

**UNIVERSIDAD SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE OCCIDENTE
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SISMORRESISTENTE**

**“ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA SERVICIABILIDAD DE VIGAS
COMPUESTAS SIMPLEMENTE APOYADAS EMPLEANDO ACERO AL
CARBONO Y CONCRETO (CDP)”**

TESIS PRESENTADA POR

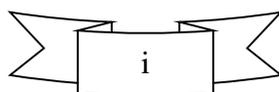
JORDY JOSEPH SOSA RODAS

PREVIO A OPTAR AL TÍTULO PROFESIONAL
QUE LO ACREDITA COMO

**MAESTRO EN CIENCIAS
EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y SISMORRESISTENTE**

ASESOR:
M.Sc. SAMUEL DIAZ-ALMONTE

Quetzaltenango, 2021



**UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
CENTRO UNIVERSITARIO DE OCCIDENTE
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS DE POSTGRADO**

AUTORIDADES

RECTOR MAGNIFICO

M A. Pablo Ernesto Oliva Soto

SECRETARIA GENERAL

Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

CONSEJO DIRECTIVO

DIRECTOR GENERAL DEL CUNOC

Dr. Cesar Haroldo Milián Requena

SECRETARIO ADMINISTRATIVO

Sc. José Edmundo Maldonado Mazariegos

REPRESENTANTE DE CATEDRATICOS

Ing. Erick Mauricio González

M Sc. Freddy de Jesús Rodríguez

REPRESENTANTES DE LOS EGRESADOS DEL CUNOC

Lic. Víctor Lawrence Díaz Herrera

REPRESENTANTES DE ESTUDIANTES

Br. Aleyda Trinidad de León Paxtor

Br. Romeo Danilo Calderón

DIRECTOR DEL DEPARTAMENTO DE POSTGRADOS

M Sc. Walter Valdemar Poroj Sacor

TRIBUNAL QUE PRACTICO EL EXAMEN PRIVADO DE TESIS

Presidente: M Sc. Mirna Carolina Montes

Secretario: M Sc. Víctor Carol Hernández

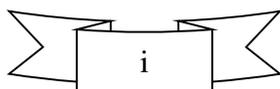
Coordinador: M Sc. Víctor Carol Hernández

Experto: Dr. Genner Villareal Castro

Asesor de Tesis

M Sc. Samuel Diaz Almonte

NOTA: Únicamente el autor es responsable de las doctrinas y opiniones sustentadas en la presente tesis (artículo 31 del Reglamento de Exámenes Técnicos y Profesionales del Centro Universitario de Occidente de la Universidad de San Carlos de Guatemala)



ACTO QUE DEDICO A:

DIOS:

Romanos 11:36 - Porque de Él, por Él y para Él son todas las cosas. A Él sea la gloria para siempre.

MIS PADRES:

Con gratitud y sobre todo amor. En verdad es un logro más para mi madre; su apoyo incondicional, sacrificio y gran amor hacia Dios, prójimo y su hijo permanecerá en el alma.

MI FAMILIA:

Con amor y satisfacción; con el deseo de dejar su apellido en alto.

MIS AMIGOS:

Con afecto; fueron abundantes buenos y emocionantes momentos los cuales cobran aun mayor valor conforme pasa el tiempo; su ejemplo y amistad quedara siempre en el alma.

LA USAC:

Con estima y agradecimiento a la Universidad de San Carlos de Guatemala, sobre todo al Centro Universitario de Occidente en donde se me permitió estudiar este tiempo.

AGRADECIMIENTOS

A DIOS:

Por darme la gracia, amor y sabiduría para poder amarle por encima de todo y así poder culminar esta etapa; por todas las bendiciones que ha regalado con tanto amor a mi vida.

A LA USAC:

Por la formación tan integra y de alto nivel académico brindada.

A MIS PADRES:

Primordialmente a mi madre por el amor incondicional, la sabiduría transmitida en todo momento y el amor inculcado constantemente hacia Dios.

A MIS DOCENTES Y COORDINADOR:

Por sus enseñanzas, amistad y sabios consejos a lo largo de toda la maestría, en especial al M.Sc. Samuel Díaz, Dr. Husam Najm e Ing. Víctor Carol.

A MI FAMILIA:

Por sus palabras de perseverancia y apoyo constante.

A MIS AMIGOS:

Por el tiempo juntos y por el apoyo brindado durante toda la carrera. En deuda con M.Sc. Peyman Karampour, Dr. Amar Prakash y Dr. Hardik Yagnik, su amistad y apoyo fueron trascendentales y admirables en la realización de este trabajo de graduación.

A TODOS LOS QUE FUERON LUZ EN MI VIDA DURANTE ESTA ETAPA Y EN LA REALIZACIÓN DE ESTE TRABAJO DE GRADUACIÓN.

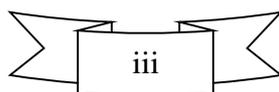
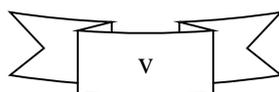


Tabla de Contenido

Resumen	I
Abstract	II
1. Introducción	1
1.1. Generalidades	3
1.1.1. Antecedentes	3
1.2. Planteamiento del Problema	8
1.3. Justificación de la Investigación	8
1.4. Objetivos	11
1.4.1. Objetivo General:	11
1.4.1.1. Objetivos Específicos:	11
1.5. Hipótesis	2
1.5.1. Hipótesis General o Alternativa:	2
1.5.2. Hipótesis Nula:	2
2. Marco de Referencia	10
2.1. Marco Teórico	10
2.1.1. Avances de Investigaciones y Normas en el Tiempo	10
2.1.1.1. Especificación LRFD, AISC 360, 2016	13
2.1.1.1.1. Diferencia Entre Momentos de Inercia.	14
2.1.2. Introducción al Método de Elementos Finitos	15
2.1.2.1. Tipos de Análisis Estructural	16
2.1.2.2. Discretización	16
2.1.2.3. Aspectos Generales del Método de Elementos Finitos	17
2.1.2.4. Análisis No Lineal	18
2.2. Marco Conceptual	22
2.2.1. Propiedades, Mecánica y Constitutividad de los Materiales	22
2.2.1.1. Plasticidad en el Concreto	22
2.2.1.2. Daño en el Concreto	25
2.2.1.3. Modelo CDP (Plasticidad por Daño en el Concreto)	28
2.2.1.3.1. Concreto en Compresión:	29
2.2.1.3.2. Concreto en Tensión:	31
2.2.1.3.3. Determinación de Parámetros	32
2.2.1.4. Modelo Constitutivo de los Materiales de Acero	36
2.2.2. Factibilidad de los Resultados	42
2.2.3. Evolución de la Filosofía y los Modelos Analíticos	42
2.2.3.1. Filosofía del Cálculo de Rigidez a Flexión Según el (AISC 360, 2016)	45
2.3. Estudio de Casos	45
3. Materiales y Métodos	47
3.1. Delimitación Espacial y Temporal de la Investigación	47
3.1.1. Necesidades a Cubrir y Propuesta de Solución	47
3.1.2. Variables del Estudio Paramétrico	48
3.1.3. Enfoque de la Investigación	48
3.1.3.1. Tipo de Investigación	48
3.2. Técnicas de Análisis de la Información	48
3.3. Métodos para el Análisis y Validación de la Información	49
3.3.1. Estructura del Método y Visualización del Alcance	50
4. Metodología	51
4.1. Modelado Por Elementos Finitos	51

4.1.1. Representación de Materiales:	51
4.2. Modelo Constitutivo de los Materiales	56
4.2.1. Concreto en Compresión:	57
4.2.2. Concreto en Tensión:	58
4.2.3. Calculo de los Parámetros de Daño	60
4.2.4. Modelo Constitutivo de los Aceros a Utilizar	62
4.2.4.1. Ajuste de la Pendiente E_T para el Acero:	62
4.2.4.2. Caracterización de la Relación Esfuerzo Real - Deformación Real	63
4.3. Validación del Modelo de Elementos Finitos	65
4.3.1. Comportamiento de la Curva Carga-Deflexión	65
4.3.2. Comportamiento del Deslizamiento de la Interfaz.....	66
4.3.3. Agrietamiento y Aplastamiento en el Concreto	67
4.3.4. Fluencia y Pandeo Local en la Viga de Acero	67
4.3.5. Respuesta de Los Pasadores de Corte	67
4.4. Estudio Paramétrico	68
4.4.1. Variables del Estudio Paramétrico	68
4.5. Ecuación I_{LB}	69
5. Resultados.....	72
5.1. Validación.....	72
5.2. Curvas Carga-Deflexión.....	77
6. Análisis y Discusión de Resultados.....	83
6.1. Validación de la Metodología	83
6.2. Curvas Carga-Deflexión.....	83
6.3. Factores Fundamentales en la Convergencia y Calidad de los Resultados	85
6.4. Estudio Paramétrico	88
6.4.1. Contribución del f_y de la Viga	88
6.4.2. Contribución del f_y de los Pernos.....	89
6.4.3. Contribución de la Relación Peralte / Ancho Efectivo de Losa	90
6.4.4. Contribución del Numero de Pernos.....	91
6.4.5. Contribución de f'_c	92
6.5. Comparación de Resultados con I_{LB}	93
7. Conclusiones.....	97
7.1. Recomendaciones.....	99
8. Aportaciones del Trabajo de Tesis.....	101
8.1. Futuras Líneas de Investigación	102
9. Referencias	104
10. Anexos.....	114
Anexo 1. Propiedades de los Materiales del Estudio Paramétrico (Unidades en MPa)	114
Anexo 1.1. Input de Relación Esfuerzo–Deformación del Refuerzo	114
Anexo 1.2. Input de Relación Esfuerzo–Deformación del f_y de la Viga Principal	115
Anexo 1.3. Input de Relación Esfuerzo–Deformación de Primera Variación del f_y de la Viga.....	116
Anexo 1.4. Input de Relación Esfuerzo–Deformación de Segunda Variación del f_y de la Viga.....	117
Anexo 1.5. Input de Relación Esfuerzo–Deformación de Tercera Variación del f_y de la Viga	118
Anexo 1.6. Input de Relación Esfuerzo–Deformación de Cuarta Variación del f_y de la Viga.....	119
Anexo 1.7. Input de Relación Esfuerzo–Deformación del f_y de los Pernos de la Viga Principal	120
Anexo 1.8. Input de Relación Esfuerzo–Deformación de Primera Variación del f_y de los Pernos	121
Anexo 1.9. Input de Relación Esfuerzo–Deformación de Segunda Variación del f_y de los Pernos	122



Anexo 1.10. Input de Relación Esfuerzo–Deformación de Tercer Variación del f_y de los Pernos	123
Anexo 1.11 Input de Relación Esfuerzo–Deformación de Cuarta Variación del f_y de los Pernos	124
Anexo 1.12. Modelo Constitutivo (Relación Esfuerzo–Deformación) con el f'_c de la Viga Principal	125
Anexo 1.13. Input para ABAQUS con el f'_c de la Viga Principal	126
Anexo 1.14. Modelo de Daño con el f'_c de la Viga Principal	127
Anexo 1.15. Modelo Constitutivo (Relación Esfuerzo–Deformación) con el f'_c de la Primera Variación	128
Anexo 1.16. Input para ABAQUS con el f'_c de la Primera Variación	129
Anexo 1.17. Modelo de Daño con el f'_c de la Primera Variación	130
Anexo 1.18. Modelo Constitutivo (Relación Esfuerzo–Deformación) con el f'_c de la Segunda Variación	131
Anexo 1.19. Input para ABAQUS con el f'_c de la Segunda Variación	132
Anexo 1.20. Modelo de Daño con el f'_c de la Segunda Variación	133
Anexo 1.21. Modelo Constitutivo (Relación Esfuerzo–Deformación) con el f'_c de la Tercera Variación.....	134
Anexo 1.22. Input para ABAQUS con el f'_c de la Tercera Variación	135
Anexo 1.23. Modelo de Daño con el f'_c de la Tercera Variación	136
Anexo 1.24. Modelo Constitutivo (Relación Esfuerzo–Deformación) con el f'_c de la Cuarta Variación.....	137
Anexo 1.25. Input para ABAQUS con el f'_c de la Cuarta Variación	138
Anexo 1.26. Modelo de Daño con el f'_c de la Cuarta Variación	139
Anexo 2. Modelos Constitutivos de Esfuerzo-Deformación del Acero Con Endurecimiento por Deformación Parabólico	140
Anexo 2.1. Acero de Refuerzo (f_y real = 415 MPa).....	140
Anexo 2.2. Acero de la Viga para la Viga Principal (f_y Nominal = 249 MPa)	141
Anexo 2.3. Acero de la Viga para Primer Variación (f_y Nominal = 297 MPa).....	142
Anexo 2.4. Acero de Viga para Segunda Variación (f_y Nominal = 345 MPa).....	143
Anexo 2.5. Acero de Viga para Tercera Variación (f_y Nominal = 380 MPa)	144
Anexo 2.6. Acero de Viga para Cuarta Variación (f_y Nominal = 414 MPa).....	145
Anexo 2.7. Acero de los Pernos para la Viga Principal (f_y Nominal = 249 MPa)	146
Anexo 2.8. Acero de los Pernos para Primer Variación (f_y Nominal = 414 MPa).....	147
Anexo 2.9. Acero de los Pernos para Segunda Variación (f_y Nominal = 660 MPa).....	148
Anexo 2.10. Acero de los Pernos para Tercera Variación (f_y Nominal = 940 MPa).....	149
Anexo 2.11. Acero de los Pernos para Cuarta Variación (f_y Nominal = 1100 MPa).....	150

Índice de Figuras

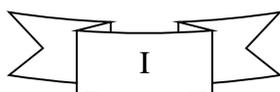
<i>Figura 1.1.</i> Comparación de deflexiones considerando deslizamiento y cortante.	9
<i>Figura 2.1.</i> Relación esfuerzo-deformación compresiva uniaxial bajo carga cíclica del concreto.	27
<i>Figura 2.2.</i> Historial de esfuerzo-deformación (MPa) para concreto sometido a carga de tracción cíclica.	27
<i>Figura 2.3.</i> Curva esfuerzo-deformación compresiva del modelo CDP.	29
<i>Figura 2.4.</i> Curva esfuerzo-deformación a tensión del modelo CDP.	31
<i>Figura 2.5.</i> Comportamiento uniaxial del acero para endurecimiento isotrópico multi-lineal.	36
<i>Figura 2.6.</i> Comparación del comportamiento uniaxial con endurecimiento de varios modelos constitutivos para acero inoxidable.....	38
<i>Figura 2.7.</i> Curvas esfuerzo versus deformación de acero al carbono y acero inoxidable.	39
<i>Figura 2.8.</i> Relación esfuerzo-deformación del acero: datos experimentales y cuatro modelos ajustados.	40
<i>Figura 2.9.</i> Ampliación de la relación esfuerzo-deformación del acero cerca del punto de fluencia: Datos experimentales y cuatro modelos ajustados.....	40
<i>Figura 2.10.</i> Modelo constitutivo del acero utilizado en un modelado numérico de pórticos semirrígidos.	42
<i>Figura 4.1.</i> Mallado de la losa CDP.	52
<i>Figura 4.2.</i> Mallado de perno de acero.	52
<i>Figura 4.3.</i> Mallado de viga de acero.	53
<i>Figura 4.4.</i> Mallado de rigidizante y placa de soporte.....	54
<i>Figura 4.5.</i> Refuerzo longitudinal y transversal de la losa.	56
<i>Figura 4.6.</i> Comparación de curvas esfuerzo-deformación de concreto a compresión.	58
<i>Figura 4.7.</i> Curva $\sigma_t - \epsilon_t$ en Pa de un concreto 36MPa para un $n = 0.65$	60
<i>Figura 4.8.</i> Relación esfuerzo-deformación del concreto para carga compresiva (cíclica).	60
<i>Figura 4.9.</i> Apertura de grietas de tensión y relaciones esfuerzo-deformación del concreto para carga de tracción (cíclica).	61
<i>Figura 4.10.</i> Curva esfuerzo-deformación idealizada de los materiales de acero a emplear.	62
<i>Figura 4.11.</i> Curva esfuerzo-deformación con endurecimiento por deformación idealizada de los materiales de acero a emplear.	63
<i>Figura 4.12.</i> Curva esfuerzo-deformación de ingeniería versus curva esfuerzo-deformación real para acero dulce.	65
<i>Figura 4.13.</i> Descripción grafica del cálculo de I_{LB}	70
<i>Figura 5.1.</i> Deflexión a L/2 y pandeo en los patines en el estudio del Dr. Prakash.	72
<i>Figura 5.2.</i> Resultado de deflexión a L/2 y pandeo local del patín en este estudio.	72
<i>Figura 5.3.</i> Reacción en el apoyo izquierdo contra el tiempo en este estudio. (N vs. s).....	73
<i>Figura 5.4.</i> Curva de deflexión contra el tiempo a L/2 en este estudio. (m vs. s).....	73
<i>Figura 5.5.</i> Curva carga-deflexión del estudio del Dr. Prakash.	74
<i>Figura 5.6.</i> Curva carga-deflexión de este estudio. (N vs. m)	74
<i>Figura 5.7.</i> Componentes logarítmicos de deformación unitaria LE33 del Dr. Prakash.	75

Figura 5.8. Componentes logarítmicos de deformación unitaria LE33 de este estudio.....	75
Figura 5.9. Flexión en los pernos en el estudio del Dr. Prakash.....	76
Figura 5.10. Resultados de flexión en los pernos en este estudio.....	76
Figura 5.11. Estudio paramétrico del f_y de la viga (N vs. mm).....	77
Figura 5.12. Comparación de ambas formulaciones de restricción mecánica en el estudio de $f'c$. (N vs. mm)	78
Figura 5.13. Estudio paramétrico de $f'c$. Formulación de restricción mecánica de contacto cinemático (N vs. mm).....	78
Figura 5.14. Estudio paramétrico de $f'c$. Formulación de restricción mecánica de contacto por penalización (N vs. mm).....	79
Figura 5.15. Estudio paramétrico del f_y de los pernos (N vs. mm)	79
Figura 5.16. Estudio paramétrico de razón peralte/ancho efectivo de losa (N vs. mm)	80
Figura 5.17. Estudio paramétrico de la cantidad de pernos (N vs. mm) Fuente: (Autoría propia)	80
Figura 5.18. Comparación de deflexiones (mm) entre carga $0.5M_P$ y $0.66M_Y$ (límite inferior) empleando línea de tendencia.	81
Figura 5.19. Comparación de deflexiones (mm) entre carga $0.5M_P$ y $0.66M_Y$ (límite inferior) empleando el cálculo de I_{LB} Teórico.....	81
Figura 5.20. Deflexiones (mm) bajo carga de $0.5M_P$ (límite inferior) comparando la	82
Figura 5.21. Deflexiones (mm) bajo carga de $0.66M_Y$ (límite inferior) comparando la aplicación de la línea de tendencia contra el cálculo de I_{LB} teórico.	82

Resumen

Un estudio paramétrico de vigas compuestas de acero y concreto conectadas con pasadores de corte se examina numéricamente con ABAQUS en esta investigación con el fin de conocer mejor su comportamiento a flexión en estado límite de servicio. Los resultados servirán de apoyo a investigaciones futuras para la optimización de la normativa actual la cual aún yace conservadora. El modelado se discute en detalle para proporcionar directrices a futuros modeladores numéricos en esta área y se evalúan las diferentes opciones de interacción mecánica, mallado y concepción de los modelos constitutivos de los materiales. El modelo numérico a emplear en el estudio paramétrico se validó replicando los resultados de un modelo equivalente al de el estudio (Prakash, Anandavalli, Madheswaran, Rajasankar, & Lakshmanan, 2011) el cual posee un ensayo experimental de referencia para su propia validación.

El modelo de plasticidad por daño no lineal se considera para modelar el comportamiento frágil del concreto y se utilizan curvas bilineales elasto-plásticas para modelar los diferentes tipos de acero al carbono. La validación del modelo se realizó comparando la capacidad de absorción de energía, el deslizamiento en la interfaz, el agrietamiento y el aplastamiento del concreto, y la fluencia y el pandeo local de los patines de la viga de acero con los valores correspondientes obtenidos del experimento del Dr. Prakash y sus colegas. La capacidad de absorción de energía de la viga compuesta obtenida del FEA (Finite Element Analysis) demuestra estar por lo menos en un 90% correlacionada con los valores medidos en el experimento, algo que concuerda con el porcentaje de error esperado en resultados de simulación. Respecto a la normativa, se concluye que posee limitantes en cuanto a variaciones de f_y de la viga y efectos de



deslizamiento y variación de f_u elevados en los pasadores de corte a diferencia de los resultados FEA.

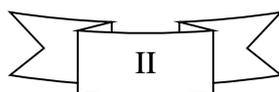
Palabras Clave

Vigas compuestas simplemente apoyadas, Modelo CDP, Modelo constitutivo de acero al carbono, ABAQUS, Modelado de pernos en 3D, Serviciabilidad, Carga uniformemente distribuida

Abstract

A parametric study of composite steel and concrete beams connected with shear studs is examined numerically with ABAQUS in this investigation in order to better understand their bending behavior in the serviceability limit state. The results will serve as support for future research to optimize the current design and construction regulations, which are still conservative. Modeling is discussed in detail to provide guidance to future numerical modelers in this area. Different options for mechanical interaction, meshing, and conception of constitutive models of materials are also evaluated. The numerical model to be implemented in the parametric study was validated by replicating the results of a model equivalent to the model developed in (Prakash, Anandavalli, Madheswaran, Rajasankar, & Lakshmanan, 2011) which has a reference experimental test for its own validation.

Non-linear damage plasticity model is considered to model the brittle behavior of concrete and elasto-plastic bilinear curves are used to model the different types of carbon steel. Model validation was performed by comparing energy absorption capacity, interface slip, concrete cracking and crushing, and local yielding and buckling of the steel beam flanges with the corresponding values obtained from the experiment and numerical model of Dr. Prakash and his colleagues. The energy absorption capacity of the composite



beam obtained from the FEA (Finite Element Analysis) proves to be at least 90% correlated with the values measured in the experiment, a value that agrees with the percentage of error expected from simulation results. In respect to normative, it is concluded that it has limitations regarding f_y variation of the beam and slip effects and elevated f_u variations in shear studs unlike the FEA results.

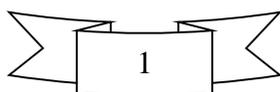
Keywords

Simply supported composite beams, CDP model, Carbon steel constitutive model, ABAQUS, 3D stud modeling, Serviceability, Uniformly distributed load

1. Introducción

En la actualidad los manuales y códigos de diseño de estructuras de acero, específicamente (AISC 360, 2016), han desarrollado innovadoras técnicas y modelos analíticos que describen el cálculo de rigidez a flexión de vigas compuestas de perfil W en acero y losa de concreto armado. El proceso de desarrollo de estas técnicas tomó varias décadas y finalmente ha llegado actualmente a lo que es una ecuación que calcula el límite inferior del momento de inercia (I_{LB}) de la sección de una viga compuesta, la cual está validada por los ensayos de Zhao y León efectuados en el 2013. Esta ecuación como su nombre lo indica, es un enfoque de límite inferior que proporciona una estimación conservadora de las deflexiones a corto plazo de vigas compuestas bajo cargas de servicio. Los valores obtenidos por el nuevo enfoque I_{LB} corresponden aproximadamente a un 84% de probabilidad de convergencia respecto a deflexiones reales en un intervalo de una desviación estándar según las 120 pruebas examinadas en estos ensayos (AISC 360, 2016). Existen otras ecuaciones más precisas, pero son poco útiles ya que requieren parámetros exactos de un ensayo experimental o son altamente complejas a nivel analítico lo cual las hace ineficientes para su uso en la práctica. Por estas razones en esta investigación se realizó un estudio paramétrico de las propiedades y geometría del sistema variando el f_y de la viga, f_y de los pernos, f'_c , la relación peralte/ancho efectivo de losa y cantidad de pernos, para así poder evaluar el comportamiento de vigas compuestas simplemente apoyadas con carga uniformemente distribuida y comparar los resultados con lo que se tiene en la normativa actual.

El estudio se lleva a cabo en ABAQUS CAE y se utiliza el modelo del Dr. Amar Prakash el cual modela el sistema en 3D y la conexión compuesta entre los elementos con pernos de tipo sólido. Este modelo posee dos cargas distribuidas de 10cm de ancho



simétricamente separadas en la mitad de la viga a diferencia del modelo de este estudio paramétrico el cual evaluara la realidad de vigas compuestas soportando una carga uniformemente distribuida. Además de un apropiado mallado y modelo constitutivo de los materiales, y una adecuada interacción entre la losa de concreto, viga de acero, y pernos, se utiliza un valor de 0.4 para el coeficiente de fricción. Se obtuvieron curvas carga-deflexión de cada variación paramétrica totalizándose 21 vigas compuestas que concordaron con lo esperado de estos sistemas teniendo un porcentaje de error menor a 10%, en términos de energía disipada, por causa de inconsistencias del modelo constitutivo de los materiales respecto a la realidad, variación en la interacción mecánica entre los elementos dependiente del modo de falla y la convergencia en el cálculo.

El diseño de vigas compuestas se rige por el manual del American Institute of Steel Construction (AISC 360, 2016) mayoritariamente en el continente americano, y por el Eurocódigo 4 en lo que es el continente europeo. Además de ser altamente reconocidos en América, ambos tienen normas y ecuaciones que describen el comportamiento de vigas compuestas en cuanto a lo que es el estado límite de resistencia última y estado límite de servicio. Específicamente evaluando el estado del arte del cálculo de la rigidez a flexión de vigas compuestas en condiciones de servicio en la normativa, se tienen ecuaciones que no son tan precisas las cuales son conservadoras hasta en un 30% debido a las distintas condiciones de carga y apoyo y al conocimiento escaso que se tiene actualmente de algunos parámetros en estos sistemas. En este trabajo se comparó la ecuación existente en el manual del (AISC 360, 2016) contra la calidad de los resultados de un FEA en ABAQUS y a su vez se evaluó la precisión de la misma en un estudio de sensibilidad paramétrica. Se justificó que los resultados son pertinentes para ser empleados como directrices en una futura modificación de la normativa citando investigaciones actuales que confirman la confiabilidad de los FEA.

1.1. Generalidades

1.1.1. Antecedentes

En los últimos años el diseño de estructuras compuestas, específicamente, los sistemas de entrepiso compuestos, han tenido una gran importancia en el desarrollo y optimización en la construcción de estructuras de todo el mundo. Han sido reconocidos por mucho tiempo como el sistema más económico para edificios de gran altura y puentes con claros considerables. Ya sea que se compongan de viguetas de celosía compuestas, armaduras compuestas o vigas compuestas, su facilidad de construcción, la optimización del concreto y el acero a emplear y su relación resistencia / peso los convierten en el sistema de elección. De acuerdo con León para este tipo de sistemas de piso, las Especificaciones de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) pueden producir economías sustanciales en materiales (10% a 15%) para vigas compuestas sobre vigas diseñadas por el Diseño por Esfuerzos Permisibles (ASD). Sin embargo, él menciona que muchos de los ahorros provienen de la utilización de secciones muy poco peraltadas y gruesas en tramos largos. Esto plantea algunas preguntas sobre posibles problemas de servicio ya que la Especificación LRFD AISC 360-16 no contiene criterios específicos de servicio (Leon R. T., 1990).

León afirma que la especificación LRFD se basa en una filosofía de diseño de estados límite, en la que no se deben exceder los estados límite prescritos. Él recalca que un estado límite puede definirse en términos generales como un límite de utilidad estructural, y puede clasificarse en dos grupos generales: criterios de resistencia última y criterios de servicio. Además, recuerda que los criterios de resistencia máxima generalmente se asocian con la prevención de fallas frágiles o colapso y la protección de la vida humana. De igual manera reitera que los criterios de servicio, por otro lado,

apuntan a prevenir la incomodidad de los ocupantes (ya sea real o percibida) y las pérdidas económicas asociadas al propietario. Algunos criterios comunes de servicio tienen la intención de evitar deflexiones o vibraciones excesivas y grietas antiestéticas o daños similares a los elementos no estructurales del edificio (Leon R. T., 1990).

León cree que la mayoría de los ingenieros no tienen ningún problema con estos conceptos a nivel cualitativo, pero sabe que les gustaría tener alguna orientación cuantitativa adicional de una especificación. En otras palabras, León reconoce que a ningún ingeniero le gusta que sus pisos se deflecten excesivamente. Pero, “¿cuánto es excesivo?”, pregunta él ya que aún no existe una magnitud de referencia. Él resalta que la especificación LRFD, no ofrece tal orientación y menciona el siguiente ejemplo. En lo que respecta a las deflexiones, la especificación establece que "las deformaciones en los miembros estructurales y los sistemas estructurales debido a las cargas de servicio no deben afectar la capacidad de servicio de la estructura". León recalca que la discusión en el Comentario de la Especificación es solo un poco menos vaga, afirmando que "tales límites dependerían del uso de la estructura". En ausencia de tales valores, él afirma que la mayoría de los ingenieros en los EE. UU. asumen el límite de deflexión antiguo de $L / 360$ o las relaciones de luz / profundidad como $F_y / 1000$ o $F_y / 800$ como sus límites. Otros códigos de estado límite son solo marginalmente mejores en esta área (Leon R. T., 1990).

Es interesante notar para León que los criterios tradicionales como $L / 360$ han funcionado bien durante muchos años, y probablemente no necesitan ser cambiados. León afirma que en general, cuando surgen problemas de servicio es porque las deflexiones no se calcularon correctamente. Suponiendo que el error humano no está involucrado, León piensa que la fuente más probable de error es el modelo utilizado para calcular las deformaciones. Además, expresa que nuestros modelos actuales para calcular las

deflexiones de los pisos compuestos son inadecuados y son responsables en gran parte de los problemas de capacidad de servicio encontrados en el campo, siendo este el argumento principal de su publicación. Luego señala cuatro áreas clave donde los modelos actuales son inadecuados son (1) el cálculo de esfuerzos después de que se han aplicado las cargas de construcción, (2) el cálculo del momento de inercia que se utilizará, (3) los efectos a largo plazo de fluencia del concreto y su contracción, y (4) el efecto de la continuidad y la restricción en los apoyos. En esta investigación, el tema a tratar es el subrayado anteriormente, sin embargo, existen parámetros adicionales además de los señalados que son sustanciales en este tema, como por ejemplo la resistencia última real de los pasadores de corte, los cuales aún no han sido tomados en cuenta en la ecuación existente. Por este motivo, se describieron y analizaron algunos de estos parámetros en el desarrollo del estudio y se procuró correlacionar los mismos con la ecuación de (AISC 360, 2016) existente para identificar posibles mejoras para la misma.

En este contexto, es importante resaltar para León el hecho de que la teoría de diseño de estados límite considera que la violación de un supuesto de modelado es una violación de un estado límite. En el caso particular de las vigas compuestas, por ejemplo, esto significa que el cálculo de las deflexiones por carga de servicio utilizando la teoría elástica es válido solo en la medida en que el sistema permanezca elástico (Leon R. T., 1990). Luego señala que esto puede parecer una declaración de lo obvio, pero afirma que en la Especificación LRFD no hay verificación para asegurar que la viga se haya mantenido elástica bajo las cargas vivas de servicio.

León recuerda que la especificación ASD 1995 contenía una ecuación (ecuación [1.1]) que aseguraba efectivamente el comportamiento elástico en las cargas de servicio para la mayoría de las situaciones de diseño en construcción sin apuntalamiento. El asegura que esta ecuación:

$$S_{tr} = (1.35 + 0.35 (M_L/M_D)) S_s \quad [1.1]$$

donde S_{tr} era el momento transformado de inercia, M_L era el momento de carga viva, M_D era el momento de carga muerta, y S_s era el momento de inercia de la viga sola, efectivamente limitaba el módulo de sección que se usaría para calcular los esfuerzos de carga muerta si el momento de carga muerta era alto. Vale la pena recalcar que no se realiza una verificación similar en LRFD. Este es un punto importante porque según las disposiciones de LRFD, la selección de una sección de acero para ser utilizada en una viga compuesta generalmente se regirá por las cargas de construcción, por lo tanto, la viga de acero podría llegar a esforzarse cerca de la fluencia antes de que se apliquen las cargas vivas (Leon R. T., 1990).

Para garantizar que el análisis elástico sea aplicable a la construcción no apuntalada, León dice que el esfuerzo debido a la carga viva de servicio (F_{LL}) debe ser menor que la diferencia entre el esfuerzo de fluencia real del acero (F_y) y los esfuerzos de carga muerta (F_{DL}) debidos al peso del concreto más otras cargas aplicadas antes de que el concreto se endurezca como; los esfuerzos debidos a la contra-flecha (F_C) y cualquier esfuerzo residual presente (F_{RS}) después del rolado de la viga. Esto se puede escribir como:

$$F_{LL} < F_y - (F_{DL} + F_C + F_{RS}) \quad [1.2]$$

En general, León asegura que es seguro y conservador asumir el valor nominal F_y como el F_y total del material suministrado ya que casi siempre excederá su resistencia de fluencia nominal. Luego señala que el cálculo de F_{DL} no es tan simple, ya que implica un conocimiento preciso de todas las cargas muertas, incluidas las particiones y el equipo permanente. Desde el punto de vista práctico, F_C es conocido, y solo se pueden hacer estimaciones muy aproximadas para F_{RS} (Leon R. T., 1990).

Para distribuciones de esfuerzos residuales, León dice que ciertas partes de la viga pueden tener hasta un 50% de fluencia, por lo tanto, añade que, si se aplica un esfuerzo de flexión uniforme, estas partes cederán mucho antes que otras. La distribución de esfuerzos residuales no tiene efecto sobre la resistencia última de la viga según León, pero advierte que puede tener un efecto significativo sobre el límite del comportamiento elástico lineal. Tan pronto como la fluencia comience en la sección, el momento de inercia disminuirá y también la rigidez del sistema de piso (Leon R. T., 1990).

León menciona además que, para el caso de la construcción apuntalada, no existen esfuerzos de contra-flecha, por ende, recuerda que los esfuerzos en la viga antes de que se retire el apuntalamiento F_{sh} deben sustituirse por F_C en la ecuación [1.2]. Los esfuerzos de apuntalamiento F_{sh} pueden calcularse siendo en general pequeños si se utiliza una gran cantidad de puntales de acuerdo con León. Por lo tanto, el resalta que un cálculo exacto de la capacidad de carga viva antes del inicio de la fluencia puede hacerse de manera más confiable para una viga apuntalada que para una viga no apuntalada. En cualquier caso, solo un enfoque estadístico o de fiabilidad parece razonable para este problema (Leon R. T., 1990).

León declara que para la mayoría de las vigas diseñadas por LRFD, se producirá una fluencia limitada incluso antes de que se alcance la carga viva completa. Sin embargo, él indica que esto no es un problema importante si se utiliza el I_{LB} en los cálculos de deflexión a corto plazo. Hasta que se propongan y verifiquen procedimientos más exactos, (AISC 360, 2016) utilizará el límite inferior del momento de inercia sugerido en la especificación LRFD para calcular las deformaciones a corto plazo debido a cargas vivas, sin embargo, el mismo no es económico y requiere ser mejorado (Leon R. T., 1990).

1.2. Planteamiento del Problema

En el diseño de vigas compuestas actualmente existe una falta de precisión en las ecuaciones provenientes de diferentes normas que rigen el comportamiento de la rigidez a flexión cuando se requiere calcular deflexiones a corto plazo. Esto ha sido un problema por mucho tiempo ya que existen varios parámetros y condiciones reales (ambos se discuten a lo largo de la investigación) que no están incluidas de manera íntegra en el cálculo debido al alto grado de complejidad que se tiene en la conceptualización de sus modelos analíticos. Se solucionaron algunas de estas necesidades realizando un análisis de sensibilidad de ciertos parámetros bajo ciertas condiciones para así poder generar curvas carga-deflexión que ilustren el impacto que se tiene en el comportamiento cuando estos parámetros cambian. Estos resultados podrán ser utilizados en futuras investigaciones para correlacionar y fijar coeficientes dentro de estas ecuaciones, algo que es mucho más sencillo y versátil que intentar integrar de manera analítica el comportamiento completo de todos los parámetros y condiciones que intervienen en el desempeño real del sistema. Además, se elaboraron directrices para una mejor comprensión y calibración de la modelación de un sistema en 3D de viga compuesta con características y requisitos necesarios que garanticen alcanzar resultados confiables.

1.3. Justificación de la Investigación

León recuerda que las disposiciones de diseño empleadas en el 2003 por esfuerzos admisibles asumen un valor optimista para el ancho efectivo de losa en una viga compuesta. Él manifiesta que las comparaciones con resultados experimentales muestran que el uso de momentos de inercia elásticos basados en esta metodología subestiman las deflexiones en el rango de cargas de servicio en un 15% a 25%. Algunas pruebas recientes en esta área provienen de los trabajos de Vallenilla & Bjorhovde, 1985 y Taylor, 1985.

León revela que los resultados típicos obtenidos con la metodología empleada en el 2003 pueden mejorarse teniendo en cuenta (1) las deformaciones por corte, (2) la flexibilidad de los pasadores, y / o (3) utilizando una definición diferente para el ancho efectivo. El Dr. Najm, director de la universidad Rutgers de New Jersey sostiene que se ha hecho poco para mejorar los resultados actualmente. León destaca que los dos primeros factores rara vez se incluyen en la práctica, y el ultimo es aun inexacto debido a las diferentes circunstancias geométricas que pueden presentarse. La siguiente figura describe las diferencias, en las cuales hay que destacar que el deslizamiento de los pasadores por si solo y ese mismo deslizamiento conjuntamente con el cortante son imperativos en el comportamiento ya que acercan más a la realidad los resultados (Leon R. T., 1990).

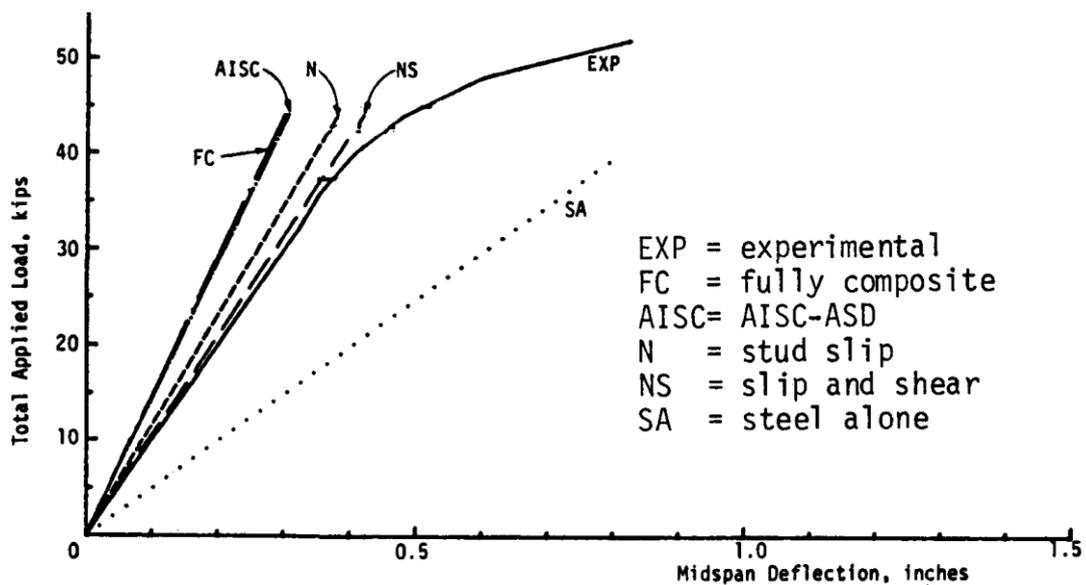


Figura 1.1. Comparación de deflexiones considerando deslizamiento y cortante.

Fuente: (Leon R. T., 1990)

León indica que parte de las aseveraciones citadas anteriormente, más la evidencia anterior, impulsó un enfoque mucho más conservador para el cálculo de los momentos de inercia en las nuevas especificaciones LRFD de ese tiempo. Luego manifiesta que los cálculos en el manual LRFD se basan en un análisis de resistencia ultima, con un bloque de esfuerzos más pequeño que el supuesto en el análisis elástico lineal de sección

transformada. Además, plantea que en general, el procedimiento LRFD limita el tamaño del patín de concreto al menor de $A_s \cdot F_y$ (la fuerza total sobre la sección de acero) o a la suma de Q_n (la fuerza total sobre los pernos de corte). Mientras esta suposición de un patín de concreto equivalente es completamente razonable para León en los cálculos de resistencia última, él recalca que las deflexiones bajo cargas de servicio estarán en niveles de esfuerzo significativamente más bajos. Por lo tanto, afirma que el uso de un I "plástico" o *momento de inercia de límite inferior* (I_{LB}) para un cálculo en el rango elástico es teóricamente cuestionable. Por otro lado, él sostiene que el procedimiento típicamente resultará en una mejor correlación con los resultados experimentales, ya que el momento plástico de inercia será 15% a 30% menor que el elástico. Sin embargo, al igual que el uso de definiciones de ancho efectivas alternativas, no estamos más cerca al usar un I_{LB} si se quiere descubrir los mecanismos de comportamiento que explicarán las discrepancias entre las pruebas y la teoría (Leon R. T., 1990).

León resalta adicionalmente que se debe tener en cuenta además que la mayoría de las calibraciones para el ancho efectivo se han realizado en pruebas realizadas con una carga puntual en medio en lugar de con cargas distribuidas. Él destaca que, aunque la capacidad del momento último y de fluencia no son muy sensibles a la configuración de carga, las deflexiones pueden verse afectadas significativamente por la distribución del cortante a lo largo de la viga. Luego explica que esto se debe a que las deformaciones por deslizamiento y cortante, que pueden usarse para explicar las diferencias entre las deflexiones medidas y calculadas en Taylor, 1985, son una función de la configuración de la carga. Además, indica que, particularmente una carga concentrada tiende a imponer grandes fuerzas de levantamiento locales sobre los pasadores que cambian la distribución de los esfuerzos cortantes a lo largo de la viga. Cerca del punto de carga, la losa soporta casi el 80% del esfuerzo cortante, y existe una diferencia significativa en esta distribución

si la carga se aplica a la parte superior de la losa o al ala inferior de la viga (Leon R. T., 1990).

Después de esta revisión, se llega a la conclusión que uno de los temas que necesita más recursos y que se ha actualizado escasamente en los últimos años es el análisis y diseño de la rigidez a flexión de vigas compuestas. I_{LB} es una solución, sin embargo, ha probado ser muy conservadora ya que carece de varios factores que afectan su exactitud. Por esta razón, en este estudio se examinan algunos de los factores que no han sido involucrados y generan un mayor impacto en la rigidez a flexión, buscando evaluar las inconsistencias que generan al ser considerados respecto a la ecuación I_{LB} .

1.4. Objetivos

1.4.1 Objetivo General:

Implementar análisis no-lineal por elementos finitos para evaluar la sensibilidad paramétrica en la respuesta de la rigidez a flexión de vigas compuestas simplemente apoyadas cargadas por una carga uniformemente distribuida.

1.4.1.1. Objetivos Específicos:

1. Modelar la interfaz concreto-acero de tal manera que la interacción de los pasadores de corte elucide la realidad del comportamiento del sistema.
2. Analizar cinco magnitudes de los siguientes parámetros que sean consistentes con los valores más utilizados en la práctica.
 - a. F_y
 - b. F'_c
 - c. Relación Peralte / Ancho de la Losa
 - d. Numero de Pernos
 - e. F_u - Resistencia Ultima de los Pernos (Diámetro Constante)

3. Examinar la no linealidad geométrica del sistema inducida por cargas de servicio.
4. Evaluar el comportamiento real de distribución de carga en estos sistemas empleando una carga uniformemente distribuida.
5. Emplear un modelo constitutivo del concreto de tipo plasticidad por daño tal como CDP (Concrete Damage Plasticity).
6. Emplear el verdadero comportamiento esfuerzo - deformación del acero y del concreto para estimar $\Sigma Q_n / f_y$ en condiciones ultimas ya que no se toma en cuenta la verdad constitutividad de los materiales en el cálculo del manual.
7. Utilizar un análisis explícito (tipo dinámico) para poder determinar resultados en base a la energía distribuida en el sistema.
8. Validar los resultados del FEA respecto a un modelo numérico validado con un ensayo experimental de características idénticas.

1.5. Hipótesis

1.5.1. Hipótesis General o Alternativa:

Si se conoce el impacto de las variables de manera precisa, específicamente la resistencia de los materiales en el comportamiento de la rigidez a flexión de vigas compuestas, se podrá generar directrices para calibrar o sustituir la ecuación I_{LB} .

1.5.2. Hipótesis Nula:

El conocer más a fondo el impacto de las variables de manera precisa, específicamente la resistencia de los materiales en el comportamiento de la rigidez a flexión de vigas compuestas, no es suficiente para poder generar directrices para calibrar o sustituir la ecuación I_{LB} .

2. Marco de Referencia

2.1. Marco Teórico

2.1.1 Avances de Investigaciones y Normas en el Tiempo

El estado límite de serviciabilidad rige generalmente en vigas compuestas simples y continuas con pasadores o anclajes de acero, construidas con o sin apuntalamiento temporal. Cuando una viga compuesta es controlada por deflexión, el diseño debe limitar el comportamiento de la viga al rango elástico bajo combinaciones de carga de servicio. Alternativamente, los efectos de amplificación de un comportamiento inelástico se deben considerar cuando se verifica la deflexión. Por lo tanto, sistemas de elementos de acero estructural que actúan en forma compuesta con concreto armado se diseñan según el (IBC, 2018) de acuerdo con (AISC 360, 2016 y ACI-318, 2019), excluyendo (ACI-318, 2019) Capítulo 14. Donde se requiera el diseño sísmico, la fabricación y montaje de sistemas compuestos de acero y concreto, se debe estar de acuerdo con (ASCE 7, 2016) y (AISC 341, 2016).

Existen también otros códigos a nivel internacional que tienen muy buena información y criterios de diseño para sistemas compuestos, entre ellos el P300, 2009 de UK y el P359, 2011 que es una versión más actualizada del mismo y el EN 1994 Eurocode 4. Estas publicaciones están dirigidas a ingenieros estructurales que diseñan edificios en Europa y tienen la intención de proporcionar una guía equivalente a la de publicaciones anteriores del SCI (Steel Construction Institute) que cubren el diseño de acuerdo con BS 5950-3. (Abubakar Mamuda, et al., 2018) es una investigación que toma en cuenta el EN 1994 Eurocode 4 y que además valida los resultados obtenidos implementando sus criterios mediante un FEA validando así tanto la veracidad de la norma como la de

métodos numéricos. Existe además el (ETABS, 2016) que es un manual de ETABS personalizado para el diseño de vigas compuestas el cual se basa en la norma BS 5950-3 para llevar a cabo los procesos de cálculo. Es un muy buen recurso para el chequeo de cálculos estructurales y además considera fenómenos que normalmente no se verifican manualmente debido al grado de complejidad que estos conllevan, algo que generalmente se traduce a un tiempo exagerado de cálculo.

