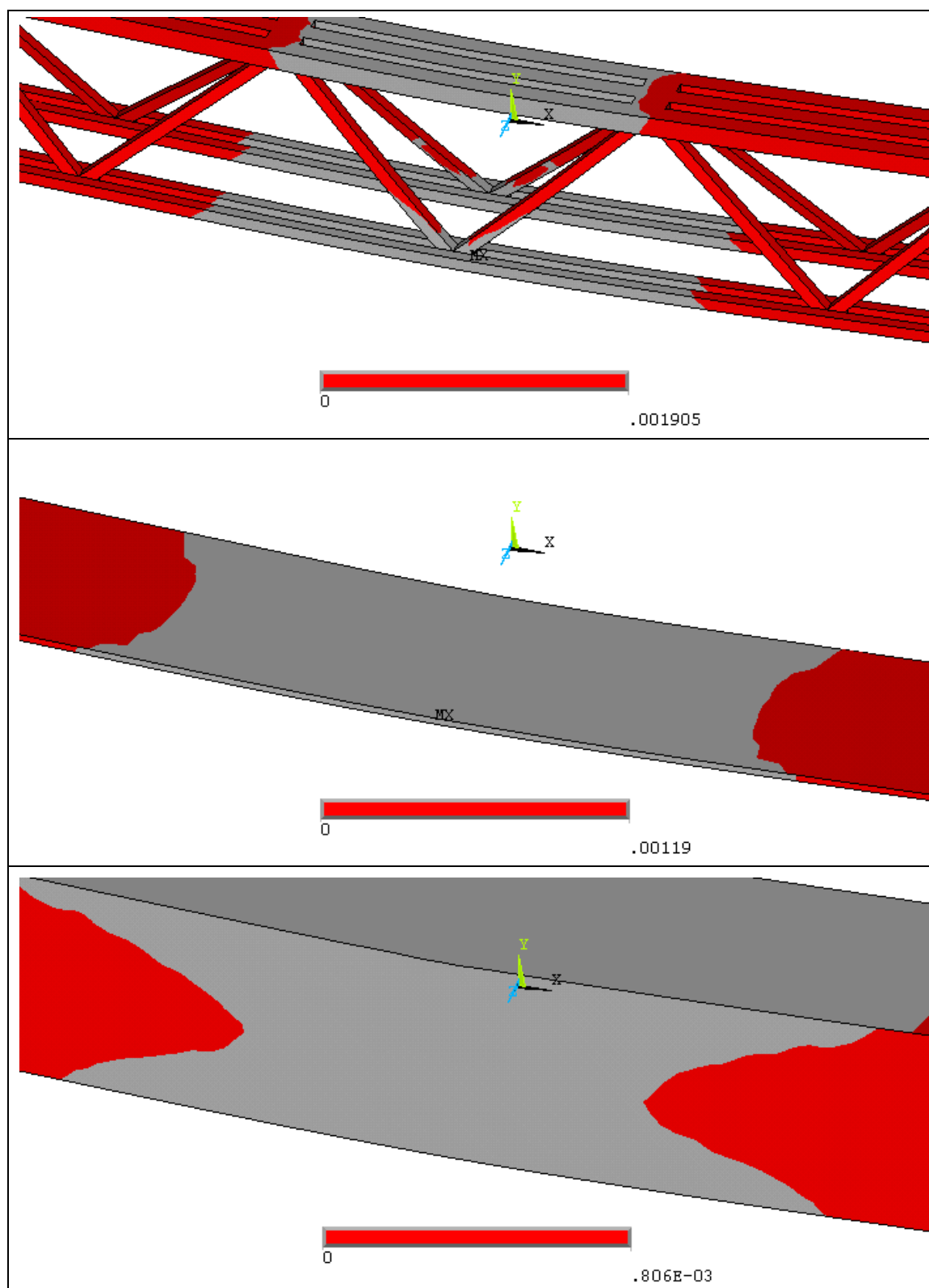


Figura V.45 – Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga AII\_SII\_L2