Pese a lo previamente dicho, existen estudios que cuestionan la veracidad de la norma a pesar de las evidencias experimentales, en cuanto a las contribuciones de la losa de concreto y la acción compuesta en la resistencia al corte vertical de una viga compuesta simplemente apoyada. Se ha corroborado que estos y otros fenómenos no se consideran integralmente en códigos de diseño actuales, particularmente en (EN 1994 Eurocode 4, 2004 y 2005, y LRFD AISC 360, 2016) que son los códigos más empleado en América. Para diseñar vigas compuestas eficientes y económicas, es necesario desarrollar nuevos modelos de diseño que consideren el efecto del corte, incluyendo las contribuciones de la losa de concreto, la acción compuesta e interacciones momento-cortante. En (Liang, Uy, Bradford, & Ronagh, 2005) se investigan los efectos de la conexión por cortante en la resistencia al corte vertical de vigas compuestas. Con base en los resultados numéricos, se desarrollaron modelos de diseño para la resistencia al corte vertical y para la interacción momento-cortante, ambos esenciales en el diseño de vigas compuestas simplemente soportadas. Estas contribuciones son parámetros sustanciales que deben considerarse en la optimización de la normativa actual, por ende, son automáticamente considerados en el estudio paramétrico de esta investigación.

Hablando específicamente del comportamiento y las provisiones para losas compuestas se tiene informes como (Hicks, s.f.), que describen la metodología de diseño de estos elementos considerando el (EN 1994 Eurocode 4). En comparación con la

normativa estadounidense las metodologías propuestas proveen resultados similares, inclusive en cuanto a vigas compuestas, ambas predicen inercias efectivas de manera bastante conservadora. En (Lawson, y otros, 2017) se realiza una comparación de resultados de pruebas en vigas de claros largos entre estos códigos para bajos grados de interacción parcial o conexión por corte. Se ha demostrado que ambos son conservadores entre un 8 a un 21%. El método BS 5950-3 predice deflexiones en un rango de error de 12 a 21%. La fórmula del código (AISC 360, 2016) predice las deflexiones en un 8 a 12% de error. Esto recalca que hasta el momento los códigos más reconocidos en América no tienen aún un método que calcule de manera óptima las inercias de este tipo de sistemas. El estudio propone además ecuaciones para la resistencia de los pasadores de corte y para el cálculo de la inercia efectiva. Los resultados prueban ser más precisos que la normativa vigente, sin embargo, no han sido tomados en cuenta en ninguna normativa hasta el momento, algo que quizás se deba a que las ecuaciones puedan tener algunas limitantes para ciertos rangos paramétricos de una situación geométrica o carga predeterminada.

En julio del 2008, el estado del arte en construcción compuesta en todo el mundo fue resumido y sintetizado en la conferencia internacional sobre construcción compuesta en acero y concreto celebrada en Devil's Thumb Ranch en Tabernash, Colorado (EE. UU.). Esta es la sexta conferencia sobre este tema, organizada por United Engineering Foundation (y ahora Engineering Conferences International) destinadas a evaluar y sintetizar los avances más recientes en investigación y práctica en el área de la construcción de concreto compuesto de acero. (Leon, Perea, Rassati, & Lange, 2008) es en esencia un documento valioso que destaca lo mejor de las normativas mundiales y propone criterios más económicos y eficientes.

2.1.1.1. Especificación LRFD, (AISC 360, 2016)

Desde que se inició el uso de vigas compuestas hace ya varias décadas, ha sido difícil lograr una predicción precisa de su rigidez a flexión. Esto quedo sustentado después de examinar estudios como (León, R.T., 1990 y León, R.T. and Alsamsam, I., 1993) que indican una amplia variación entre los resultados experimentales y las deflexiones previstas por el momento de inercia equivalente (I_{equiv}), inercia que se utilizaba en aquel entonces en el manual del AISC. Estudios más recientes indican que el uso del momento de inercia equivalente, I_{equiv} , para los cálculos de deflexión da como resultado una predicción de deflexiones a corto plazo escasamente equivalentes al promedio estadístico de las pruebas experimentales revisadas en (Zhao y León, 2013).

El momento de inercia equivalente se obtiene calculando primero el momento de inercia transformado (I_{tr}), el cual utiliza $n = E_s/E_c$ para deflexiones a corto plazo. Para deflexiones a largo plazo, AISC recomendaba usar $2n$ al calcular, I_{tr} .

Para secciones completamente compuestas, $I_{equiv} = I_{tr}$.

Para secciones parcialmente compuestas,

$$I_{equiv} = I_s + (I_{tr} - I_s) * \sqrt{(\sum Q_n / C_f)} \quad [2.1]$$

donde I_s es la inercia de la viga de acero, $\sum Q_n$ es la resistencia de los pasadores de corte en la mitad del claro, y C_f es el menor entre $A_s * f_y$ y $0.85 f'_c * a * b$.

En el manual antiguo [14ª edición], en la Especificación AISC C-I3.1 se establecía que las deflexiones calculadas utilizando I_{equiv} se sobreestiman entre un 15% y un 30%, según las pruebas. Por lo tanto, se recomendaba que el momento de inercia real utilizado para calcular las deflexiones se tomara como $0.75 I_{equiv}$. Se aplicó entonces un factor de reducción adicional de 0.75 a I_{equiv} para formar un momento de inercia efectivo o real; sin embargo, este enfoque ha sido eliminado ya que su base no pudo ser justificada.

Un enfoque alternativo es el *Límite Inferior del Momento de Inercia* (I_{LB}), que es, como su nombre lo indica, un enfoque de límite inferior que proporciona una estimación conservadora de las deflexiones a corto plazo; los valores obtenidos por el enfoque (I_{LB}) corresponden aproximadamente a la media más una desviación estándar (84%) respecto a las 120 pruebas examinadas en (Zhao y León, 2013), resultados que impulsaron su implementación en la última edición del manual del AISC. I_{LB} se encuentra tabulado en la tabla Límite Inferior del Momento de Inercia Elástico (Tabla 3-20 de la 15ª edición de AISCM). Esta expresión toma en cuenta la acción parcialmente compuesta por medio del área de concreto equivalente $\Sigma Q_n/f_y$, ya que, en relación con una acción compuesta perfecta o ideal, este valor será siempre más pequeño. El área de concreto en estado último es reemplazada por un área de acero equivalente asumiendo que el acero ha fluido. Enfatizando que I_{LB} es el momento de inercia del estado límite último, este resultara ser siempre menor que el momento de inercia del estado límite de servicio, donde se calculan las deflexiones.

2.1.1.1.1. Diferencia Entre Momentos de Inercia

Las deflexiones de una viga compuesta son menores que una viga no compuesta, ya que la primera presenta mayor momento de inercia de la sección transformada y en consecuencia mayor rigidez. La deflexión de la sección compuesta es del orden del 35 al 55 % de la deflexión de las vigas no compuestas. Para el cálculo de las deflexiones se emplean las fórmulas del análisis elástico y como la deflexión es un estado límite de servicio, no de resistencia, se calcula con las cargas de servicio. Las deflexiones causadas por las cargas aplicadas antes de que el concreto fragüe, deben calcularse con el momento de inercia del perfil de acero.

Para la deflexión causada por cargas vivas y la deflexión inicial causada por las cargas muertas aplicadas cuando la losa actúa en forma compuesta con la viga de acero

se utiliza el momento de inercia de la sección transformada calculado con la relación modular n . Para deflexiones a largo plazo causadas por cargas muertas aplicadas en la acción compuesta se emplea el momento de inercia de la sección transformada con la relación modular $2n$ según (AISC 360, 2016) y $3n$ según la AASHTO, esto para considerar los efectos de flujo plástico y relajación de esfuerzos. La relación modular incrementada se utiliza para reducir el área de concreto en la sección transformada que reduce el momento de inercia, y aumenta la deflexión.

2.1.2. Introducción al Método de Elementos Finitos

De acuerdo con Pérez el método numérico de análisis por de elementos finitos, es una herramienta versátil y una solución para los obstáculos de la ingeniería, hoy frecuentemente utilizado para la optimización de problemas que implican un elevado nivel de complejidad al resolverse de manera analítica. La mayor parte de los problemas abordados, comúnmente implican geometrías raras y complejas, cargas no uniformes y determinación de propiedades dinámicas no lineales de materiales, por lo que comúnmente no es posible obtener una resolución analítica directamente de expresiones fisicomatemáticas (Pérez Mitre, 2004).

A juicio de Pérez, una solución analítica es una expresión matemática que genera valores para una incógnita, la cual es válida a lo largo del cuerpo estudiado y, por lo tanto, es válida también para cualquier sección del cuerpo en un número infinito de locaciones dentro del cuerpo. Estas soluciones analíticas, comúnmente requieren la resolución de ecuaciones diferenciales ya sean parciales u ordinarias, las cuales, debido a que se analizan geometrías complejas, cargas no uniformes y propiedades dinámicas y no lineales de materiales, no son posibles de resolver en corto tiempo a mano o ni siquiera en Excel (Pérez Mitre, 2004).

No obstante, Pérez afirma que la formulación que se plantea por medio del uso del FEA, permite que el problema sea propuesto como una serie de ecuaciones algebraicas simultaneas, prescindiendo de resolver ecuaciones diferenciales complejas. Lastimosamente debido a que el problema tiene que ser discretizado, este método numérico, al igual que todos los métodos numéricos, genera valores aproximados de las incógnitas en un numero finito de locaciones dentro del cuerpo, las cuales dependen directamente, del número de elementos usados para la discretización del sistema. (Pérez Mitre, 2004)

2.1.2.1. Tipos de Análisis Estructural

En un modelo de elementos finitos, se pueden ejecutar varios tipos de análisis los cuales pueden ser estáticos lineales o no lineales, o dinámicos lineales o no lineales, donde los dinámicos podrían ser modales o involucrar vibraciones forzadas. Un análisis lineal estático es el caso por defecto en un FEA siendo además el más simple, pero con aplicación limitada debido a su alcance condicionado. Por el contrario, un análisis tiempo historia no lineal es de los análisis más complejos, pero posee un amplio alcance y un grado de precisión elevado respecto a la realidad.

2.1.2.2. Discretización

Tal como expresa Pérez, se conoce como discretización a la división de un cuerpo, en un sistema finito compuesto por cuerpos más pequeños (elementos finitos) interconectados por puntos comunes o nodos, los cuales conforman superficies y trabajan como volúmenes de control autónomos, que son afectados por las condiciones de frontera que afecten al cuerpo analizado como un elemento integral. En el proceso de la implementación del FEA, para no solucionar el problema como un solo elemento compuesto en solamente una operación, se divide el cuerpo en un numero finito de

elementos, los cuales se resuelven simultáneamente y se alcanza el resultado de un todo conformado por cada resultado generado por los elementos finitos. (Pérez Mitre, 2004)

2.1.2.3. Aspectos Generales del Método de Elementos Finitos

Habitualmente se sabe que, para el análisis de un problema estructural, el analista investiga la determinación de esfuerzos y desplazamientos en la estructura, la cual yace en equilibrio. En la mayor parte de los análisis estructurales, es complejo instaurar la distribución de deformaciones empleando métodos tradicionales, por lo que el FEA comienza a ser trascendental. Pérez plantea que se tienen dos escenarios generales asociados a la comprensión e implementación del método FEA. El primero es el método de fuerza o flexibilidad, ya que se basa en el uso de fuerzas internas como las incógnitas del problema. Para poder emplear las ecuaciones gobernantes, tienen que utilizarse primero las ecuaciones de equilibrio. Luego se requiere implantar ecuaciones adicionales generadas por las relaciones de compatibilidad. El resultado es una configuración de ecuaciones algebraicas redundantes que establecen las fuerzas internas ignotas. El segundo es el método de desplazamiento, o método de rigidez, el cual asume el desplazamiento de nodos como las incógnitas del problema (Pérez Mitre, 2004).

Es importante recordar que, como requisito en el método de rigidez, se exige que los elementos se interconecten por nodos comunes entre sí, a lo largo de un eje común o una superficie común de tal forma que aun después de que la deformación se presente, los nodos persistan conectados al nodo común. Las ecuaciones gobernantes son expresadas en términos de desplazamientos nodales empleando las ecuaciones de equilibrio en cada nodo, de tal forma que se pueda aplicar la ley de Hooke. Pérez reitera que esto concluye en dos distintas incógnitas (fuerzas y desplazamientos) en el análisis y con la implementación de diferentes matrices asociadas a sus planteamientos (flexibilidad y rigidez). En el uso de modelos computacionales para la solución de problemas, el

método por matrices de rigidez, es considerablemente más sencillo de implementar ya que el planteamiento del problema es más simple. (Pérez Mitre, 2004)

2.1.2.4. Análisis No Lineal

Estos procesos analíticos conllevan distintos grados de complejidad y solo pueden simularse con programas informáticos, debido a la tediosa labor que implican. En el análisis lineal, se supone que el desplazamiento (de magnitud mínima) es proporcional a la fuerza aplicada que produce efectos mínimos de segundo orden (asociados a cambios de geometría de la estructura). Además, se asume que la rigidez del elemento estructural es constante e independiente de la presencia de fuerzas axiales, lo que explica el no considerar los efectos $P-\delta$ y $P-\Delta$, así como la no linealidad del material. El $P-\Delta$ se refiere al efecto de segundo orden asociado con la traslación lateral de un elemento. En contraste, el $P-\delta$ se refiere al efecto de segundo orden asociado con la curvatura del elemento. Una alternativa sencilla que comúnmente se emplea en la etapa de diseño para incluir los efectos de algunas no linealidades, emplea un factor de amplificación para magnificar los momentos flectores que actúan sobre la estructura. Esto obviamente no será lo que se empleara en esta investigación, pero se resalta ya que es una realidad hoy en día que permite simplificar el análisis no lineal.

Es imperativo entonces elaborar una evaluación más realista y precisa de la estructura con un análisis que tome en cuenta los distintos efectos no lineales que habitualmente ocurren. Existen varias no linealidades, pero generalmente se pueden apreciar dos clases. La primera clase es la no linealidad del material, que se da a partir de los cambios en la respuesta física del material a los esfuerzos aplicados, y que se toma en cuenta con leyes constitutivas de variables dependientes de la trayectoria tal y como se aborda en la siguiente sección. La segunda clase es la no linealidad geométrica que se genera por los desplazamientos finitos acompañados de cambios de rigidez de la

estructura bajo una carga activa y produce cambios en la sección transversal y longitudinal de los elementos.

Héctor Ariel Di Rado afirma que la no linealidad física, también llamada no linealidad del material, se presenta cuando la relación constitutiva entre esfuerzos y deformaciones va cambiando para distintos niveles de carga, es decir, no es constante a lo largo del proceso de deformación. Luego plantea que la no linealidad geométrica, en cambio, aparece cuando el cuerpo experimenta grandes desplazamientos o deformaciones, que producen cambios significativos en su configuración geométrica al avanzar el proceso de carga. Existen otros tipos de no linealidad como la que surge en la mecánica de los sólidos por deformación o daño en las condiciones de borde (o contorno) a lo largo del proceso de carga, pero no serán emprendidas en esta investigación.

Cuando se toma en cuenta la no linealidad del material en el análisis, esto habitualmente se hace en la matriz constitutiva del material. En los casos estudiados aquí, es decir, acero estructural y concreto armado, se pueden emplear varias formulaciones para modelar su conducta. Comúnmente, el acero se modela con el criterio de von Mises y una regla de flujo de endurecimiento isotrópico, donde la curva de esfuerzo versus deformación es lineal elástica hasta el límite de fluencia y perfectamente plástica entre el límite de fluencia y el inicio de la fase de endurecimiento por deformación. Esta táctica se basa en verificar la conducta de cada punto de la estructura, de manera que quede encerrado dentro de la superficie de fluencia de endurecimiento isotrópico. Cuando se infringe esta condición, se adopta un proceso de retorno de superficie radial para garantizar que, durante el análisis, la conducta del material inicialmente establecida sigue siendo válida (Kobayashi & Ohno, 2002).

Ahora bien, una modelación habitual del concreto apropiada emplea una regla de flujo isotrópico multi-lineal descrita por segmentos lineales de la curva esfuerzo versus

deformación total, iniciando en el origen, con valores positivos de esfuerzo y deformación, tomando en cuenta la resistencia a compresión del concreto (f'_c) relacionada a una deformación compresiva del 0.2%. La curva de esfuerzo versus deformación también asume un aumento total de 0.51 kg/cm² de la resistencia a la compresión del concreto hasta una deformación compresiva del 0.35% para evitar problemas numéricos debido a que se tiene una regla de flujo sin restricciones. Se supone que la resistencia a la compresión del concreto es igual a los valores obtenidos en las pruebas cilíndricas de resistencia a la compresión, mientras que la resistencia a la tracción del concreto se asume como 1/10 de su resistencia a la compresión. Sin embargo, existen ecuaciones constitutivas que definen el comportamiento completo del concreto a tensión y a compresión, lo cual es lo más empleado hoy en día.

Desde la percepción de Héctor Ariel Di Rado, el problema fundamental en el análisis no lineal, es hallar el comportamiento carga-desplazamiento que asegure el equilibrio del cuerpo en cualquier instante. El reconoce que esta definición no permite fácilmente detectar el contraste con un caso lineal, no obstante, afirma que la distinción subyace en que tanto la geometría como las características mecánicas del material no perduran constantes a lo largo de ese tiempo como sí sucedía en el caso lineal. Además, Di Rado expresa que empleando la nomenclatura discreta (en ciertos puntos elegidos del continuo) que ofrece el análisis por elementos finitos, se pretende alcanzar en cada instante $t+\Delta t$ el equilibrio entre las cargas nodales externas ${}^{t+\Delta t}F_{ext}$ y las fuerzas nodales relacionadas a los esfuerzos internos del cuerpo ${}^{t+\Delta t}F_{int}$.

$${}^{t+\Delta t}F_{ext} - {}^{t+\Delta t}F_{int} = 0 \quad [2.2]$$

Luego Di Rado sugiere que cuando se emplea no linealidad geométrica, el equilibrio del sistema debe ser conseguido sobre la geometría actual o deformada del cuerpo. Claramente, como esta es aún ignorada, el equilibrio se propone paulatinamente

(de manera iterativa) sobre conformaciones intermedias que al final llegan al ajuste definitivo, luego de aceptar un leve error (Di Rado, 2006).

Di Rado señala que este tipo de problemas son llamados “dependientes de la trayectoria”, ya que se necesita satisfacer la ecuación [2.2] en todo el intervalo de tiempo, para lo cual se emplea una solución incremental paso a paso. Esto se debe a que se agrega el obstáculo de plasticidad y la manera que se eligió resolver el problema no lineal geométrico, como se elucidara a continuación (Di Rado, 2006).

En la solución incremental paso a paso se asume que la solución para el tiempo t es conocida y que la relación carga – desplazamiento en el incremento de tiempo Δt es lineal:

$${}^tK\Delta\hat{u} = {}^{t+\Delta t}F_{ext} - {}^tF_{int} \quad [2.3]$$

donde tK es la matriz de rigidez del sistema de elementos finitos, tangente a la relación carga-desplazamiento, y $\Delta\hat{u}$ es el incremento de desplazamientos nodales (o respuesta) que experimenta el cuerpo en el intervalo Δt debido al incremento ΔF_{ext} de las cargas externas (Di Rado, 2006):

$${}^{t+\Delta t}F_{ext} = {}^tF_{ext} + \Delta F_{ext} \quad [2.4]$$

Los desplazamientos nodales al tiempo $t+\Delta t$ resultan ser:

$${}^{t+\Delta t}\hat{u} = {}^t\hat{u} + \Delta\hat{u} \quad [2.5]$$

Y las tensiones y fuerzas nodales internas resultan ser:

$${}^{t+\Delta t}F_{int} = {}^tF_{int} + \Delta F_{int} \quad [2.6]$$

donde ΔF_{int} es el incremento de las fuerzas internas en el intervalo Δt . Debido a que el comportamiento real del cuerpo es no lineal, la solución anterior está sujeta a errores, cuya magnitud depende del tamaño del paso de tiempo Δt (o de carga) utilizado, por lo

tanto, será necesario iterar hasta que la solución [2.2] sea alcanzada con suficiente precisión. Los métodos de iteración ampliamente utilizados en los análisis no lineales de elementos finitos están basados en la técnica de Newton–Raphson (Di Rado, 2006). En este estudio se comparó ABAQUS – Standard que utiliza el método de Newton-Raphson, el cual está basado en iteraciones para alcanzar un equilibrio estático aproximado, contra ABAQUS/Explicit. Se eligió este último debido a que considera la energía en la dinámica del comportamiento y además el incremento de tiempo está completamente automatizado de forma predeterminada. Este análisis explícito determina una solución al procesar y evaluar el estado cinemático de un incremento al siguiente, utilizando un incremento de tiempo más pequeño que el que se usa comúnmente en los análisis implícitos.

En este enfoque, la trayectoria de equilibrio de la estructura se busca mientras que las deformaciones y las deflexiones se actualizan y controlan continuamente. En resumen, la dificultad asociada con un análisis no lineal se debe a las interdependencias de la rigidez, la carga y el desplazamiento. Por ende, para obtener una solución que satisfaga estas interdependencias, es necesaria una aproximación incremental en el tiempo, es decir, un proceso de prueba y error o un método incremental-iterativo como el método de Newton Raphson mencionado anteriormente para un caso estático. Claro está que el método dinámico realiza un proceso bastante similar, pero en términos de energía lo cual recalca el porqué de su aplicación para esta investigación.

2.2. Marco Conceptual

2.2.1. Propiedades, Mecánica y Constitutividad de los Materiales

2.2.1.1. Plasticidad en el Concreto

El tema de plasticidad del concreto se ha indagado ampliamente por muchos investigadores como por ejemplo (Lubliner, Oliver, Oller, & Oñate, 1989). Este estudio

aborda uno de los modelos constitutivos más empleados en la actualidad. Estos modelos consideran las siguientes características importantes; sensibilidad a la presión; sensibilidad de la trayectoria; regla de flujo no asociativa; trabajo o endurecimiento por deformación; y resistencia a la tracción limitada. Este y otros modelos han sido desarrollados para ser empleados en códigos de elementos finitos. De acuerdo con (Cicekli, 2006) este nivel de dificultad no siempre es requerido para el análisis de elementos estructurales sencillos. Cicekli resalta que para estructuras como vigas y armaduras que se construyen para transportar solo la losa, peso propio, carga viva, etc., es probable que no sea requerido emplear un modelo complejo. Sin embargo, la inclusión de la plasticidad al diseño de estructuras de concreto ha sido lenta por causa de la complejidad analítica que conlleva (Cicekli, 2006).

Además, Cicekli señala que se han generado numerosos modelos constitutivos de plasticidad que representan el comportamiento del concreto bajo distintas configuraciones de carga. El plantea que la mayor parte de estos modelos se basan en el mecanismo macroscópico de la conducta del concreto, no obstante, el mecanismo microscópico del concreto (mecanismo de daño) ha sido descuidado. Por ende, se debe tener en cuenta que las deformaciones inelásticas del concreto son provocadas tanto por microgrietas como por deslizamiento de plasticidad (Cicekli, 2006).

La primera aplicación del método de elementos finitos a una estructura de concreto armado fue abordada por Ngo & Scordelis en 1967. Luego de esto, hubo numerosos trabajos ejecutados empleando elementos finitos para caracterizar numéricamente la conducta de diferentes modelos complejos. Últimamente, se han planteado varias superficies de fluencia y falla del concreto para analizar la no linealidad de su conducta (Chen, 1982; Lubliner et al., 1989 y Voyiadjis & Abu-Lebdeh, 1994). Hay que recordar que el mecanismo de no linealidad en el concreto radica tanto en

deslizamiento plástico como en microgrietas. Según Cicekli el flujo plástico causa una deformación permanente y sucede a una gran presión de confinamiento. Por otro lado, el microgrieteo perturba las propiedades elásticas del material, puede causar una deformación permanente, persiste a baja presión de confinamiento, y lleva al ablandamiento de la deformación (Cicekli, 2006).

Otro tipo de plasticidad, es la "plasticidad cíclica" para la cual se desarrolló el concepto de "superficie límite" según (Voyiadjis & Abu-Lebdeh, 1994) y otros. La superficie de falla según Cicekli contiene todas las superficies de carga y funciona como una superficie límite, que se supone que no varía durante la carga. La superficie de fluencia inicial tiene una forma cerrada, pero afirma que durante el endurecimiento la superficie de carga se expande y cambia su forma de superficie de fluencia inicial a la forma final que concuerda con la superficie de falla (Chen F. W., 1982). Además, Cicekli recuerda que, en plasticidad cíclica, es sustancial especificar los módulos plásticos. Chen & Buyukozturk en 1985 plantearon un modelo independiente de la velocidad para la conducta del concreto bajo carga de compresión cíclica multiaxial. Se concluyó que la superficie límite se contrae por el incremento del daño y la acumulación de daño. Además, simula la degradación paulatina de la rigidez y adquiere la respuesta no lineal de esfuerzo - deformación. Finalmente, el modelo elucida la conducta de ablandamiento de la deformación en el régimen posterior a la falla. El concepto de la superficie límite es esencialmente extender la teoría clásica del flujo hacia la conducta cíclica del concreto (Cicekli, 2006).

En resumen, las deformaciones irreversibles (deformaciones plásticas o permanentes) del concreto son provocadas por microgrietas y deslizamientos y pueden ser tratadas por la teoría de la plasticidad. Cicekli reitera entonces que los modelos de plasticidad deben abarcar tres supuestos básicos:

1. Una superficie de fluencia inicial, que especifica el grado de esfuerzo en el que inicia la deformación plástica.
2. Una regla de endurecimiento, que determina el cambio de la superficie de carga y el cambio de las propiedades de endurecimiento del material durante el trayecto del flujo plástico.
3. Una regla de flujo, que suministra una relación esfuerzo - deformación plástica incremental.

2.2.1.2. Daño en el Concreto

Cicekli afirma que el daño en el concreto es ocasionado principalmente por la dispersión y coalescencia de microgrietas. Este fenómeno de "daño" frecuentemente se trata como un ablandamiento de deformación en el análisis estructural. Cicekli señala además que el modelado del inicio y el desarrollo y dispersión de grietas es muy importante en el análisis de fallas de estructuras de concreto. Debe observarse que el concreto posee cuantiosas microgrietas inclusive antes de que se le aplique cualquier carga. Estas microgrietas son causadas principalmente en la interfaz agregado-cemento como resultado de la contracción y la expansión térmica en la pasta o segregación de cemento. Para modelar este proceso, Cicekli recuerda que se han planteado algunos tipos de leyes constitutivas que contienen distintos enfoques, como la teoría endocrónica (Bazant Z. P., 1986), la teoría de fractura plástica (Dougill, 1983) y los modelos de deformación total (Gerstle, et al., 1980), plasticidad con límite de rendimiento decreciente (Wastiels, 1980) y modelos de microplanos (Bazant, Pan, & Pijaudier-Cabot, 1987). Otros modelos, como la teoría del daño continuo para la carga cíclica, se formulan empleando el concepto de superficie límite como se explicó anteriormente (Fardis, Alibe, & Tassoulas, 1983 entre otros).

El concreto presenta una conducta significativa de suavizado de deformación luego del esfuerzo final. Cicekli expresa que en o cerca de este grado de esfuerzo, empieza a crearse una microgrieta. Es en esta fase donde la mecánica de fractura tiene un rol significativo (Karihaloo & Fu, 1990), sin embargo, Cicekli argumenta que no se define con certeza por qué la teoría de la mecánica de daños no podría usarse para reflejar la conducta del material en la zona de ablandamiento de deformación. La teoría del daño en el material de concreto puede reflejar la zona post-pico del concreto (Mazars & Cabot, 1989). La implementación de la mecánica de fractura en materiales de concreto fue debatida ampliamente, sin embargo, su aplicación fue apoyada por evidencia experimental en (Hoagland, Hahn, & Rosenfield, 1973) entre otros. El trabajo experimental expuso que más de la mitad de la energía total se disipa en microgrietas y, como resultado de esto, se concluyó que esta disipación hace que la implementación de la mecánica de fractura en materiales de concreto sea muy controvertible. Además, suponiendo que las grietas son perfectamente planas y paralelas al eje de carga, la teoría de la mecánica de fractura asegura que no hay liberación de energía relacionada con la propagación de grietas. Esto genera ciertas limitaciones al idealizar las grietas como planas (Cicekli, 2006). Por otra parte, la mecánica de daño continuo se ocupa de la obtención de variables macroscópicas y propiedades de los materiales (Krajcinovic & Siveraj, 1983; entre otros).

Mehta y Monteiro afirmaron en 1993 que el proceso de fisuración en el concreto difiere de la fisuración en otros materiales, como el vidrio, ya que no se trata de una aparición súbita de nuevas superficies libres, sino de una formación y unión perenne de microgrietas. Cicekli además expresa que la formación de microgrietas se refleja macroscópicamente como una conducta suavizante del material que causa la localización y redistribución de las deformaciones unitarias en una estructura. Esta conducta

fenomenológica a nivel macroscópico puede tratarse con la teoría clásica de la plasticidad (Pramano & William, 1989). Por otro lado, el microgrieteo en un material de concreto también causa degradación de la rigidez (Cicekli, 2006). Esta degradación de la rigidez, específicamente, se puede notar cuando el material de concreto se somete a una carga cíclica (Sinha, Gerstle, & Tulin, 1964).

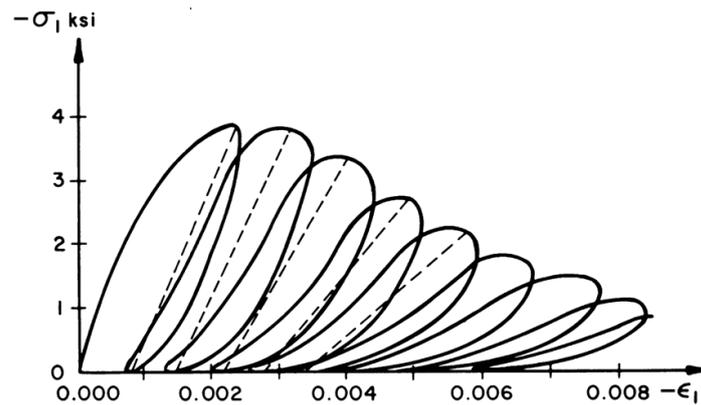


Figura 2.1. Relación esfuerzo-deformación compresiva uniaxial bajo carga cíclica del concreto. Fuente: (Sinha et al. 1964)

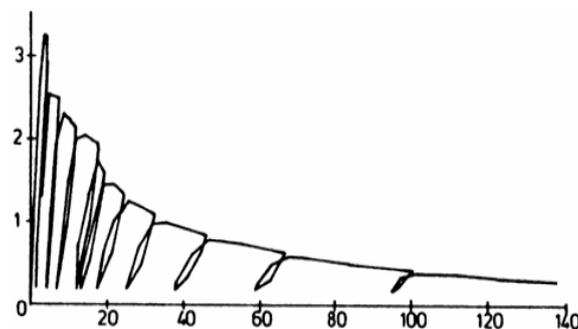


Figura 2.2. Historial de esfuerzo-deformación (MPa) para concreto sometido a carga de tracción cíclica. Fuente: (Reinhardt, 1984).

Las dos figuras anteriores manifiestan curvas esfuerzo - deformación compresiva y a tensión uniaxial típicas del concreto sometido a carga cíclica. Cicekli observa que las curvas de descarga y recarga no son segmentos de línea recta, sino bucles de tamaño variable con pendientes promedio decrecientes. Él resalta que el módulo elástico del material disminuye lo cual él explica de la siguiente manera. Asumiendo que la pendiente promedio es la pendiente de una línea recta que une los puntos de giro de un ciclo y que

la conducta del material al descargar y recargar es linealmente elástica, es decir, la línea punteada en la primera figura. Queda claro que, con el incremento del esfuerzo, el módulo elástico o la pendiente se degrada. Adicionalmente se asume que esta degradación de la rigidez en el material de concreto es la consecuencia de algún tipo de daño, como micro-huecos y micro-grietas (Chen F. W., 1982). Este daño se vuelve elocuentemente claro en el rango posterior al pico (Cicekli, 2006).

Cicekli reconoce que modelar la degradación de la rigidez de un material es una tarea formidablemente complicada, substancialmente empleando la teoría clásica de plasticidad. Mientras tanto él recuerda que, en la mecánica del daño continuo, la degradación de la rigidez puede ser modelada por la concordancia entre los esfuerzos, σ , y los esfuerzos efectivos (sin daños), $\bar{\sigma}$. En resumen, la mecánica de daño continuo carece de criterios de plasticidad, los cuales, de igual forma por si solos no generan una conducta no lineal aceptable del concreto. Innovaciones actuales con respecto a la modelación constitutiva mejorada del concreto reconocen las limitaciones de estos modelos y plantean entonces lo que es el modelo de daño por plasticidad que se elabora con mayor detalle a continuación.

2.2.1.3. Modelo CDP (Plasticidad por Daño en el Concreto)

Lugo de varios experimentos y estudios se ha comprobado que la conducta de vigas de concreto armado no puede ser capturada solo por modelos de daño elástico o leyes constitutivas elasto-plásticas. Sin embargo, si estos dos modelos se acoplan, se puede observar el comportamiento carga deflexión del concreto armado de manera más precisa y confiable, eficientemente hoy en día a través del modelado numérico con la ayuda de softwares de FEA. Por lo tanto, el emplear el enfoque de plasticidad por daño en el concreto (CDP) en modelos de elementos finitos puede conducir a resultados numéricos suficientemente precisos comparándolos a pruebas experimentales. A

continuación se elucida entonces el modelo CDP en base a los hallazgos constitutivos de (Lubliner et al., 1989) conjuntamente con las modificaciones en (Lee & Fenves, 1998) y cuestiones de regularización visco plástica planteadas por (Lubarda, Krajcinovic, & Mastilovic, 1994).

2.2.1.3.1. Concreto en Compresión:

El modelo de daño por plasticidad en el concreto contempla tanto el agrietamiento por tracción como el aplastamiento por compresión del concreto como potenciales modos de falla. La función de fluencia del modelo de daño por plasticidad en el concreto contempla el espacio de esfuerzos efectivo, donde el esfuerzo efectivo se define como: $\bar{\sigma} = \sigma / (1 - d) = E_0 \cdot (\varepsilon - \tilde{\varepsilon}_{pl})$, donde E_0 denota el módulo inicial de elasticidad, $\tilde{\varepsilon}_{pl}$ es la deformación plástica equivalente y d es la variable de daño que denota la degradación de la rigidez.

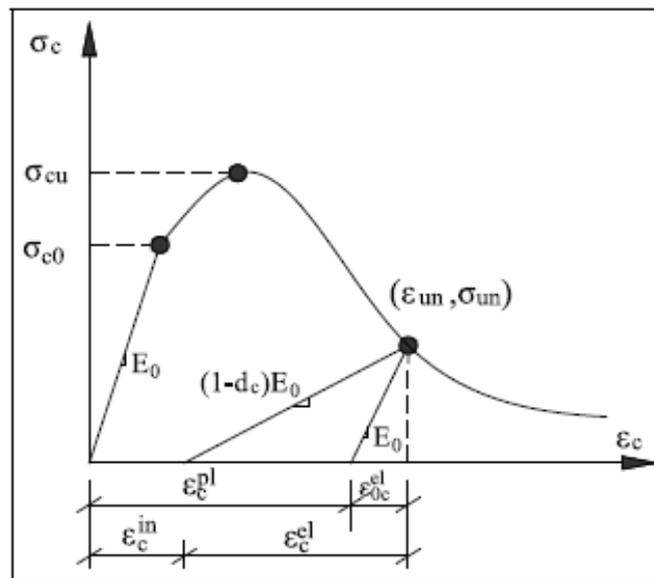


Figura 2.3. Curva esfuerzo-deformación compresiva del modelo CDP. Fuente: (Xiao, Chen, Zhou, Leng, & Xia, 2017)

En cuanto a la curva esfuerzo - deformación de compresión, los datos que exceden el rango de la parte elástica se ingresan en el software de elementos finitos con la forma de $\sigma_c - \varepsilon_c^{in}$. En la figura anterior, ε_{un} y σ_{un} respectivamente, indican la deformación y el

esfuerzo del punto de descarga; ε_{0c}^{el} y ε_c^{el} , respectivamente, indican la deformación plástica por compresión del concreto que no está dañado y del que si está dañado; ε_{0c}^{pl} y ε_c^{in} , respectivamente, indican la deformación compresiva plástica y de agrietamiento del concreto.

Los datos del daño a la compresión se ingresan en el software de elementos finitos con la forma de $d_c - \varepsilon_c^{in}$. Luego, el programa convierte automáticamente la deformación por fisuración en deformación plástica de acuerdo con la siguiente fórmula.

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{ck} - \frac{d_c}{1 - d_c} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad [2.7]$$

Si el valor de deformación plástica ε_c^{pl} es negativo o la deformación por fisuración ε_c^{in} es pequeña, lo que significa que la ruta de descarga por compresión se intercepta, el software de elementos finitos advierte en los errores de que no existirá daño por compresión en el caso de $\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{ck}$.

La regularización visco-plástica según el enfoque de Duvaut-Lions se puede definir en el modelo de daño por plasticidad en el concreto. Al introducir el parámetro viscoso (μ), el tensor de deformación plástica se mejora y el daño se reduce utilizando un tiempo de relajación adicional. La función de potencial plástico, que se emplea en el modelo, es una función hiperbólica de Drucker-Prager no asociada en la que se necesita la definición del ángulo de dilatación.

Para la visualización del agrietamiento, el modelo de daño por plasticidad en el concreto supone que el agrietamiento comienza en puntos donde la deformación plástica equivalente a la tracción es mayor que cero y la deformación plástica principal máxima es positiva. Se supone que la dirección del agrietamiento es paralela a la dirección de la

deformación plástica principal máxima y esta se podrá ver en el módulo de visualización de ABAQUS CAE.

2.2.1.3.2. Concreto en Tensión:

El concreto en tensión puede caracterizarse por una respuesta de desplazamiento de esfuerzo-grieta en lugar de una relación esfuerzo - deformación debido a su comportamiento frágil. La relación de desplazamiento esfuerzo - grieta se puede describir con diferentes opciones: respuesta de relajación de la tensión lineal, bilineal o exponencial.

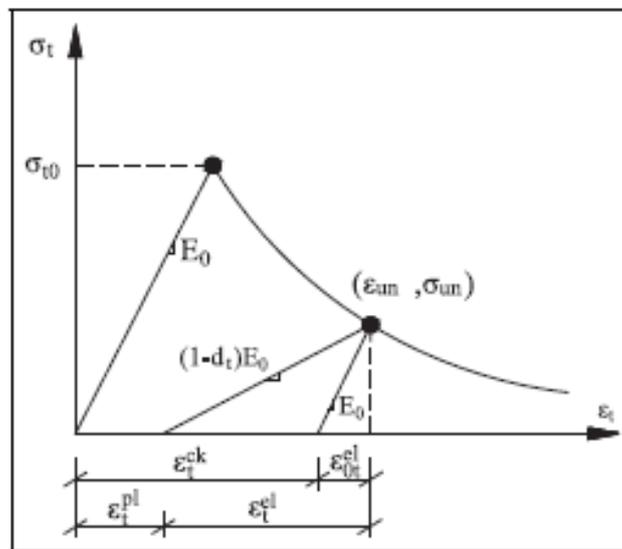


Figura 2.4. Curva esfuerzo-deformación a tensión del modelo CDP. Fuente: (Xiao et al., 2017)

En la figura anterior, ϵ_{un} y σ_{un} respectivamente, indican la deformación y el esfuerzo del punto de descarga; ϵ_{0t}^{el} y ϵ_t^{el} , respectivamente, indican la deformación plástica a la tracción del concreto que no está dañado y del que si está dañado; y ϵ_t^{pl} y ϵ_t^{ck} , respectivamente, indican la deformación tensional plástica y de agrietamiento del concreto.

Los datos de daños por tracción se ingresan en el software de elementos finitos con la forma de $d_t - \varepsilon_t^{ck}$. El programa convierte automáticamente la deformación por fisuración o agrietamiento en deformación plástica de acuerdo con la siguiente fórmula.

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{1 - d_t} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad [2.8]$$

Si el valor de deformación plástica ε_t^{pl} es negativo o la deformación por agrietamiento ε_t^{ck} es pequeña, lo que significa que la ruta de descarga por tracción se intercepta, el software de elementos finitos advierte en los errores que no existirá daño por tracción en el caso de $\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck}$.

2.2.1.3.3. Determinación de Parámetros

Para determinar el modelo de daño del material, se requiere una prueba de laboratorio, sin embargo, a pesar de existir una prueba experimental en el estudio (Prakash et al., 2011), no se tienen los datos exactos del ensayo experimental en el artículo lo cual dificulta la validación del modelo. Para solucionar este problema, un modelo confiable y representativo de la realidad se garantizó luego de escudriñar varios modelos de esfuerzo - deformación del concreto tanto en tensión como en compresión, y evaluar el que se identifique con mayor exactitud con el comportamiento que generalmente se obtiene en campo y con los modelos más aceptados en varios estudios de vigas compuestas. (Ali, Farid, & Al-Janabi, 1990; Alwathaf, Thanoon, Jaafar, & Noorzaei, 2012; Babu, Benipala, & Singhb, 2005; Belakhdar, 2008; Śledziewski, 2017) son investigaciones ricas en la historia de lo que ha sido, y hoy en día es, el comportamiento esfuerzo - deformación del concreto. El modelo constitutivo de (Carreira & Chu, 1985) resultó ser una especie de media entre los modelos estudiados lo cual justifico su implementación como el modelo esfuerzo - deformación a compresión del concreto en este estudio al igual que en el estudio de (Prakash et al., 2011).

En cuanto a los modelos de esfuerzo - deformación del concreto a tensión, existen muchos estudios que utilizan varios de estos modelos, algunos tomando en cuenta la energía de fractura y otros creados en base a datos experimentales que se han promediado para generar ecuaciones que ilustran el comportamiento del concreto sometido a esfuerzos de tensión. Investigaciones como las de (Chaudhari & Chakrabarti, 2012; Deng, Qie, & Wang, 2015; Gopinath, et al., 2009; Kmiecik & Kaminski, 2011; Wahalathantri, Thambiratnam, Chan, & Fawzia, 2011) proponen algunas de estas metodologías para graficar esta curva. Kmiecik nota la variación que puede haber en el intervalo de debilitamiento a tensión del concreto, entonces plantea usar la curva de (Wang & Hsu, 2001), con modificaciones que permitan crear este intervalo de manera más precisa en cuanto a la situación que se esté analizando en un modelo particular. Además, la curva tiene un modelo exponencial que se ajusta más a la realidad del comportamiento a tensión, especialmente a la formación de grietas y a la disipación de energía de fractura.

Luego de garantizar el comportamiento de las curvas esfuerzo - deformación, es imperativo garantizar que los parámetros de daño, especialmente el de compresión, y las ecuaciones que los gobiernan sean ambos representativos de la realidad. (Sümer & Aktaş, 2015; Xiao et al., 2017) ofrecen ecuaciones para el parámetro de daño con el fin de capturar el comportamiento del daño. Las ecuaciones propuestas que definen el comportamiento de los parámetros de daño en compresión y tensión del concreto demostraron tener resultados satisfactorios con respecto a datos experimentales. Adicionalmente Sümer examina estrategias de modelado comprobando la sensibilidad del modelo contra la densidad de la malla, el ángulo de dilatación y la energía de fractura del concreto. Estos parámetros en conjunto con la excentricidad, viscosidad, factor K y la relación σ_{b0}/σ_{c0} fueron verificados contra (Chen, 2012; Grassl & Jirásek, 2006;

Wahalathantri et al., 2011; Xiao et al., 2017) con el fin de extraer los parámetros que se ajustan más a la práctica y con el presente estudio.

El filtro más importante a tomar en cuenta para escoger el modelo más representativo fue el comportamiento de la curva esfuerzo - deformación después que el concreto ha fallado ya que algunas referencias toman en cuenta un comportamiento frágil de hasta 0.005 para deformación unitaria, mientras que otras toman un comportamiento con mayor capacidad de deformación del concreto, aunque con muy poca resistencia después de la falla. Amar Prakash en su investigación toma en cuenta una evolución de los parámetros de daño muy similar a la de (Tomasz Jankowiak, 2005), la cual tiene deformaciones unitarias (ϵ_u) últimas de hasta 0.011 lo cual permite mayor deformación al concreto y por ende una mayor deflexión al comportamiento de la viga. Vale la pena recalcar que las investigaciones de (Behnam, Kuang, & Samali, 2018; Demir, 2016; Hafezolghorani, Hejazi, Vaghei, Jaafar, & Karimzade, 2017; Xiao et al., 2017; van Mier, 1984) demuestran que la ϵ_u requiere tener valores altos en FEA no lineales para un modelo de concreto CDP en comparación al valor normalmente conocido de falla, lo cual indica que debido a las características de plasticidad dependientes del daño, se debe considerar la capacidad de energía completa del concreto y la supuesta deformación plástica con resistencia casi nula que este tiene debido al reacomodo cíclico de sus partículas después de agrietarse y fracturarse hasta llegar a una falla, en teoría, casi perfectamente plástica.

(Hafezolghorani et al., 2017) en su investigación muestra varios modelos CDP con sus datos y parámetros respectivos. Lo que vale la pena destacar de esta investigación es que a diferencia de otras investigaciones explica más en detalle el comportamiento post falla del concreto. Esta y otras investigaciones permiten para el concreto a compresión una pendiente de decaimiento bastante alta hasta alcanzar un 80% del daño, en otras palabras, hasta alcanzar el 80% de la resistencia del concreto, o lo que sería equivalente,

hasta el supuesto ϵ_{uf} (falla frágil) que en este caso fue de 0.0035. Hafezolghorani en particular indica que aún queda un 20% de resistencia del concreto para largas deformaciones lo que valida el hecho de que a pesar que ya exista una fractura en el concreto, este aún tiene resistencia residual después de su falla generalmente conocida como falla frágil. Esto se puede notar en las curvas CDP de cualquier concreto ya que después de ϵ_{uf} estas cambian su pendiente a una muy pequeña que tiende asintóticamente a 0.

Sin embargo, para modelos numéricos de elementos finitos este problema de modificación de los parámetros de las curvas se debe principalmente a el fenómeno de sensibilidad del mallado en el rango no lineal, ya que para un mallado fino, las curvas de esfuerzo - deformación y de los parámetros de daño que se introducen al modelo deben ser modificadas según el tamaño de la malla que se está utilizando (Alfarah, López-Almansa, & Oller, s.f.). Esto modifica tanto el esfuerzo como la deformación unitaria del concreto principalmente después del esfuerzo máximo del mismo, ósea en el rango de ablandamiento de la curva, demostrando cualidades más plásticas como la explicadas anteriormente, pero sin afectar los resultados del análisis a pesar de haberse utilizado diferentes curvas a las obtenidas experimentalmente, por dar un ejemplo. Si no se toma en cuenta este fenómeno los resultados en el rango no lineal pueden ser bastante dispersos y por ende no confiables. Por estas razones, diagnosticar el valor correcto de ϵ_u tanto para el comportamiento a compresión como para el de tensión es excesivamente importante en FEA, sin olvidar el valor de los esfuerzos que normalmente ascienden un porcentaje por encima de lo que se obtiene en laboratorio o de manera teórica.

(Gautam, Xiang, Qiu, & Guo, 2019) así como otros, propone otras ecuaciones para el cálculo de los parámetros de daño. No obstante, el modelo seleccionado para esta

investigación fue el del estudio de (Birtel & Mark, 2006) ya que el mismo ofrece un método simplificado con resultados aceptables y muy similares al estudio de Tomasz Jankowiak. Birtel utiliza resultados de experimentos que consideran relaciones esfuerzo - deformación debidas a carga por compresión (cíclica) (Sinha et al., 1964) y experimentos que consideran relaciones esfuerzo - deformación y aberturas por esfuerzo agrietamiento debidas a carga por tracción (cíclica) (Reinhardt & Cornelissen, 1984) para simplificar las ecuaciones de cálculo de los parámetros de daño las cuales ahora dependen de coeficientes que se ajustan a los resultados experimentales. Muchas otras investigaciones como (Alfarah, López-Almansa, & Oller, s.f.; López-Almansa, 2014; Mark & Bender, 2010; Puddicome, 2018; Winkler & Stangenberg, 2008) utilizan estas mismas ecuaciones para elucidar el comportamiento del daño en el concreto y demuestran tener resultados significativamente aceptables.