## V.46. EXTENSIONES PLÁSTICAS AII\_SII\_L3 (LONGITUD ARCO)

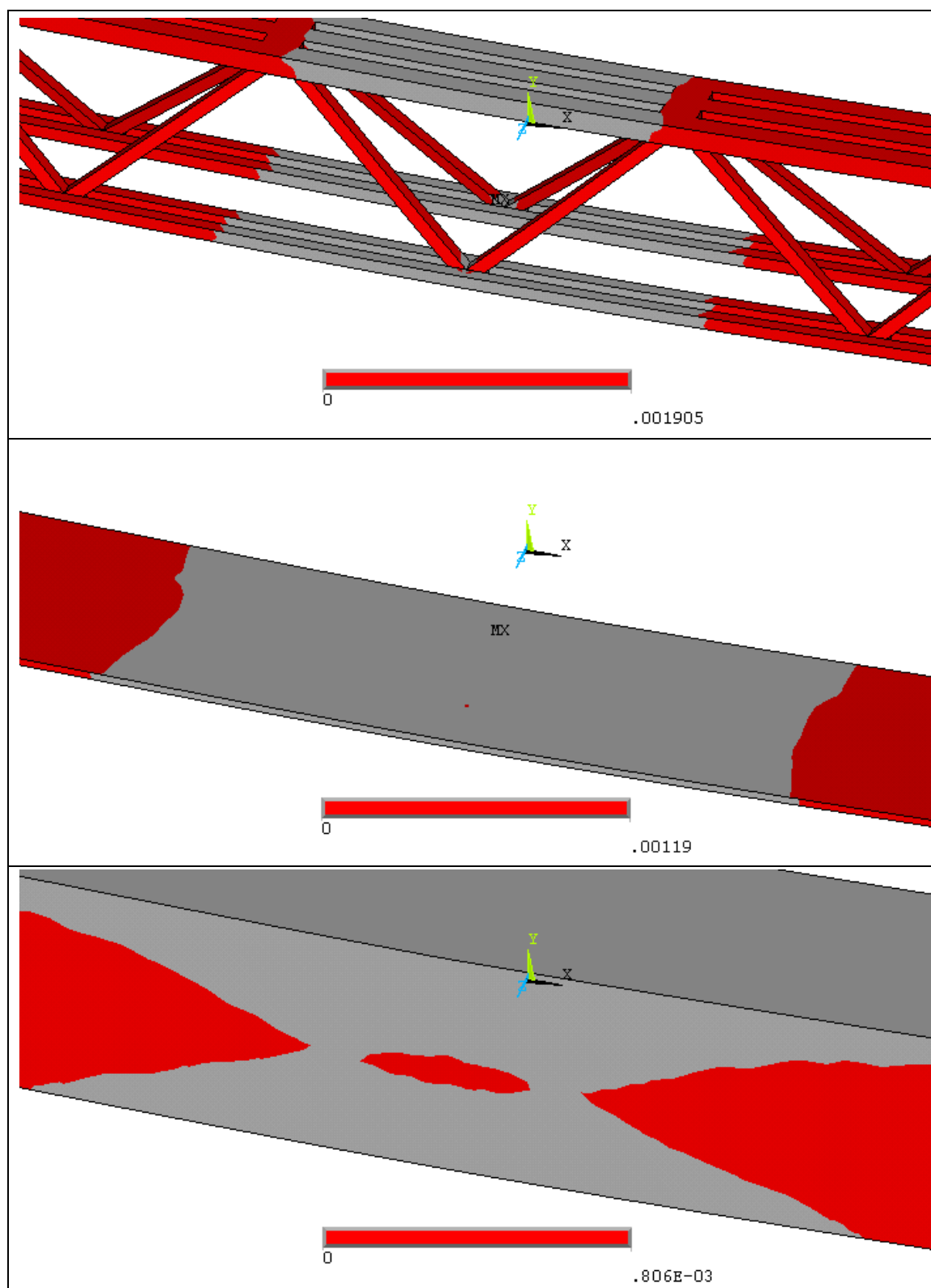


Figura V.46 – Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga AII\_SII\_L3

## V.47. EXTENSIONES PLÁSTICAS BI\_SII\_L1 (LONGITUD ARCO)

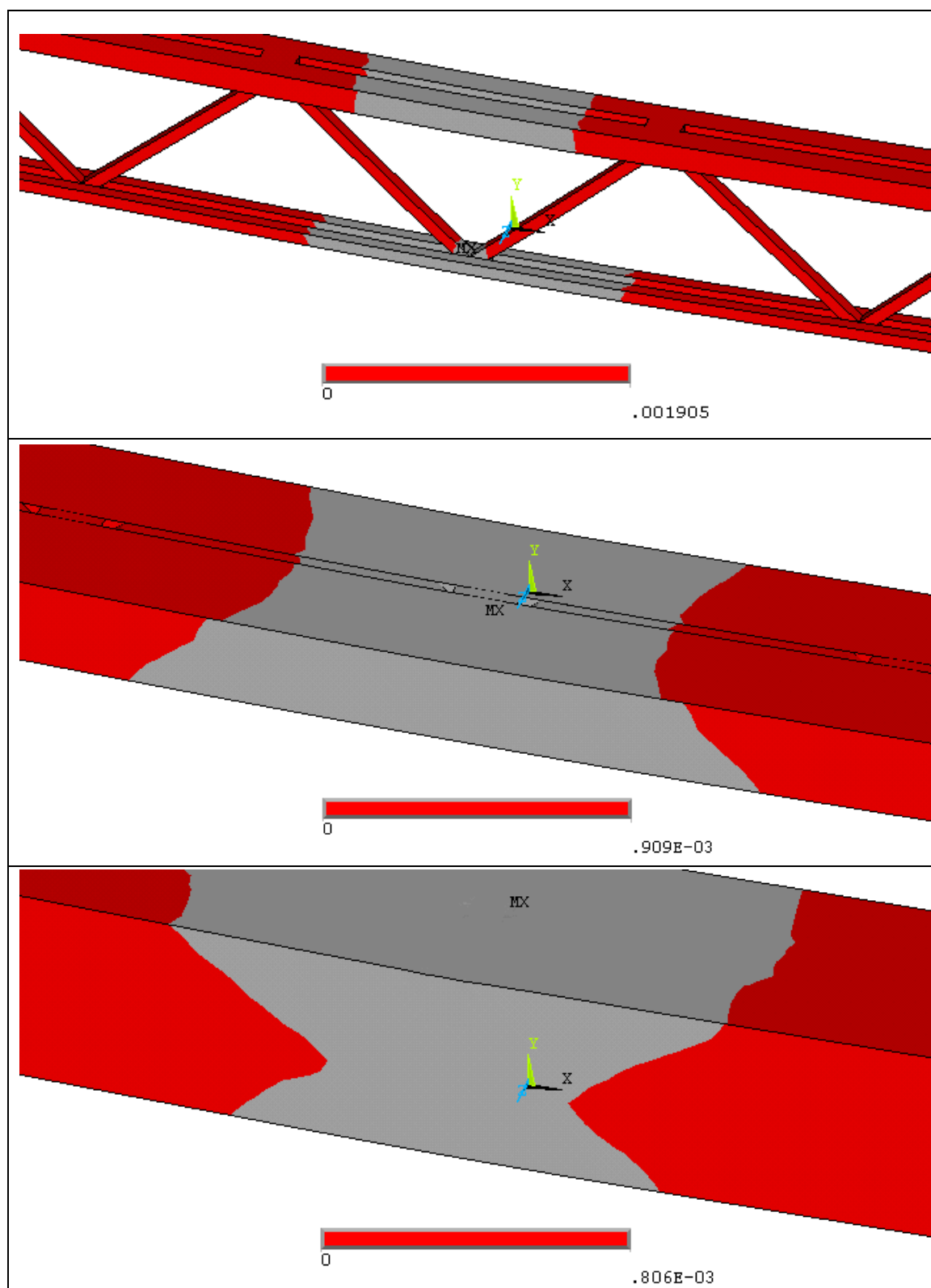


Figura V.47 – Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga BI\_SII\_L1