2.2.1.4. Modelo Constitutivo de los Materiales de Acero

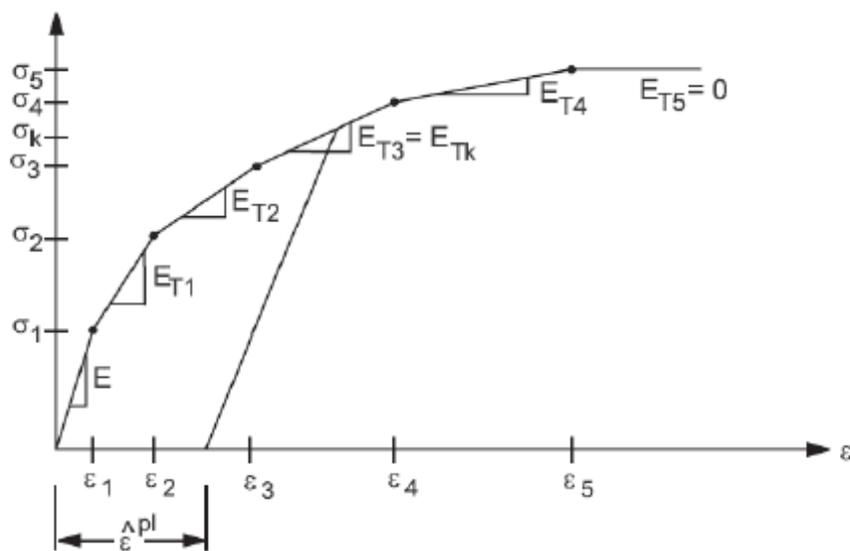


Figura 2.5. Comportamiento uniaxial del acero para endurecimiento isotrópico multi-lineal. Fuente: (Basan, 2016)

La relación esfuerzo - deformación del acero que se le suministra al modelo de elementos finitos es imperativa, aunque no con el mismo grado de importancia que el modelo del CDP, especialmente los parámetros de daño. Sin embargo, debe tener una calidad muy precisa en cuanto a los parámetros que la rigen, siendo estos f_y , f_u , ϵ_y , ϵ_u , ϵ_h , E , E_h y n los más significativos en el comportamiento y en la factibilidad de los resultados. En cuanto al comportamiento del acero existen varios estudios como el de (Johnson S. , 2006), el cual describe los distintos modelos constitutivos del acero que se pueden utilizar en ABAQUS y en otros software de FEA explicando el efecto que estos causan en los resultados. Los estudios de (Luquin & Saladrigas, 2011; Pinnola, Zavarise, Del Prete, & Franchi, 2003; Real & Gardner, 2015; entre otros), describen las curvas de (Gardner & Ashraf, 2006; Hill, 1944; Hollomon, 1945; Mendiguren, Trujillo, Cortes, & Galdos, 2013; Mirambell & Real, 2000; Ramberg & Osgood, 1943; Rasmussen, 2003) mediante una forma parabólica desde el punto en que inicia la carga hasta ϵ_u , lo cual las hace viables para ilustrar el comportamiento de aceros inoxidables como se puede notar en las figuras 2.5, 2.6, 2.7, 2.8 y 2.9. La figura 2.5 ilustra el modelo multi-lineal o multi-etapas el cual es famoso por su precisión y además se correlaciona bien conforme a los demás modelos conocidos demostrando ser una especie de promedio de los mismos como se puede ver en la figura 2.6. Existen modelos similares como el que se ilustra en las figuras 2.8 y 2.9, el problema con estos radica en que su modelo matemático no es tan sencillo como los anteriores y en que además se debe tener un conocimiento más profundo de los parámetros, o si es posible, tener valores reales.

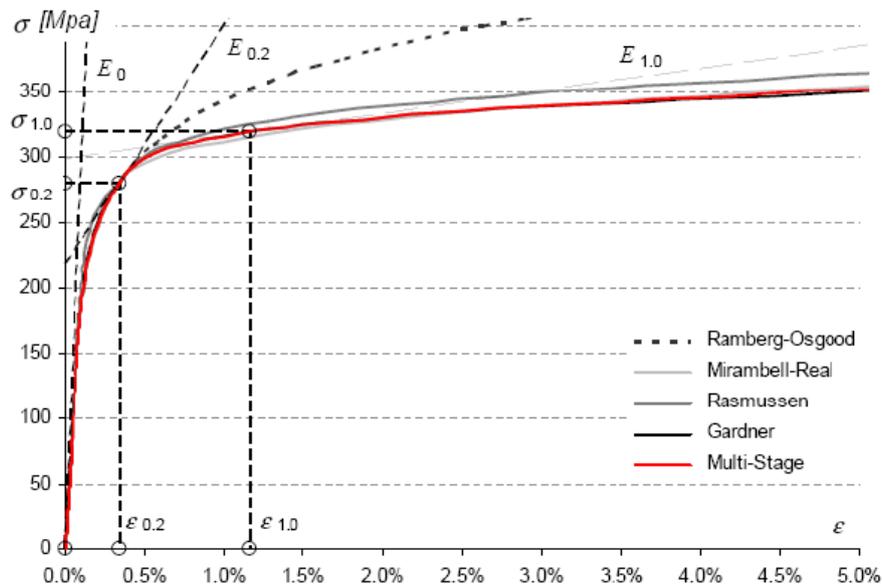


Figura 2.6. Comparación del comportamiento uniaxial con endurecimiento de varios modelos constitutivos para acero inoxidable. Fuente: (Luquin & Saladrigas, 2011)

En contraste a los modelos expuestos, (Khalfallah, Charif, & Mohammed, 2012) entre otros, toma en cuenta solo intervalos lineales utilizando entonces un modelo elástico-plástico bilineal. Finalmente (Chang & Mander, 1994; Sadowski A. J., Rotter, Reinke, & Ummenhofer, 2014; Sadowski A. J., Rotter, Stafford, Reinke, & Ummenhofer, 2017) consideran el verdadero recorrido de las curvas de acero en base a ensayos de compresión y tensión uniaxial, tomando en cuenta un intervalo de plasticidad casi perfecta y otro que contiene un endurecimiento parabólico de deformación hasta llegar a ϵ_u . La siguiente figura muestra la importancia de utilizar un modelo de acero al carbón y además que el mismo sea versátil en el análisis numérico de elementos finitos ya que la convergencia es aún más eficiente cuando no se tienen tantas pendientes o una curva suave en el modelo.

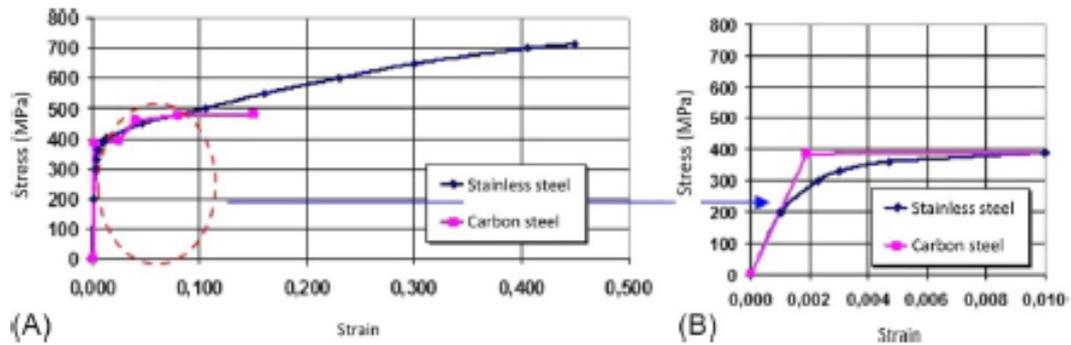


Figura 2.7. Curvas esfuerzo versus deformación de acero al carbono y acero inoxidable. (A) Curvas de rango completo. (B) Segmento inicial. Fuente: (Velasco, De Lima, De Andrade, Velasco, & Da Silva, 2017)

En cuanto al modelo constitutivo de los pasadores de corte existen modelos como los ilustrados en las investigaciones de (Elmatzoglou & Advelas, 2017; Tsavdaridis, 2014) las cuales describen el comportamiento de los pernos respecto a una curva corte-deslizamiento. En el presente estudio se utilizó relaciones esfuerzo - deformación uniaxiales para contemplar el comportamiento de los pernos en el modelo ya que curvas corte-deslizamiento rara vez son investigadas por un fabricante de acero e incluso son complejas de examinar en un ensayo de laboratorio. El deslizamiento de un solo perno realmente depende del claro a salvar, las condiciones de apoyo, la geometría de los materiales, el número de pernos, etc., detalles que siempre serán diferentes dependiendo cada circunstancia. Además, hay que recordar que con el apoyo de un análisis FEM se pueden evaluar todos estos detalles de manera integral, entonces no es recomendable tener deslizamientos que estén basados en un sistema que no concuerda de manera directa con lo que se tiene en esta situación. Al evaluar toda la interfaz del comportamiento teniendo en cuenta propiedades individuales de cada material el único requisito fundamental es emplear curvas esfuerzo - deformación uniaxiales del material. El módulo de corte depende del módulo de elasticidad lo cual de igual manera producirá una rigidez horizontal en el sistema. Se debe tener extremo cuidado al modelar situaciones como no duplicar el efecto del acero de estar embebido. Esto es importante en el caso de decidir

utilizar curvas corte-deslizamiento ya que estas ya tomaron en cuenta este efecto en un ensayo que considera el confinamiento del concreto en los pernos. Por esta razón cuando se decide emplear un análisis FEA se debe aprovechar las ventajas que permite siendo en este caso poder evaluar el desempeño del sistema desde emplear únicamente la constitutividad intrínseca de cada material individual y la interacción entre ellos. En las siguientes figuras se puede notar que, a pesar de ser curvas de acero inoxidable, se tiene un comportamiento casi bilineal cerca de la vecindad de la fluencia lo cual es un primer indicador para utilizar un modelo bilineal para este estudio.

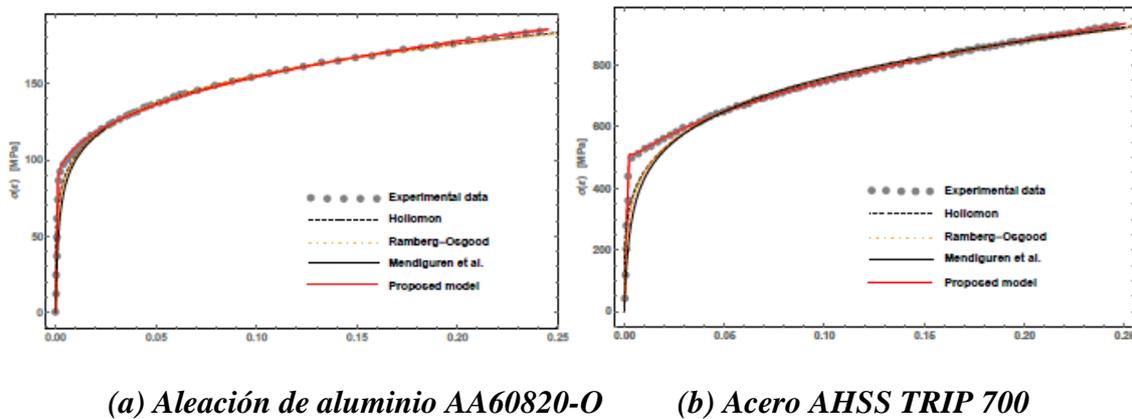


Figura 2.8. Relación esfuerzo-deformación del acero: datos experimentales y cuatro modelos ajustados. Fuente: (Pinnola et al., 2003)

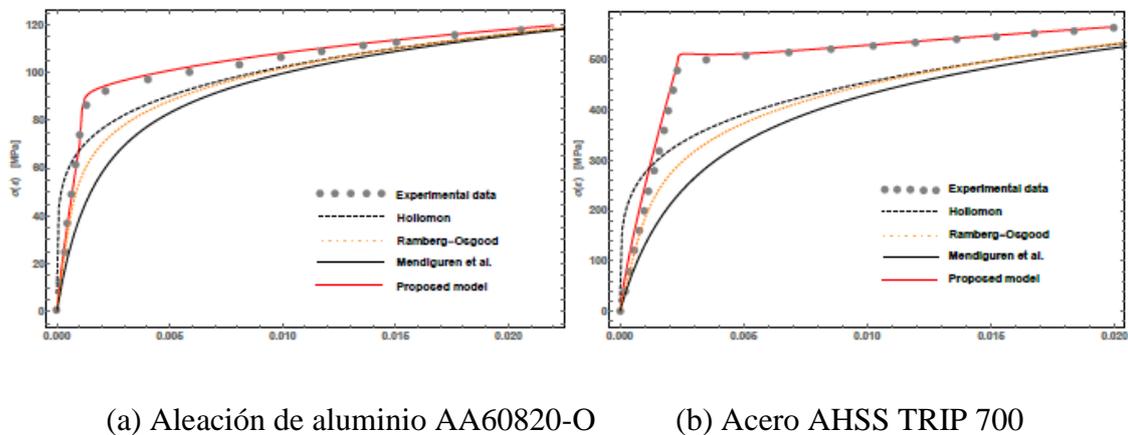


Figura 2.9. Ampliación de la relación esfuerzo-deformación del acero cerca del punto de fluencia: Datos experimentales y cuatro modelos ajustados. Fuente: (Pinnola et al., 2003)

En esta investigación, dado que los esfuerzos de los resultados están limitados hasta el límite de servicio el cual posee deformaciones que llegan tan solo a un rango elástico, se toma en cuenta únicamente un modelo constitutivo elásto-plástico bilineal con endurecimiento en la meseta, la cual normalmente se considera como un rango de plasticidad perfecta. En este estudio, el endurecimiento en la meseta se tomó como $0.3\%E \pm 0.175\%E$ según el grado del acero que se esté utilizando, valores que fueron investigados por (Sadowski A. J. et al., 2017). Además, se utilizaron otros parámetros como un factor de aumento de la resistencia del acero, tomando en cuenta la resistencia real que este tiene en comparación al f_y nominal, por ejemplo. Estos factores y los parámetros establecidos anteriormente se verificaron con (Hortigón, 2015; Sadowski A. J. et al., 2017), las cuales son investigaciones que poseen numerosas tablas de propiedades basadas en ensayos experimentales y por ende brindan un buen aporte para el análisis paramétrico del acero. Como ultima justificación del uso de un modelo bilineal, se observa en el libro de Vellasco, “Modelación de Estructuras de Acero y Compuestas”, que no es necesario un modelo multi-lineal en cuanto al impacto que se tiene en la calidad de los resultados, y que además no es aconsejable debido al tiempo de convergencia. La siguiente figura muestra el modelo utilizado por Vellasco para el análisis de pórticos semirrígidos el cual se puede decir que es un modelo tri-lineal ya que el si necesita evaluar un rango no lineal con deformaciones más altas. En esta investigación, se generaron curvas parabólicas para el último tramo, pero no se incluyeron en el modelo ya que el enfoque de diseño de vigas compuestas está situado en la respuesta en el rango de servicio.

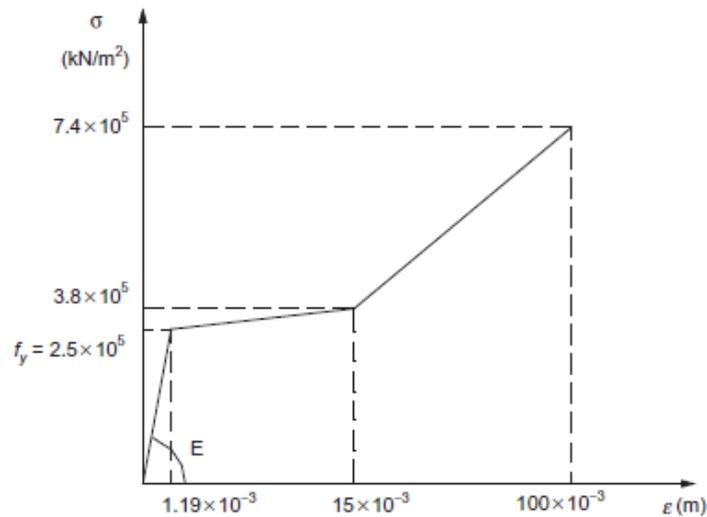


Figura 2.10. Modelo constitutivo del acero utilizado en un modelado numérico de pórticos semirrígidos. Fuente: (Velasco et al., 2017)

2.2.2. Factibilidad de los Resultados

La veracidad de los resultados es una característica imperativa que la mayoría de autores mencionan al comienzo y luego reiteran al final de sus investigaciones. Este tipo de investigación tiene la ventaja de estar integralmente apoyada por distintos tipos de estudios estructurales que comparan los resultados de elementos finitos con datos experimentales, especialmente estudios en vigas compuestas. En el estudio de (Sümer & Aktaş, 2015), el modelo de elementos finitos es verificado mediante tres pruebas experimentales diferentes. Al igual que en la presente investigación, utilizo el software de elementos finitos ABAQUS para modelar el concreto armado con enfoque de plasticidad por daño. Este autor colectivamente con (Genikomou & Polak, s.f.; Michał & Andrzej, 2015) recalcan que la diferencia entre resultados de modelos numéricos y pruebas experimentales están en un rango aceptable.

2.2.3. Evolución de la Filosofía y los Modelos Analíticos

Existe una variedad de investigaciones que han aportado al entendimiento del comportamiento no lineal de vigas compuestas desde un punto de vista analítico tales

como (Fabbrocino, Manfredi, & Cosenza, 2000; Mafipour, Homayoun, Tatlari, & Reza, 2019; Shalall, 2005) versus otras que aportan respecto a una perspectiva numérica como por ejemplo las investigaciones de FEA mencionadas anteriormente al igual que la presente investigación, ambos tipos de aportes siempre siendo justificados desde ensayos experimentales. Fabbrocino evalúa las suposiciones hechas generalmente en flexión positiva y negativa y luego propone una metodología en base a un modelo analítico para obtener diagramas momento - curvatura para flexión positiva. Saeed de manera analítica similarmente propone una formulación cerrada para calcular valores precisos no compuestos de deslizamiento y rigidez a la flexión. El modelo analítico tiene el objetivo de determinar curvaturas, rigidez a flexión, deslizamiento en la interfaz de los elementos, etc., existiendo acción parcial o completa del sistema. Shalall también genera un modelo analítico para análisis no lineal de vigas compuestas el cual pretende discretizar el modelo en varias franjas para así saber el EI equivalente que este posee. El módulo de elasticidad para cada material de la viga compuesta es una función del valor de deformación unitaria en el punto considerado la cual varía según la profundidad de la viga. Como producto genera ecuaciones analíticas que describen el comportamiento entre la interface de los materiales.

Pocos libros como (Oehlers & Bradford, 1999) el cual fue sugerido por el Dr. Amar Prakash, describen en detalle el efecto del corte vertical sobre la capacidad de flexión, la variación de la capacidad a flexión a lo largo de una viga, la resistencia de un pasador a las fuerzas del flujo de cortante, fractura de los pasadores de corte debido al deslizamiento excesivo en vigas simplemente soportadas, transferencia de fuerzas de corte longitudinal, fenómeno de división local y resistencia del pasador post agrietamiento, conceptos significantes cuando se pretende entender la filosofía del comportamiento compuesto de estos sistemas. (Johnson R. P., 2004) otro libro propuesto

por el Dr. Prakash, aborda el efecto del deslizamiento sobre los esfuerzos y deflexiones y además considera la ductilidad de los conectores y la respuesta del sistema debida a la flexibilidad de los mismos. De manera similar a modelos analíticos planteados en investigaciones descritas anteriormente, el libro describe un modelo analítico en su apéndice A el cual utiliza relaciones de compatibilidad para obtener el deslizamiento y curvatura a lo largo de la sección del elemento.

Continuando con la evolución de los modelos analíticos (Garcia & Molina, 2008) proponen un modelo analítico para el rango elástico y plástico de vigas compuestas y además genera una ecuación para calcular la resistencia de los pasadores de corte, conjuntamente con una nueva ecuación de la inercia efectiva mejor que la que poseía el IASC (International Association of Structural Control) en ese entonces, año 2008. Al aplicar la metodología de diseño propuesta para los pasadores y la inercia efectiva que él propone, se obtienen resultados aproximados al comportamiento observado en los ensayos. Se deben de tener en cuenta para la aplicación de la metodología las bases de la formulación, como es el rango de separación de los conectores y la resistencia de los concretos empleada. Este exceso de constantes debe ser reducido desarrollando investigaciones que tengan en cuenta mayor número de variables, así como se pretende en esta investigación. Hay que recordar que el comportamiento de una viga se puede volver no lineal dentro del límite $L/360$ habitual, lo que indica que se debe tener cuidado al calcular las deflexiones utilizando la teoría elástica lineal. Se reitera además que el procedimiento de momento de inercia de límite inferior utilizado actualmente en el manual LRFD proporciona una buena estimación de la rigidez inicial, pero no proporciona orientación sobre el rango del comportamiento elástico (Leon R. T., 1990).

Finalmente se tiene el estudio (Wickline, 2002) el cual brinda varios modelos analíticos para la determinación de la inercia efectiva de elementos de concreto reforzado

describiendo un proceso de evolución de dicho cálculo. Comprender este proceso de evolución es fundamental y puede llegar a ser una herramienta versátil en la trayectoria de la mejora de la ecuación I_{LB} . Este proceso en particular maduro cuando se fue tomando en cuenta la magnitud y posición de la carga en correlación con el estado elástico o plástico que la viga desempeña en ese momento. Es decir, cuando se empezó a considerar como la carga afecta el comportamiento lineal de la viga el cual es imprescindible de conocer en cuanto a sus límites ya que al volverse plástico el sistema responde con diferente sensibilidad a la carga. Previamente se abordó el tema de introducir la carga a la ecuación para mejorar su precisión. En otros estudios sería de gran ayuda en caso sea necesario utilizar este enfoque como una solución a las deficiencias de la ecuación I_{LB} .

2.2.3.1. Filosofía del Cálculo de Rigidez a Flexión Según el (AISC 360, 2016)

El manual usa $\Sigma Q_n / f_y$ como el área equivalente de acero porque está calculando I_{LB} en condiciones últimas y no en condiciones elásticas. En un análisis elástico, se utiliza la sección transformada para encontrar el área equivalente de acero. Para un análisis plástico en este caso el manual usa $\Sigma Q_n / f_y$ que no es exacto y, por ende, lleva a un resultado que es un límite inferior para I_{LB} . Por esta razón se vuelve imperativo investigar aún más este enfoque y además ofrecer un método alternativo que refine la filosofía del mismo formulando otra ecuación o calibrando la forma en que se obtiene el área equivalente de acero, siendo los resultados de la presente investigación un insumo importante para dicha tarea.

2.3. Estudio de Casos

En este punto se evaluó que casos serían los más incidentes en el comportamiento de los resultados dado el tipo de investigación que se está realizando. Se llegó a la conclusión que se debía visualizar esta situación desde una perspectiva de análisis

paramétrico de los datos más importantes que se utilizan al evaluar la rigidez a flexión de vigas compuestas siendo estos según el estado del arte de la materia en estudio los siguientes: Modelo constitutivo de los materiales, condiciones de poyo del sistema, ancho efectivo de la losa de concreto, tipo y magnitud de carga, geometría del modelo, interacción de la interfaz entre los materiales y su respectivo modelado en ABAQUS, tamaño y discretización del mesh o mallado del modelo, y la capacidad real de los pernos conjuntamente con su cantidad.

Luego de realizar una investigación específica de la incidencia que tiene cada uno de estos parámetros en los resultados de inercia de vigas compuestas se llegó a la conclusión que existen tres de estos que afectan considerablemente el comportamiento siendo estos: El modelo constitutivo de los materiales, geometría del modelo, la deformación por corte y la capacidad real de los pernos conjuntamente con su cantidad.

El efecto de los conectores es importante ya que la interfaz entre el acero y el concreto está controlada por los mismos. La ecuación que gobierna la fuerza del conector es sustancial en el cálculo. (AISC 360, 2016) utiliza su ecuación en el Capítulo I, pero otros investigadores han propuesto diferentes ecuaciones para Q_n basadas en la relación fuerza-deslizamiento del conector, las cuales han probado ser prometedoras. Este tipo de diferencias en el cálculo del comportamiento de los conectores en condiciones últimas tiene un impacto considerable en el cálculo de rigidez de la sección compuesta. El modelo constitutivo de los materiales es quizás el más importante, sin embargo, no está incorporado en la ecuación actual lo que hace imprescindible que se vuelva a reevaluar en esta investigación. Finalmente se tiene que, entre los diferentes parámetros geométricos de una viga compuesta, el más incidente en el comportamiento de la inercia resultante, especialmente en la parte elástica, es la relación t/b_{ef} de la losa de concreto.

3. Materiales y Métodos

3.1. Delimitación Espacial y Temporal de la Investigación

3.1.1. Necesidades a Cubrir y Propuesta de Solución

Las necesidades existentes son la falta de conocimiento del comportamiento real de la rigidez a flexión en vigas compuestas bajo cargas de servicio y la inexactitud de la ecuación del *Límite Inferior del Momento de Inercia* (I_{LB}) que rige dicho comportamiento actualmente en la normativa.

La solución propuesta es comparar la ecuación del *Límite Inferior del Momento de Inercia* (I_{LB}) con los resultados del FEA y discutir como ambos producen inconsistencias con la realidad para ciertas situaciones. Para alcanzar esto, se implementó un análisis numérico para comprender de mejor manera el comportamiento lineal y no lineal desempeñado por vigas compuestas bajo cargas de servicio tomando en cuenta factores que no han sido involucrados y que seguramente son la razón de la falta de precisión de la ecuación existente. A pesar que estos factores no se han estudiado profundamente, se sabe que son responsables directamente de la mala correlación existente entre el desempeño real de rigidez a flexión y la ecuación que rige este comportamiento actualmente. Comprender y conocer los factores más impactantes es imprescindible, por lo tanto, se hace una breve discusión de los factores a lo largo de la investigación que hasta el momento han destacado en la inexactitud de resultados de deflexión en la práctica y estudios anteriores.

3.1.2. Variables del Estudio Paramétrico

Independientes: f'_c del Concreto, f_y del Acero, Relación (t/b_{ef}) del Área de Concreto, Resistencia Última de los Pasadores de Corte, y Numero de Pasadores de Corte.

Dependientes: Deflexión, Deslizamiento Entre Materiales (Interacción Acero-Concreto-Pernos), Diagramas Carga-Deflexión.

3.1.3. Enfoque de la Investigación

3.1.3.1. Tipo de Investigación

Este estudio obedece a un tipo investigativo cuantitativo, ya que se hace una recopilación de información para poder hacer un análisis de variables y factores acerca del problema de investigación, con el fin de poder analizar, correlacionar y finalmente proponer soluciones a necesidades existentes.

3.2. Técnicas de Análisis de la Información

Hacer experimentos es difícil y requiere varios recursos, en este caso la opción más viable fue hacer un FEA de vigas compuestas simplemente apoyadas bajo carga uniformemente distribuida para obtener curvas carga-deflexión que puedan servir a la comunidad estructural. Como técnica fundamental de análisis de la información en este estudio se utilizó el software ABAQUS versión 6.14, para poder generar resultados cercanos a la realidad que sirvan de referencia y puedan después ser comparados con la ecuación del *Límite Inferior del Momento de Inercia* (I_{LB}). De esta manera se pudo realizar un análisis del comportamiento de las variables aisladas, algo que sirvió para estimar de forma más precisa el impacto de cada parámetro en la rigidez a flexión de vigas compuestas.

El otro programa fundamental en esta investigación fue Excel ya que en este programa se llevó a cabo toda la parte analítica y correlacional de la misma. Se utilizó además para programar el cálculo de I_{LB} , M_P y M_Y teóricos según lo descrito en (AISC 360, 2016) lo cual fue esencial en la comparación de los resultados con la normativa vigente y con lo que se esperaría en la realidad. Como era de esperarse, los resultados del modelo numérico fueron más conservadores que los resultados normativos y reales de las vigas.

3.3. Métodos para el Análisis y Validación de la Información

La estructura de este trabajo es preponderantemente cuantitativa analítica, ya que se analizan y comparan distintas variables implementando un método teórico contra un método numérico, con el fin de ampliar el conocimiento del comportamiento de un determinado sistema para así conocer los alcances de cada método y sus limitaciones.

Actualmente en la Ingeniería Estructural, para verificar la veracidad de las investigaciones, se ha optado por realizar tres tipos de análisis o metodologías para evaluar y validar lo que se pretende investigar. Estos tres tipos son; realizar un ensayo experimental real del fenómeno en estudio, modelar el fenómeno en algún software, y realizar un análisis analítico utilizando las leyes físicas y químicas que se tienen actualmente que describen el fenómeno. En esta investigación, debido a la cantidad de recursos económicos que requiere el realizar ensayos experimentales en laboratorio, no se optara por utilizar esta opción. Realizar un análisis analítico es pertinente económicamente, pero en cuanto a tiempo y recursos académicos se torna no viable. Se utilizó entonces la opción restante debido a que no requiere tantos recursos en comparación a la primera o tercera opción.

3.3.1. Estructura del Método y Visualización del Alcance

Primero se realizó un FEA de un modelo de viga compuesta que describe el comportamiento real de estos sistemas. El modelo se validó con el estudio de (Prakash et al., 2011) que realiza un experimento real contra uno numérico evaluando el comportamiento de una viga compuesta simplemente apoyada. Se compararon los diferenciales de ambos resultados para verificar la veracidad y precisión, así asegurando una buena representación de la interfaz entre el acero y el concreto y entre los conectores y ambos materiales. Finalmente se utilizó el modelo para generar un análisis de sensibilidad o estudio paramétrico que permita identificar el efecto de las variables independientes en el comportamiento de vigas compuestas simplemente apoyas con carga uniformemente distribuida y definir las ventajas y desventajas de utilizar la ecuación actual del (AISC 360, 2016), I_{LB} , para predecir la rigidez a flexión de estos sistemas.

Como producto de esta investigación se generaron, curvas carga-deflexión que ilustran el impacto de las variables independientes en el comportamiento de estos sistemas, y gráficos que comparan las deflexiones del estudio paramétrico contra deflexiones obtenidas empleando I_{LB} . Estos resultados podrán ser utilizados en futuras investigaciones para correlacionar y fijar coeficientes dentro de la ecuación I_{LB} , algo que es mucho más versátil que intentar integrar de manera analítica el comportamiento completo de todos los parámetros y condiciones que intervienen en el desempeño real del sistema. Además, se elaboraron directrices para una mejor comprensión y calibración de la modelación de un sistema en 3D de viga compuesta con características y requisitos necesarios que garanticen alcanzar resultados confiables.

4. Metodología

4.1. Modelado Por Elementos Finitos

El presente estudio utiliza el programa de elementos finitos ABAQUS versión 6.14 en conjunto con el sistema de unidades SI. Se desarrollan modelos tridimensionales de elementos finitos para simular el comportamiento no lineal geométrico y del material de la viga compuesta.

4.1.1. Representación de Materiales:

Elementos bloque, con integración reducida, isoperimétricos con 8 nodos (C3D8R) se seleccionaron de la biblioteca de elementos para modelar la losa de concreto, pasadores, apoyo, rigidizante y la viga de acero. La integración reducida evita el requisito de elementos sólidos de orden superior sin comprometer la precisión de las respuestas calculadas. Este elemento se ocupa de los problemas de reloj de arena que comúnmente surgen con elementos sólidos lineales continuos.

El elemento losa de concreto está definido por ocho nodos que tienen tres grados de libertad en cada uno, traslación en las direcciones x, y, y z. El modelo constitutivo del material es de plasticidad por daño para observar el daño por tracción y compresión durante el proceso de flexión y además tener mejores resultados de las deformaciones plásticas instantáneas en la interfaz alrededor de los pernos. El elemento será capaz de modificar grietas en tres direcciones ortogonales en tensión, modificar aplastamiento en compresión y experimentar deformación plástica.

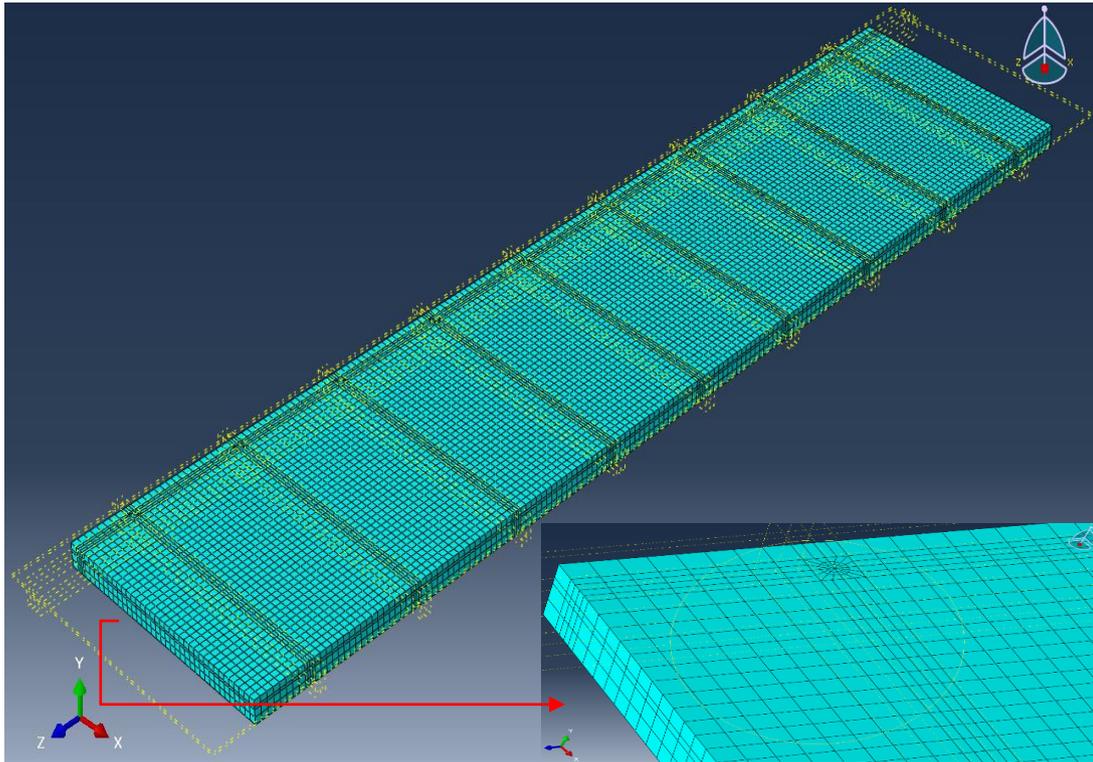


Figura 4.1. Mallado de la losa CDP. Fuente: Autoría propia

Los pasadores de corte serán elementos multidireccionales con capacidad de deflexión por fuerza generalizada no lineal que se puede utilizar en cualquier análisis. Este elemento tendrá una gran capacidad de desplazamiento para la cual puede haber tres grados de libertad en cada nodo. El elemento estará definido por 8 nodos y una curva esfuerzo deformación. Se utilizará acero como un material elasto-plástico para los pasadores de corte y la viga.

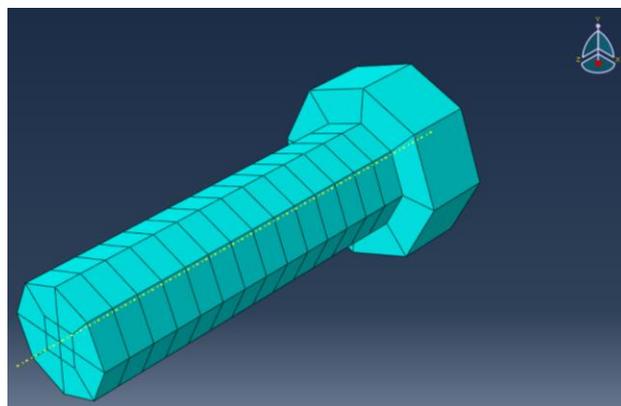


Figura 4.2. Mallado de perno de acero. Fuente: Autoría propia

Los elementos viga, rigidizante y apoyo tienen tres grados de libertad en cada nodo siendo traslaciones en las direcciones nodales x , y , y z . Las deformaciones serán lineales en ambas direcciones dentro del plano. Para el movimiento fuera del plano, se utiliza una interpolación mixta de componentes tensoriales. El elemento tendrá capacidad de plasticidad, fluencia, endurecimiento de esfuerzos, grandes deflexiones y grandes deformaciones.

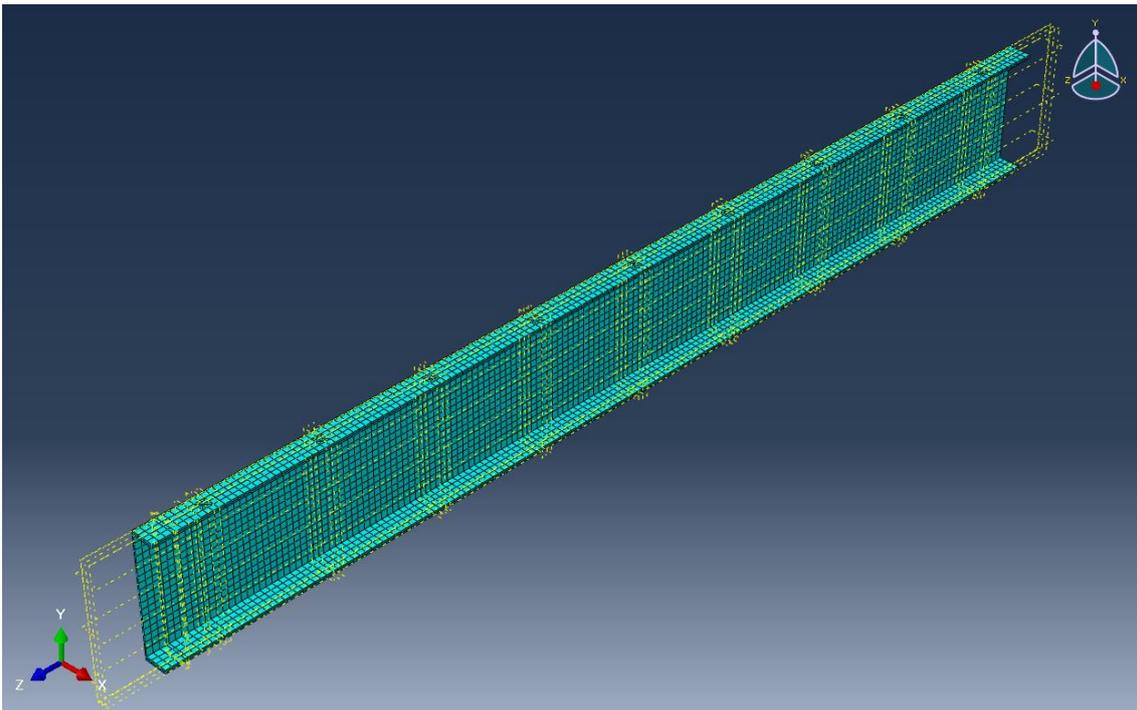


Figura 4.3. Mallado de viga de acero. Fuente: Autoría propia

El contacto entre los cuerpos rígidos con la viga (apoyos) se supone como un contacto de superficie a superficie con sus propiedades basadas en un coeficiente de fricción. La interacción mecánica entre los pasadores y las superficies de concreto se modela utilizando formulación friccional en dirección tangencial y contacto riguroso en dirección normal para evitar la penetración entre ambos. El método de penalización se utiliza para el comportamiento tangencial junto con un coeficiente de fricción de 0.4. Para la interacción normal se permitirá la separación después del contacto en el modelo de interacción ya que esto elucida el comportamiento real entre dos superficies que pueden

juntarse y separarse repetitivamente por la acción de las cargas impuestas dependiendo de la línea de fluencia de sus deformaciones y el posible pandeo local que pudiera causar separación en puntos determinados. Esto se puede definir fácilmente en la ventana de edición de la propiedad del contacto con tan solo seleccionar la opción.

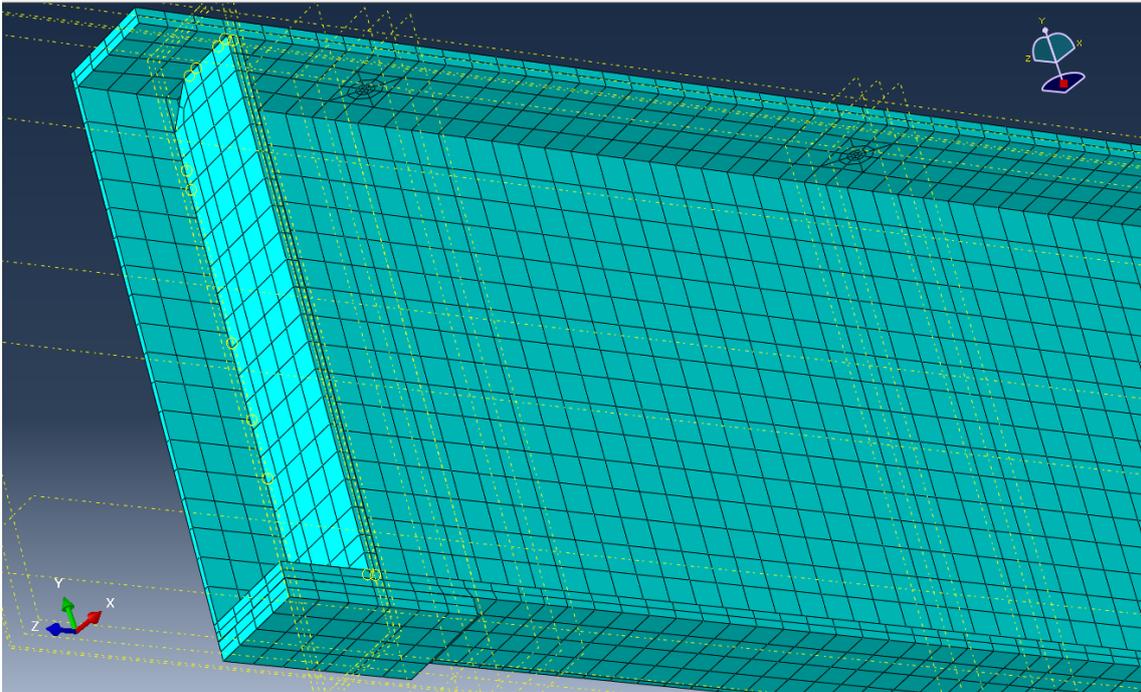


Figura 4.4. Mallado de rigidizante y placa de soporte. Fuente: Autoría propia

Para la interacción entre la losa de concreto y el patín superior de la viga de acero, la superficie de concreto se modela como slave (esclava) y la superficie del patín superior de la viga de acero se modela como master (maestra). Del mismo modo, la superficie de concreto alrededor del perno se modela como slave y la superficie curva de los pasadores como master. Deslizamiento finito junto con el método de contacto cinemático se utiliza para la interacción entre los pasadores y el concreto, y la viga y el concreto.

Las regiones soldadas como la soldadura de los pasadores a él patín de la viga de acero y la soldadura del rigidizante a el alma de la viga de acero se modelan utilizando restricciones tipo unión que suponen que no hay separación en las ubicaciones de

soldadura. Las barras de refuerzo longitudinal y transversal se modelan dentro del concreto con la opción de región embebida.

Las barras de acero son modeladas usando miembros con característica base de cable y sección tipo viga. Este elemento puede usarse para modelar armaduras, cables suspendidos, enlaces, resortes, etc. Se incluye la plasticidad, la fluencia del concreto, la hinchazón, el endurecimiento de esfuerzos y grandes capacidades de deflexión en la interacción de los materiales del modelo.

El algoritmo de contacto de penalización busca penetraciones de nodos esclavos en la configuración actual, incluidas las penetraciones de nodo a cara, de nodo a superficie rígida analítica y de borde a borde. Para el contacto de nodo a cara, las fuerzas que son una función de la distancia de penetración se aplican a los nodos esclavos para oponerse a la penetración, mientras que fuerzas iguales y opuestas actúan sobre la superficie maestra en el punto de penetración. Las fuerzas de contacto de la superficie maestra se distribuyen a los nodos de las caras maestras que se penetran. Para el contacto de borde a borde, las fuerzas de contacto opuestas se distribuyen a los nodos de los dos bordes de contacto.

Cuando se elige el método de penalización para hacer cumplir las restricciones de contacto en la dirección normal, también se usa para hacer cumplir la fricción de adherencia. Consecuentemente, el algoritmo de penalización introduce un comportamiento de rigidez adicional en un modelo, sin embargo, esta rigidez puede influir en el incremento de tiempo estable. Eficazmente, ABAQUS - Explicit tiene en cuenta automáticamente el efecto de las rigideces de penalización en el incremento de tiempo automático, aunque este efecto suele ser pequeño.

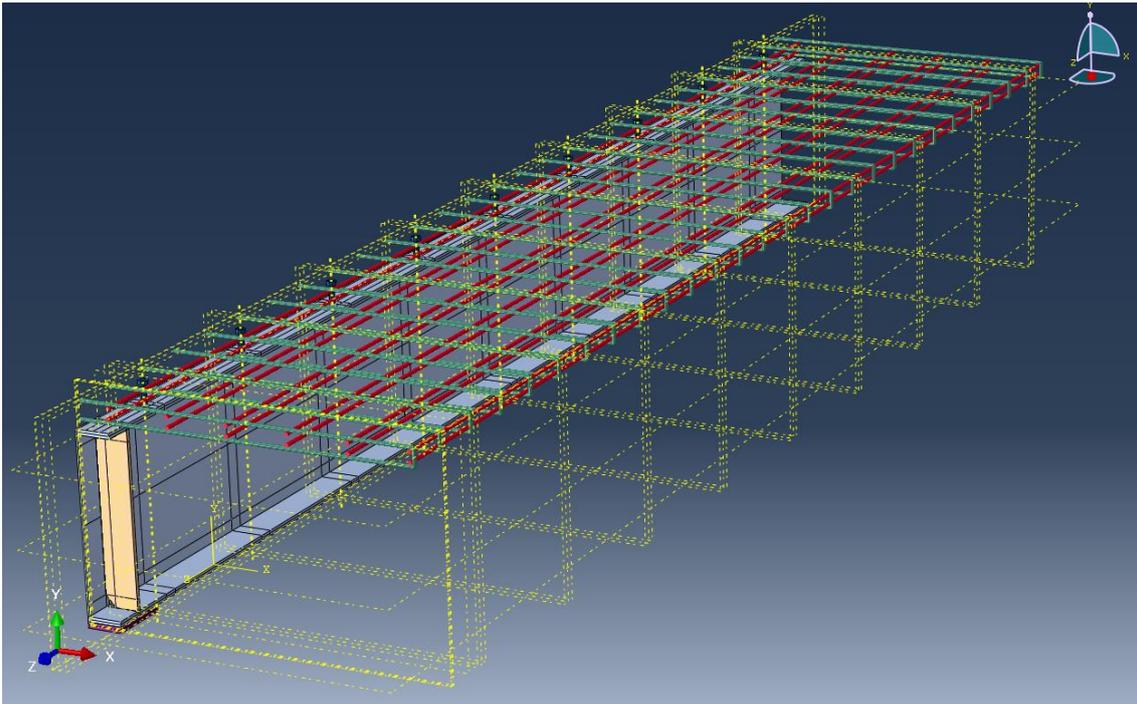


Figura 4.5. Refuerzo longitudinal y transversal de la losa. Fuente: Autoría propia

Para el análisis lineal y no lineal de los modelos se utilizó ABAQUS - Explicit el cual determina una solución al procesar y evaluar el estado cinemático de un incremento al siguiente, utilizando un incremento de tiempo más pequeño que el usado comúnmente en los análisis implícitos. El tamaño del incremento está limitado por el incremento de tiempo estable. De forma predeterminada, el incremento de tiempo está completamente automatizado en ABAQUS - Explicit. Se prefirió este método debido a que considera la dinámica del comportamiento, a diferencia de ABAQUS – Standard que utiliza el método de Newton-Raphson, el cual está basado en iteraciones para alcanzar un equilibrio estático aproximado.