## V.48. EXTENSIONES PLÁSTICAS BI\_SII\_L2 (LONGITUD ARCO)

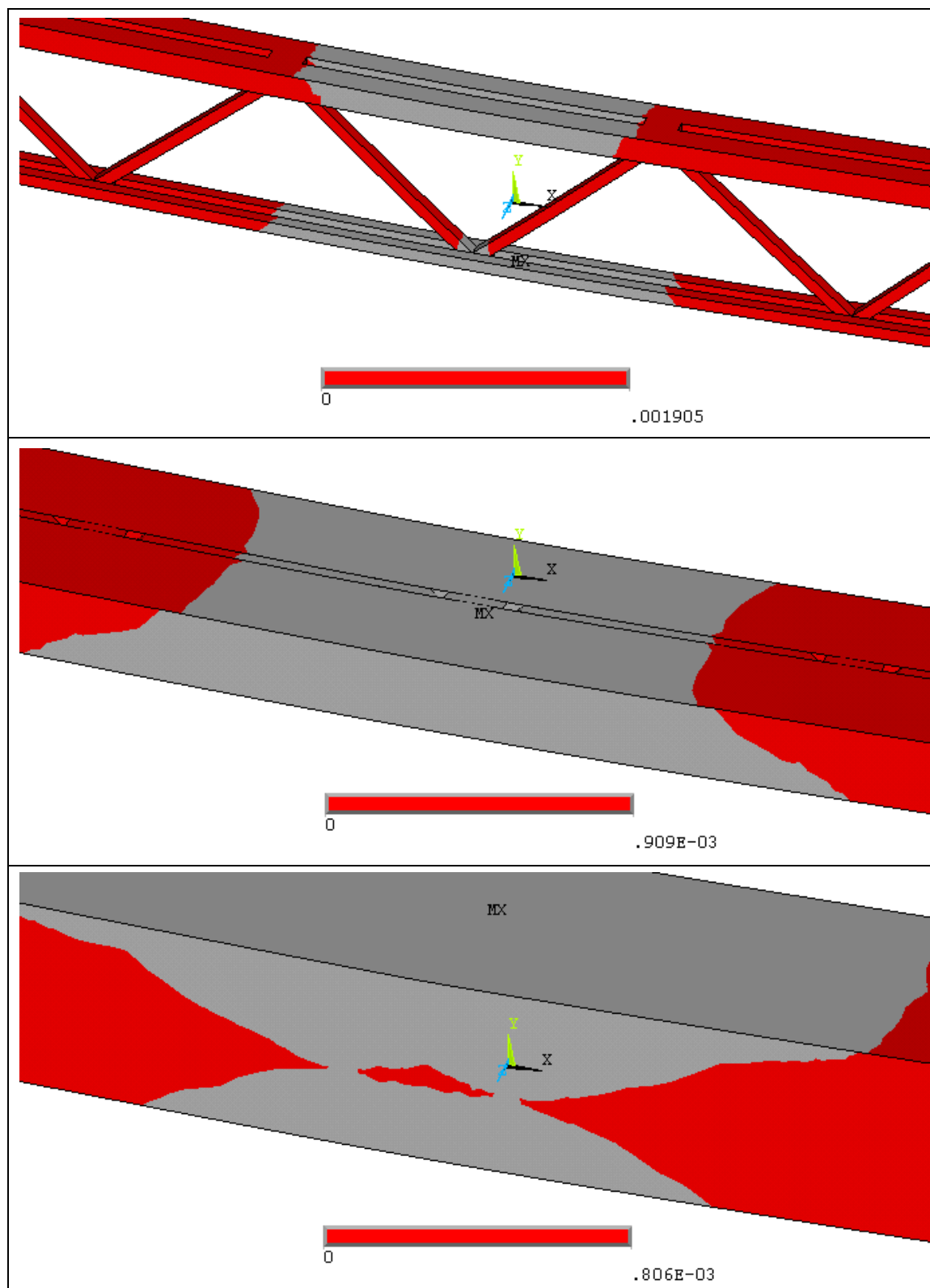


Figura V.48 – Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga BI\_SII\_L2