4.2. Modelo Constitutivo de los Materiales

El modelo de "daño por plasticidad en el concreto" requiere las siguientes funciones:

- Relaciones esfuerzo-deformación para los comportamientos uniaxiales bajo cargas de compresión y tensión, incluida la descarga y recarga cíclicas
- Funciones para la evolución de las variables de daño d_c y d_t bajo cargas de compresión y tracción, respectivamente

4.2.1. Concreto en Compresión:

El comportamiento elásto-plástico del concreto en compresión, incluyendo el ablandamiento por deformación se expresa mediante las siguientes ecuaciones según (Carreira & Chu, 1985):

$$\sigma_c = \frac{f'_c \gamma \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c}}{(\gamma-1) + \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c}\right)^\gamma} \quad [4.1]$$

donde, σ_c es el esfuerzo de compresión en el concreto; ε_c es la deformación unitaria en el concreto; f'_c es la resistencia a la compresión de un cilindro de concreto; ε'_c es la deformación unitaria correspondiente a f'_c en MPa; y γ se define como:

$$\gamma = \left(\frac{f'_c}{32.4}\right)^3 + 1.55 \quad [4.2]$$

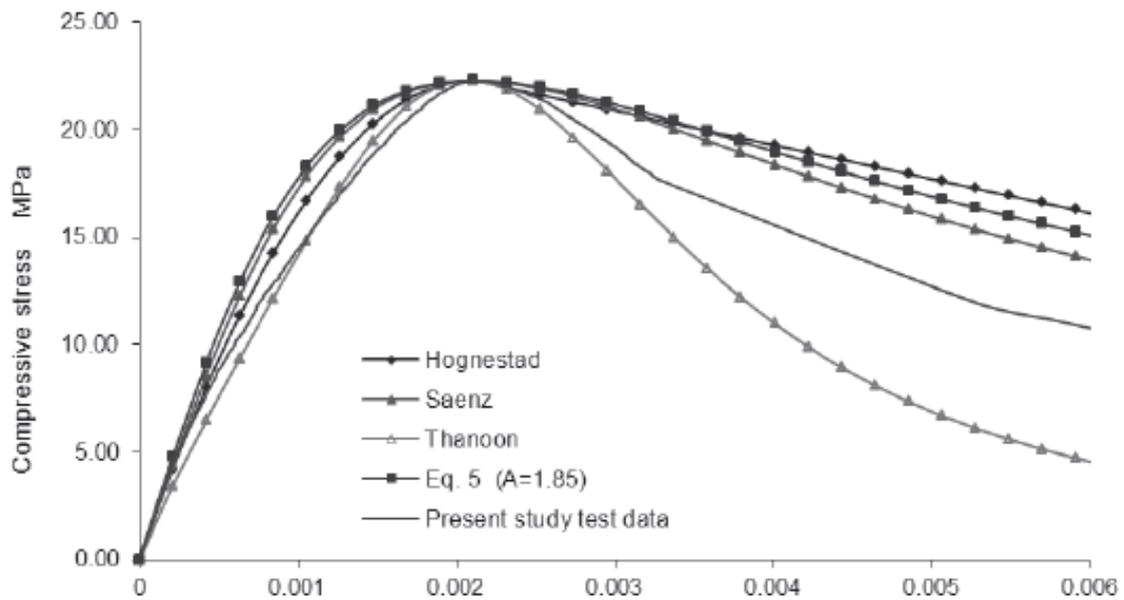


Figura 4.6. Comparación de curvas esfuerzo-deformación de concreto a compresión.
 Fuente: (Alwathaf, Thanoon, Jaafar, & Noorzaei, 2012).

La ecuación 5 en la figura es el modelo de (Carreira & Chu, 1985). La deformación unitaria a compresión máxima para el concreto ϵ'_c se consideró como 0.002 ya que este es el valor que se tiene por lo general. En este FEA no lineal, se supone que el comportamiento esfuerzo - deformación del concreto en compresión es lineal elástico hasta $0.4f'_c$. Tomando en cuenta la confiabilidad de los resultados obtenidos por ambos estudios, esta curva esfuerzo - deformación es la que se utilizó en la validación y estudio paramétrico de esta investigación.

4.2.2. Concreto en Tensión:

En cuanto a la curva esfuerzo - deformación del concreto sometido a tensión, se tiene que su comportamiento sigue una línea recta hasta llegar al esfuerzo máximo a tensión del concreto f_{ctm} que es aproximadamente el 10% del esfuerzo máximo a compresión del concreto f'_c , y luego disminuye con un ablandamiento suave parabólico hasta llegar a una deformación unitaria última que es aproximadamente diez veces más larga que ϵ_{cr} la cual es la deformación unitaria cuando el concreto alcanza su esfuerzo

máximo a tensión f_{ctm} . Para trazar la curva $\sigma_t - \varepsilon_t$ se debe definir la forma de la función de debilitamiento o ablandamiento. De acuerdo con el manual del usuario de ABAQUS, la tensión se puede reducir linealmente a cero, comenzando desde el momento en que alcanza la resistencia a la tracción para la tensión total, diez veces mayor que en el momento de alcanzar f_{ctm} . Sin embargo, para describir con precisión esta función, el modelo debe calibrarse con resultados experimentales. Para este estudio el valor de n en la ecuación se tiene que es 0.75 ya que tiene un ablandamiento muy similar a las características descritas anteriormente las cuales se pueden apreciar en la mayoría de investigaciones que definen el comportamiento del concreto a tensión.

La relación adecuada fue propuesta por (Wang & Hsu, 2001), entre otros:

$$\sigma_t = \begin{cases} E_c \varepsilon_t & , \quad \varepsilon_t \leq \varepsilon_{cr} \\ f_{cm} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^{0.75} & , \quad \varepsilon_t > \varepsilon_{cr} \end{cases} \quad [4.3 \text{ y } 4.4]$$

Dado que el endurecimiento de la tensión puede afectar considerablemente los resultados del análisis y la relación necesita calibrarse para una simulación dada, se propone utilizar la fórmula de Wang & Hsu modificada para la función de debilitamiento:

$$\sigma_t = f_{cm} \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^n, \quad \varepsilon_t > \varepsilon_{cr} \quad [4.5]$$

donde n representa la tasa de debilitamiento.

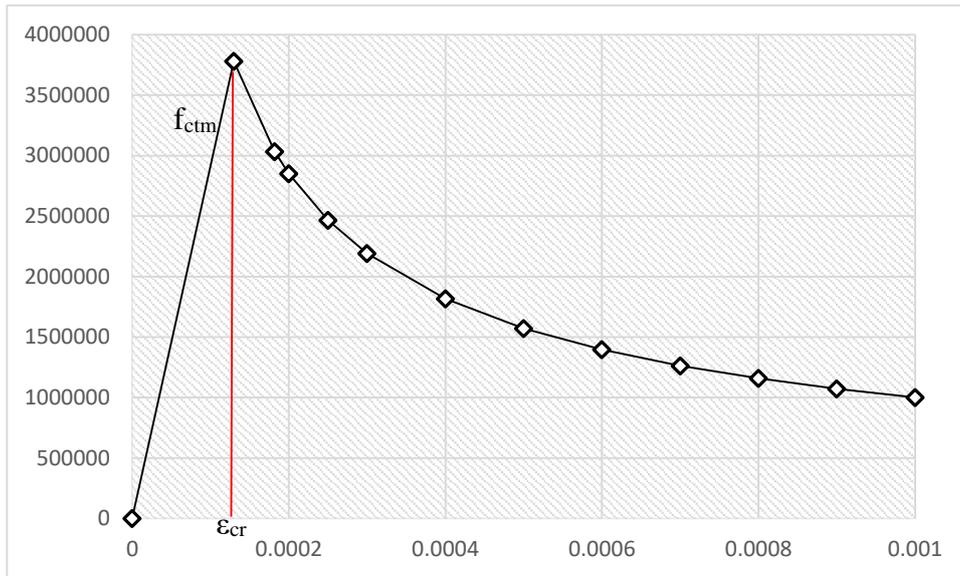


Figura 4.7. Curva $\sigma_t - \epsilon_t$ en Pa de un concreto 36MPa para un $n = 0.65$. Fuente: (Autoría propia)

La constitutividad del daño puede introducirse en el modelo y se define por separado en compresión y tensión. De ser necesario el modelo también puede equiparse con regularización visco-plástica que proporciona ductilidad adicional en la estructura y ayuda a superar los problemas de convergencia que se han creado por la localización de grietas y deformaciones que se basan en el enfoque de fisuración distribuida.

4.2.3. Cálculo de los Parámetros de Daño

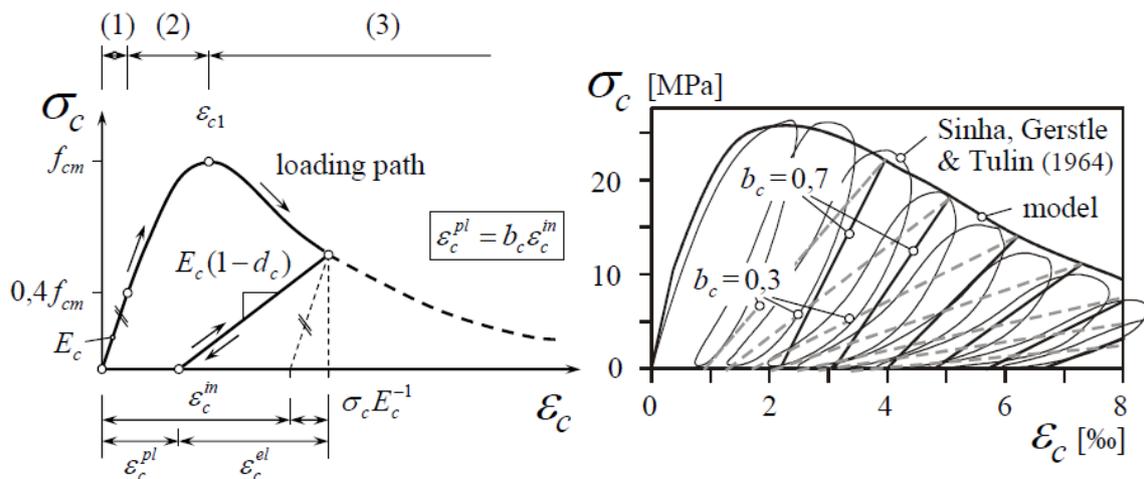


Figura 4.8. Relación esfuerzo-deformación del concreto para carga compresiva (cíclica). Fuente: (Sinha et al., 1964).

La evolución del componente de daño por compresión d_c está vinculada a la deformación plástica correspondiente ε_c^{pl} , que se determina proporcionalmente a la deformación inelástica $\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \sigma_c E_c^{-1}$ usando un factor constante $b_c = 0.7$ con $0 < b_c < 1$.

[4.6]

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{ck} - \frac{d_c}{1 - d_c} \frac{\sigma_c}{E_0}$$

Un valor $b_c = 0.7$ encaja bien con los datos experimentales de las pruebas cíclicas (figura anterior). La mayor parte del esfuerzo de compresión inelástica se mantiene después de la descarga. En general, la descarga y recarga posterior hasta la ruta monotónica se producen linealmente sin bucles históricos.

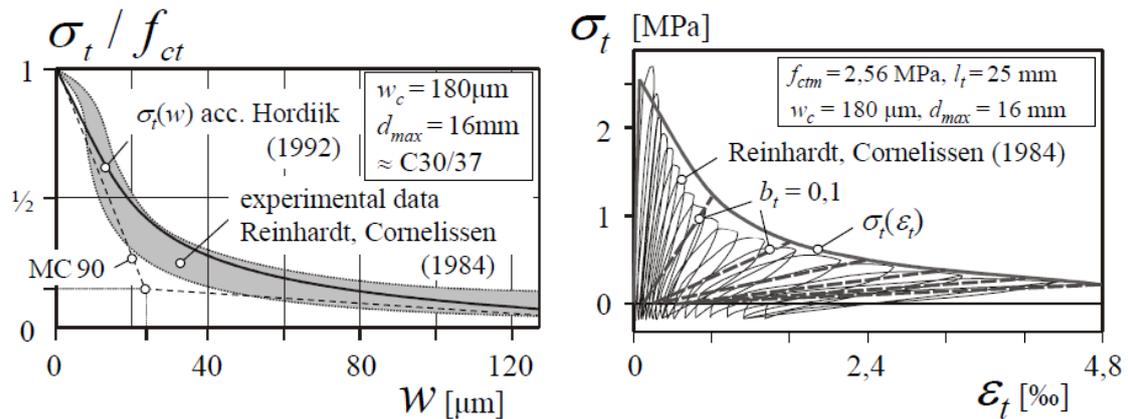


Figura 4.9. Apertura de grietas de tensión y relaciones esfuerzo-deformación del concreto para carga de tracción (cíclica). Fuente: (Reinhardt & Cornelissen, 1984).

Similar a el caso de compresión, el daño d_t depende de ε_t^{pl} y un parámetro determinado experimentalmente $b_t = 0.1$ (figura anterior). Por lo tanto, se supone que la descarga vuelve casi al origen y deja solo una pequeña deformación residual.

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{1 - d_t} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad [4.7]$$

4.2.4. Modelo Constitutivo de los Aceros a Utilizar

La relación esfuerzo-deformación uniaxial para el acero se idealizo como una curva bilineal, que representa el comportamiento elásto-plástico con endurecimiento por deformación. Se supone que esta relación es idéntica en tensión y en compresión, como se muestra en la figura posterior. En algunas investigaciones, se supone que el módulo de endurecimiento por deformación (E_T) es $(0.02 E_s)$, esto debido a que asumen un criterio parecido al de (Behnam et al., 2018). En este caso, por haber mayor interés en las condiciones de servicio del sistema, esto es indiferente, no obstante, se usan pendientes más conservadoras que se asemejan más a la realidad en la parte inicial de la plasticidad perfecta ya que además se tomó en cuenta los esfuerzos de fluencia y ultimo reales, análogo a emplear los coeficientes R_y y R_t para el acero según (AISC 360, 2016), buscando que los resultados se ajusten aún más a la realidad.

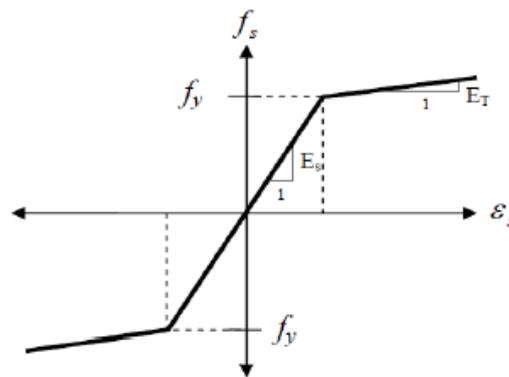


Figura 4.10. Curva esfuerzo-deformación idealizada de los materiales de acero a emplear. Fuente: (Amer & Qussay, 2013)

4.2.4.1. Ajuste de la Pendiente E_T para el Acero:

El criterio de fluencia de Von Mises con la regla de endurecimiento isotrópico se utiliza para representar el comportamiento real del acero. La relación esfuerzo-deformación es linealmente elástica hasta la fluencia, perfectamente plástica entre el límite elástico y el comienzo del endurecimiento por deformación como se muestra en la

figura posterior, y sigue la siguiente formula constitutiva en la rama de endurecimiento por deformación (Kemp, Dekker, & Trincherro, 1995).

$$\sigma = f_y + E_h(\varepsilon - \varepsilon_h) \left(1 - E_h \frac{\varepsilon - \varepsilon_h}{4(f_u - f_y)}\right) \quad [4.8]$$

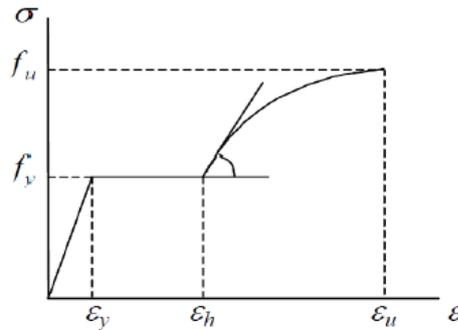


Figura 4.11. Curva esfuerzo-deformación con endurecimiento por deformación idealizada de los materiales de acero a emplear. Fuente: (Amer & Qussay, 2013)

Esta curva esfuerzo-deformación se utilizó para ajustar la pendiente E_T de los aceros utilizados ya que cada uno varía en su pendiente respecto a sus parámetros f_y , f_u , ε_y , ε_u , y ε_h . Estos parámetros se pueden obtener de estudios como (Hortigón, 2015) los cuales poseen una cantidad notable de aceros ensayados. Luego de escudriñar el estudio de (Sadowski A. J. et al., 2017) se utilizaron pendientes de $0.3\%E \pm 0.175\%E$ para los aceros en su intervalo de plasticidad casi perfecta. Existen algunas investigaciones que utilizan un E_T más elevado tales como (Behnam et al., 2018), que ajustan el valor de la pendiente para que intercepte el σ_u del acero. Esta es otra opción que se puede adoptar que da resultados menos conservadores para una deformación unitaria menor a ε_h , intervalo en el cual se obtiene menor plasticidad (o mayor endurecimiento).

4.2.4.2. Caracterización de la Relación Esfuerzo Real - Deformación Real

Para materiales estructurales de acero, la relación esfuerzo de ingeniería-deformación unitaria de ingeniería se puede convertir en la relación de esfuerzo real-deformación real de la siguiente manera:

$$\sigma_{real} = \sigma (1 + \varepsilon), \varepsilon_{real} = \ln (1 + \varepsilon) \quad [4.9]$$

donde σ_{real} es el esfuerzo verdadero, ε_{real} es la deformación real, σ es el esfuerzo de ingeniería y ε es el esfuerzo de ingeniería (Paik, 2018).

La figura posterior muestra la curva esfuerzo de ingeniería - deformación de ingeniería frente a la curva esfuerzo real - deformación real para acero dulce. Paik reconoce que la ecuación anterior tiende a sobreestimar los efectos de endurecimiento por deformación y de cuello (suavización por deformación). Para resolver este problema, Paik sugirió que la ecuación anterior se modifique mediante la introducción de un factor de caída que es una fórmula en función de la deformación de ingeniería de la siguiente manera:

$$\sigma_{real} = f(\varepsilon)\sigma(1 + \varepsilon), \quad \varepsilon_{real} = \ln(1 + \varepsilon) \quad [4.10]$$

$$f(\varepsilon) = \begin{cases} \frac{C_1 - 1}{\ln(1 + \varepsilon_T)} \ln(1 + \varepsilon) + 1, & 0 < \varepsilon \leq \varepsilon_T \\ \frac{C_2 - C_1}{\ln(1 + \varepsilon_F) - \ln(1 + \varepsilon_T)} \ln(1 + \varepsilon) + C_1 - \frac{(C_2 - C_1) \ln(1 + \varepsilon_T)}{\ln(1 + \varepsilon_F) - \ln(1 + \varepsilon_T)}, & \varepsilon_T < \varepsilon \leq \varepsilon_F \end{cases} \quad [4.11]$$

donde $f(\varepsilon)$ es el factor de caída en función de la deformación de ingeniería, ε_F es la deformación de fractura del material (alargamiento), ε_T es la deformación en el esfuerzo de tracción final, y C_1 y C_2 son las constantes de prueba afectadas por el tipo de material y espesor de placa, entre otros factores.

Según Paik aunque el factor de caída se rige por las características del tipo de material y el grosor de la placa, las constantes de prueba se pueden dar como $C_1 = 0.9$ y $C_2 = 0.85$ para acero suave y de alta resistencia. La posterior compara la curva de esfuerzo real y deformación real con la curva de esfuerzo real y deformación real modificada (con caída) del acero dulce, donde se aplican las constantes $C_1 = 0.9$ y $C_2 = 0.85$ tanto para acero dulce como para aleación de aluminio (Paik, 2018).

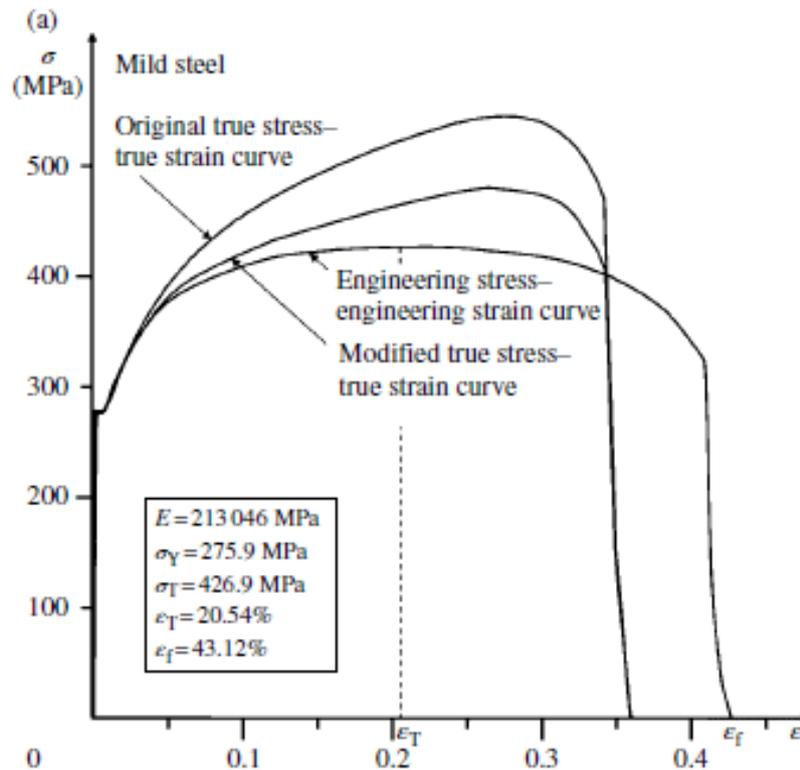


Figura 4.12. Curva esfuerzo-deformación de ingeniería versus curva esfuerzo-deformación real para acero dulce. Fuente: (Paik, 2018)

4.3. Validación del Modelo de Elementos Finitos

La validación del modelo de elementos finitos se realizó buscando obtener los mismos resultados que un modelo numérico validado por un ensayo experimental (Prakash et al., 2011) con características equivalentes. La capacidad de absorción de energía que es el área bajo la curva carga-deflexión, la variación de deslizamiento de la interfaz, y la variación de esfuerzo y deformación en elementos de acero y concreto se analizaron en esta sección.

4.3.1. Comportamiento de la Curva Carga-Deflexión

Se encontró hasta que puntos las curvas carga-deflexión tanto de este estudio como las del Dr. Prakash coinciden indicando hasta qué punto la carga inicia el proceso de degradación en la rigidez de la viga. Se comparó la deflexión máxima obtenida

numéricamente en el tramo medio y los esfuerzos correspondientes que generan la falla por flexión de la viga y se tuvieron valores casi exactos.

Se examinó el comportamiento descendente posterior al pico ya que este podría variar debido al modelo bilineal utilizado para el acero y al modelo de daño empleado para el concreto los cuales son carentes de parámetros experimentales. La opción de restricción tipo unión se usó para simplificar la carga analítica del modelo de análisis, sin embargo, esta no tiene en cuenta la contribución del collar de soldadura en la parte inferior de los pernos en la resistencia de las fuerzas de la interfaz. Esta y los efectos de confinamiento del concreto son posibles razones que habitualmente justifican las diferencias que se tienen en el comportamiento de la curva carga-deflexión de estos sistemas.

Se comparó la respuesta posterior al pico de la viga compuesta ya que en estos intervalos normalmente se tiene variaciones excesivas. Se consideró que la viga falla cuando el concreto en la parte superior cerca del soporte se aplasto y la reducción de carga fue considerable en relación a la máxima carga medida. Se comparó además la absorción de energía (área bajo curva) calculada en el modelo contra la obtenida del estudio del Dr. Prakash. Esto es importante para la respuesta no lineal de estructuras bajo carga severa.

4.3.2. Comportamiento del Deslizamiento de la Interfaz

El deslizamiento de la interfaz se calcula como la diferencia en el desplazamiento horizontal en dirección longitudinal entre los nodos de elementos finitos adyacentes en la losa de concreto y el patín superior de la viga de acero. En cuanto a los deslizamientos de la interfaz, estos se compararon en base a tres deflexiones distintas cerca de la carga de fluencia y la carga máxima de la viga, las cuales coincidieron de manera aceptable. Es normal que el deslizamiento de la interfaz aumente monótonicamente conforme se acerca

al soporte para los resultados del modelo, mientras que los valores experimentales usualmente muestran una ligera disminución cerca del soporte.

4.3.3. Agrietamiento y Aplastamiento en el Concreto

Se determinó la correlación existente entre el modelo y el estudio (Prakash et al., 2011) en cuanto al momento en que comenzaron a aparecer grietas de flexión en la cara inferior de la losa de concreto. Estas grietas crecieron aún más cuando se aumentó la carga hasta que se produjo el aplastamiento en la parte superior de la losa de concreto cerca del punto medio de la viga. Contornos de esfuerzos ayudaron a identificar el daño debido a la compresión cerca de la carga de fluencia en la parte inferior del pasador. Una verificación sustancial fue comparar el aplastamiento cerca del tramo medio y los respectivos valores de esfuerzo y deformación de compresión en el concreto que exhibió la cara superior de la losa, ya que esto validó el modelo constitutivo del material.

4.3.4. Fluencia y Pandeo Local en la Viga de Acero

La fluencia del patín inferior se examinó para así poder hacer una comparación de la capacidad de carga y la deformación correspondientes de fluencia, basadas en un análisis elástico de la viga contra los resultados experimentales y los resultados del modelo en validación. El pandeo local en el patín superior de la viga de acero se comparó cerca de la carga de falla y demostró tener el mismo mecanismo de deformación en cada localidad.

4.3.5. Respuesta de Los Pasadores de Corte

Se analizaron contornos de deformación real, para comparar el patrón en la deformación (o esfuerzo) dentro de la altura del pasador. Los contornos indicaron la inflexión entre las deformaciones de compresión y tracción, que afirman que el perno

tiende a deformarse en doble curvatura. Esta observación es importante para comprender la zona de daño en la vecindad de los pasadores. Según el Dr. Prakash y sus colegas se puede inferir con estas observaciones que el perno causa daños debido a las fuerzas de compresión en caras diagonalmente opuestas. Ahora bien, cuando se utiliza la formulación de restricción mecánica de contacto por penalización, los pasadores experimentan esfuerzos opuestos, lo cual significa que ya no se deforman por fluencia debida a esfuerzos cortantes y de tracción en la parte inferior del perno sino por flexión longitudinal. En otras palabras, este contacto garantiza que el perno no cederá en su conexión con la viga causando una unión casi rígida así generándose entonces un comportamiento del sistema más rígido y apegado a la realidad como se pudo ver en las curvas carga deflexión con contacto por penalización.

4.4. Estudio Paramétrico

4.4.1. Variables del Estudio Paramétrico

Tabla 4.1. Viga principal y variables

	Viga Principal	Estudio Paramétrico (20 Vigas)			
Parámetros	Valores Constantes	Variables a Examinar de Cada Parámetro			
f'_c (kg/cm ²)	211	281	352	422	493
f_y (kg/cm ²)	2539	3029	3518	3875	4222
(t/bef)	0.044	0.064	0.100	0.178	0.225
α (kg)	10841	14794	20781	30227	35459
# de Pasadores	36	48	60	72	84

Fuente: Autoría propia

La viga con los valores de la columna dos fue llamada “viga principal” ya que, para cada parámetro evaluado, cuatro de estos valores (los ajenos al parámetro en estudio) permanecen constantes y son referentes en la variación. De esta manera se puede examinar la variación de los resultados en base al cambio de una sola variable lo cual permitió definir curvas carga-deflexión que describen el cambio del comportamiento de la rigidez a flexión de una viga compuesta respecto a un solo parámetro. El ancho efectivo de la losa de concreto de la viga principal es de 228.6cm y su peralte es de 10.16cm. Los patines de la viga de acero tienen un espesor de 1.7272cm y un ancho de 22.86cm. El espesor del alma de la viga es de 1.1176cm y su peralte es de 60.706cm.

En los Anexos se encuentran las curvas esfuerzo - deformación empleadas para cada material en cada variación paramétrica. Esto es de mucha utilidad para aquellos que deseen replicar alguna viga de esta investigación y validar numéricamente el modelo que poseen.

4.5. Ecuación I_{LB}

Se utilizó Excel para realizar hojas de cálculo del *Límite Inferior del Momento de Inercia* (I_{LB}) para poder generar resultados de deflexiones de vigas compuestas utilizando las mismas variables del estudio paramétrico y así comparar la norma contra los resultados de elementos finitos. Se describió y explico el impacto de las variables, y adicionalmente se justificaron las divergencias en los gráficos respecto al comportamiento real, numérico y teórico de las vigas.

Analíticamente entonces la ecuación I_{LB} se acepta hasta el momento de la siguiente manera:

$$Y_{ENA} = \left[\left(A_s d_3 + \left(\frac{\sum Q_n}{f_y} \right) (2d_3 + d_1) \right) / \left(A_s + \frac{\sum Q_n}{f_y} \right) \right] \quad [4.13]$$

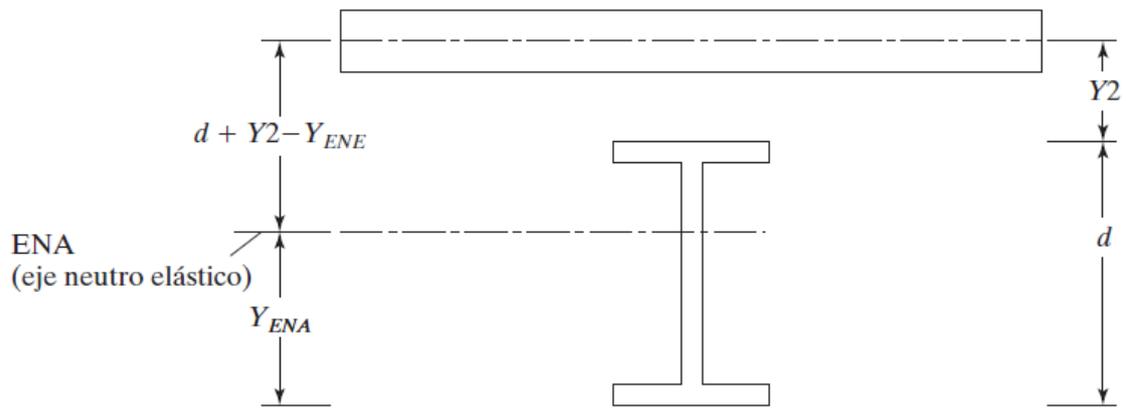


Figura 4.13. Descripción gráfica del cálculo de I_{LB} . Fuente: (AISC 360, 2016)

Aquí,

1. I_{LB} = límite inferior del momento de inercia, plg^4
2. I_s = momento de inercia de la sección de acero, plg^4
3. d_1 = distancia desde la fuerza de compresión en el concreto a la parte superior de la sección de acero, plg
4. d_3 = distancia desde la fuerza resultante de tensión del acero (para la fluencia de tensión de la sección completa) a la parte superior del acero, plg
5. Y_{ENA} = la distancia desde el paño inferior de la viga al eje neutro elástico (ENE por sus siglas en español), plg

$$Y_{ENA} = \left[\left(A_s d_3 \right) + \left(\frac{\sum Q_n}{f_y} \right) (2d_3 + d_1) \right] / \left(A_s + \frac{\sum Q_n}{f_y} \right) \quad [4.14]$$

I_{LB} se calcula sobre un eje que pasa a través del eje neutro elástico (ENE). La ubicación del ENE y el I_{LB} se calculan utilizando A_s y $A_{equiv} = \sum Q / f_y$ como se muestra anteriormente. (AISC 360, 2016) utiliza $\sum Q_n / f_y$ como el área equivalente de acero porque está calculando I en condiciones últimas y no en condiciones elásticas. Para análisis elástico, se utiliza la sección transformada para encontrar el área equivalente de acero.

Buscando mejorar la parte del área equivalente, se debe recordar que $\sum Q_n / f_y$ da un área equivalente mínima de acero y $(a^* b_{ef} / n)$ da un área máxima en el caso de análisis elástico, se puede notar que el valor que se busca obtener entre $\sum Q_n / f_y$ y $(a^* b_{ef} / n)$ depende de la forma de las cargas aplicadas y de lo cerca que estas estén del momento plástico, de manera muy similar al momento de inercia efectivo de secciones de concreto según el ACI. Por lo tanto, los resultados del FEA darán una pauta de lo que se debe calibrar y lo que se debe incluir en futuras investigaciones respecto al cálculo de área equivalente de la ecuación I_{LB} para así obtener el valor correcto o uno más preciso entre estos dos límites.

5. Resultados

5.1. Validación

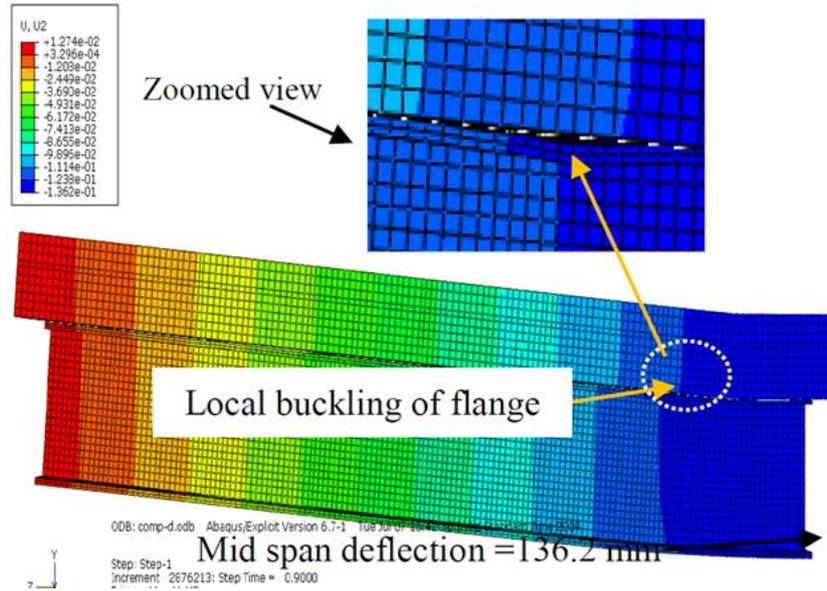


Figura 5.1. Deflexión a $L/2$ y pandeo en los patines en el estudio del Dr. Prakash.

Fuente: (Prakash et al., 2011)

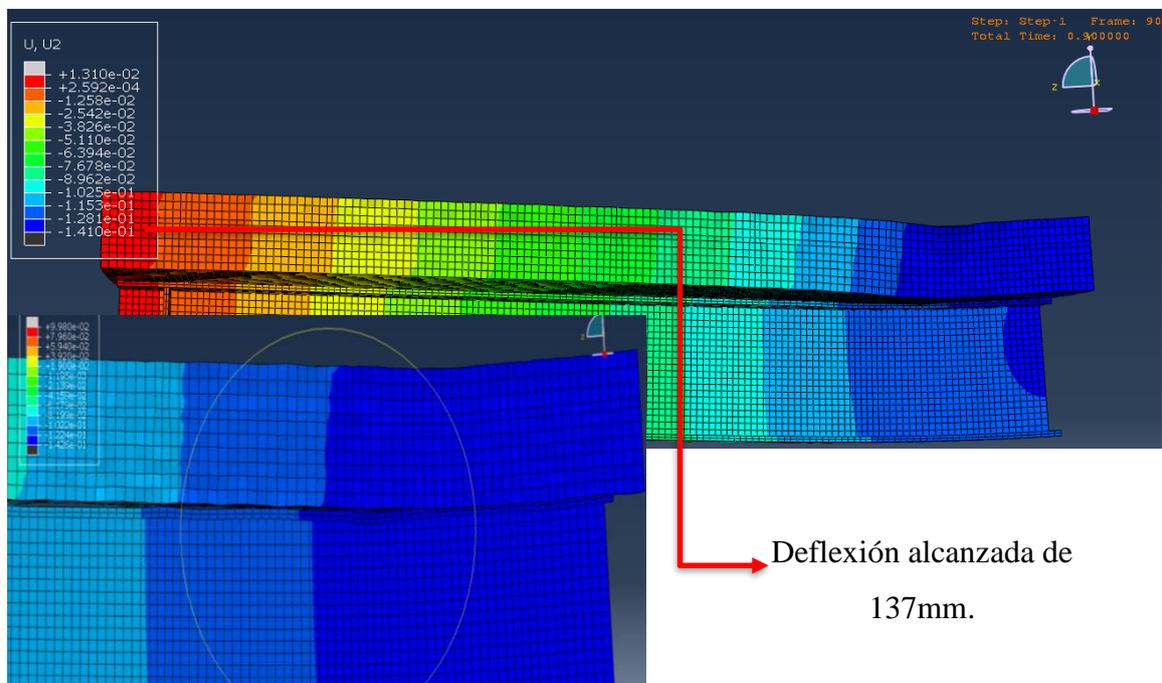


Figura 5.2. Resultado de deflexión a $L/2$ y pandeo local del patín en este estudio.

Fuente (Autoría propia)

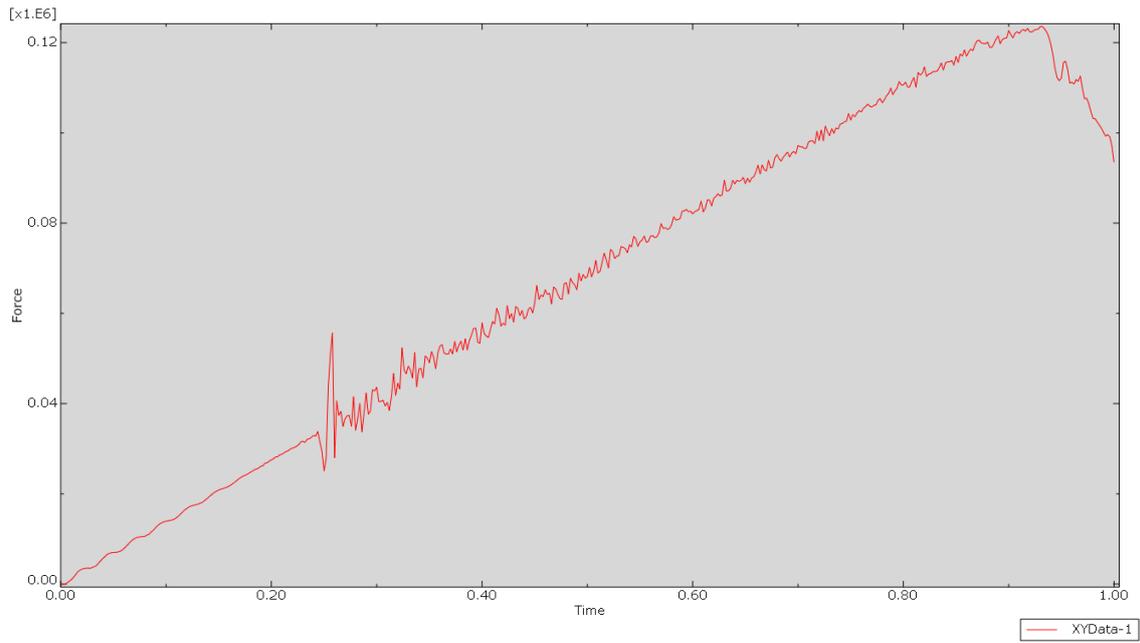


Figura 5.3. Reacción en el apoyo izquierdo contra el tiempo en este estudio. (*N vs. s*)
Carga última: 495kN. Fuente: (Autoría propia)

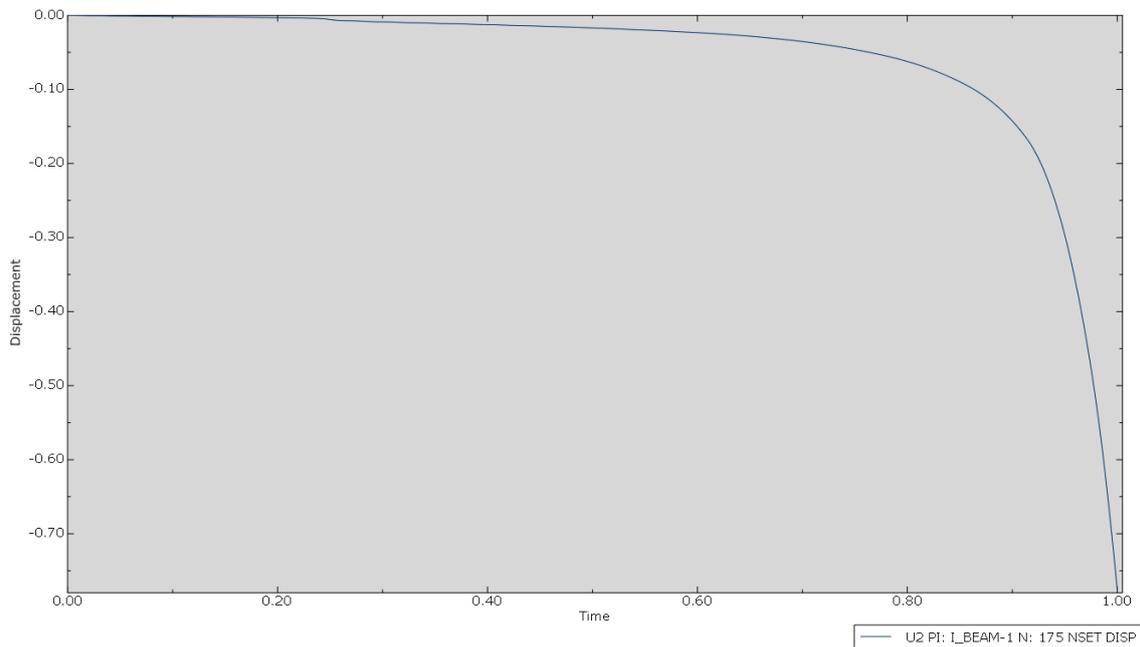


Figura 5.4. Curva de deflexión contra el tiempo a L/2 en este estudio. (*m vs. s*)
Fuente: (Autoría propia)

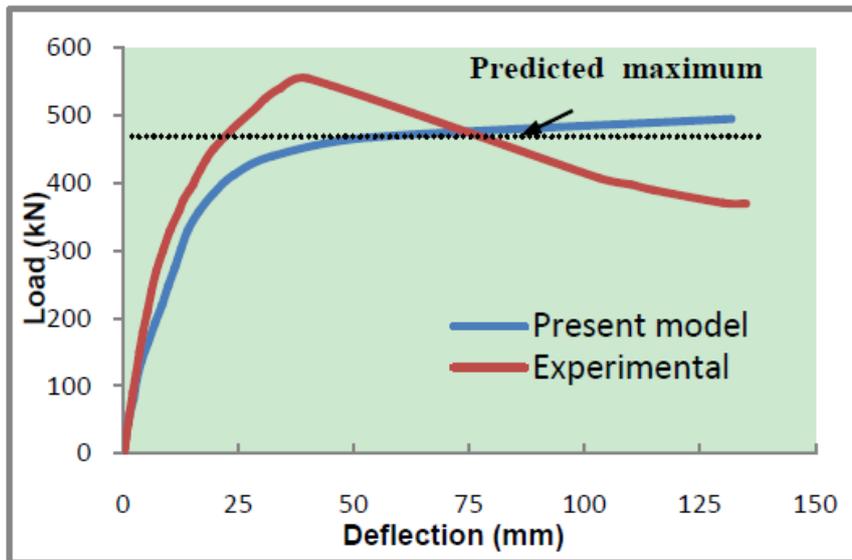


Figura 5.5. Curva carga-deflexión del estudio del Dr. Prakash. Fuente: (Prakash et al., 2011)

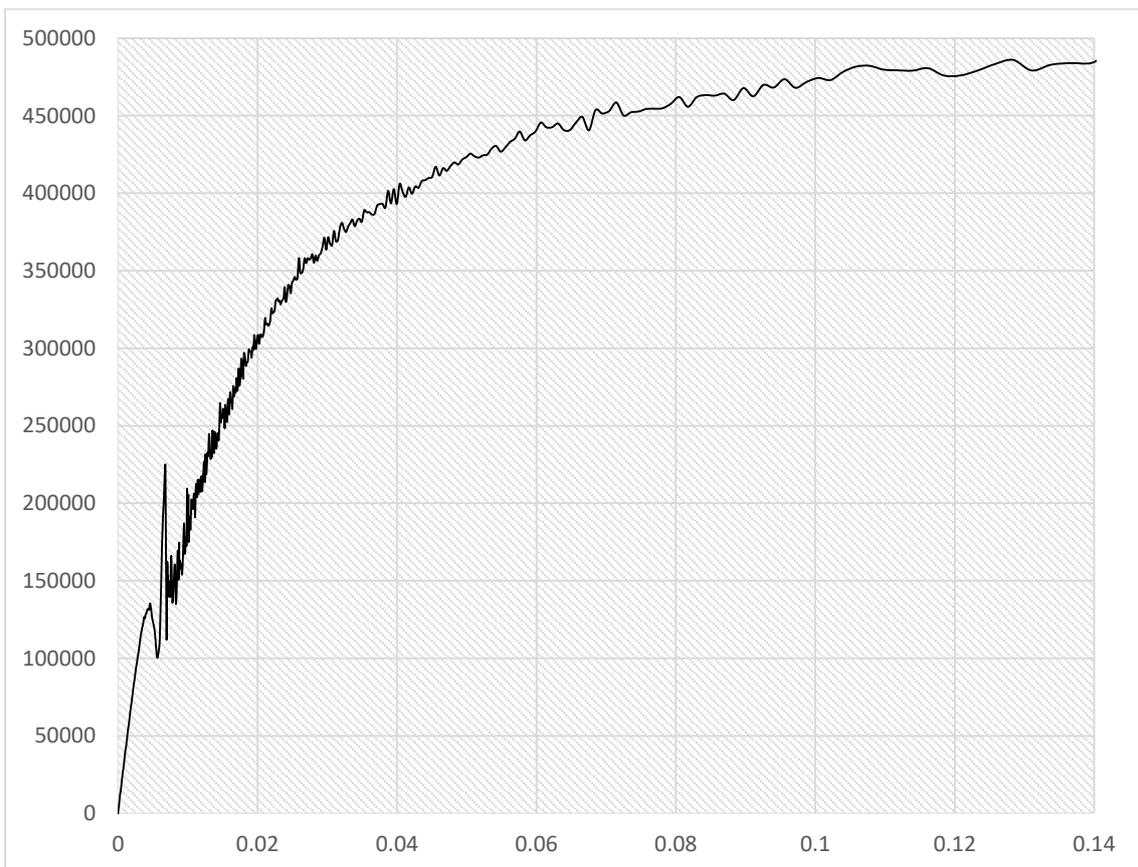


Figura 5.6. Curva carga-deflexión de este estudio. (N vs. m) Fuente: (Autoría propia)

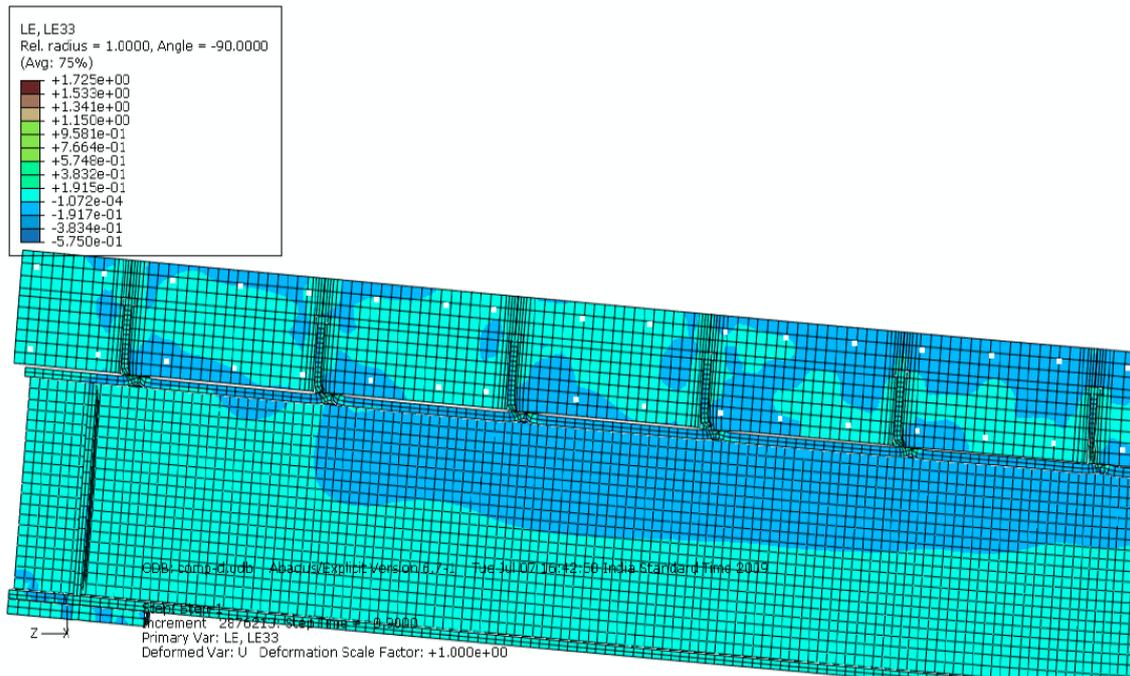


Figura 5.7. Componentes logarítmicos de deformación unitaria LE33 del Dr. Prakash.
Fuente: (Prakash et al., 2011)

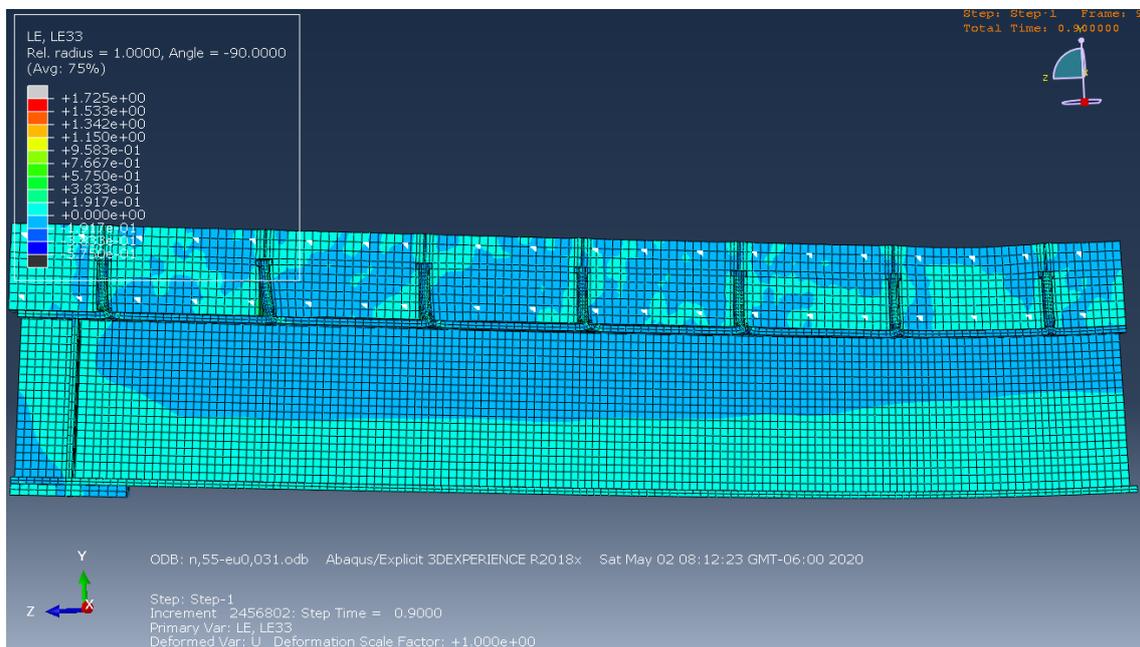


Figura 5.8. Componentes logarítmicos de deformación unitaria LE33 de este estudio.
Fuente: (Autoría propia)

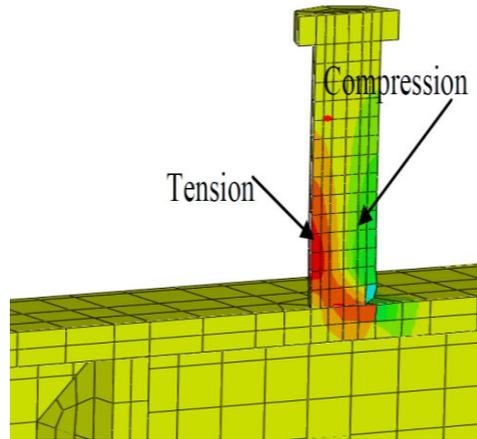


Figura 5.9. Flexión en los pernos en el estudio del Dr. Prakash. Fuente: (Prakash et al., 2011)

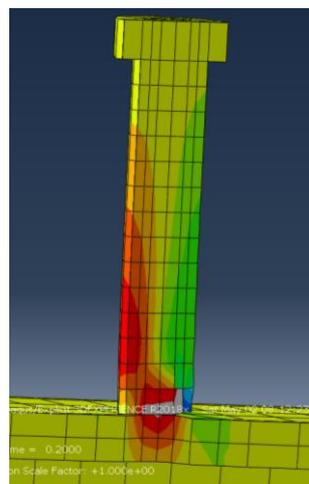
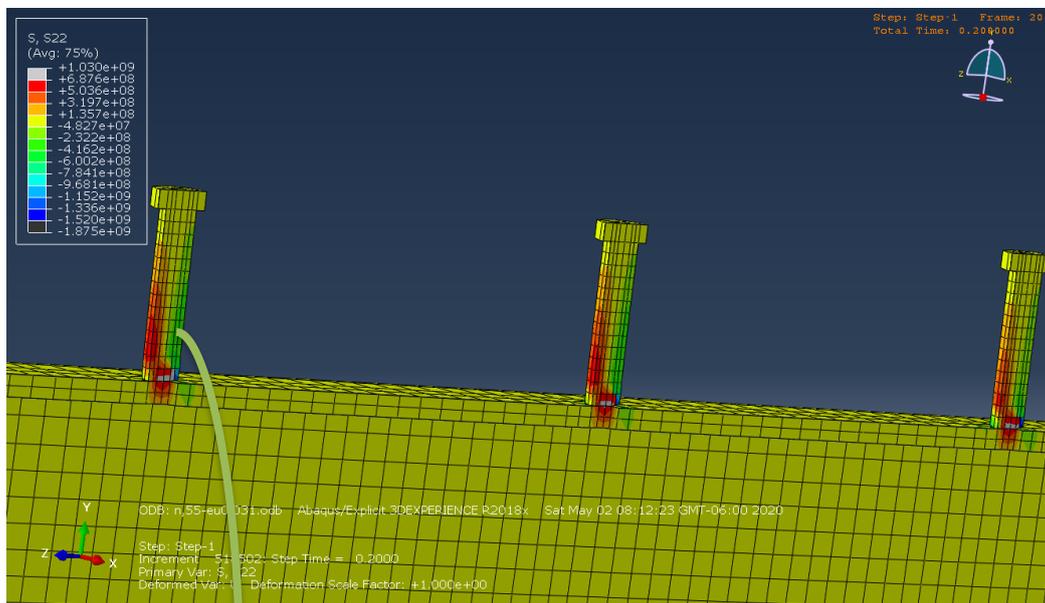


Figura 5.10. Resultados de flexión en los pernos en este estudio. Fuente: (Autoría propia)

5.2. Curvas Carga-Deflexión

Las cargas ilustradas a continuación son equivalentes a $\frac{1}{4}$ de la carga total debido a que se utilizaron dos espejos o ejes de simetría para crear y analizar el modelo de manera más eficiente.

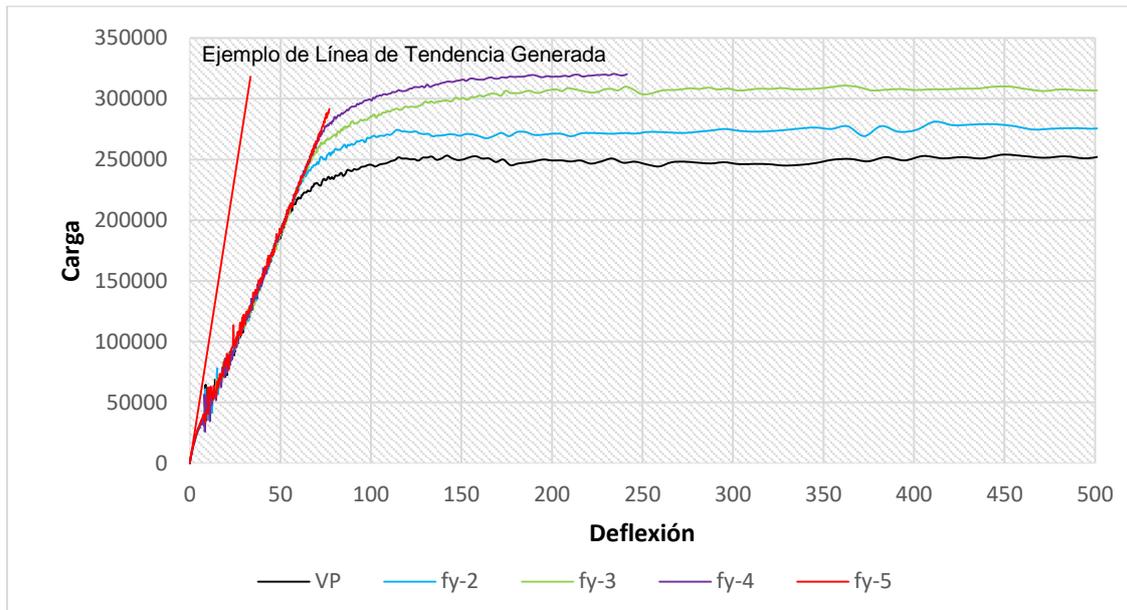


Figura 5.11. Estudio paramétrico del f_y de la viga (N vs. mm)

Fuente: (Autoría propia)

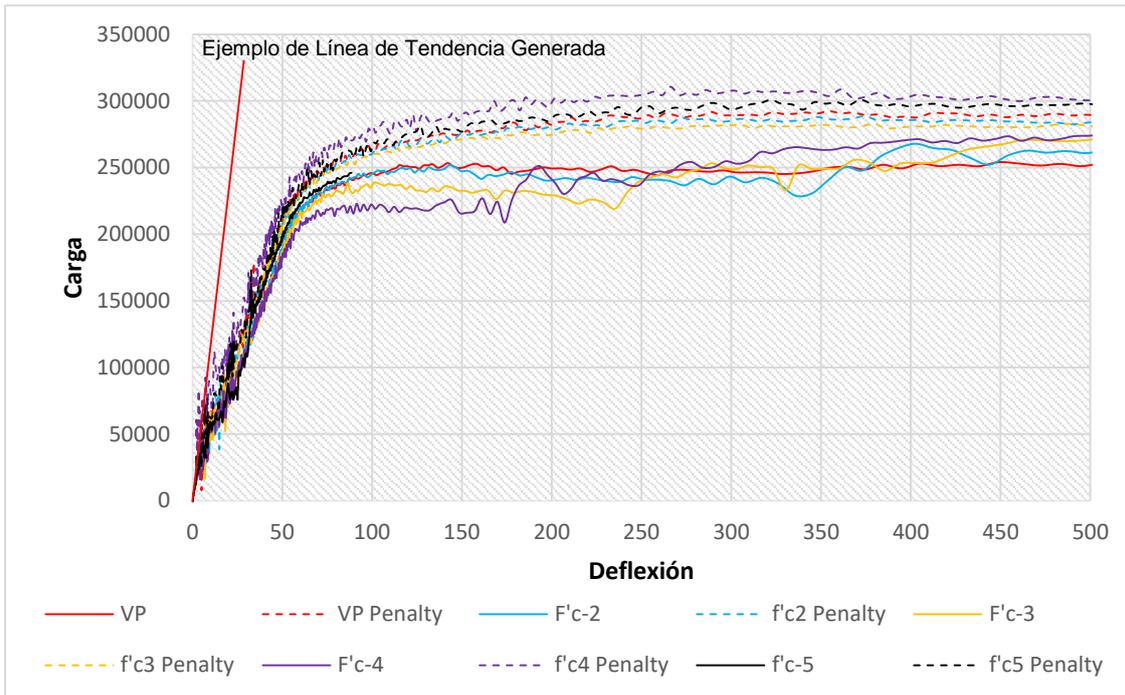


Figura 5.12. Comparación de ambas formulaciones de restricción mecánica en el estudio de $f'c$. (N vs. mm) Fuente: (Autoría propia)

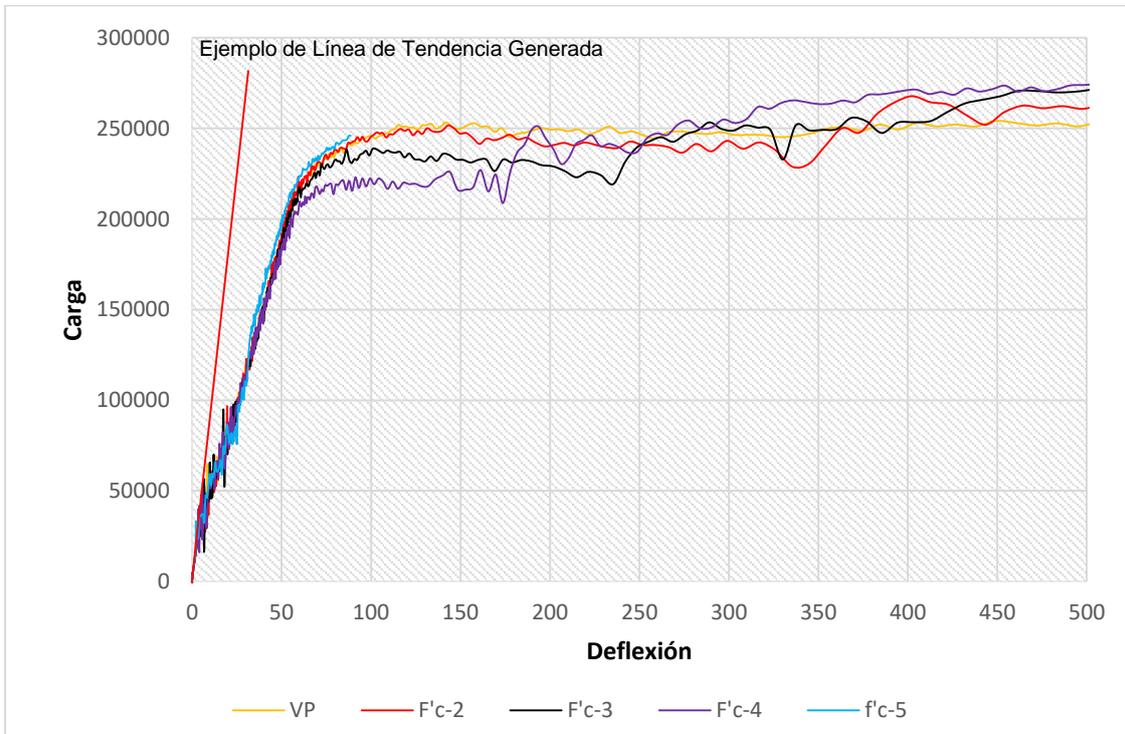


Figura 5.13. Estudio paramétrico de $f'c$. Formulación de restricción mecánica de contacto cinemático (N vs. mm) Fuente: (Autoría propia)

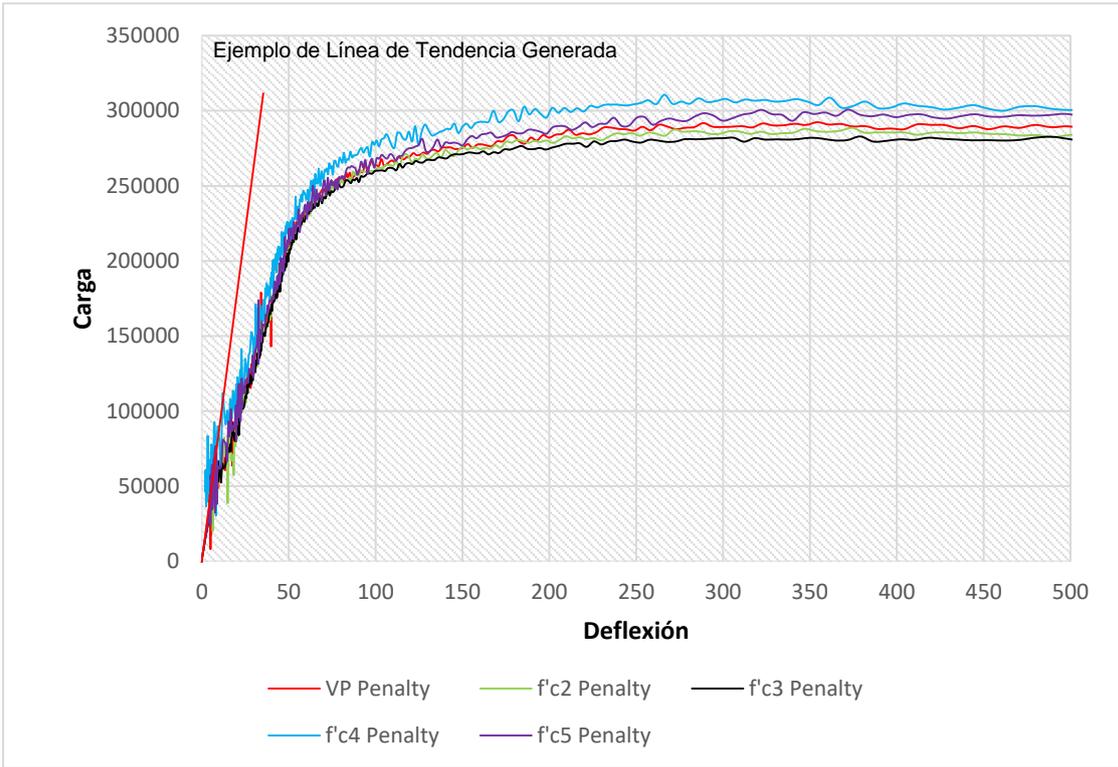


Figura 5.14. Estudio paramétrico de $f'c$. Formulación de restricción mecánica de contacto por penalización (N vs. mm) Fuente: (Autoría propia)

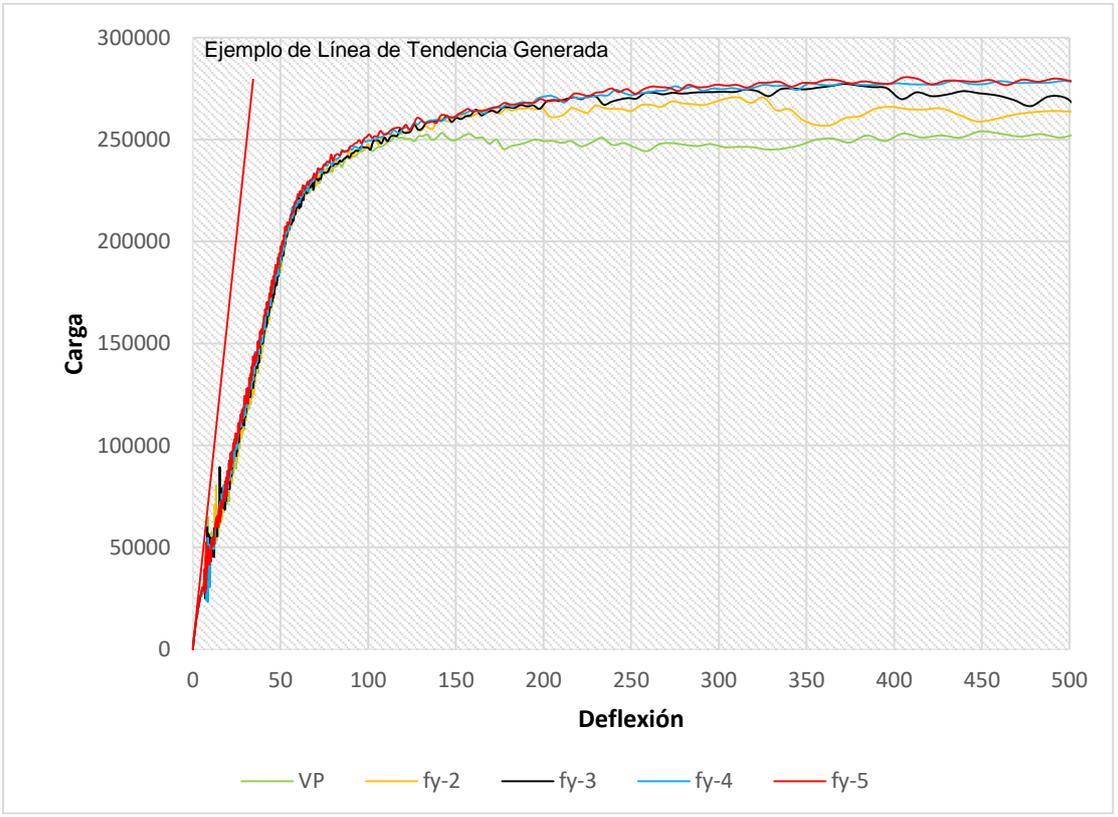


Figura 5.15. Estudio paramétrico del f_y de los pernos (N vs. mm) Fuente: (Autoría propia)

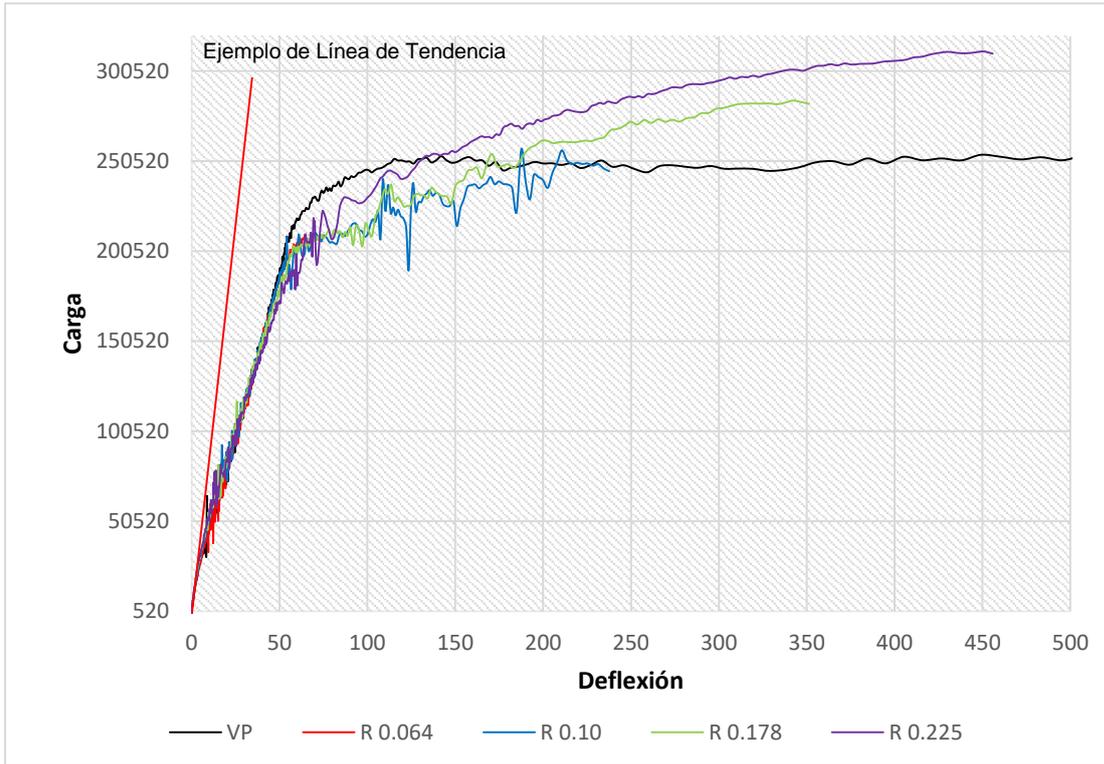


Figura 5.16. Estudio paramétrico de razón peralte/ ancho efectivo de losa (N vs. mm)
Fuente: (Autoría propia)

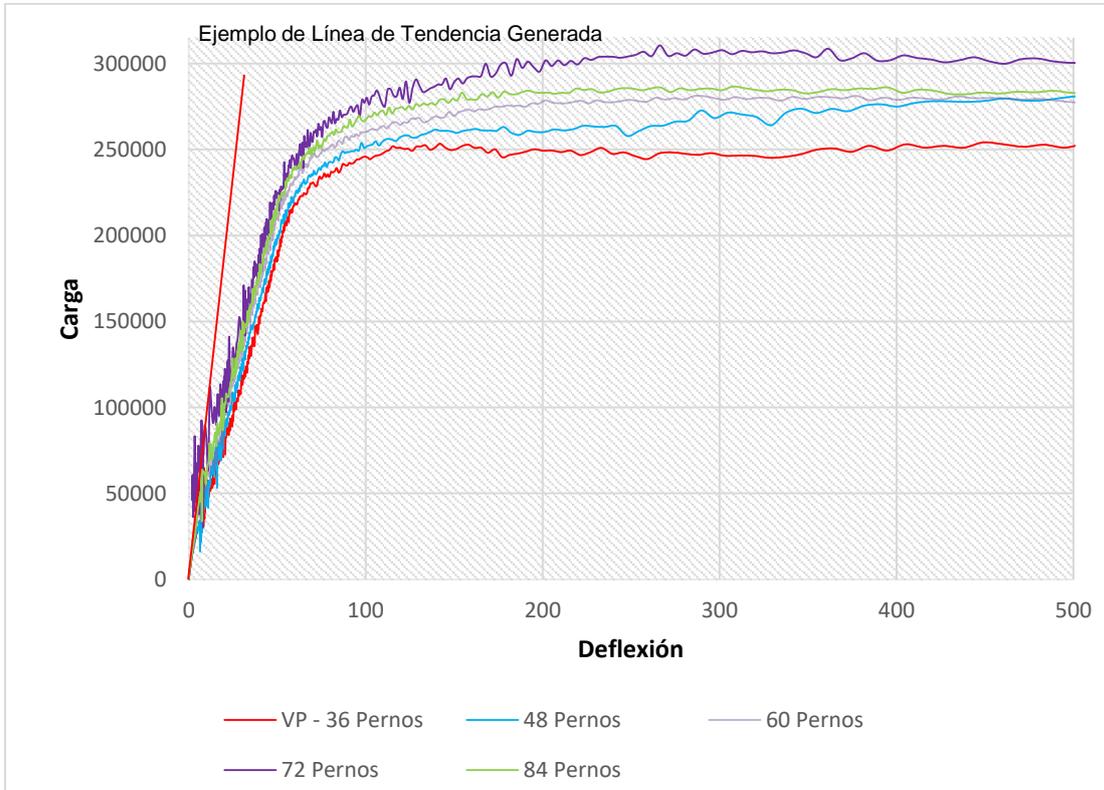


Figura 5.17. Estudio paramétrico de la cantidad de pernos (N vs. mm) Fuente: (Autoría propia)

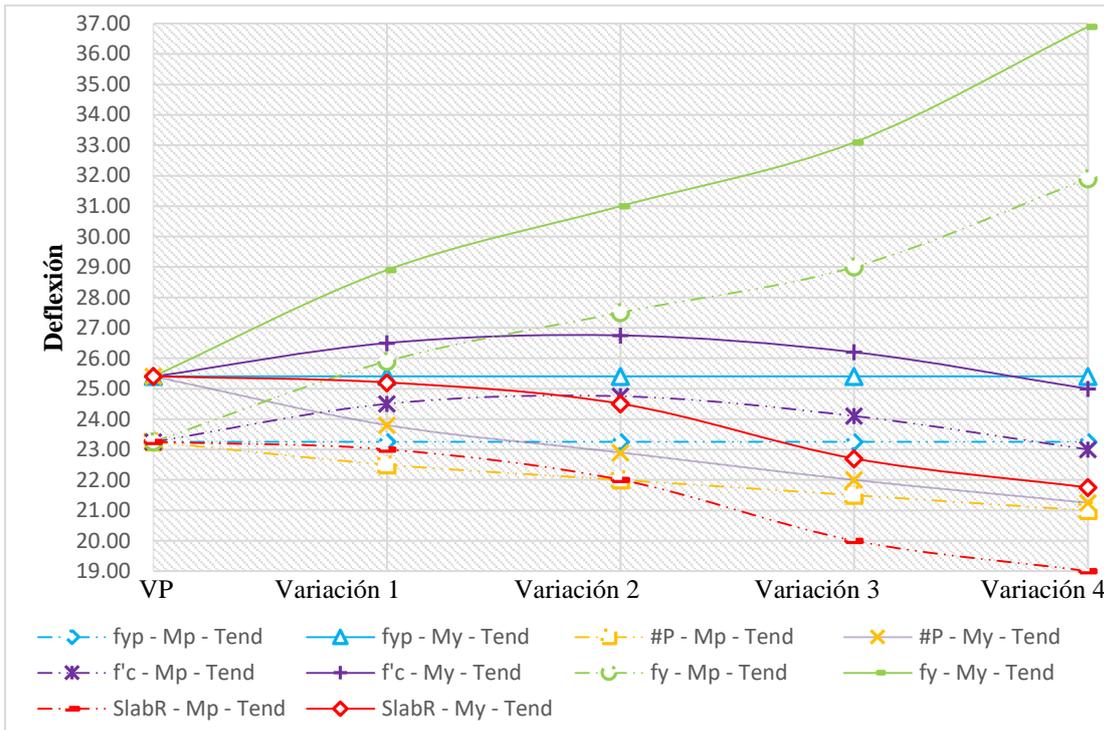


Figura 5.18. Comparación de deflexiones (mm) entre carga $0.5M_P$ y $0.66M_Y$ (límite inferior) empleando línea de tendencia. Fuente: (Autoría propia)

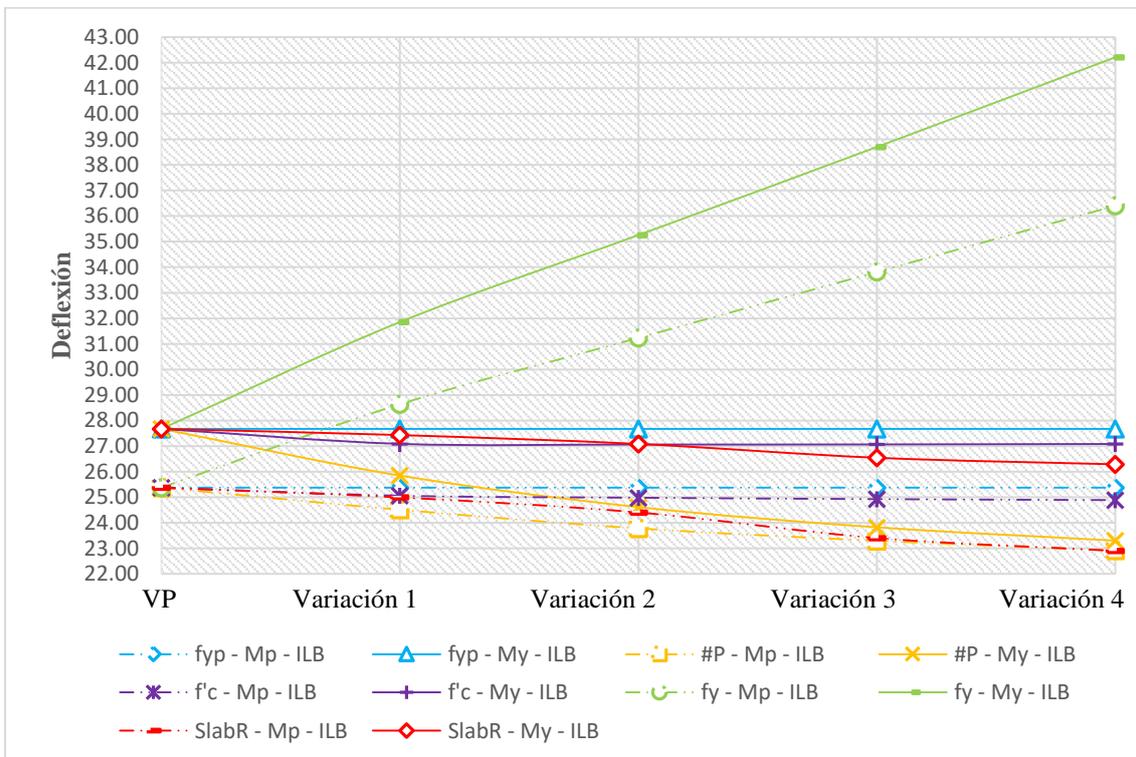


Figura 5.19. Comparación de deflexiones (mm) entre carga $0.5M_P$ y $0.66M_Y$ (límite inferior) empleando el cálculo de I_{LB} Teórico. Fuente: (Autoría propia)

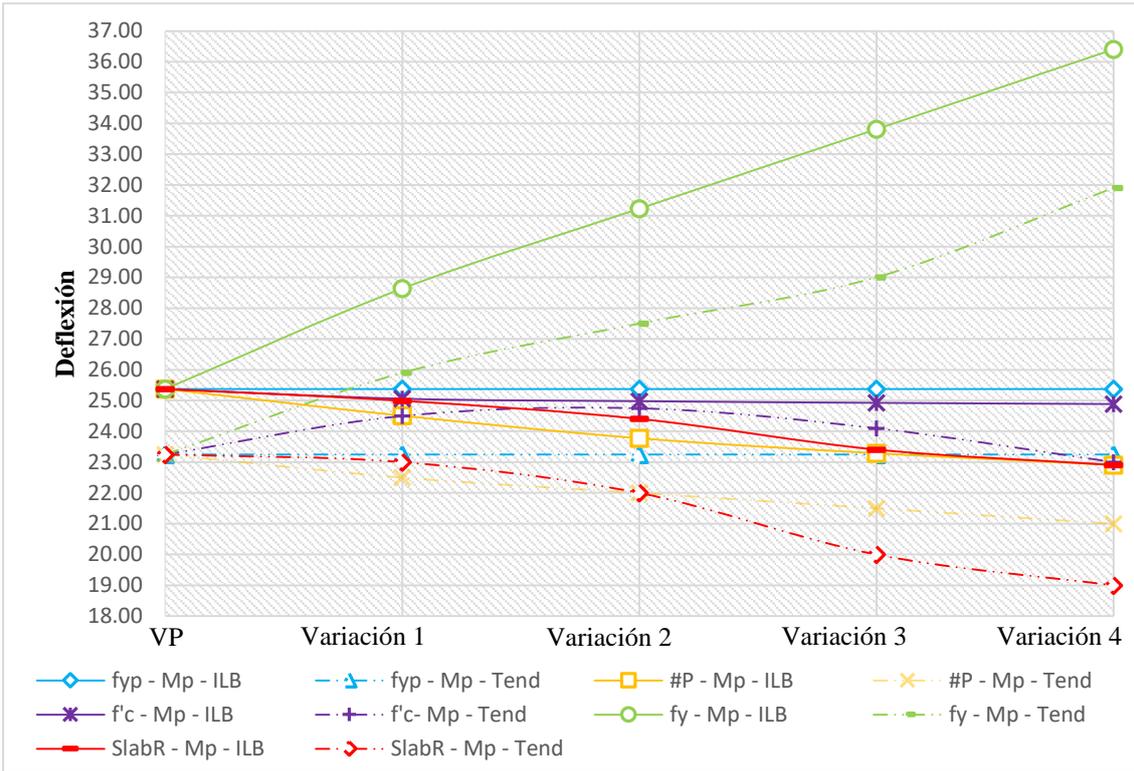


Figura 5.20. Deflexiones (mm) bajo carga de $0.5M_P$ (límite inferior) comparando la aplicación de la línea de tendencia contra el cálculo de I_{LB} teórico. Fuente: (Autoría propia)

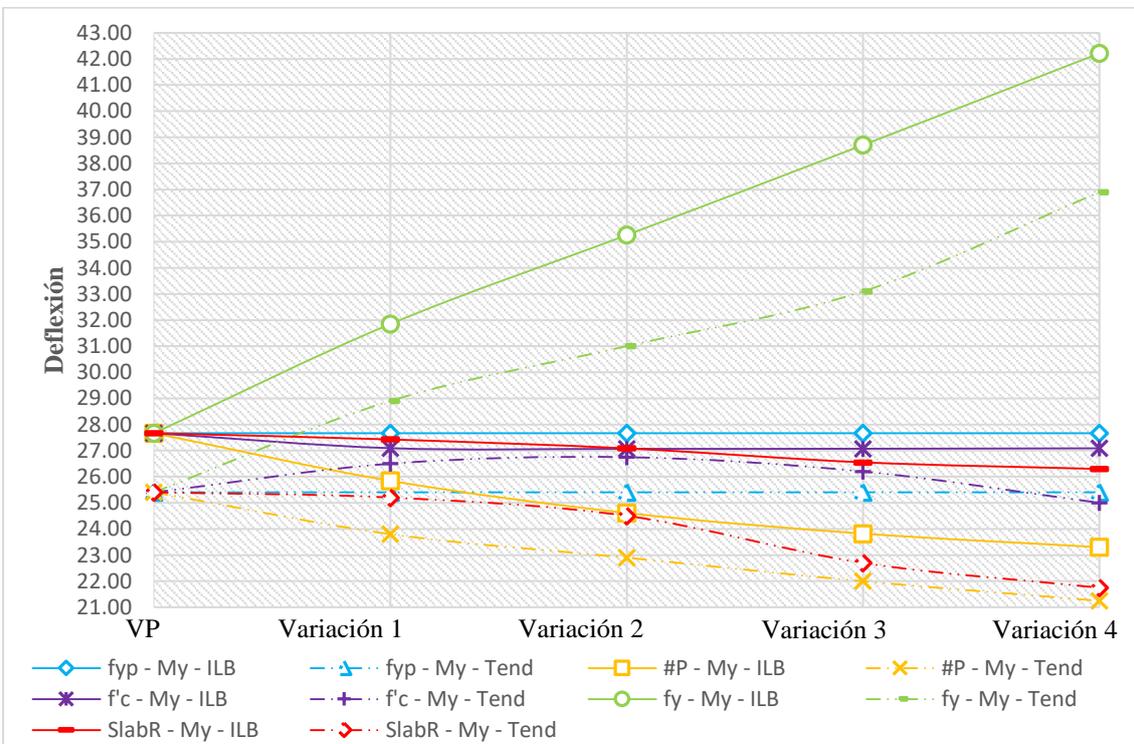


Figura 5.21. Deflexiones (mm) bajo carga de $0.66M_Y$ (límite inferior) comparando la aplicación de la línea de tendencia contra el cálculo de I_{LB} teórico. Fuente: (Autoría propia)

6. Análisis y Discusión de Resultados

6.1. Validación de la Metodología

En cuanto a la confiabilidad de esta investigación, se visualizó en la comparación de los resultados contra el estudio (Prakash et al., 2011) que no era necesario hacer en este caso una validación exhaustiva tal y como se hizo en ese estudio. Esto se debe a que, para el caso de validación del Dr. Prakash, al no haber un estudio previo por elementos finitos del estudio experimental ejecutado por él, se debía corroborar factores como energía, agrietamiento, fluencia del acero, etc., para asegurar que sus resultados fueran consistentes con los experimentales. En el caso de la presente investigación ya se tenía un estudio numérico validado previamente como referencia. Esto facilitó este proceso de manera significativa ya que, al garantizar tener el mismo modelo de interacción, aunque con algunas diferencias en la constitutividad de los materiales, se notó que tan solo con obtener una correlación aproximadamente equivalente de la curva carga - deflexión, los resultados de carga última, flexión de los pasadores de corte, y demás factores a validar por consecuencia serían consistentes con el estudio numérico del Dr. Prakash.

Los resultados si tuvieron algunas diferencias, pero fueron insignificantes tomando en cuenta que no se tenía exactamente las mismas curvas esfuerzo-deformación utilizadas hace nueve años cuando se desarrolló la investigación (Prakash et al., 2011). Por lo tanto, los resultados, especialmente la rigidez en la parte elástica de la curva carga-deflexión, están en el mismo rango de aceptación que los resultados obtenidos por el Dr. Prakash lo cual concluye la validación del modelo de elementos finitos.

6.2. Curvas Carga-Deflexión

A pesar que la metodología fue validada de manera exitosa, se tuvo un inconveniente de precisión en los resultados de elementos finitos con respecto a la

realidad y la normativa. Esto se debe a que el modelo utilizado por el Dr. Prakash genera una rotación en el sentido horario en la parte elástica de la curva carga - deflexión y además genera resultados de carga última y M_Y con variaciones de aproximadamente $\pm 10\%$ en relación a los teóricos. Adicionalmente, M_P resulta tener variaciones notablemente mayores a un 10 % entre el modelo experimental y el modelo numérico del Dr. Prakash. La rigidez elástica menor causa que las deflexiones obtenidas varíen notablemente respecto a las que se obtendrían de manera convencional con el manual (AISC 360, 2016) utilizando el límite inferior del momento de inercia I_{LB} y el módulo de elasticidad del acero E_s para dicho cálculo de deflexión. Los resultados numéricos claramente no son precisos, pero según la evaluación que se abordara a continuación, se debe a la rigidez inercial que contempla el modelo mecánico de interacción entre los elementos del Dr. Prakash.

Los problemas que se generan en la modelación se deben a una controversia ingenieril existente en la modelación mecánica de la interacción entre elementos ya que existen numerosas formas de modelar, en este caso, la interacción entre viga y apoyo, la interacción entre rigidizante y viga, y la más importante, la interacción entre pernos, losa, y viga, teniendo cada criterio sus propias ventajas y desventajas. Algunos modelos toman en cuenta el modo de falla, pero no el desempeño no lineal, otros la energía disipada pero no la rigidez en la parte elástica, otros la carga última, pero no la deflexión última, otros el pandeo local de la viga, pero no la posible fluencia y deformación real de los pernos, otros producen rigideces inerciales que generan un M_Y y M_P más preciso, pero no generan el agrietamiento del concreto y el daño real que se percibe en la vecindad de la interacción tanto en la parte lineal como en la no lineal, etc. Contemplar todos estos factores de manera integral en un solo modelo numérico aun es imposible, y es aún más difícil que además el mismo modelo numérico sirva para cualquier caso de longitud, ancho efectivo,

peralte de losa, número de pernos, tamaño de pernos, propiedad de los materiales, condición de apoyo, magnitud y distribución de carga, etc. Es por ello que se dice que es una controversia hoy en día el realizar un modelo numérico para predecir el comportamiento real de un sistema ya que son extremadamente eficientes y factibles en el tema de investigación, pero poco precisos cuando se requiere de un resultado integral. Se tendría que realizar por lo menos un ensayo experimental del límite inferior y otro del límite superior de los parámetros que se desean estudiar en un elemento determinado y luego calibrar la interacción del modelo numérico con estos ensayos para que los parámetros que estén dentro de estos límites sean lo suficientemente precisos en sus resultados y así puedan ser utilizados en una calibración de la normativa.

En el estudio (Prakash et al., 2011), el factor que se obtuvo exquisitamente fue la energía de disipación la cual fue muy similar entre el experimento y el modelo numérico. Sin embargo, en cuanto a la carga última, M_Y , y M_P , por ejemplo, existieron diferencias mayores. La divergencia más importante respecto a lo que requiere este estudio resulta ser la rigidez de la viga en la parte elástica para la cual se puede observar que también existe una disminución respecto a ensayos experimentales, tanto en el estudio del Dr. Prakash como en este. Esta rigidez de la viga es dependiente solamente de la inercia generada lo cual se atribuye a las cuestiones mecánicas de la interacción en el modelado como se discutió anteriormente. No depende del módulo de elasticidad ya que se obtuvieron curvas esfuerzo- deformación de la viga y se demostró que el mismo era muy similar a E_s , aproximadamente en un 98%.

6.3. Factores Fundamentales en la Convergencia y Calidad de los Resultados

Utilizar un ϵ_u limitado (hasta aproximadamente 0.005) del concreto tanto en tensión como en compresión aumenta la capacidad de las curvas carga - deflexión, pero no resuelve el problema de convergencia ya que el modelo es muy sensible respecto al

mismo y se deben de usar valores exactos. Además, genera que se obtengan menores deflexiones y entonces se pierde ductilidad en el sistema. Sin embargo, existe una disminución en M_P cuando se utilizan valores más prolongados de ϵ_u . Este es uno de los parámetros que se le aconseja imperativamente al modelador implementar conforme a un ensayo experimental, especialmente en el comportamiento a compresión ϵ_{uc} , ya que el mismo tiene un efecto bastante importante en la convergencia y por ende tiene un alto grado de sensibilidad en el modelo global, específicamente en la parte no lineal de la respuesta.

El cambio de master a slave o viceversa en la interacción de elementos, de manera sorprendente, tuvo un mínimo impacto en los resultados de las curvas carga deflexión. Se esperaba que la convergencia de los modelos mejorara, pero lamentablemente se siguen teniendo las mismas divergencias cuando se define la losa como master y la viga como slave. En el caso de modelar los pernos como slave y la losa como master no tuvo un mayor impacto lo cual nuevamente es muy sorprendente. Respecto al tipo de falla que se obtiene, sí existen grandes diferencias para ambos casos ya que al volverse la losa el elemento master, se demora más en fallar debido a que se deforma menos que cuando está definida como slave, transfiriéndose dicha deformación a la viga y los pernos como se esperaría en este tipo de definición.

El mallado se esperaba que tuviera poca influencia en los resultados ya que se había justificado previamente que con un mallado de alrededor de 30mm se propiciaría una convergencia aceptable en el modelo. Lamentablemente se notó que la no uniformidad de la geometría de los elementos generados en el mallado juega un papel esencial en la convergencia y por ende se aconseja seriamente al modelador tomar especial cuidado en la uniformidad del mallado. Aunque se garantice el tamaño del mallado, si no se tiene una geometría similar y consistente entre la interfaz de los

elementos, el modelo no convergerá correctamente, en otras palabras, no se obtendrán los resultados que se esperan. Por esta razón es importante crear las particiones de los elementos que sean necesarias desde un principio cuando se dibujan las partes del sistema, de esta manera se tendrá menores problemas de convergencia por mallado. En este estudio se utilizó un mallado un tanto mayor al empleado en el estudio del Dr. Prakash previendo el problema de obtener rigideces bajas en el sistema al emplear mallado muy fino.