## V.49. EXTENSIONES PLÁSTICAS BI\_SII\_L3 (LONGITUD ARCO)

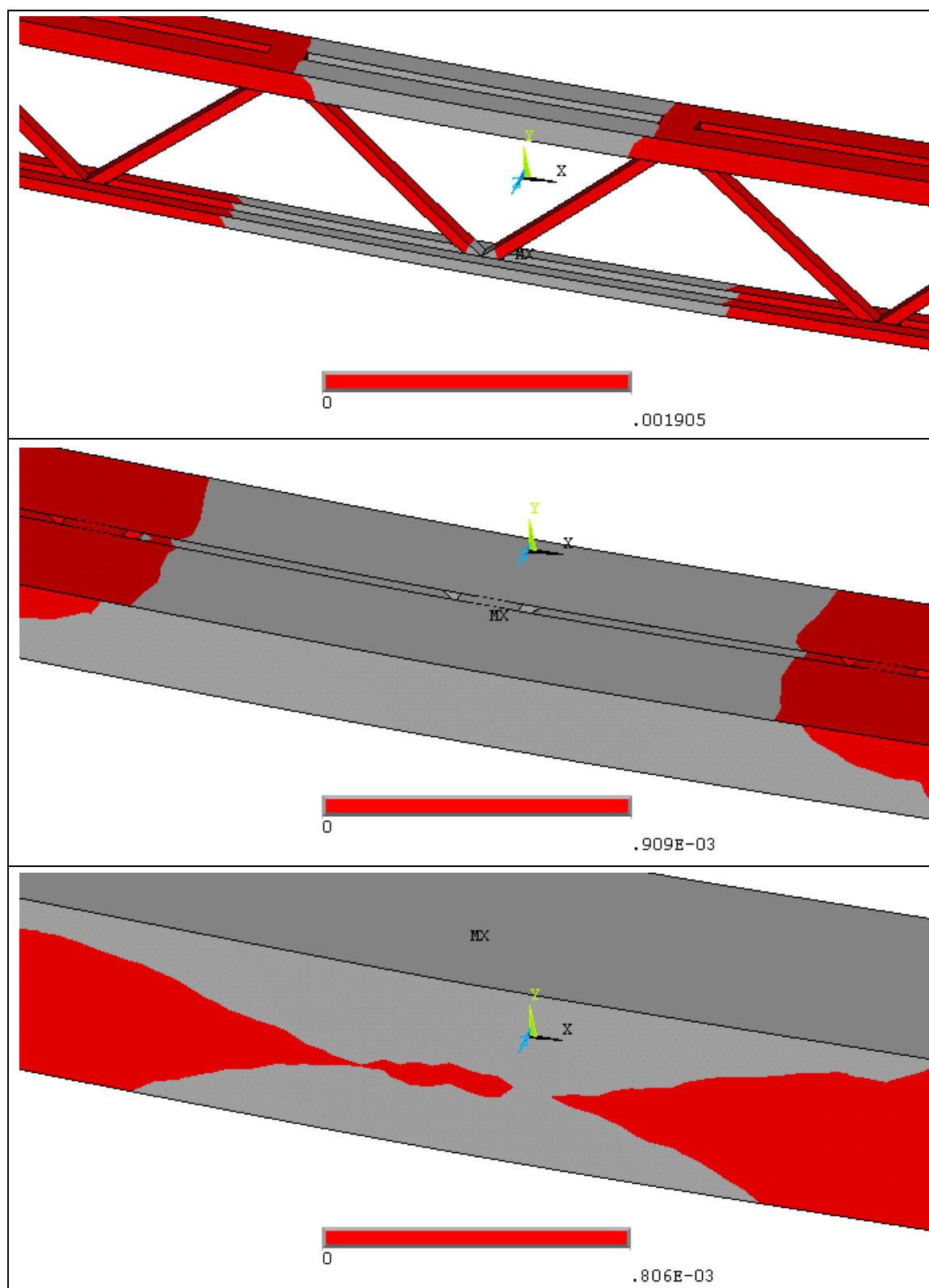


Figura V.49 – Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga BI\_SII\_L3