El coeficiente de fricción entre los materiales es otro parámetro muy importante en el desempeño estructural pero menos impactante en la convergencia del sistema. Este repercute en la rigidez del sistema ya que entre mayor es el mismo mayor rigidez se obtiene en la curva carga – deflexión. El mismo no se puede variar tanto ya que se pueden generar rigideces bajas por debajo de 0.4 y rigideces elevadas arriba de 0.5 respecto a la realidad según lo obtenido en esta investigación. En varios estudios actualmente se ha validado un valor de aproximadamente 0.45 el cual es un tanto mayor que el utilizado en el estudio paramétrico, sin embargo, no genera un efecto muy impactante en la rigidez de los resultados. Se realizó además un análisis de sensibilidad con 0.5 y se notó que la diferencia es mínima, entonces se concluyó que el valor sano para utilizar en estudios futuros, a pesar de no haber mayor diferencia para este tipo de sistema estructural entre 0.4 y 0.5, es el promedio que coincide con 0.45, que yace ya ampliamente recomendado actualmente.

Las formulaciones de contacto mecánico cinemático y por penalización (Penalty) tuvieron grandes efectos en los resultados de las curvas carga deflexión, especialmente en la rigidez de las mismas. Esto fue algo que dependía esencialmente del modo de falla de los pernos, ya que estos fallaban fluyendo cuando existía contacto cinemático y casi no se deformaban cuando existía contacto por penalización. Aquí se puede apreciar significativamente el efecto del tipo de contacto en la interacción de los materiales que

uno decide utilizar. Se vuelve importante entonces saber el modo de falla del sistema para poder decidir entre cuál de estos contactos utilizar, ya que como se puede ver en la figura 5.12, las diferencias aquí si son notables. Lamentablemente no se puede escoger solo un tipo de contacto para el modelado de cualquier sistema de viga compuesta, lo cual se debe a que el desempeño de la curva carga deflexión depende del modo de falla, algo que variara según las propiedades de los materiales, geometría del sistema y otros factores previamente abordados. Se demuestra con las consecuencias descritas previamente la necesidad de tener estudios experimentales para poder calibrar el modelo ya que pueden ser utilizados para saber el modo de falla correcto del sistema además de permitir conocer de manera exacta los parámetros requeridos.

El M.Sc. Peyman Karampour, un experto y actualmente consultor de Simulia ABAQUS comenta que normalmente se tiene alrededor de un 10% de error en modelos numéricos en comparación a los resultados de experimentos reales lo cual justifica los problemas de convergencia descritos anteriormente y las limitaciones de este modelo al querer calibrar la ecuación I_{LB} . Se tuvo la oportunidad de validar los resultados con el M.Sc. Peyman al final del estudio y se concluyó que los mismos demuestran ser competentemente correlativos con lo que se espera del comportamiento de vigas compuestas simplemente apoyadas en la realidad.

6.4. Estudio Paramétrico

6.4.1. Contribución del f_y de la Viga

Para estudiar el efecto de la resistencia de fluencia de la viga de acero, se consideraron cinco diferentes f_y . Se generaron gráficos que muestren la respuesta de la curva carga - deflexión para los distintitos f_y de la viga de acero y se examinó el efecto del aumento y disminución de f_y en la capacidad de carga ultima de la viga compuesta.

Al igual que en otros casos se esperaba un valor de f_y determinado para el cual el sistema ya no cambiara considerablemente en su comportamiento. Sin embargo, se obtuvo que f_y siempre tiene un efecto importante en la respuesta del sistema, aunque la fluencia de la viga de acero deje de ser el mecanismo de falla.

Hay que recordar que el aumento de f_y de los materiales de acero siempre es favorable para la capacidad del sistema pero que también afecta la ductilidad del mismo. Este comportamiento fue corroborado en las curvas carga - deflexión del estudio paramétrico de f_y , sin embargo, se hace difícil visualizar la falla del sistema en las curvas carga - deflexión por lo que se optó por visualizar la historia en el tiempo del comportamiento de la viga en ABAQUS, el cual permite ver en detalle la deformación del sistema y cada componente en el tiempo. Se pudo notar que la mayoría de vigas, inclusive para los demás parámetros, fallaron entre 77 y 150mm de deflexión, siendo de 113mm la deflexión en el momento de falla para el caso de la viga VP y 77mm para el caso de la viga f_y-5 la cual es el límite inferior del estudio paramétrico. Ya que existen grandes diferencias entre f_y y f'_c se tiene una rigidez mayor en la viga de acero, por lo tanto, la losa toma entonces mayor fuerza y deformación, debido al aumento de cortante en los pernos transferido por la viga. Esto se pudo notar en la interfaz de los pernos ya que allí se nota como estos fluyen de manera que en la realidad se consideraría como la falla de los mismos y por ende del sistema.

6.4.2. Contribución del f_y de los Pernos

Los análisis numéricos se efectuaron con diferentes valores de f_u para obtener una variación de la resistencia última (α). Se utilizaron cinco valores diferentes de f_u en los cuales se buscó, al igual que en el caso de la variación de f_y , utilizar valores reales debido a las variaciones que siempre hay entre valores nominales y reales de las propiedades de

los materiales. Contrario a lo que plantea la normativa, emplear valores más altos de la resistencia última (α) dio como resultado una rigidez levemente mayor y por ende generó mayor retraso en la reducción de la acción compuesta. Esto se debe a que las ecuaciones del (AISC 360, 2016), limitan la capacidad de la fuerza resistente de los pernos a las propiedades de f'_c y E_c del concreto ya que el modo de falla se transfiere hacia la losa. Estos comportamientos fueron verificados y evaluados con los resultados de este estudio.

La falla de las vigas f_y -3,4 y 5 se dio por el aplastamiento y rotura del concreto a 238mm de deflexión aproximadamente. El fallo de la viga f_y -2 se dio por fluencia excesiva de los pernos o fallo de los mismos siendo este a 332mm de deflexión, lo cual se justifica con el hecho de que, a menor rigidez de los pernos, menor es el contraste de rigideces entre los mismos y la losa, permitiendo que la misma sufra menos en la interfaz y por ende no sea el mecanismo de falla.

6.4.3. Contribución de la Relación Peralte / Ancho Efectivo de Losa

El efecto de la relación entre la profundidad de la losa de concreto y su ancho sobre el comportamiento de la curva carga - deflexión y el momento último de vigas compuestas es otra variable importante que se manipuló en este estudio. En el FEA se tomaron diferentes proporciones de profundidad-ancho efectivo para la losa de concreto de la viga compuesta. Al elegir las proporciones, el área total de losa de concreto se mantuvo constante en (2322.576 cm²). Se crearon gráficos que muestran el efecto de la variación de la relación profundidad-anchura en el comportamiento de la curva carga - deflexión de la viga compuesta. Se verificó el tipo de falla para todas las proporciones teniendo en cuenta que la viga compuesta fallaría por fluencia de la viga de acero en el caso de tener una gran área de concreto.

El aumento de peralte en una losa como se sabe tiene un efecto sano en el comportamiento del sistema lo cual permite al mismo alcanzar capacidades más altas. Se pudo notar que es necesario utilizar contacto por penalización en el estudio de este parámetro ya que utilizando un contacto cinemático como en el caso del modelo del Dr. Prakash no se obtuvo el aumento de rigidez esperado y el aumento de capacidad no es lo suficiente visible o incluso en algunas curvas inconsistente, especialmente en la parte no lineal. La alta deformación de los pernos no es consistente con el comportamiento esperado ya que los pernos deberían deformarse muy poco por la cantidad de volumen de concreto circundante que va incrementándose. Un modelo de contacto por penalización permitiría menos deformación de los pernos y por ende generaría un comportamiento más real del sistema rigidizándolo y haciendo que falle por fluencia de la viga. Esto se corrobora cambiando algunos de los modelos al final de esta investigación a contacto por penalización como en el caso del estudio de f'_c y el número de pernos.

6.4.4. Contribución del Numero de Pernos

Con el fin de investigar el efecto de los pasadores de corte en el comportamiento de la curva carga - deflexión, se cambió el número de pasadores de corte cuatro veces en el FEA. Se generaron gráficos que muestran el efecto de la variación del número de pasadores de corte en el comportamiento de la curva carga - deflexión de la viga compuesta de acero y concreto. Se sabe que la rigidez de la viga aumenta al aumentar el número de pasadores de corte hasta llegar a un número limite determinado de pasadores N_{lp} (numero aproximadamente equivalente a el numero requerido de pasadores para que la viga actúe de manera 100% compuesta), el cual depende de las características de la viga y la carga. Por lo tanto, un número mayor a N_{lp} de pasadores tendría un efecto insignificante en la rigidez de la viga, ya que el modo de falla en este caso se daría por fluencia de la viga de acero o incluso por aplastamiento del concreto. Por lo contrario, si

el número de pasadores es inferior a N_{lp} , el modo de falla del sistema comenzaría a ser dependiente de la falla de los pasadores de corte. Estos fenómenos se corroboraron en las curvas carga deflexión las cuales se discuten posteriormente en detalle.

Luego de aprender el efecto de emplear un modelo de contacto por penalización, para este parámetro si se optó por utilizar este modelo ya que el contacto cinemático no propicia un buen comportamiento y convergencia a partir de la viga #P-3. Se observó una gran diferencia en el comportamiento de estas vigas ya que todas adoptaron mayor rigidez y capacidad, algo que es bastante congruente con la realidad. El modo de falla tubo una mejor consistencia con lo esperado generándose entonces una falla por fluencia de la viga a cambio de seguir teniendo falla en los pernos como en las vigas inferiores a #P-3. El concreto nunca fallo ya que al tener una cantidad de pernos más alta se produce una homogeneidad en los esfuerzos de transferencia por lo que el cortante por perno disminuye y por ende las deformaciones en los pernos se reducen consecuentemente disminuyendo las deformaciones y esfuerzos en la losa. La capacidad de #P-4 resulto ser mayor a la de #P-5, sin embargo, esto no es realista y se debe a problemas de convergencia causados por ϵ_u y el mallado ahora que hay muchos más elementos.

6.4.5. Contribución de f'_c

Para estudiar el efecto de la resistencia a la compresión del concreto f'_c de la losa en el comportamiento de la viga de acero y concreto compuesta, se analizó la viga compuesta con cinco diferentes valores de resistencia a la compresión del concreto. Se generaron gráficos que muestran el efecto de la variación de la resistencia a la compresión de la losa de concreto en el comportamiento de la curva carga - deflexión de una viga compuesta. De manera intuitiva, se anticipaba que la rigidez de las vigas aumente considerablemente con el aumento de f'_c hasta un valor determinado. Las respuestas

obtenidas para valores de f'_c mayores a este valor fueron entonces poco variables ya que el mecanismo de falla cambio. Este comportamiento fue corroborado en los resultados, sin embargo, se nota una disminución en la ductilidad de la viga a medida que se aumenta f'_c lo cual se visualizó en el historial de deformadas en el tiempo de los resultados de ABAQUS.

Sorprendentemente la falla de la mayoría de vigas del sistema se tuvo en este caso por aplastamiento del concreto, esto hasta la viga f'_c -4 la cual fallo por fluencia de la viga. Lastimosamente el tipo de falla no se puede visualizar en las curvas carga deflexión. Cuando se tienen f'_c que permiten a la viga de acero fluir, se obtiene un incremento en M_P a diferencia de cuando el concreto es aplastado antes de que un M_P y M_Y mayor sean alcanzados. f'_c -2 fallo a 272mm de deflexión mientras que f'_c -5 fallo a 209mm lo cual indica que existe mayor ductilidad cuando se utilizan f'_c menores. Las demás vigas fallaron dentro de este intervalo de deflexiones. En este estudio paramétrico también se hizo un cambio en la formulación de la restricción mecánica dejándose de utilizar el método de contacto cinemático y utilizándose el contacto por penalización, ya que como se explicó anteriormente, los pernos obtenían mayor deformación lo cual seguía propiciando la falla en los mismos y no en el concreto o la viga. Lamentablemente por razones de convergencia y sensibilidad en ϵ_u , en las curvas f'_c -3 penalty y f'_c -5 penalty no se consiguió el patrón esperado en la parte no lineal, algo que pudo ser alcanzado, pero se prescindió de corregir para ilustrar los problemas que se tienen durante la calibración de ϵ_u al no ser obtenido de manera exacta en base a ensayos experimentales.

6.5. Comparación de Resultados con I_{LB}

La interfaz entre el acero y el concreto está controlada por los conectores los cuales dependiendo su rigidez y la cantidad de los mismos tienen un efecto importante en la rigidez del sistema como se discutió anteriormente. Por lo tanto, el efecto de los

conectores es significativo en la comparación con la actual ecuación, por esta razón, se verifico en esta parte la resistencia teórica al corte de los pernos propuesta por (AISC 360, 2016) contra los resultados del FEA. Respecto al desempeño integral del sistema, se encontró que sí existe un aumento de capacidad al aumentar la resistencia ultima de los pernos, algo que (AISC 360, 2016) limita con otra ecuación que depende de f'_c y E_c a partir de una resistencia ultima de pernos determinada. Al parecer por cuestiones de falla frágil por parte del concreto esta diferencia de capacidad se deja como un factor de seguridad para el sistema.

Por otra parte, se tiene que existe una relación inversamente proporcional entre I_{LB} y M_P cuando se aumenta f_y utilizando la metodología de cálculo propuesta por (AISC 360, 2016). Mientras f_y aumenta I_{LB} disminuye, pero M_P aumenta lo cual es corroborado con los resultados del modelo numérico. Esta divergencia se atribuye a tener el valor de f_y en el denominador de la ecuación, lo cual compromete los resultados y además limita la ecuación para rangos de f_y más altos haciéndola aún más conservadora.

El diferencial de deflexiones entre el ensayo experimental y el modelo analítico obtenidas en el estudio del Dr. Prakash alcanzaron porcentajes hasta de 33% lo cual justifica los diferenciales elevados entre el modelo numérico y la ecuación de I_{LB} obtenidos en esta investigación los cuales variaron en promedio aproximadamente un 67% (el doble respecto a los resultados del Dr. Prakash) siendo mayores los porcentajes del estudio de la razón peralte/ancho efectivo. Claro esto utilizando el mismo tipo de modelado que en el estudio del Dr. Prakash y con un mallado bastante parecido pero mayor. Cuando se utiliza la formulación de restricción mecánica de contacto por penalización se desempeña aproximadamente hasta un 99% la rigidez del sistema respecto a la rigidez planteada teóricamente por I_{LB} en la parte inicial de la curva, descendiendo este porcentaje hasta un promedio de 50% aproximadamente a medida que

se alcanza M_P y obteniéndose deflexiones menores directamente proporcionales a este porcentaje. Sin embargo, las deflexiones siguen siendo altas como para poder ser comparadas con la ecuación I_{LB} . Para poder aun brindar utilidad a las curvas, se generó una línea de tendencia que delimita la trayectoria que la pendiente inicial del sistema hubiese seguido si no hubiera problemas paramétricos y de convergencia como se ha discutido. Obteniendo gráficamente estas deflexiones, se nota que son bastante similares a lo que se esperaba del comportamiento real elástico de las vigas estudiadas.

El Dr. Najm aportó que generalmente el rango de servicio en vigas compuestas se encuentra entre 0.5 y 0.8 de M_P y entre 0.66 y 0.9 de M_Y . Estos rangos fueron utilizados para poder comparar los resultados de la ecuación I_{LB} con los resultados obtenidos de ABAQUS, especialmente con la línea de tendencia descrita anteriormente. Las figuras 5.18. a 5.21. ilustran la comparación de las deflexiones utilizando la línea de tendencia y el cálculo de I_{LB} para el límite inferior del rango de carga de servicio tanto respecto a M_P como para M_Y . Los gráficos ilustran claramente que esta línea de tendencia generada puede ser utilizada en la calibración de la ecuación I_{LB} ya que la misma genera deflexiones menores las cuales tienen altas posibilidades de ser la deflexión real del sistema. Hay que recordar que la ecuación I_{LB} es conservadora hasta en un 30% lo cual es mayor a los porcentajes obtenidos en los resultados empleando la línea de tendencia siendo esto un indicador sustancial de la calidad de estos resultados ya que varían desde 1 hasta 18%. Se infiere que los porcentajes pueden llegar hasta un 30% dependiendo las características del sistema lo cual podría cubrir de manera general la problemática existente en la variación conservadora del porcentaje de rigidez que genera la ecuación I_{LB} . Es decir, esta línea de tendencia toma en cuenta de manera efectiva y bastante acertada el comportamiento real y el efecto que genera el cambio de distintas variables, algo que no se tiene con la ecuación I_{LB} siendo esta la razón del amplio rango conservador del porcentaje. Estas graficas

justifican además el uso de las curvas carga deflexión a pesar de no ser exactas ya que demuestran tener una reacción correcta respecto a los cambios paramétricos hechos en este estudio lo cual es útil para generar tendencias del desempeño del sistema, aunque con un desfase de rigidez. Finalmente, las gráficas elucidan mejor las deficiencias de la ecuación I_{LB} y las virtudes de la línea de tendencia la cual capta mejor los cambios paramétricos de este estudio.

7. Conclusiones

- 1) Se confirma que las simulaciones por computadora son herramientas efectivas para estudiar el desempeño y respuesta de los elementos estructurales. Predecir el comportamiento de la interfaz entre los componentes del sistema, así como las no linealidades geométricas y del material en la respuesta del elemento hasta la falla probó ser una herramienta eficaz en la compresión de estos sistemas. Sin embargo, su respuesta no es precisa ni integral con respecto al comportamiento real de los sistemas debido a problemas de convergencia e interacción entre materiales que siempre se tienen en los modelos.
- 2) Para poder confiar plenamente en el modelo numérico de un elemento estructural, es necesario calibrar el modelo mediante una o más pruebas experimentales en función de la cantidad de parámetros y su incidencia en el comportamiento.
- 3) A pesar de haber diferencias entre los resultados de este estudio y los resultados analíticos de la fórmula para calcular el límite inferior del momento de inercia I_{LB} , se acepta que es una estimación eficiente considerando el grado de versatilidad en su cálculo.
- 4) El aumento de capacidad en una viga compuesta simplemente apoyada debido al aumento del esfuerzo de tracción última en los pernos de anclaje f_u es mínimo (alrededor de un promedio de 2 kN en la parte elástica) lo que justifica el límite impuesto por (AISC 360, 2016) para la resistencia de los pernos de anclaje con otra ecuación que depende de E_c y f'_c .
- 5) Los resultados mostraron que el tamaño de la malla no era un factor crítico en comparación con tener una malla uniforme y consistente en los elementos de la interfaz. El mallado de los elementos y la forma de dividirlos juega un papel fundamental en la convergencia de los resultados. Si no hay un mallado uniforme, los resultados,

principalmente en el rango no lineal, se ven muy comprometidos incluso si solo hay un número mínimo de elementos generados que son no conformes o consistentes con el resto.

6) En la formulación de la restricción mecánica de los elementos de interacción superficie a superficie, la restricción de contacto por penalización en la interfaz de los elementos resultó ser mejor en la mayoría de los casos de vigas compuestas simplemente apoyadas. La restricción de contacto cinemático, por otro lado, parece ser adecuada solo para casos en los que se anticipa que los pernos de anclaje fallarán ya que permite una mayor deformación de los pernos en comparación con la restricción de contacto por penalización.

7) El concreto no falló en el caso de un aumento en el número de pernos de anclaje. Esto puede atribuirse a una transferencia más uniforme de tensiones en la interfaz entre los pernos de anclaje y el concreto. A medida que disminuye el cortante en los pernos individuales, las deformaciones y esfuerzos transferidos al concreto también disminuyen, lo que reduce la probabilidad de que falle.

8) Esta investigación expuso la importancia de calibrar la deformación última en el concreto ϵ_{uc} en base a ensayos experimentales, especialmente ϵ_{uc} . Esta calibración es necesaria para evitar problemas con la convergencia del modelo, especialmente en la parte no lineal de la respuesta.

9) En contraste con la convergencia y capacidad de la respuesta, respecto al tipo de falla que se obtiene, sí existen grandes diferencias cuando se utiliza el concreto como master respecto al patín y los pernos ya que al volverse la losa el elemento master, se demora más en fallar debido a que se deforma menos que cuando está definida como slave, transfiriéndose dicha deformación a la viga y los pernos como se esperaría en este tipo de definición.

10) Los resultados numéricos y teóricos resaltaron una divergencia en I_{LB} cuando se aumenta el f_y de la viga de acero, destacando que I_{LB} disminuye, pero M_P aumenta como es de esperarse lo cual demuestra el efecto inconsistente de tener f_y en el denominador en la ecuación I_{LB} y abordar la rigidez del sistema de esta manera.

7.1. Recomendaciones

1) Aquel que busque generar un modelo numérico no lineal de un sistema estructural debe tener un estado del arte amplio y profundo respecto al comportamiento no lineal de los materiales ya que es indispensable el comprender cada parámetro y punto de inflexión que existe en una curva esfuerzo deformación constitutiva.

2) Tener un buen sistema de cómputo es substancial en el FEA, especialmente para un análisis no lineal, ya que un cálculo en el programa para este estudio por ejemplo y para un segundo de tiempo tarda alrededor de 1 día pudiendo aumentar dependiendo la variable que se tenga en análisis.

3) Los factores más importantes a tomar en cuenta en el tiempo de cálculo son el mallado, el modelo constitutivo de los materiales, el no utilizar condiciones de simetría cuando si es posible utilizarlas, el tipo de interacción, el ser más detallado al modelar superficies e interacción entre las mismas, el utilizar ABAQUS – Standard, cantidad y tamaño de elementos, condiciones de borde y tipo y distribución de carga.

4) Tener un conocimiento profundo del comportamiento e interacción mecánica de los materiales y de cómo ABAQUS trabaja interiormente la codificación analítica y sobre todo numérica del modelo físico-mecánico.

5) Se recomienda generar la mayor cantidad de pares de superficie posible en la interacción del modelo y que además estos casen exactamente en medidas para que los resultados no sean comprometidos.

6) La importancia de calibrar el modelo radica en la variación que siempre se generara cuando se cambia alguna condición, parámetro, tipo de carga, etc., según se explicó en el estudio. En este caso la magnitud en la que disminuyo la rigidez de la curva carga deflexión en el modelo vario conforme la geometría, parámetros carga, etc. vario, lo cual justifica la demanda la calibración de modelos numéricos cuando se requiere alta precisión en los resultados.

8. Aportaciones del Trabajo de Tesis

Se produjo un estudio paramétrico que evalúa la respuesta de 21 vigas compuestas simplemente apoyadas con carga uniformemente distribuida donde se analiza la variación de f'_c , f_y de la viga, f_y de los pernos, la razón peralte/ancho efectivo de la losa, y el número de pernos. Se generaron gráficos de curvas carga-deflexión para cada una de las vigas y se analizó la variación de los parámetros. Adicionalmente, a lo largo del trabajo se elaboraron directrices para una mejor modelación de un sistema en 3D de viga compuesta.

Se confirma una de las controversias más debatidas en la actualidad respecto al uso de programas de elementos finitos en lugar de ensayos experimentales. El resultado de dicho estudio permite recalcar que el uso de modelos numéricos es una herramienta poderosa en la eficiencia y factibilidad del análisis de sistemas estructurales existentes e incluso nuevos. Sin embargo, cuando se desea un grado de exactitud tal como calibrar o proponer una nueva ecuación analítica que responda al comportamiento real de dicho sistema, especialmente en sistemas no lineales, se debe realizar ensayos experimentales que permitan calibrar el modelo numérico, de lo contrario, se obtienen resultados inexactos además de no ser integrales respecto a la respuesta real del sistema y por ende no pueden ser aceptados.

Reitera a la comunidad estructural el paradigma de sobrerresistencia estructural que existe y como este varía entre modelos numéricos, normativa y la vida real. La mayoría de códigos, limitan las estructuras a un comportamiento elástico, lo cual genera que rara vez se utilice su capacidad completa. Cuando se desprecian los factores de seguridad ampliamente utilizados en el cálculo, rara vez se utilizan las verdaderas capacidades de los materiales lo cual sigue permitiendo limitantes en el empleo de toda la capacidad. Por ende, se recalca que cuando se realice un modelo numérico se debe

intentar utilizar toda la capacidad de los materiales ya que pueden aún existir otras limitantes en el comportamiento mecánico de la interacción entre los mismos y la conceptualización de los modelos constitutivos a emplear, lo cual está regido por ecuaciones analíticas que no captan toda la realidad. Se acepta entonces que los ensayos experimentales son el mejor camino de predecir el comportamiento real, sin embargo, los estudios numéricos hacen un excelente trabajo en ilustrar el comportamiento de un sistema.

8.1. Futuras Líneas de Investigación

Evaluando el estudio de casos abordado en este documento, se optó por analizar profundamente tres parámetros incidentes en el comportamiento de la inercia de vigas compuestas. Se eliminaron diez de trece parámetros que definitivamente aportan a la rigidez a flexión de vigas compuestas, esto tomando en cuenta solo el cálculo del momento de inercia que se utilizara. Tres áreas clave adicionales donde los modelos actuales son inadecuados son (1) el cálculo de esfuerzos después de que se han aplicado las cargas de construcción, (2) los efectos a largo plazo de fluencia del concreto y su contracción, y (3) el efecto de la continuidad y la restricción en los apoyos. Como futuras líneas de investigación, queda el poder evaluar los diez parámetros restantes que son menos incidentes en el comportamiento de la inercia y además las tres áreas adicionales mencionadas anteriormente las cuales aportan al conocimiento concreto de la resistencia y capacidad de deformación del comportamiento verdadero de estos sistemas en condiciones de servicio.

Además, vale la pena destacar que ha sido comprobado por estudios experimentales que los resultados típicos pueden mejorarse teniendo en cuenta (1) las deformaciones por corte, (2) la flexibilidad de los pasadores, y / o (3) utilizando una definición diferente para el ancho efectivo. La longitud del espaciamiento S entre vigas y

la longitud de voladizo que pueda existir afectan el ancho efectivo, un parámetro que al final afecta muchos factores de vigas compuestas los cuales no se toman en cuenta en el cálculo de I_{LB} . Se reitera lo anterior debido a que no se toma en cuenta el punto (3) en esta investigación y por ende puede ser de gran ayuda reconocer estas necesidades para futuros investigadores que quieran abordar este tema.

Se propone realizar ensayos experimentales de los límites superior e inferior de los parámetros examinados en este estudio (6 ensayos experimentales, viga principal y las 5 últimas variaciones) y luego calibrar el modelo numérico presentado (modelo del Dr. Amar Prakash) para así poder generar una calibración pertinente a la ecuación del límite inferior del momento de inercia.

9. Referencias

1. ABAQUS. (2014). *Analysis User's Manual 6.14*. DSimulia.
2. ABAQUS. (2014). *Theory Manual Version 6.14*. DSimulia.
3. Abubakar Mamuda, D. S., Samson, D., Abubakar, I., Batari, A., Kabir, N., & Chinade, A. U. (2018). *Capacity of Composite Concrete-Steel Beams According to Euro Code 4*. Zaria, Nigeria.
4. ACI-318. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Farmington Hills, MI 48331: American Concrete Institute ISBN: 978-0-87031-964-8.
5. AISC 341. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, IL 60601-6219: American Institute of Steel Construction.
6. AISC 360. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago, IL 60601-6219: American Institute of Steel Construction.
7. Alfarah, B., López-Almansa, F., & Oller, S. (s.f.). *New Methodology For Calculating Damage Variables Evolution In Plastic Damage Model For RC Structures*. Barcelona, Spain.
8. Ali, A. M., Farid, B. J., & Al-Janabi, A. (1990). *Stress-Strain Relationship for Concrete in Compression Model of Local Materials*. College of Engineering, University of Basrah, Iraq: JKAU: Eng. Sci., Vol. 2, pp. 183-194.
9. Alwathaf, A., Thanoon, W., Jaafar, M., & Noorzaei, J. (2012). *Mathematical Modelling of Stress-Strain Curves of Masonry Materials*. Australian Journal of Structural Engineering, Vol. 13, No. 3.
10. Amer, M. I., & Qussay, W. A. (2013). *Nonlinear Analysis Of Simply Supported Composite Steel - Concrete Beam*. Iraq: Diyala Journal of Engineering Sciences.
11. An, C., Castello, X., Duan, M., Filho, R. D., & Estefen, S. F. (2012). *Ultimate Strength Behaviour of Sandwich Pipes Filled With Steel Fiber Reinforced Concrete*. Universidade Federal do Rio de Janeiro, CP 68508, Rio de Janeiro 21941-972, Brazil: Ocean Engineering 55 125–135.
12. ASCE 7. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston, VA 20191-4400: American Society of Civil Engineers.

13. Babu, R. R., Benipala, G. S., & Singhb, A. K. (2005). *Constitutive Modeling of Concrete: An Overview*. Asian Journal Of Civil Engineering (Building and Housing) Vol. 6, No. 4, Pages 211-246.
14. Basan, R. (2016). *Constitutive Modeling and Material Behaviour*. University of Rijeka: BIOMAT Project.
15. Bazant, Z. P. (1986). *Mechanics of Distributed Cracking*. Appl. Mech. Rev., ASME, 39(5), 675-705.
16. Bazant, Z., Pan, J., & Pijaudier-Cabot, G. (1987). *Softening in Reinforced Concrete Beams and Frames*. J.Struct. Engrg., ASCE, 113(12), 2333-2347.
17. Behnam, H., Kuang, J. S., & Samali, B. (2018). *Parametric Finite Element Analysis of RC Wide Beam-Column Connections*. Western Sydney University, Sydney, Australia: Computers and Structures - Elsevier.
18. Belakhdar, K. (2008). *Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Slab Strengthened with Shear Bolts*. Moulay Tahar University Center, Saida, Algeria: Jordan Journal of Civil Engineering, Volume 2, No. 1.
19. Birtel, V., & Mark, P. (2006). *Parameterised Finite Element Modelling of RC Beam Shear Failure*. Bochum, Germany: 2006 ABAQUS Users' Conference.
20. Carreira, D. J., & Chu, K.-H. (1985). *Stress-Strain Relationship for Plain Concrete in Compression*. ACI Journal.
21. Chang, G. A., & Mander, J. B. (1994). *Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part 1 – Evaluation of Seismic Capacity*. NCEER Technical Report No. NCEER-94-0006, State University of New York, Buffalo, N. Y.
22. Chaudhari, S. V., & Chakrabarti, M. A. (2012). *Modeling of Concrete for Nonlinear Analysis Using Finite Element Code ABAQUS*. Mumbai India: International Journal of Computer Applications (0975 – 8887) Volume 44– No.7.
23. Chen, E. S., & Buyukozturk, O. (1985). *Constitutive Model for Concrete in Cyclic Compression*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 111 (EM6), 797-814.
24. Chen, F. W. (1982). *Plasticity in Reinforced Concrete*. Publisher: McGraw-Hill, New York.

25. Cicekli, U. (2006). *A Plasticity Damage Model For Plain Concrete*. Louisiana State University, USA: LSU Doctoral Dissertations. 2117.
26. de Heredia, O. d. (2004). *Diseño de Estructuras de Acero - Construccion Compuesta*. Mexico: ISBN 968-5520 09-7.
27. Demir, A., Ozturk, H., & Dok, G. (2016). *3D Numerical Modeling of RC Deep Beam Behavior by Nonlinear Finite Element Analysis*. Sakarya, Turkey: Disaster Science And Engineering p. 13-18, 2(1).
28. Deng, S., Qie, Z., & Wang, L. (2015). *Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Beam Bending Failure Experimentation Based on ABAQUS*. Beijing China: International Conference on Information Sciences, Machinery, Materials and Energy.
29. Di Rado, H. A. (2006). *Simulación numérica de problemas con no linealidad física y geométrica. Análisis de consolidación de suelos no saturados*. Universidad Nacional del Nordeste.
30. Dougill, J. W. (1983). *Constitutive Relations for Concrete and Rock. Applications and Extension of Elasticity and Plasticity Theory*. Preprints W. Prager Symp. on Mechanics of Geomaterials: Rocks, Concrete, Soils, Northwestern Univ., Evanston, III.
31. Dvorkin, E., Torrent, R., & Alvaredo, A. (1987). *A Constitutive Relation for Concrete*. In Proc. Int. Conf. Computational Plasticity (Barcelone) (Edited by D.R.J. Owen, E. Hilton and E. Onate) Part 2, 1415-1430. Pineridge Press, Swansea.
32. Elmatzoglou, M., & Advelas, A. (2017). *Numerical Modelling of Double-Steel Plate Composite Shear Walls*. Thessaloniki, Greece: Computation 2017, 5, 12; doi:10.3390/computation5010012.
33. EN 1994-1-1 Eurocode 4. (2004). *Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. ICS 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40.
34. EN 1994-2 Eurocode 4. (2005). *Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures - Part 2: General Rules and Rules for Bridges*. ICS 91.010.30; 91.080.10; 91.080.40; 93.040.
35. ETABS. (2016). *Composite Beam Design Manual*. USA: ISO ETA122815M55 Rev. 0 - Computers & Structures Inc.
36. Fabbrocino, G., Manfredi, G., & Cosenza, E. (2000). *Analysis of Continuous Composite Beams Including Partial Interaction and Bond*. Journal of Structural Engineering.

37. Fardis, M. N., Alibe, B., & Tassoulas, J. L. (1983). *Monotonic and Cyclic Constitutive Law for Concrete*. Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 109 (EM2), 516-536.
38. Garcia, A., & Molina, M. (2008). *Comportamiento De Vigas De Sección Compuesta Con Perfiles De Acero Laminado Y Losa De Concreto Empleando Conectores De Cortante Tipo Tornillo Grado Dos*. REVISTA INGENIERÍA E INVESTIGACIÓN VOL. 28 No. 3, DICIEMBRE DE 2008 (11-21).
39. Gardner, L., & Ashraf, M. (2006). *Structural Design for Non-Linear Metallic Materials*. Engineering Structures 2006, 5, Vol. 28, No. 6, pp. 926-934. ISSN 0141-0296. doi: DOI: 10.1016/j.engstruct.2005.11.001.
40. Gautam, B. G., Xiang, Y.-Q., Qiu, Z., & Guo, S.-H. (2019). *A Semi-Empirical Deflection-Based Method for Crack Width Prediction in Accelerated Construction of Steel Fibrous High-Performance Composite Small Box Girder*. China: Materials 2019, 12, 964; doi:10.3390/ma12060964.
41. Genikomou, A. S., & Polak, M. A. (s.f.). *Damaged Plasticity Modelling Of Concrete In Finite Element Analysis Of Reinforced Concrete Slabs*. University of Waterloo, ON Canada: 9th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures.
42. Gerstle, K. B., Aschl, H., Bellotti, R., Ko, H.-Y., Linse, D., Newman, J. B., . . . Zimmerman, R. M. (1980). *Behavior of Concrete Under Multiaxial Stress State*. J. Engrg. Mech. Div., ASCE, 106(6), 1383-1403.
43. Gopinath, S., Rajasankar, J., Iyer, N. R., Krishnamoorthy, T. S., Bharatkumar, B. H., & Lakshmanan, N. (2009). *A Strain-Based Constitutive Model for Concrete under Tension in Nonlinear Finite Element Analysis of RC Flexural Members*. India: Copyright © 2009 Tech Science Press SDHM, vol.5, no.4, pp.311-335.
44. Grassl, P., & Jirásek, M. (2006). *Damage-Plastic Model for Concrete Failure*. University of Glasgow, Glasgow G12 8LT, United Kingdom: International Journal of Solids and Structures 43 (2006) 7166–7196.
45. Hafezolghorani, M., Hejazi, F., Vaghei, R., Jaafar, M. S., & Karimzade, K. (2017). *Simplified Damage Plasticity Model for Concrete*. Selangor, Malaysia: Structural Engineering International.

46. Hicks, S. (s.f.). *EN 1994 - Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete: Composite Slabs*. United Kingdom: The Steel Construction Institute.
47. Hill, H. (1944). *Determination of Stress-Strain Relations from "Offset" Yield Strength Values*. . Washington, D.C., USA: National Advisory Committee for Aeronautics.
48. Hoagland, R. G., Hahn, G. T., & Rosenfield, A. R. (1973). *Influence of Microstructure on Fracture Propagation of Rock*. *Rock Mech.*, 5(2), 78-105.
49. Hollomon, J. H. (1945). *Tensile Deformation*. *Transactions of the American Institute of Mining Engineers (AIME)*. 1945, 162, 268-290. ISSN 0543-5722.
50. Hortigón, B. F. (2015). *Definición de un Modelo de Comportamiento Plástico Durante la Estricción Para los Aceros Corrugados de Alta Ductilidad*. España: Escuela Politécnica Superior Universidad de Sevilla.
51. IBC. (2018). *International Building Code - International Code Council, Inc*. ISBN: 978-1-60983-735-8 .
52. Johnson, R. P. (2004). *Composite Structures of Steel and Concrete*. ISBN 1-4051-0035-4.
53. Johnson, S. (2006). *Comparison of Nonlinear Finite Element Modeling Tools for Structural Concrete*. University of Illinois At Urbana Campaign, Department of Civil and Environmental Engineering.
54. Karihaloo, B. L., & Fu, D. (1990). *An Anisotropic Damage Model for Plain Concrete*. *Engineering Fracture Mechanics*,” 35, 205-209.
55. Kemp, A., Dekker, N., & Trincherro, P. (1995). *Differences in Inelastic Properties of Steel and Composite Beams*. *Journal of Constructional Steel Research*, No. 34, pp. 187-206.
56. Khalfallah, S., Charif, A., & Mohammed, N. (2012). *Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Structures Using a New Constitutive Model*. Constantine , Algérie: *Revue Européenne des Éléments*, 13:8, 841-856.
57. Kmiecik, P., & Kaminski, M. (2011). *Modelling of Reinforced Concrete Structures and Composite Structures With Concrete Strength Degradation Taken Into Consideration*. Wrocław, Poland: *Archives Of Civil And Mechanical Engineering Vol. XI*.

58. Kobayashi, M., & Ohno, N. (2002). *Implementation of cyclic plasticity models based on a general form of kinematic hardening*. Int. J. Numer. Meth. Engng., 53, 2217.
59. Kotsovos, M. (1980). *A Mathematical Model of the Deformational Behavior of Concrete Under Generalized Stress Base on Fundamental Material Properties*. Materiaux et Constructions, 13(76), 289-298.
60. Krajcinovic, D., & Selveraj, S. (1983). *Constitutive Equations for Concrete*. Proceedings of the Int. Conf. on Constitutive Laws for Engineering Materials, Tuscon, 393-406.
61. Lawson, R. M., Aggelopoulos, E., Obiala, R., Hanus, F., Odenbreit, C., Nellinger, S., . . . Sheehan, T. (2017). *Development of Improved Shear Connection Rules in Composite Beams*. Europe: ISBN 978-92-79-65673-6 ISSN 1831-9424 doi:10.2777/923858 KI-NA-28-458-EN-N.
62. Lee, J., & Fenves, G. (1998). *A Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE 124, 892-900.
63. Leon, R. T. (1990). *Serviceability of Composite Floors*. Illinois: Proceedings of the 1990 National Steel Construction Conference, AISC.
64. Leon, R. T., Perea, T., Rassati, G. A., & Lange, J. (2008). *Composite Construction in Steel and Concrete VI*. Devil's Thumb Ranch, Tabernash, Colorado: The Structural Engineering Institute (SEI) of the American Society of Civil Engineers.
65. Leon, R., & Alsamsam, I. (1993). *Performance and Serviceability of Composite Floors*. Irvine, CA: Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation: Proceedings of the ASCE Structures Congress, ASCE, pp. 1,479–1,484.
66. Liang, Q. Q., Uy, B., Bradford, M. A., & Ronagh, H. R. (2005). *Strength Analysis of Steel–Concrete Composite Beams in Combined Bending and Shear*. <http://ro.uow.edu.au/engpapers/184>.
67. López-Almansa, F., Alafarah, B., & Oller, S. (2014). *Numerical Simulation Of RC Frame Testing With Damaged Plasticity Model. Comparison With Simplified Models*. Istanbul: Second European Conference On Earthquake Engineering And Seismology.
68. Lubarda, V., Krajcinovic, D., & Mastilovic, S. (1994). *Damage model for brittle elastic solids with unequal tensile and compressive strengths*. Eng Fract Mech; 49:681–97.

69. Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., & Oñate, E. (1989). *A Plastic-Damage Model for Concrete*. Int. J. Solids Structures, Vol.25, no.3, 299-326.
70. Luquin, I. A., & Saladrigas, E. R. (2011). *Comportamiento Estructural de Vigas de Acero Inoxidable Ferrítico Frente a Cargas Concentradas*. España: Projecte O Tesina D'Especialitat.
71. Mafipour, M. S., Homayoun, F. A., Tatlari, S., & Reza, A. G. (2019). *Closed-Form Formulations in Composite Beams Based on Partially-Composite Behavior*. 3rd International Conference on Applied Researches in Structural Engineering and Construction Management.
72. Mark, P., & Bender, M. (2010). *Computational Modeling of Failure Mechanisms In Reinforced Concrete Structures*. Bochum, Germany: Architecture and Civil Engineering Vol. 8, No 1, pp. 1 - 12.
73. Mazars, J., & Cabot, G. (1989). *Continuum Damage Theory - Application to Concrete*. Journal of Engineering Mechanics, 115(2), 345-365.
74. McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C. V., México, ISBN: 978 607 707 559 2.
75. Mendiguren, J., Trujillo, J. J., Cortes, F., & Galdos, L. (2013). *An Extended Elastic Law to Represent Non-linear Elastic Behaviour*. Application in Computational Metal Forming. International Journal of Mechanical Science 2013; 77:57-64.
76. Michał, S., & Andrzej, W. (2015). *Calibration of the CDP Model Parameters in Abaqus*. Incheon, Korea: 2015 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics.
77. Mirambell, E., & Real, E. (2000). *On the Calculation of Deflections in Structural Stainless Steel Beams an Experimental and Numerical Investigation*. España: Journal of Constructional Steel Research 54 (2000) 109–133.
78. Ngo, D., & Scordelis, A. (1967). *Finite element Analysis of Reinforced Concrete Beam*. ACI Journal, 64(3), 152-163.
79. Oehlers, D. J., & Bradford, M. A. (1999). *Elementary Behaviour of Composite Steel and Concrete Structural Members*. ISBN 0 7506 3269 0.
80. Paik, J. K. (2018). *Ultimate Limit State Analysis and Design of Plated Structures*. Edition One. January 2003. ISBN: 978-0-471-48632-9.

81. Pérez Mitre, A. J. (2004). *Análisis y optimización con interacción de Dummy, de la carrocería del automóvil "Tubolare SAND CAR" de Tecnoidea SA de CV, en impacto frontal empleando el método de elementos finitos en ALGOR FEA, mediante la simulación de eventos mecánicos.* Cholula, Puebla, México: Departamento de Ingeniería Mecánica. Escuela de Ingeniería, Universidad de las Américas Puebla.
82. Pinnola, F. P., Zavarise, G., Del Prete, A., & Franchi, R. (2003). *On the Appearance of Fractional Operators in Non-Linear Stress-strain Relation of Metals.* Italy: arXiv:2003.00756v1 [cond-mat.mtrl-sci].
83. Prakash, A., Anandavalli, N., Madheswaran, C. K., Rajasankar, J., & Lakshmanan, N. (2011). *Three Dimensional FE Model of Stud Connected Steel-Concrete Composite Girders Subjected to Monotonic Loading.* Taramani, Chennai, 600113, India: International Journal of Mechanics and Applications. CSIR-Structural Engineering Research Centre, CSIR Campus.
84. Pramano, E., & William, K. (1989). *Fracture energy-based plasticity formulation of plain concrete.* J.Engng. Mech., ASCE, 115(6), 183-1203.
85. Puddicome, T. (2018). *Finite Element Analysis Of Reinforced Concrete And Steel Fiber Reinforced Concrete Slabs In Punching Shear.* Memorial University of Newfoundland, Canada: St. John's Newfoundland.
86. Ramberg, W., & Osgood, W. R. (1943). *Description of Stress-Strain Curves by Three Parameters.* Washintong D.C.: Technical Note 902, National Advisory Committee For Aeronautics.
87. Rasmussen, K. J. (2003). *Full-Range Stress-Strain Curves for Stainless Alloys.* Journal of Constructional Steel Research. 2003, 59, 47-61. ISSN: 0143-974X.
88. Real, A. E., & Gardner, L. (2015). *Description of Stress-Strain Curves for Stainless Steel Alloys.* Spain: Materials and Design. 87, 540-552.
89. Reinhardt, H. W., & Cornelissen, H. A. (1984). *Post-peak cyclic behaviour of concrete in uniaxial tensile and alternating tensile and compressive loading.* Cement and Concrete Research 14 (2), pp. 263-270.

90. Sadowski, A. J., Rotter, J., Stafford, P., Reinke, T., & Ummenhofer, T. (2017). *On the Gradient of the Yield Plateau in Structural Carbon Steels*. Germany: Journal of Constructional Steel Research 130 120–130.
91. Sadowski, A. J., Rotter, M. J., Reinke, T., & Ummenhofer, T. (2014). *Statistical Analysis of the Material Properties of Selected Structural Carbon Steels*. UK: Structural Safety, 53C, 26-35. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.strusafe.2014.12.002>.
92. Shalall, M. A. (2005). *Nonlinear Analysis of Continuous Composite Beam by Finite Element Method*. Baghdad, Iraq: Journal of Engineering and Development, Vol. 9, No. 2, June (2005) ISSN 1813-7822.
93. Sinha, B. P., Gerstle, K. H., & Tulin, L. (1964). *Stress-strain relations for concrete under cyclic loading*. Journal of the ACI 61 (2), pp. 195-211.
94. Śledziwski, K. (2017). *Selection of Appropriate Concrete Model in Numerical Calculation*. Lublin University of Technology, Nadbystrzycka 40, 20-618 Lublin, Poland: ITM Web of Conferences 15, 07012.
95. Sümer, Y., & Aktaş, M. (2015). *Defining Parameters For Concrete Damage Plasticity Model*. Department of Civil Engineering, Sakarya University, 54187 Sakarya, Turkey: Challenge Journal of Structural Mechanics.
96. Taqieddin, Z. N. (2008). *Elasto-Plastic And Damage Modeling Of Reinforced Concrete*. Louisiana State University, USA: LSU Dissertations.
97. Taylor, A. (1985). *A Study of the Behavior of Simply-Supported Composite Beams*. M.S. Thesis, Dept, of Civil Engineering, U. of Washington, Seattle, 1985, 130pp.
98. Tomasz Jankowiak, T. L. (2005). *Identification of Concrete Parameters*. Poznan University of Technology, Institute of Structural Engineering (ISE): Publishing House of Poznan University of Technology, Poznan.
99. Tsavdaridis, K. D. (2014). *Seismic Analysis of Steel–Concrete Composite Buildings: Numerical Modeling*. Leeds, UK: Encyclopedia of Earthquake Engineering DOI 10.1007/978-3-642-36197-5_125-1.