## V.50. EXTENSIONES PLÁSTICAS BII\_SII\_L1 (LONGITUD ARCO)

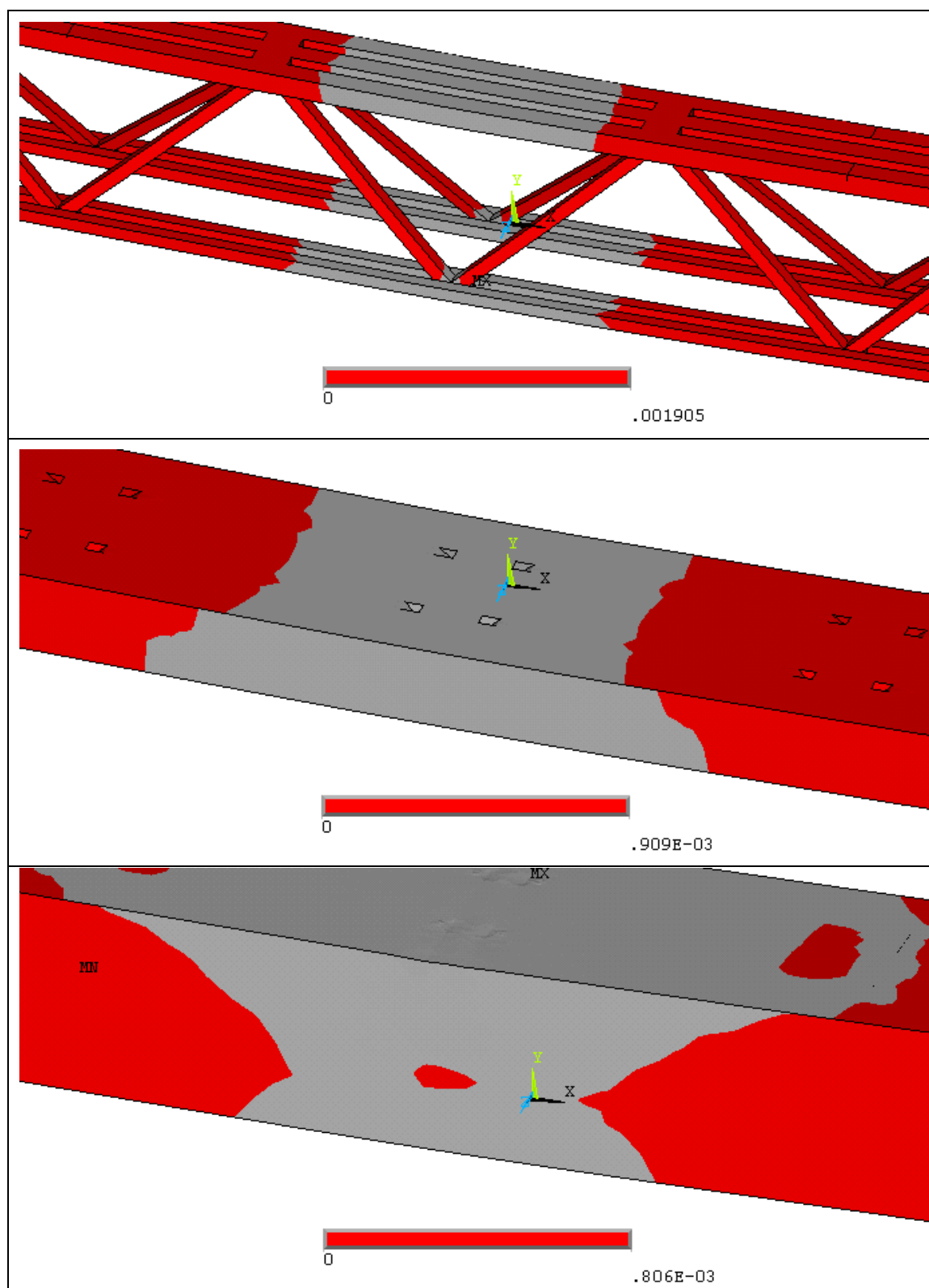


Figura V.50 – Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga BII\_SII\_L1

## V.51. EXTENSIONES PLÁSTICAS BII\_SII\_L2 (LONGITUD ARCO)

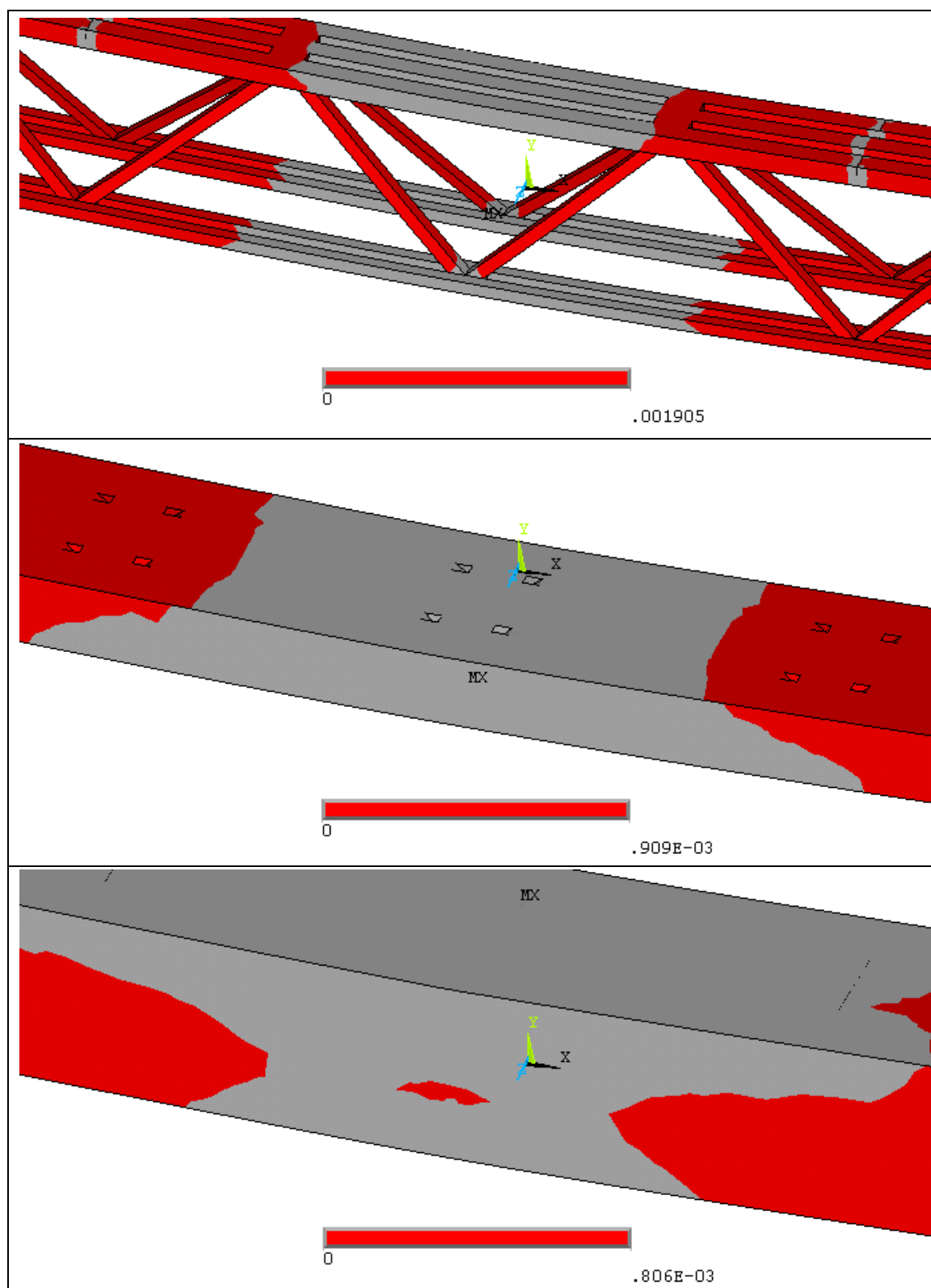


Figura V.51 – Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga BII\_SII\_L2