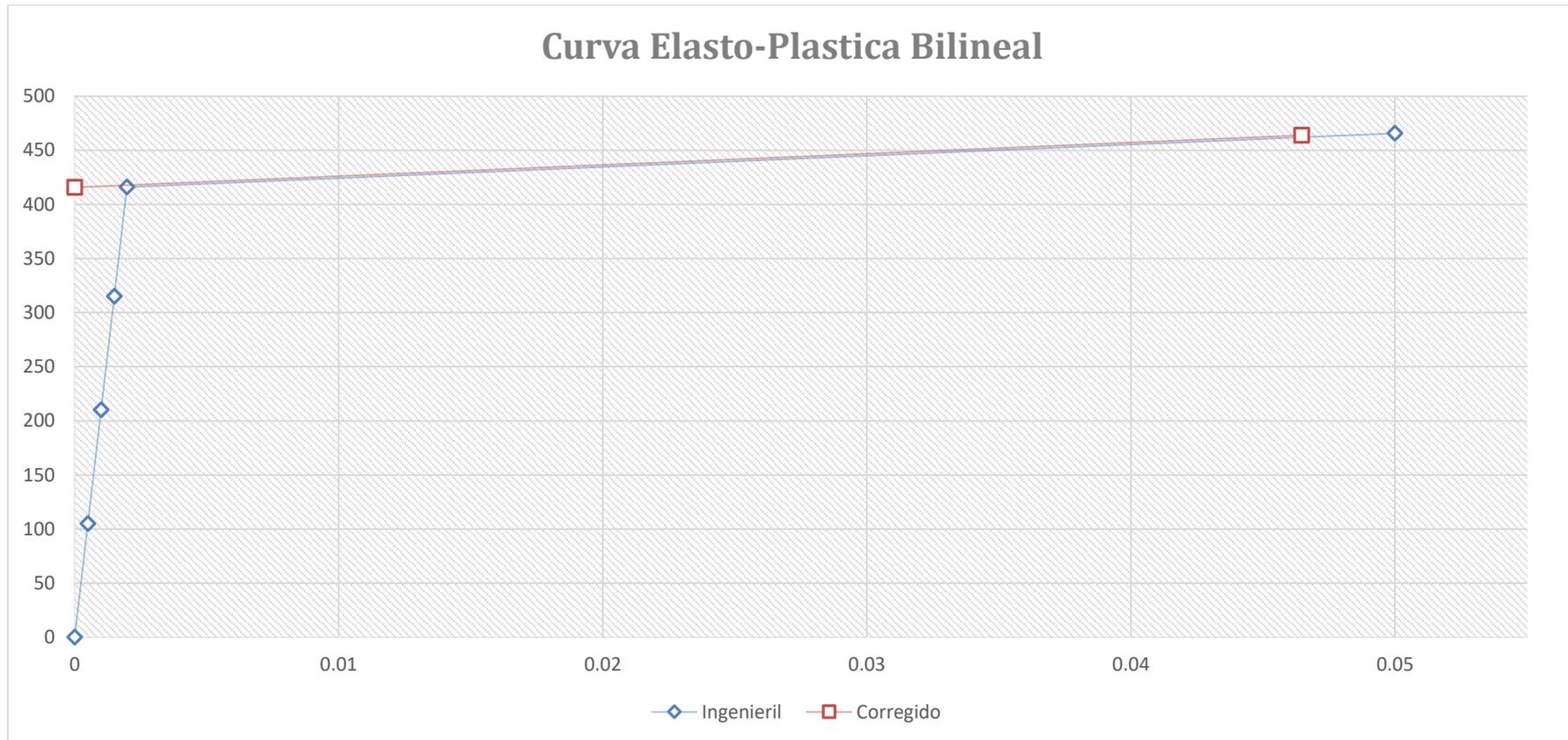
100. Vallenilla, C., & Bjorhovde, R. (1985). *Effective Width Criteria for Composite Beams*. AISC Engineering Journal, Vol. 22, No. 4, pp. 169-175.
101. van Mier, J. G. (1984). *Strain-Softening of Concrete Under Multiaxial Loading Conditions*. Eindhoven: Technische Hogeschool Eindhoven.: <https://doi.org/10.6100/IR145193>.
102. Vellasco, P. C., De Lima, L. R., De Andrade, S. A., Vellasco, M. M., & Da Silva, L. A. (2017). *Modelling Steel and Composite Structures*. 50 Hampshire Street, 5th Floor, Cambridge, MA 02139, United States: Copyright © Elsevier Editora Ltda. Published by Elsevier Inc.
103. Voyiadjis, G. Z., & Abu-Lebdeh, T. M. (1994). *Plasticity Model for Concrete Using the Bounding Surface Concept*. International Journal of Plasticity, Vol.10, no.1, 1-21.
104. Wahalathantri, B. L., Thambiratnam, D. P., Chan, T. H., & Fawzia, S. (2011). *A Material Model For Flexural Crack Simulation In Reinforced Concrete Elements Using Abaqus*. Queensland University of Technology, Brisbane, Australia: eddBE2011 Proceedings.
105. Wang, T., & Hsu, T. T. (2001). *Nonlinear Finite Element Analysis of Concrete Structures Using New Constitutive Models*. Computers and Structures, Vol. 79, Iss. 32, pp. 2781–2791.
106. Wastiels, J. (1980). *A Softening Plasticity Model for Concrete*. Proc. Int. Conf. Numerical Methods for Nonlinear Problems, Pinedridge Press, Swansea, U.K., 481-493.
107. Wickline, J. E. (2002). *A Study Of Effective Moment Of Inertia Models For Full-Scale Reinforced Concrete T-Beams Subjected To A Tandem-Axle Load Configuration*. Master Thesis Submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University.
108. Winkler, K., & Stangenberg, F. (2008). *Numerical Analysis of Punching Shear Failure of Reinforced Concrete Slabs*. Bochum, Germany: Abaqus Users' Conference.
109. Xiao, Y., Chen, Z., Zhou, J., Leng, Y., & Xia, R. (2017). *Concrete Plastic-Damage Factor for Finite Element Analysis: Concept, Simulation, and Experiment*. Advances in Mechanical Engineering Vol. 9(9) 1–10.
110. Zhao, H., & Leon, R. T. (2013). *Elastic Load-Deflection Behavior of Simply-Supported Composite Beams*. Virginia Tech, Blacksburg, VA, 95: SEM Report 13/09, Via Department of Civil and Environmental.

1.

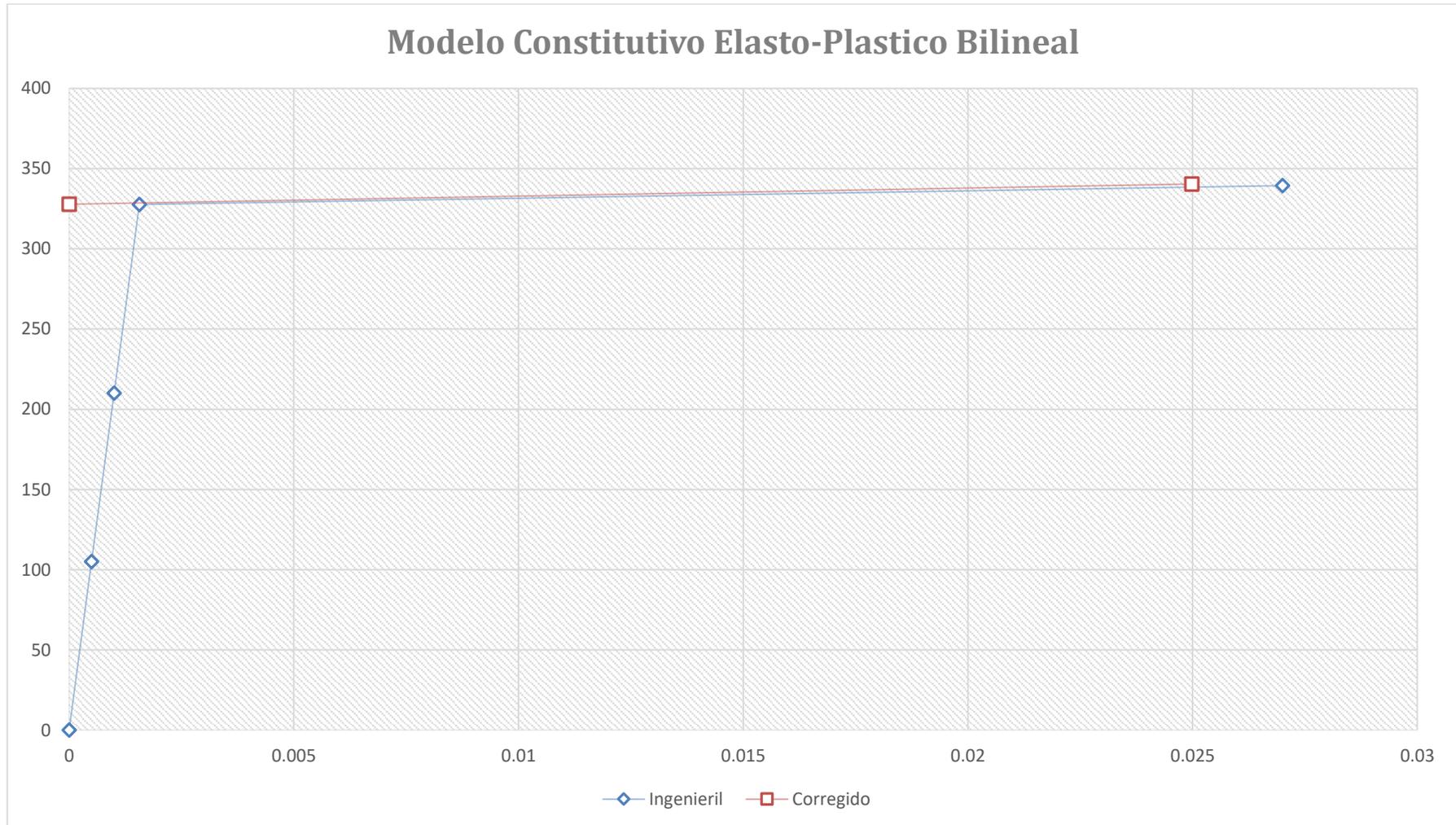
10. Anexos

Anexo 1. Propiedades de los Materiales del Estudio Paramétrico (Unidades en MPa)

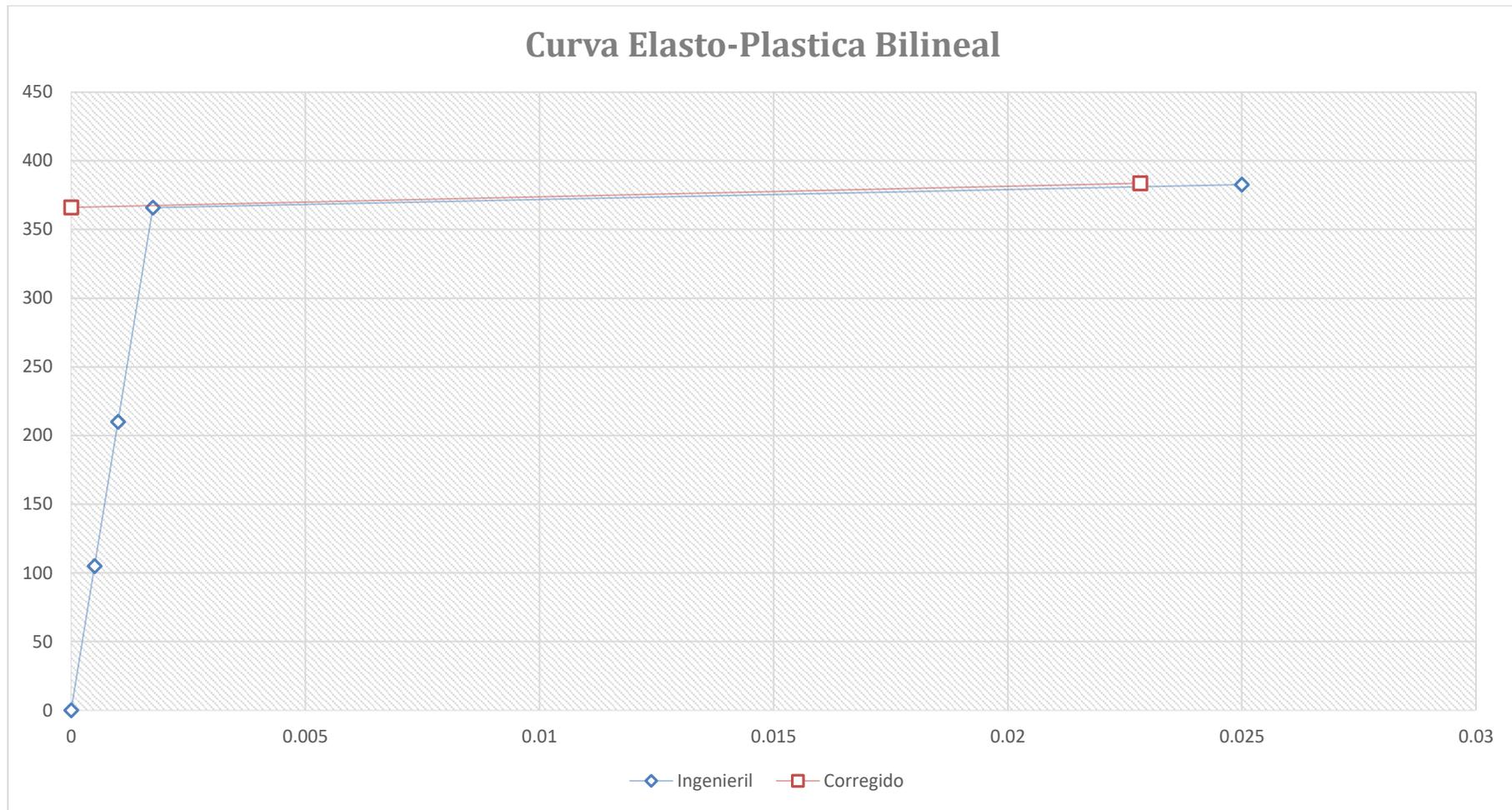
Anexo 1.1. Input de Relación Esfuerzo–Deformación del Refuerzo



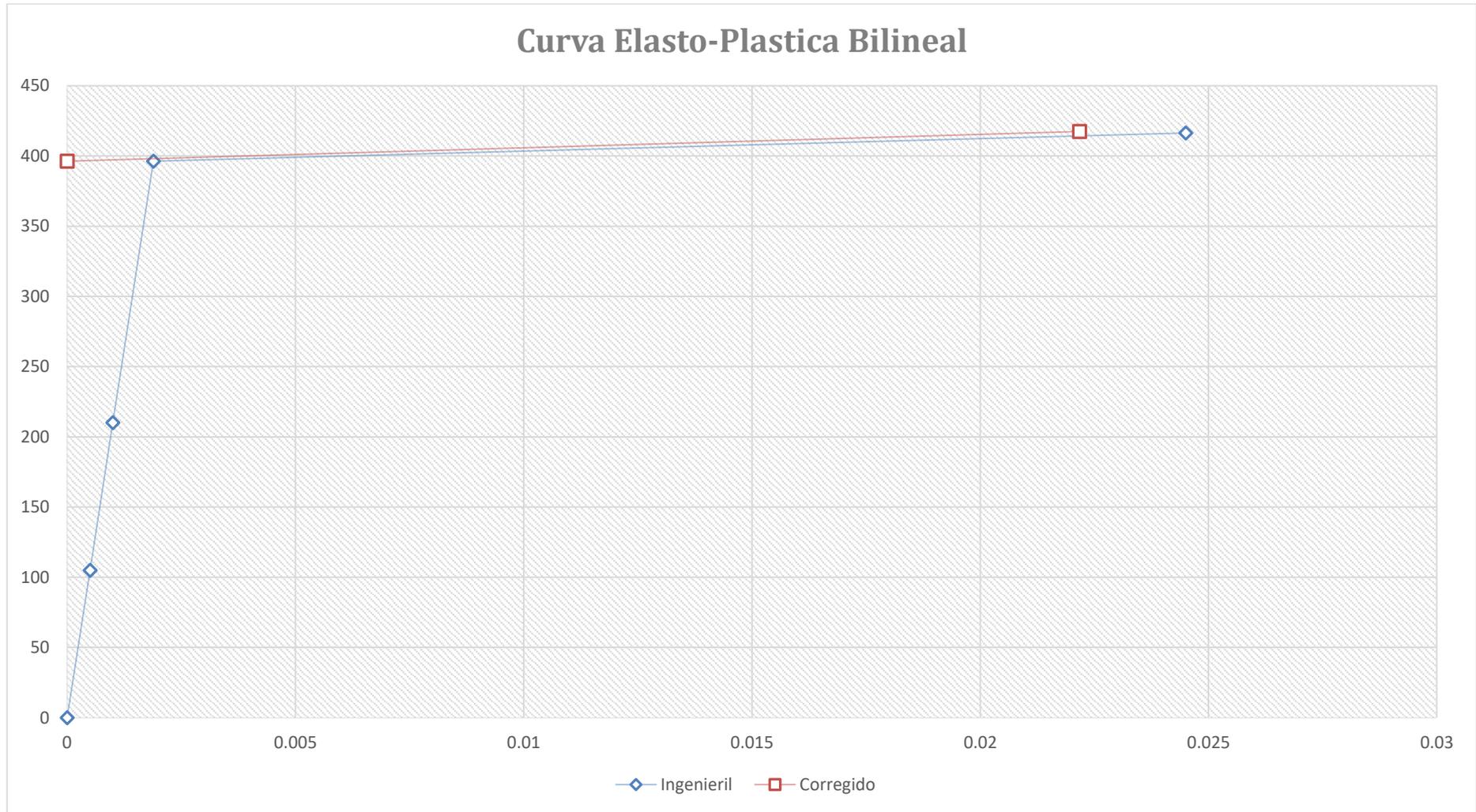
Anexo 1.2. Input de Relación Esfuerzo–Deformación del f_y de la Viga Principal



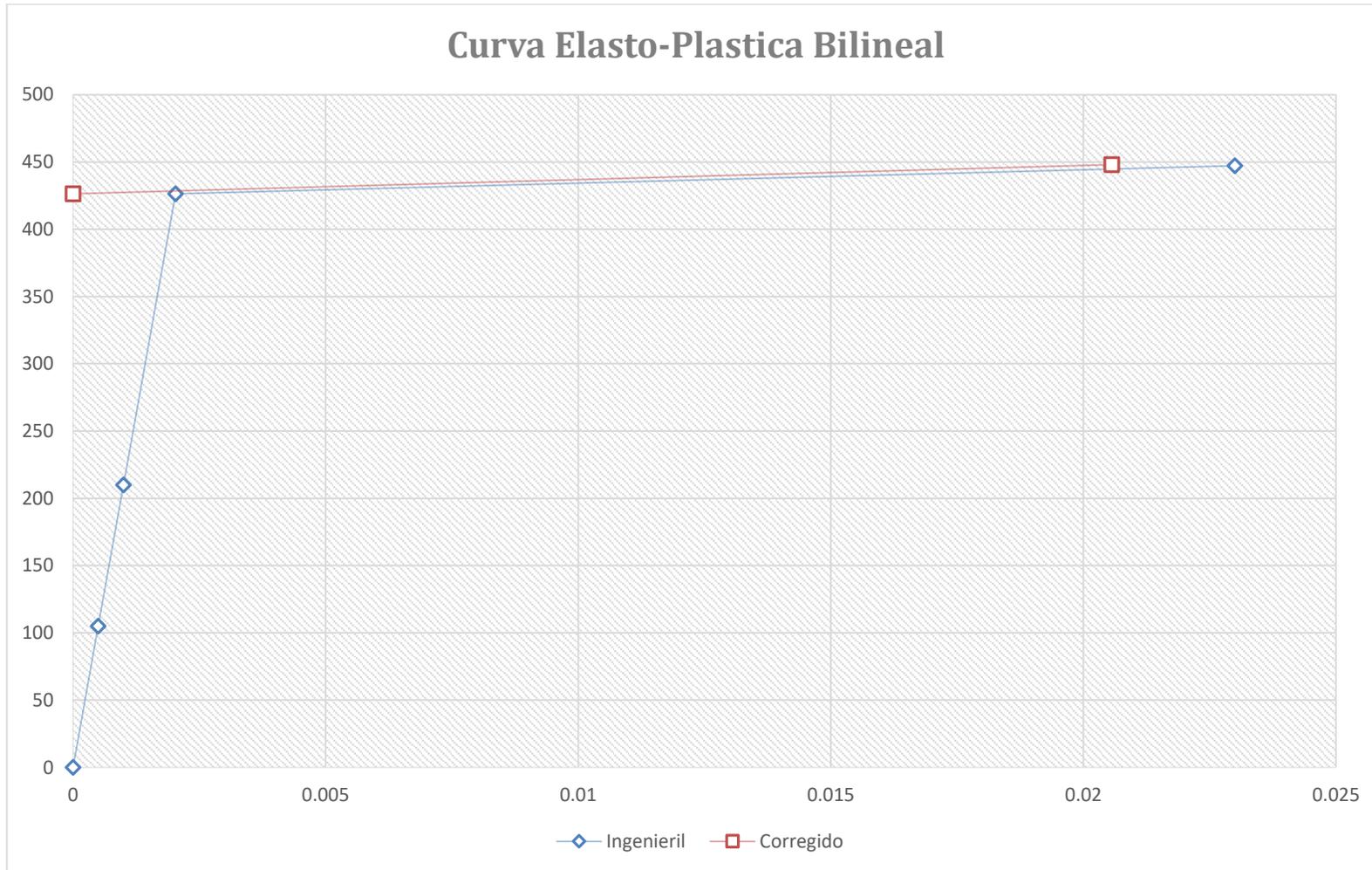
Anexo 1.3. Input de Relación Esfuerzo–Deformación de Primera Variación del f_y de la Viga



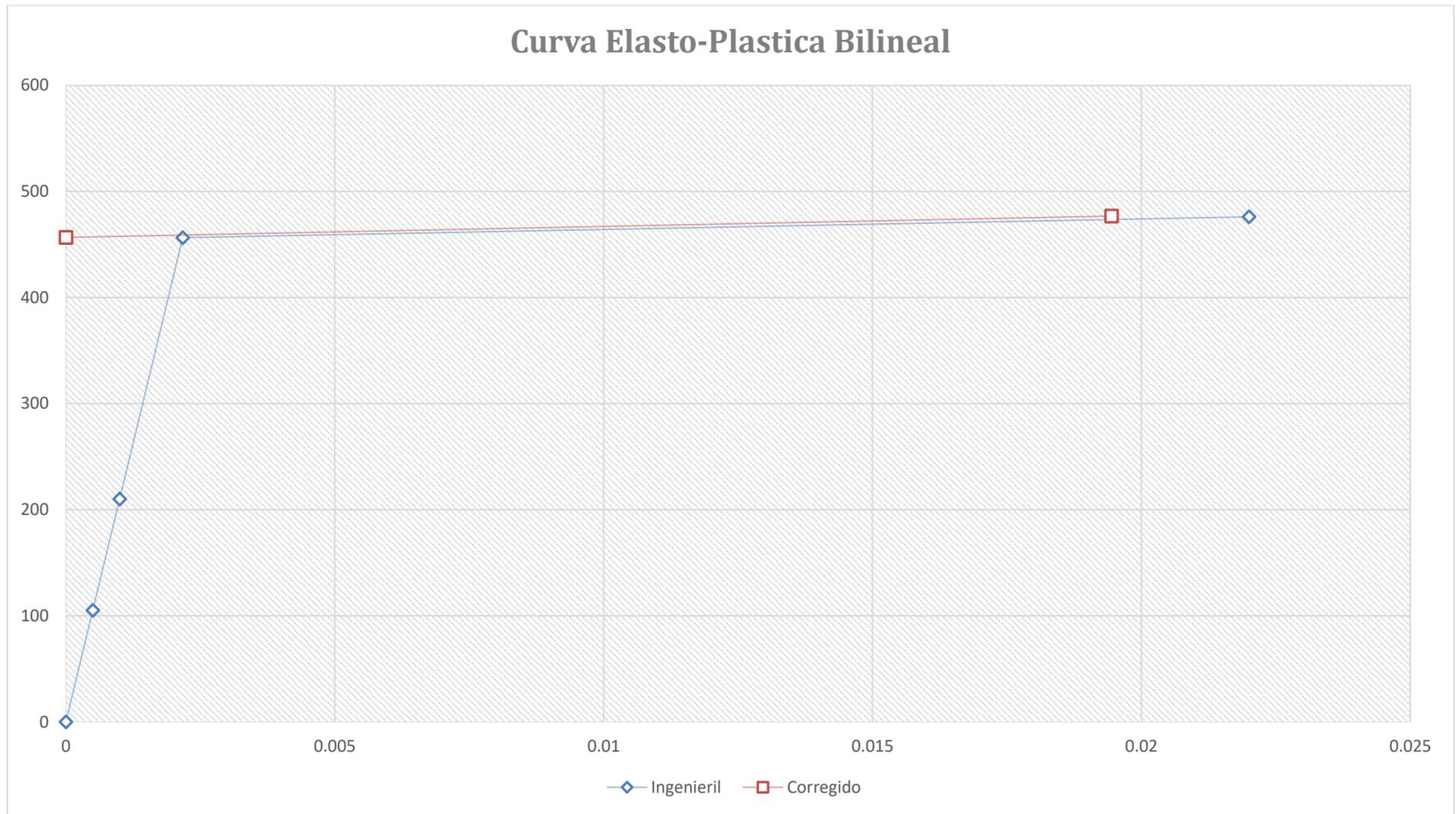
Anexo 1.4. Input de Relación Esfuerzo–Deformación de Segunda Variación del f_y de la Viga



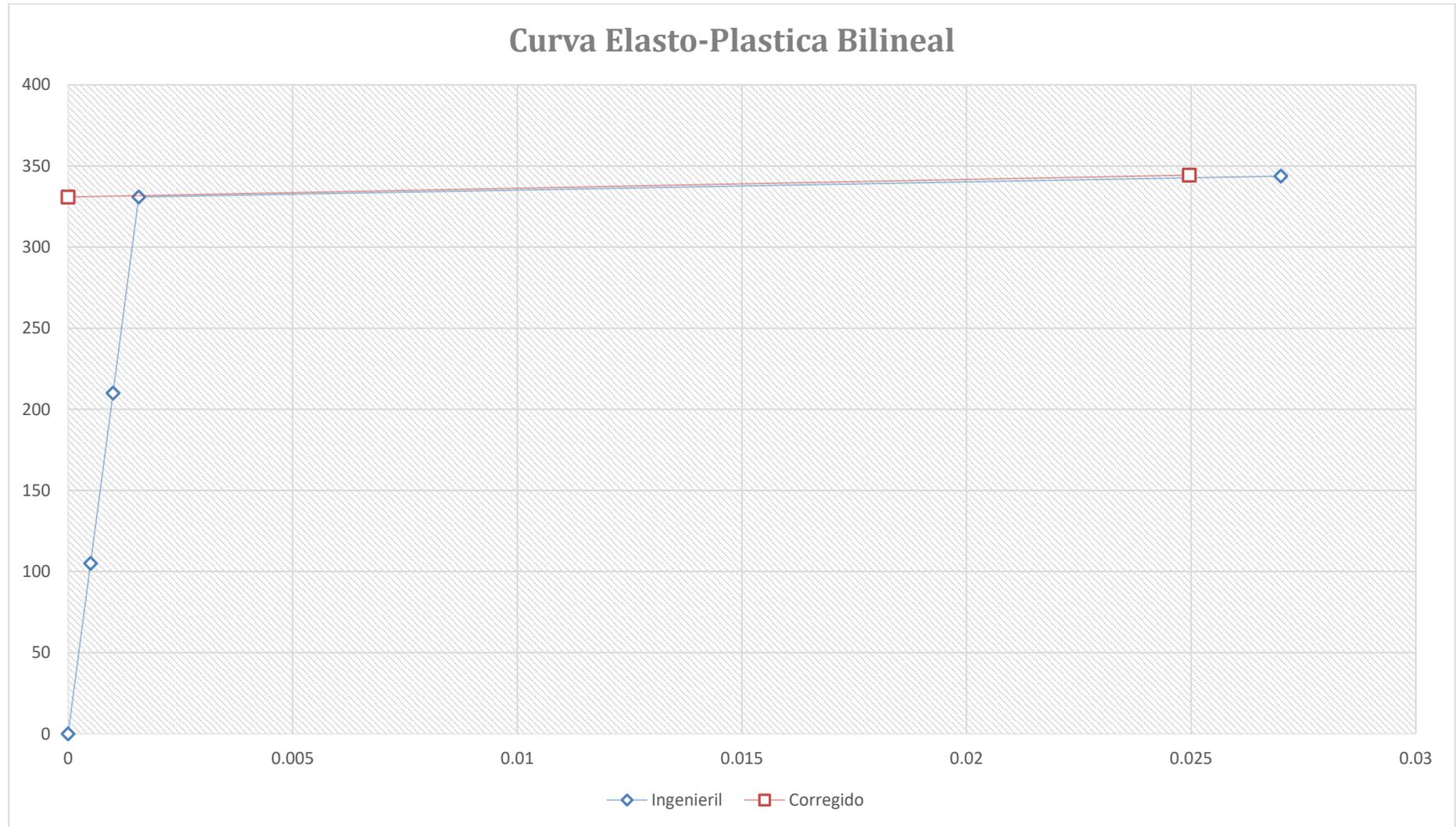
Anexo 1.5. Input de Relación Esfuerzo–Deformación de Tercera Variación del f_y de la Viga



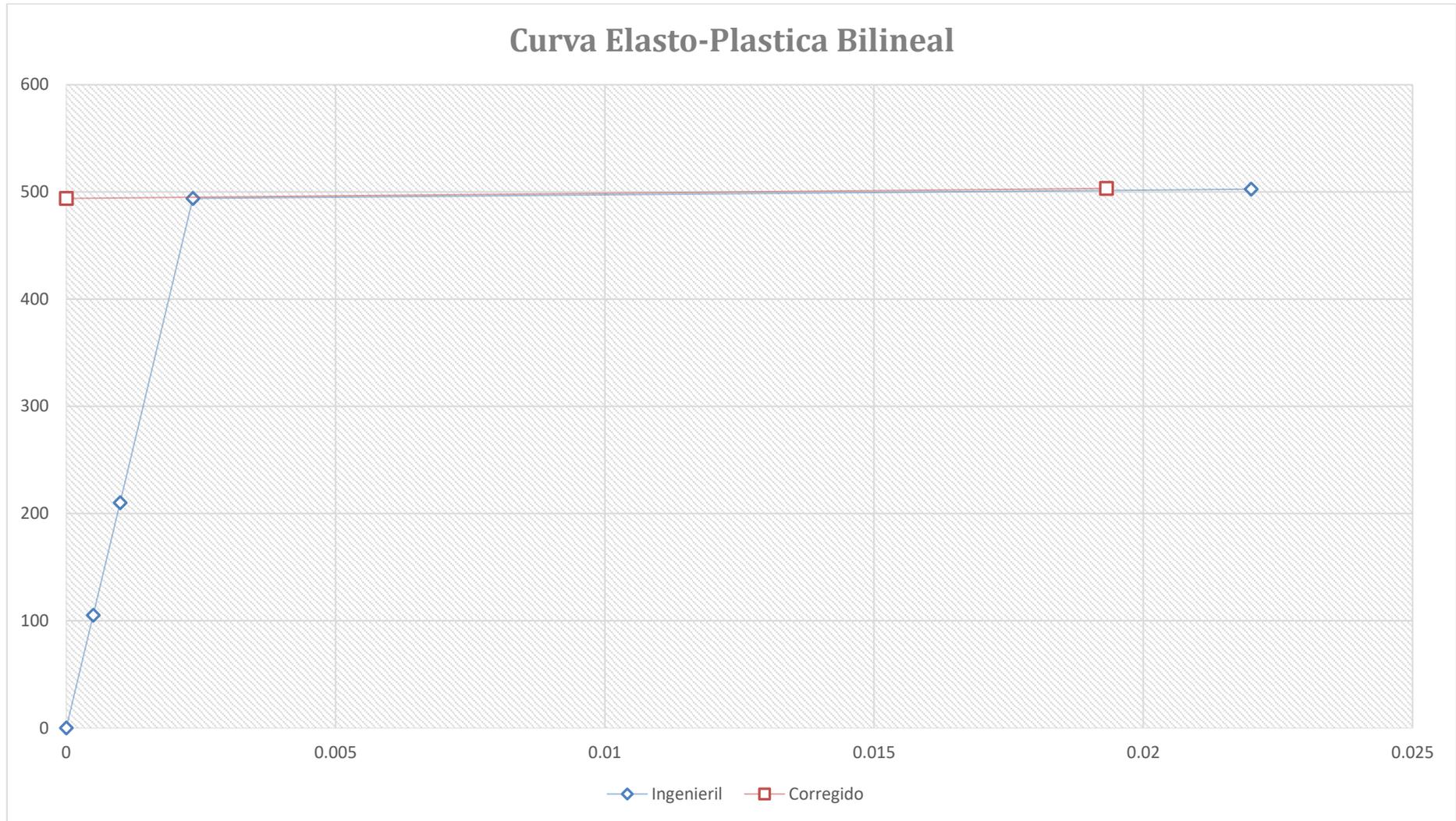
Anexo 1.6. Input de Relación Esfuerzo–Deformación de Cuarta Variación del f_y de la Viga



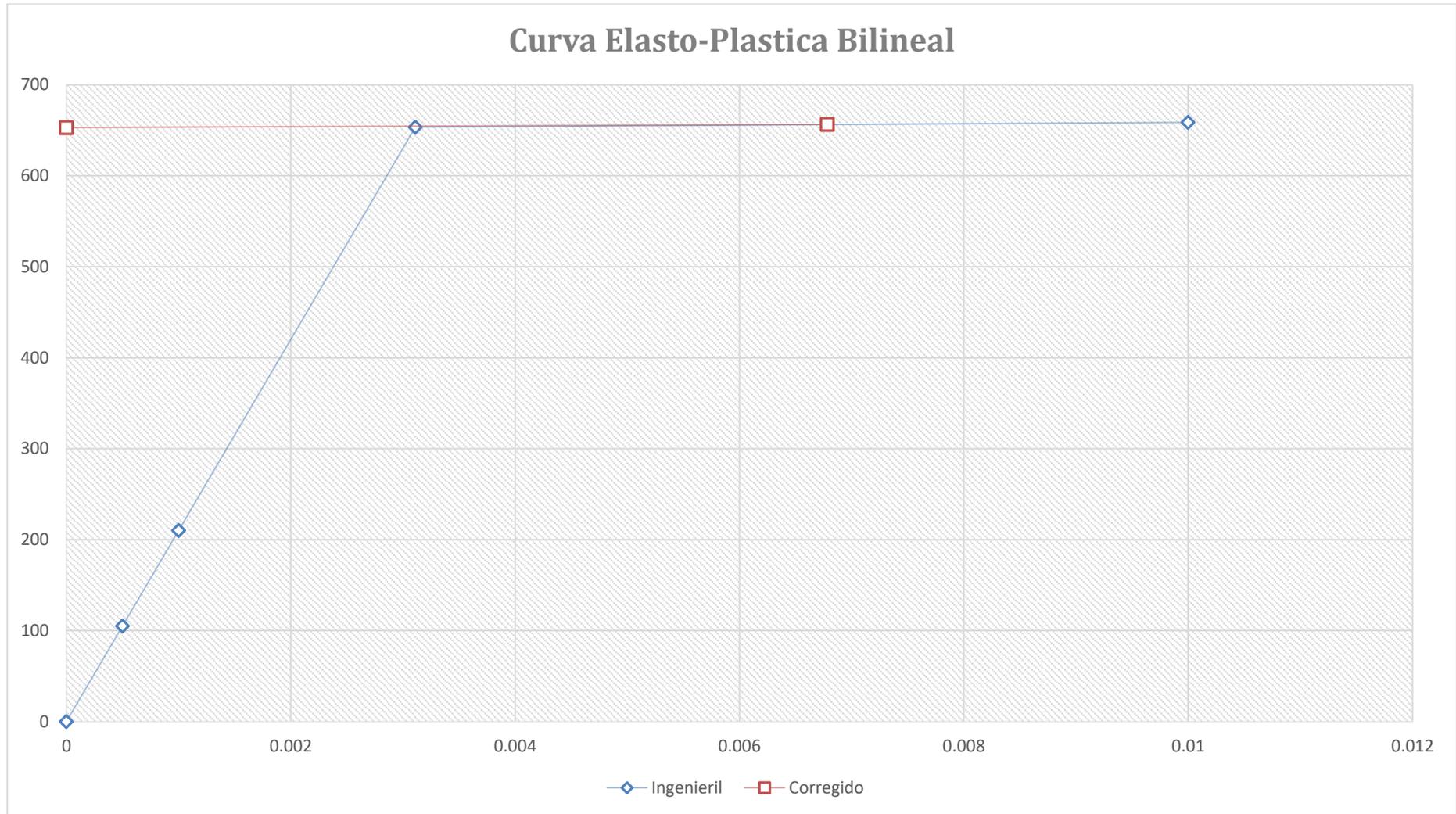
Anexo 1.7. Input de Relación Esfuerzo–Deformación del f_y de los Pernos de la Viga Principal



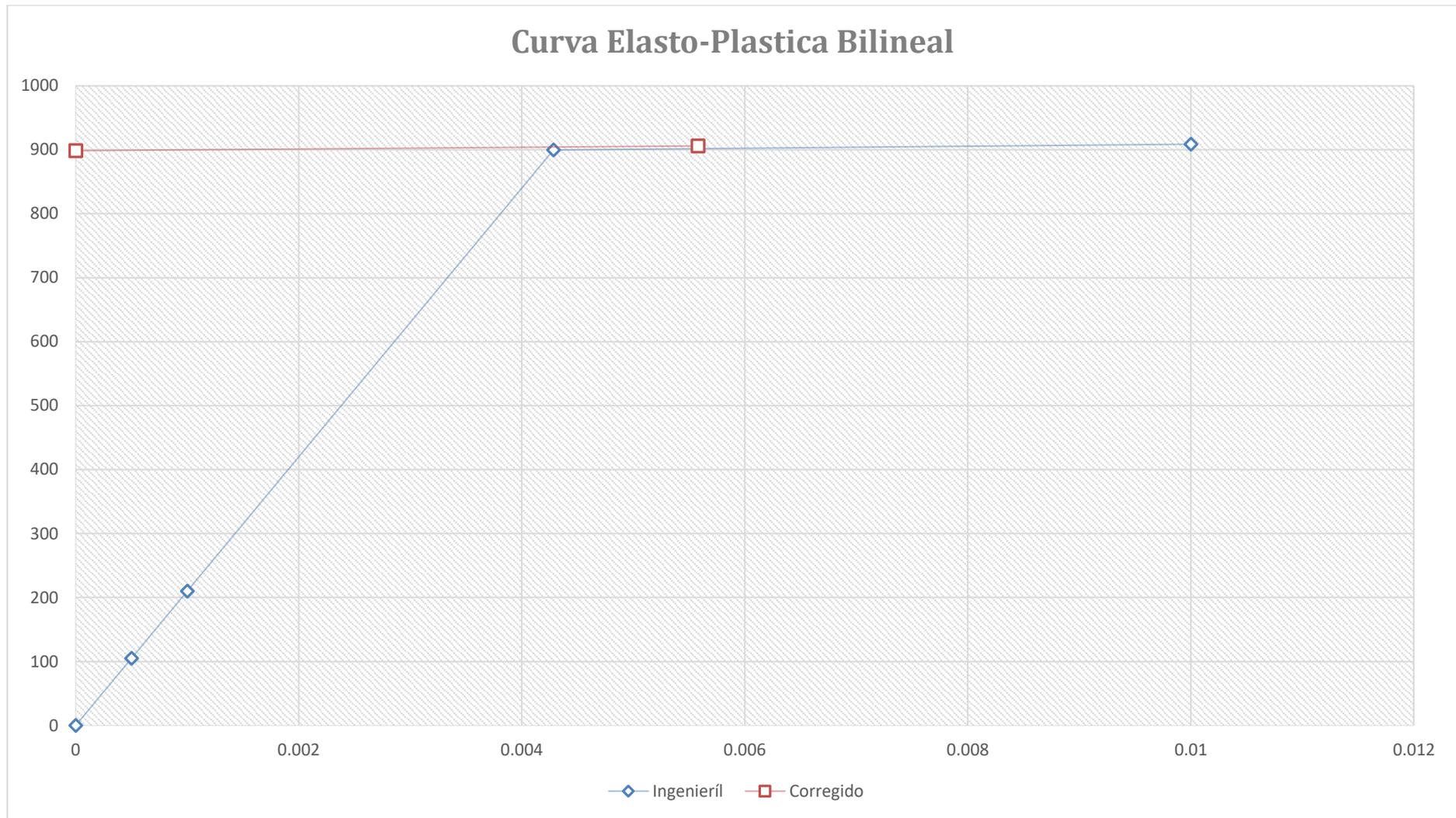
Anexo 1.8. Input de Relación Esfuerzo–Deformación de Primera Variación del f_y de los Pernos



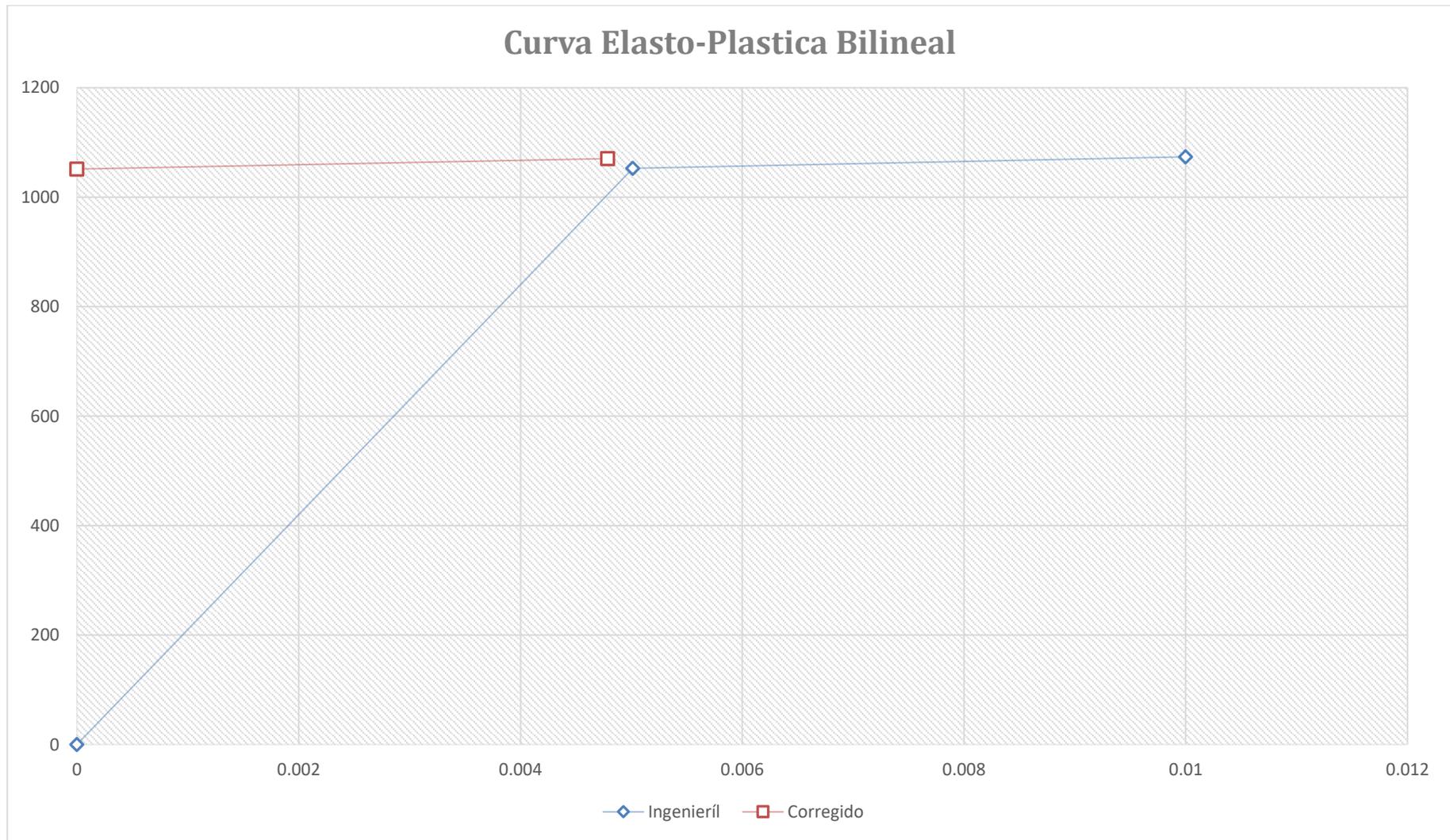
Anexo 1.9. Input de Relación Esfuerzo–Deformación de Segunda Variación del f_y de los Pernos



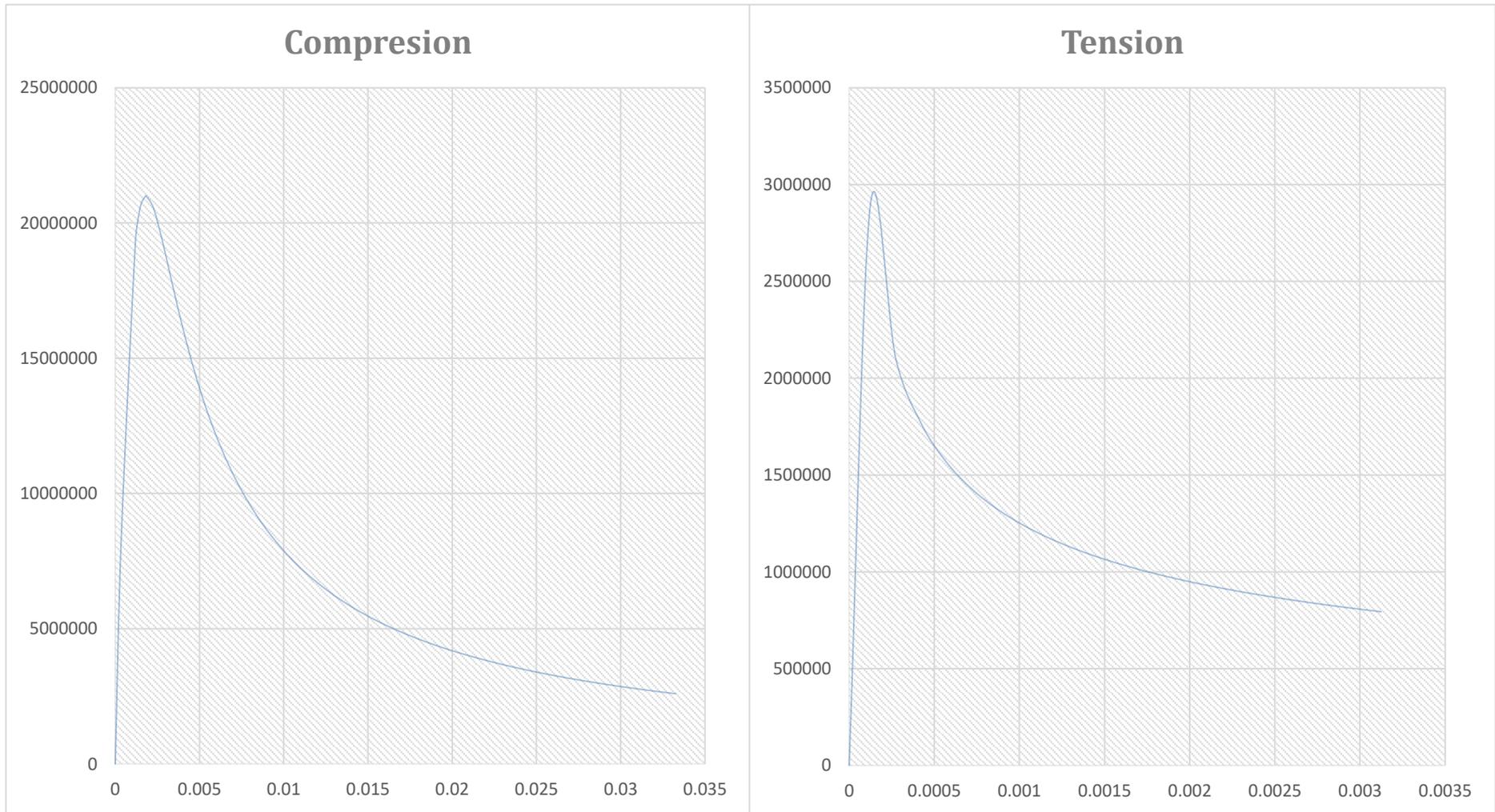
Anexo 1.10. Input de Relación Esfuerzo–Deformación de Tercer Variación del f_y de los Pernos