## V.52. EXTENSIONES PLÁSTICAS BII\_SII\_L3 (LONGITUD ARCO)

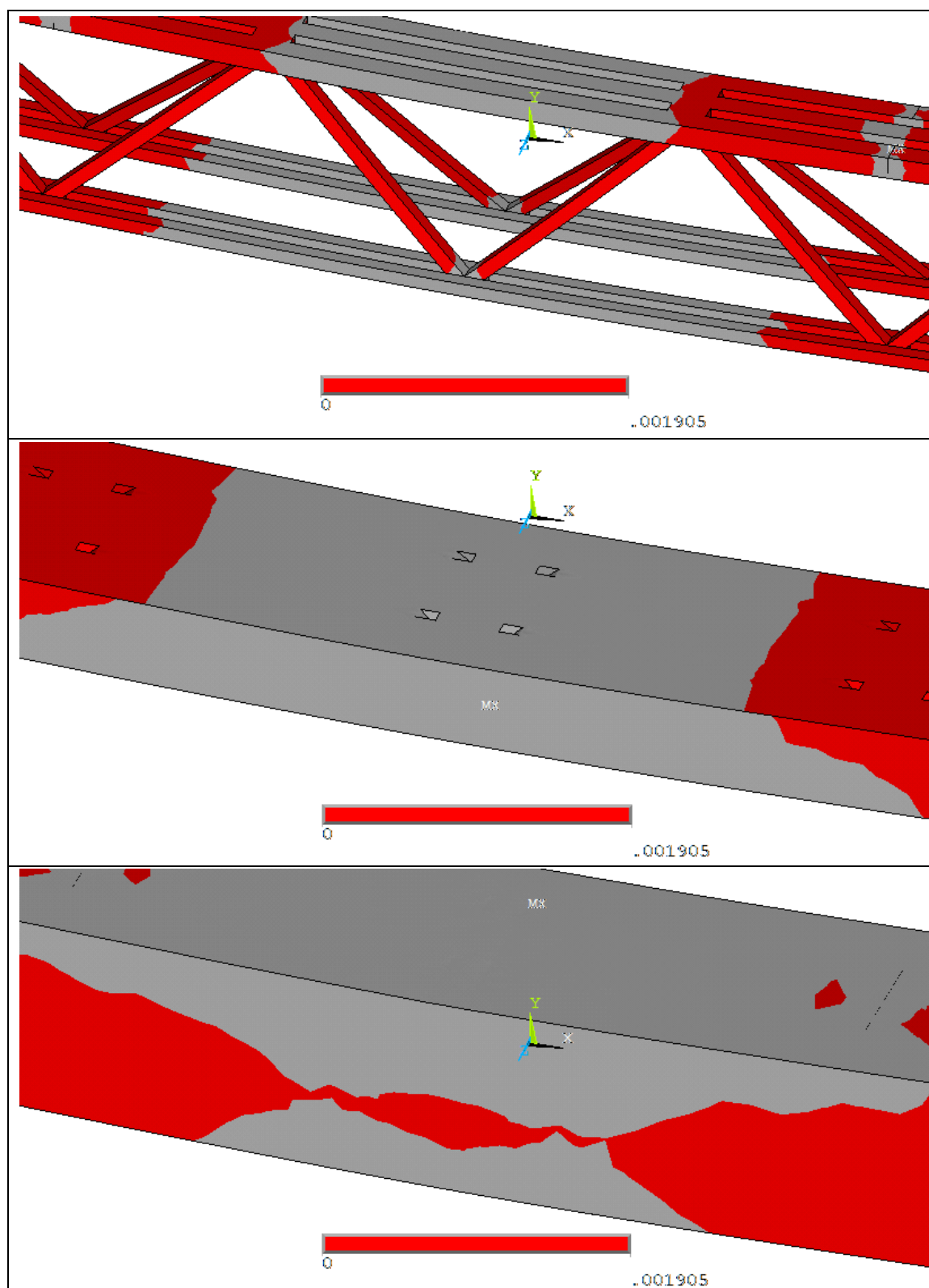


Figura V.52 – Extensiones plásticas de los materiales método L-A, viga BII\_SII\_L3