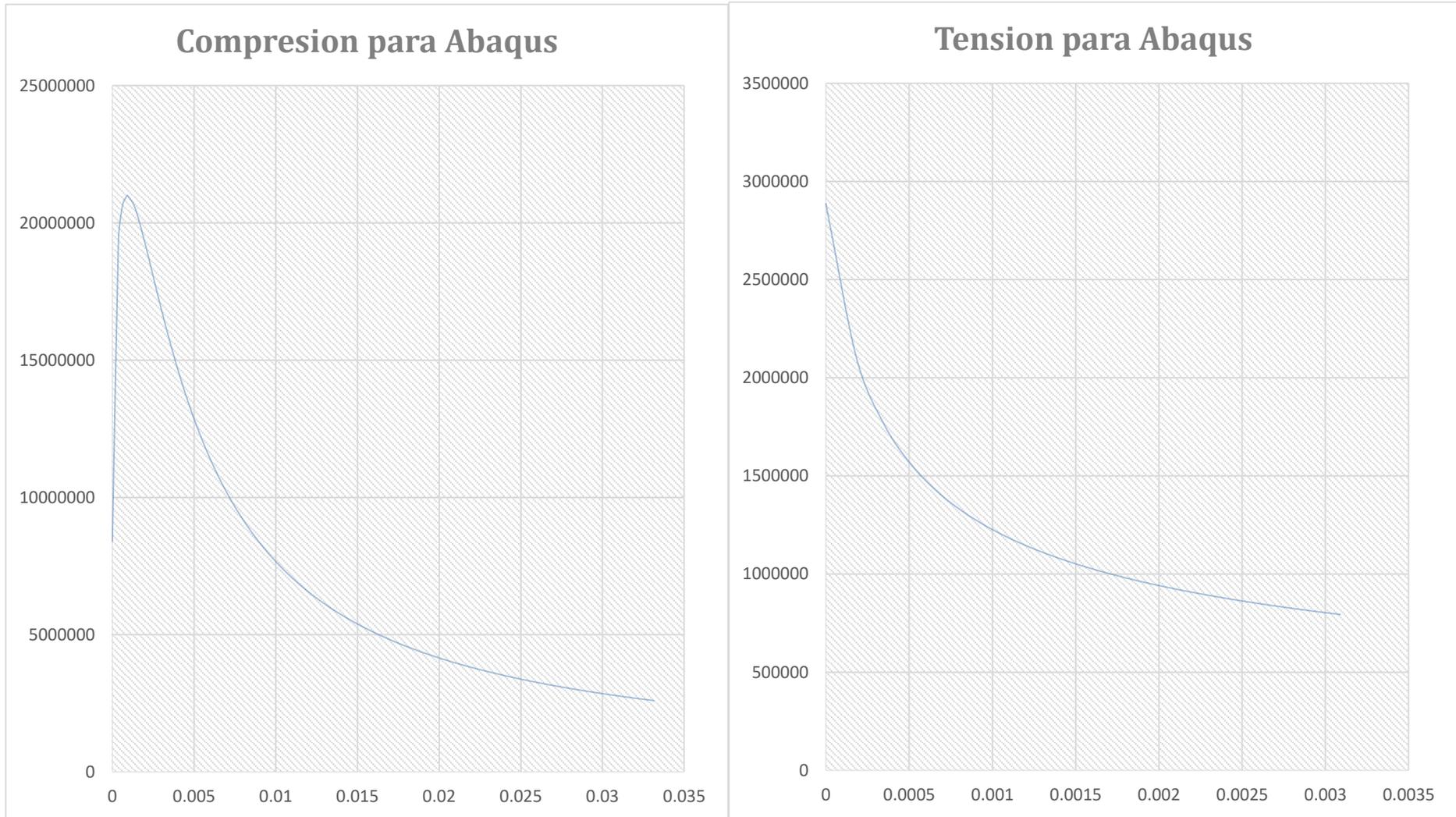
Anexo 1.11 Input de Relación Esfuerzo–Deformación de Cuarta Variación del f_y de los Pernos



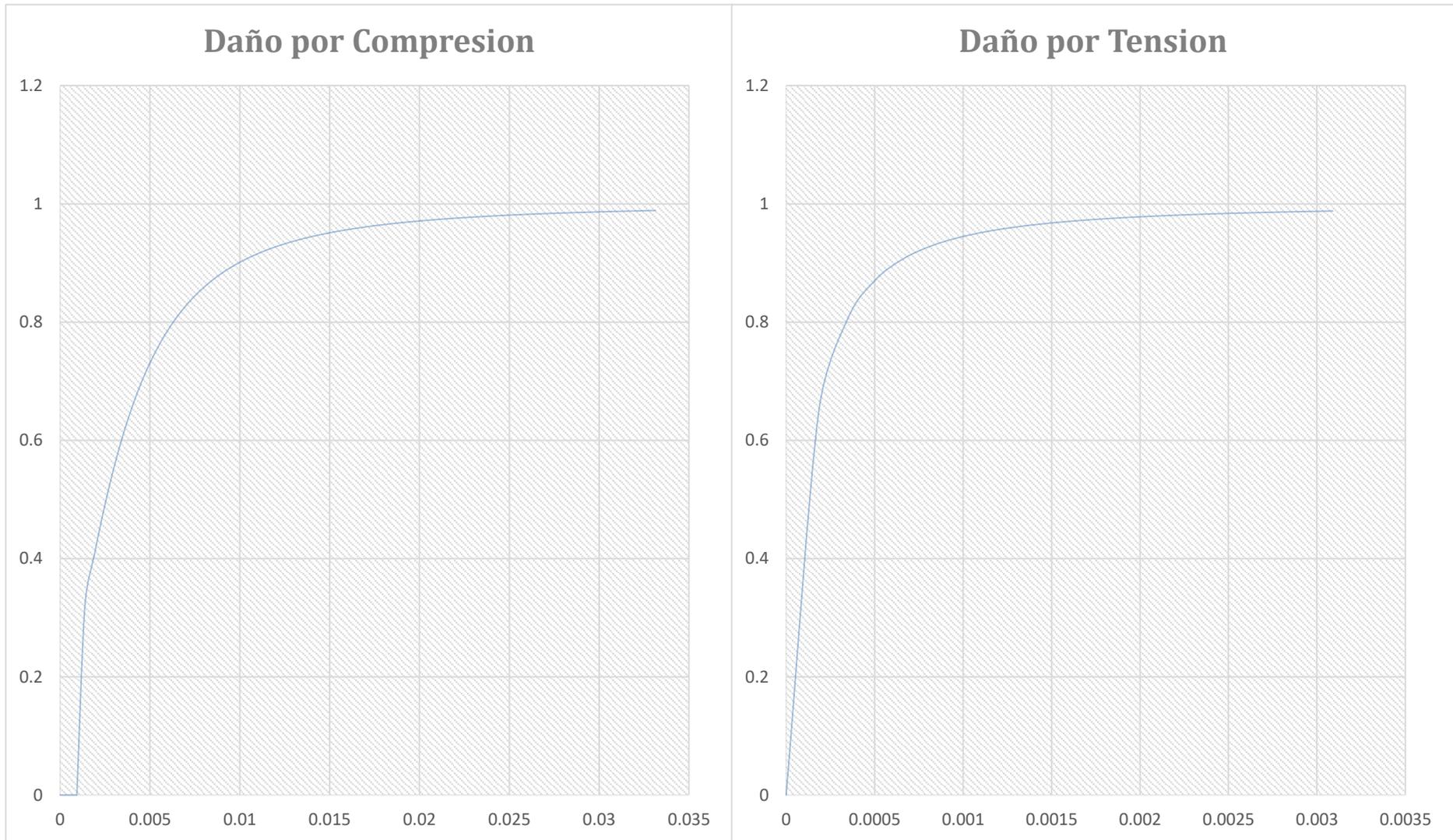
Anexo 1.12. Modelo Constitutivo (Relación Esfuerzo–Deformación) con el f'_c de la Viga Principal



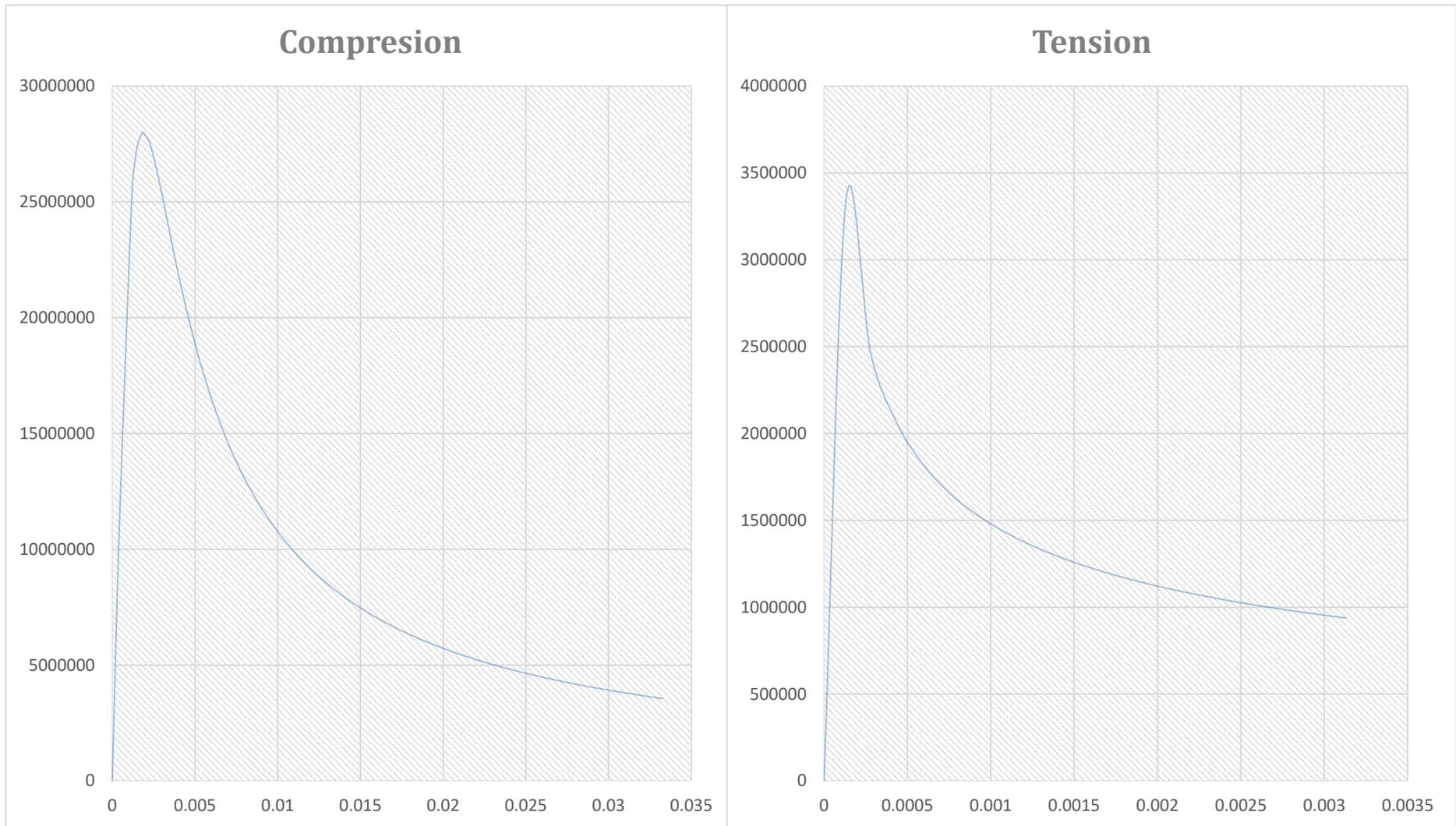
Anexo 1.13. Input para ABAQUS con el f'_c de la Viga Principal



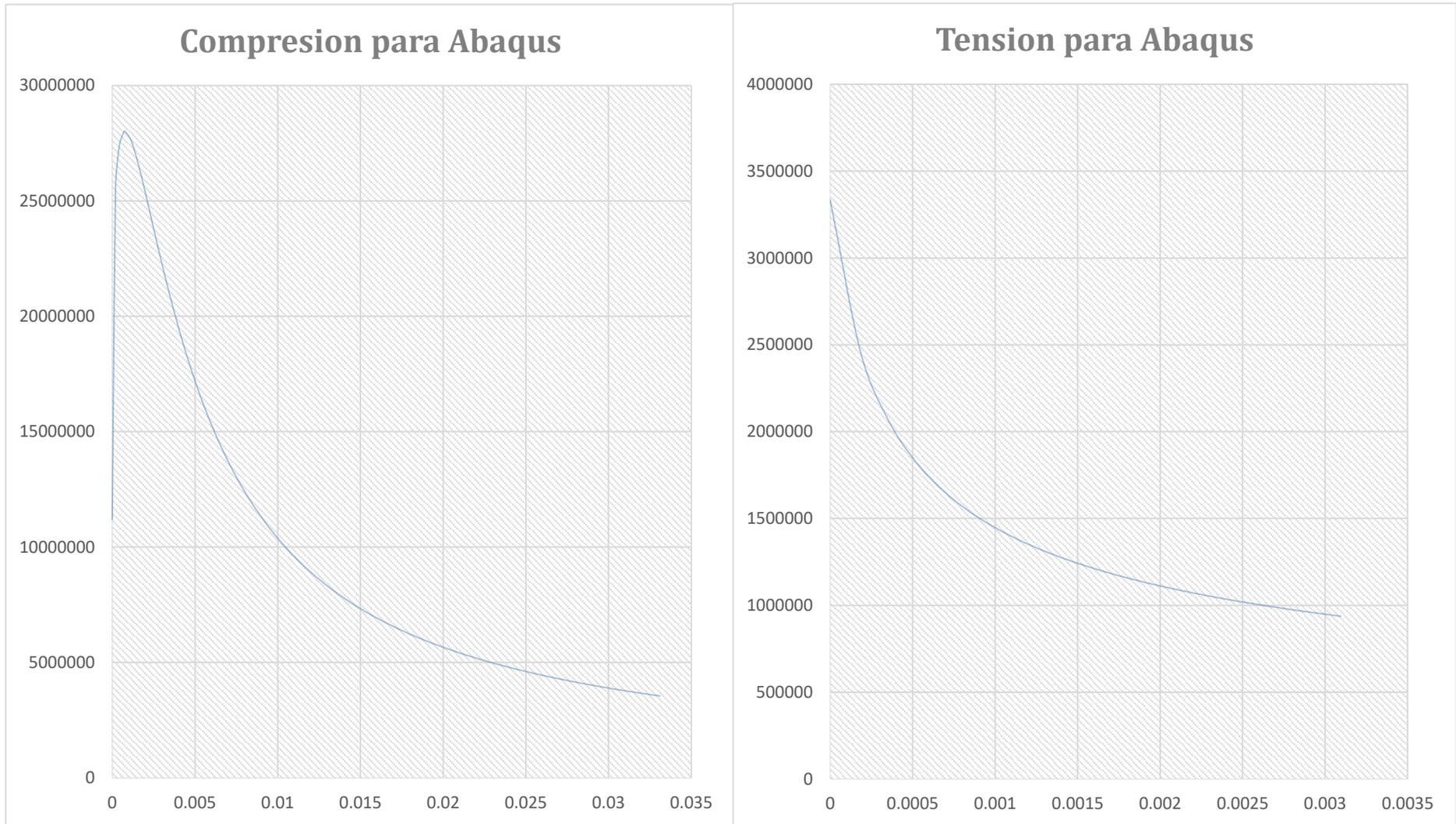
Anexo 1.14. Modelo de Daño con el f'_c de la Viga Principal



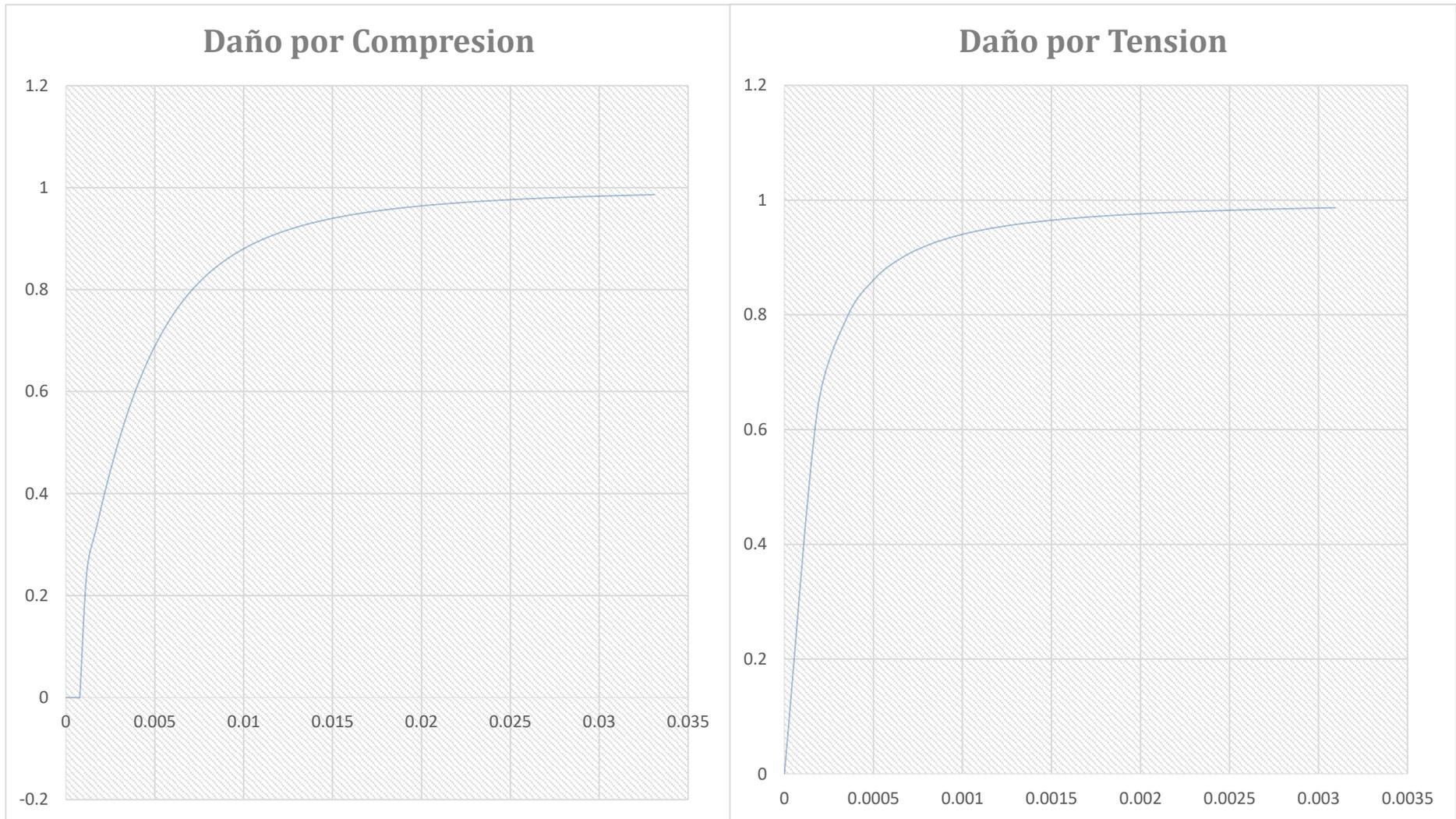
Anexo 1.15. Modelo Constitutivo (Relación Esfuerzo–Deformación) con el f'_c de la Primera Variación



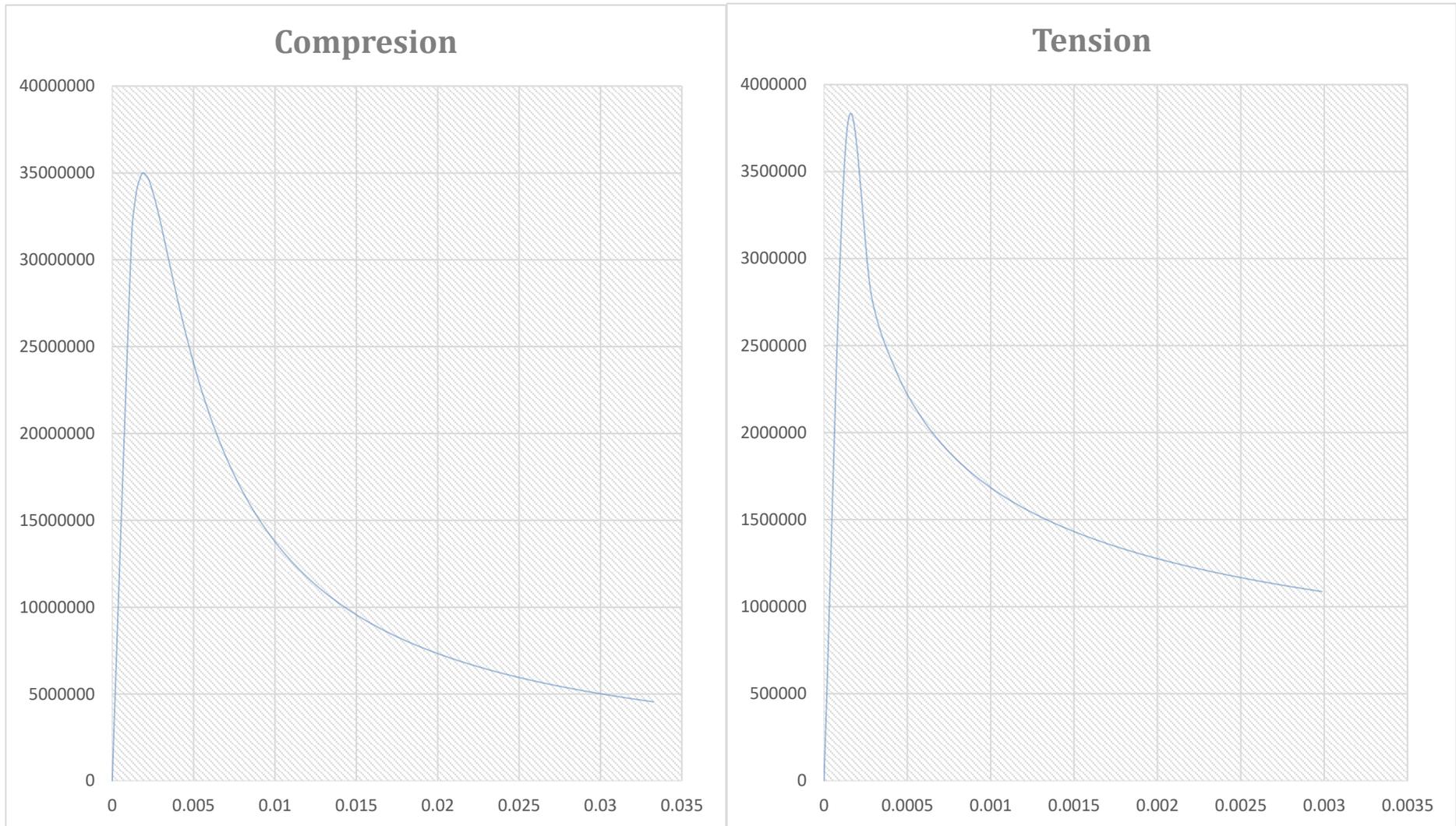
Anexo 1.16. Input para ABAQUS con el f'_c de la Primera Variación



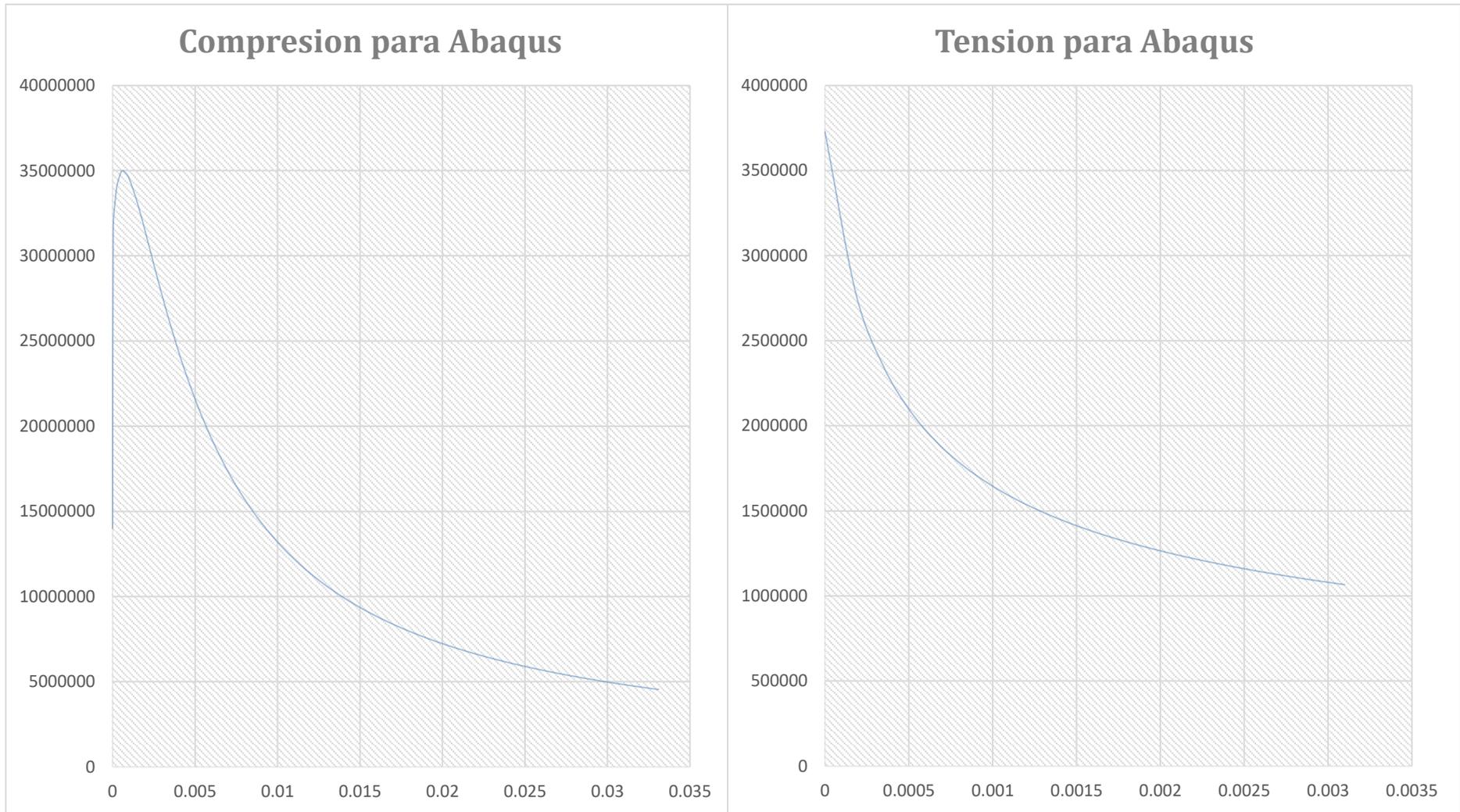
Anexo 1.17. Modelo de Daño con el f'_c de la Primera Variación



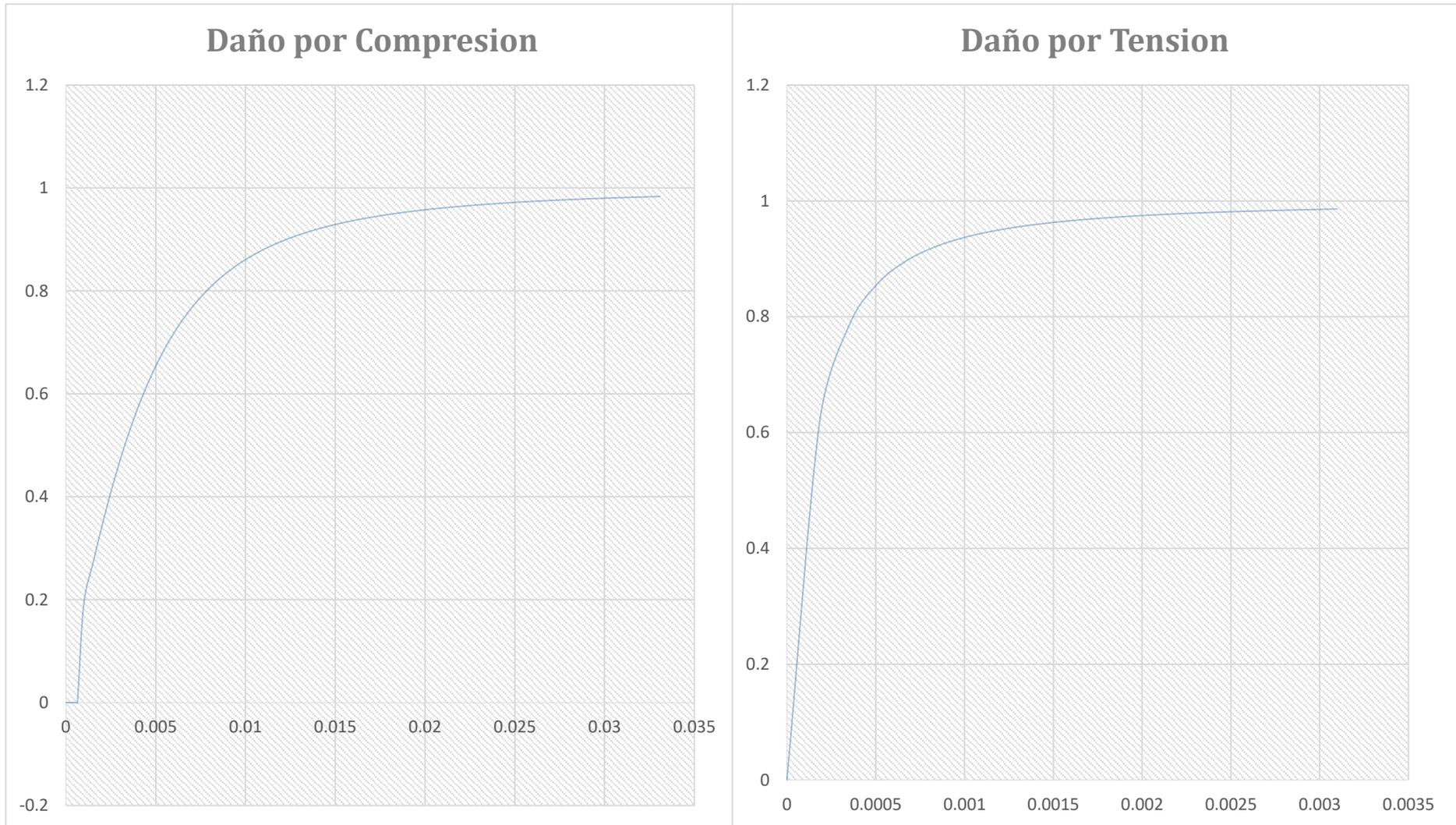
Anexo 1.18. Modelo Constitutivo (Relación Esfuerzo–Deformación) con el f'_c de la Segunda Variación



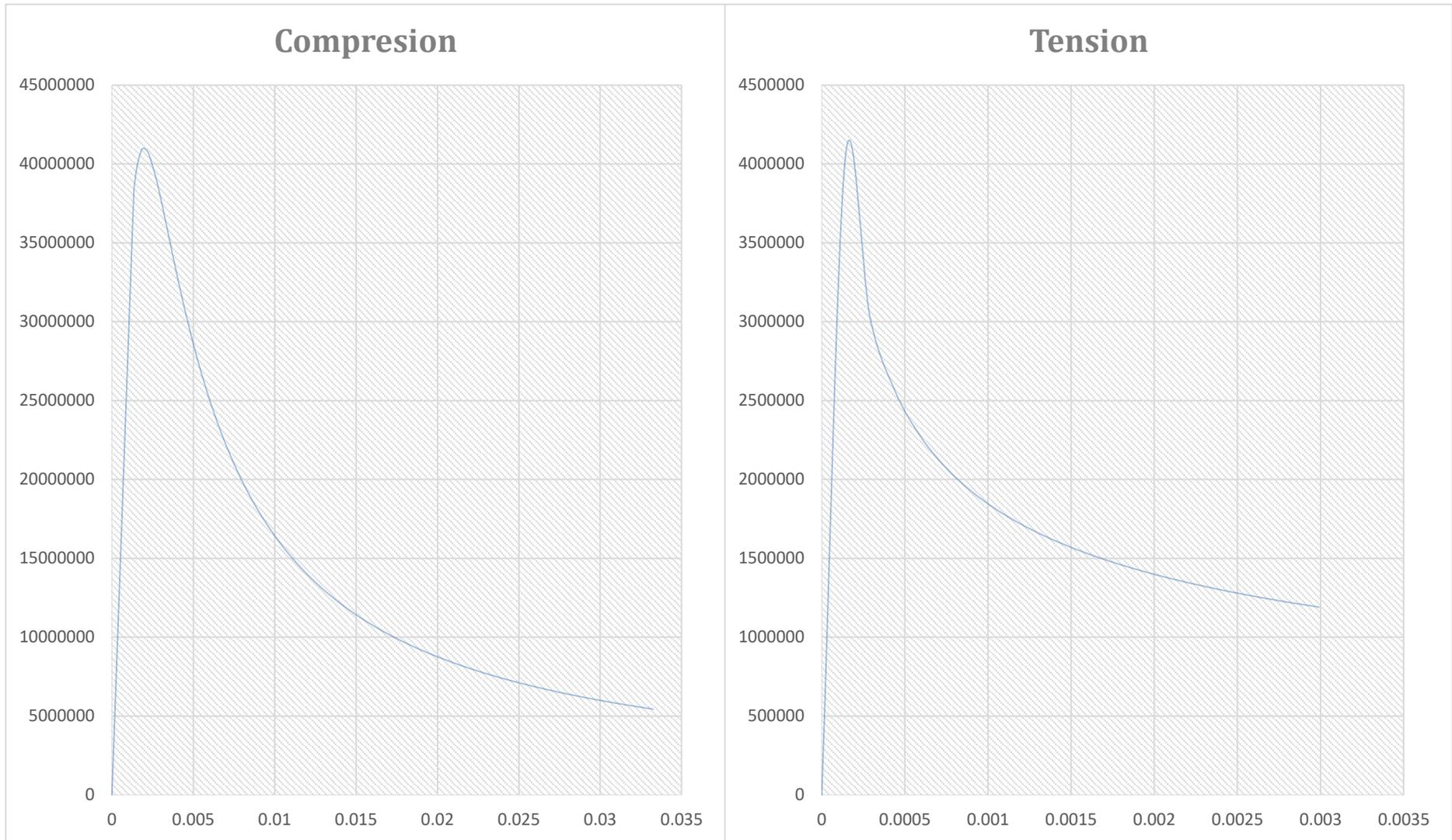
Anexo 1.19. Input para ABAQUS con el f'_c de la Segunda Variación



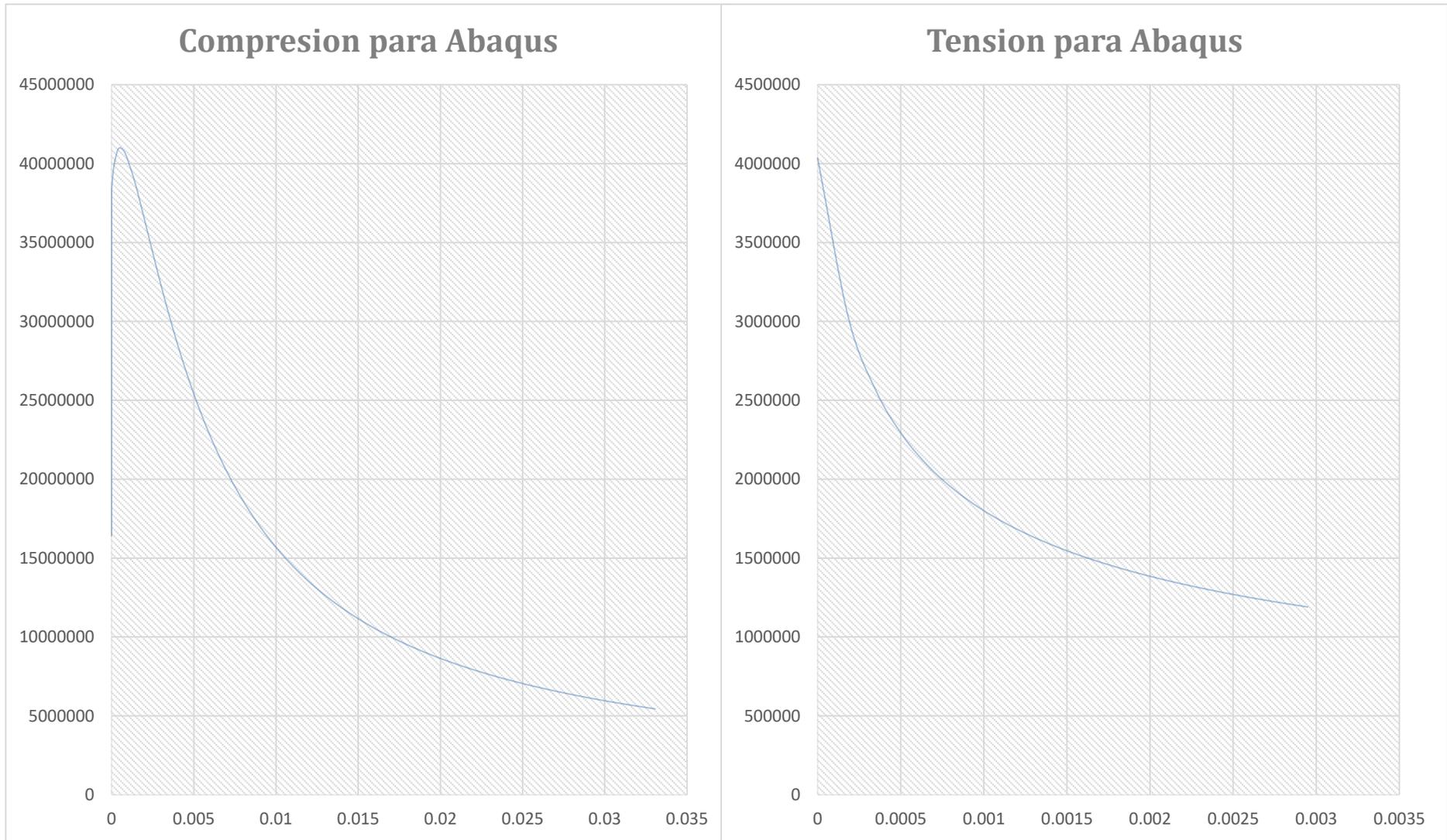
Anexo 1.20. Modelo de Daño con el f'_c de la Segunda Variación



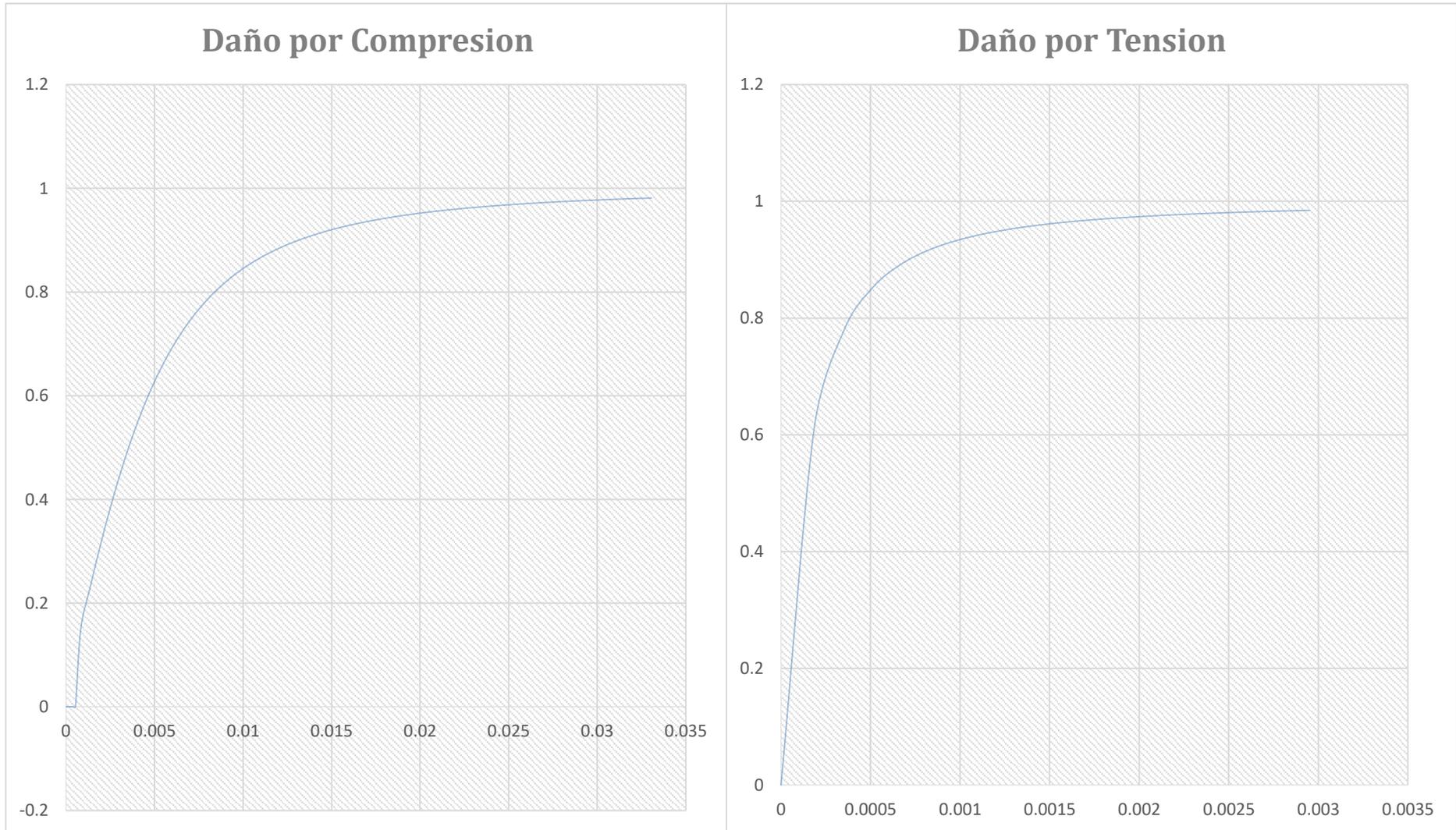
Anexo 1.21. Modelo Constitutivo (Relación Esfuerzo–Deformación) con el f'_c de la Tercera Variación



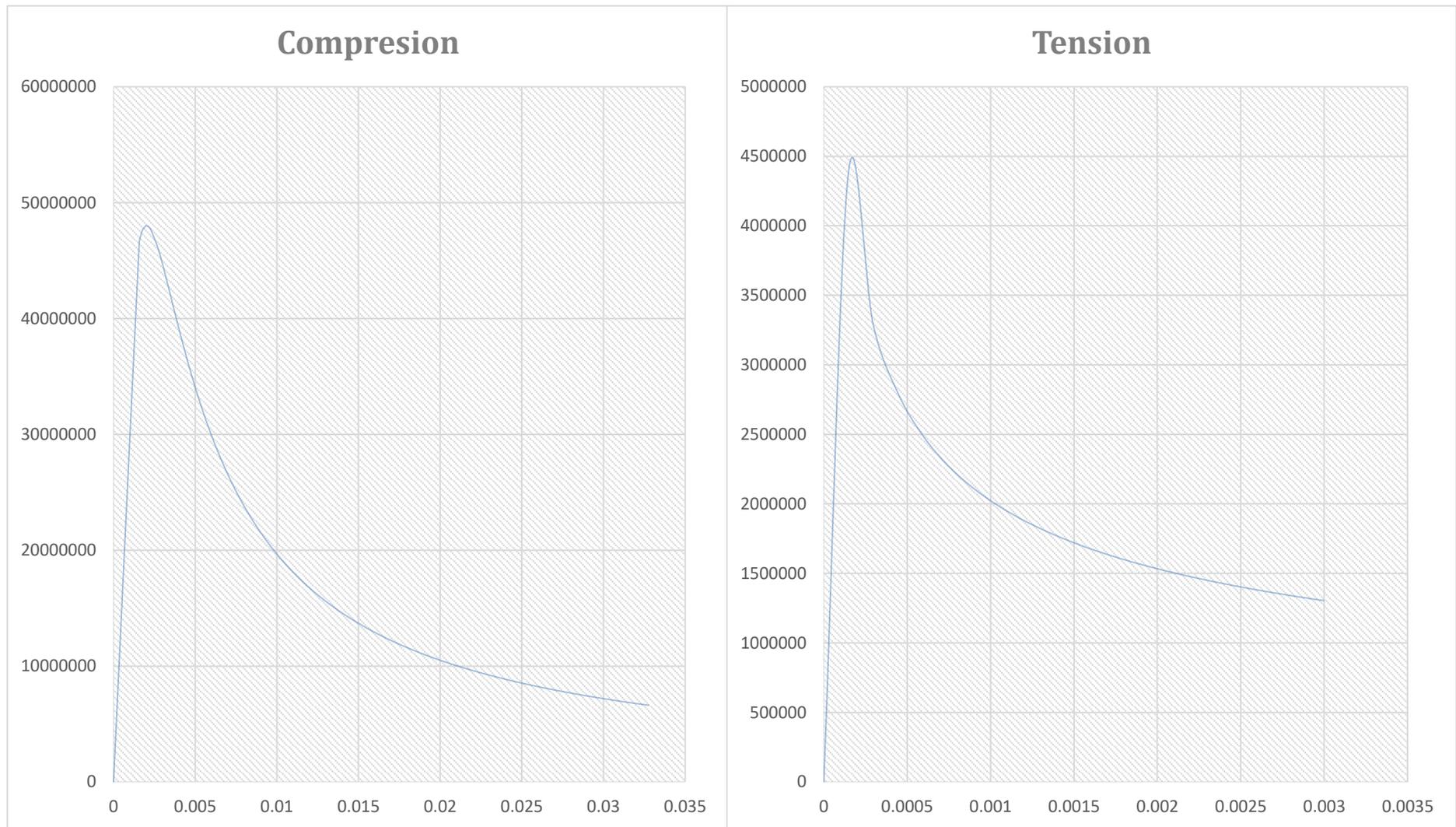
Anexo 1.22. Input para ABAQUS con el f'_c de la Tercera Variación



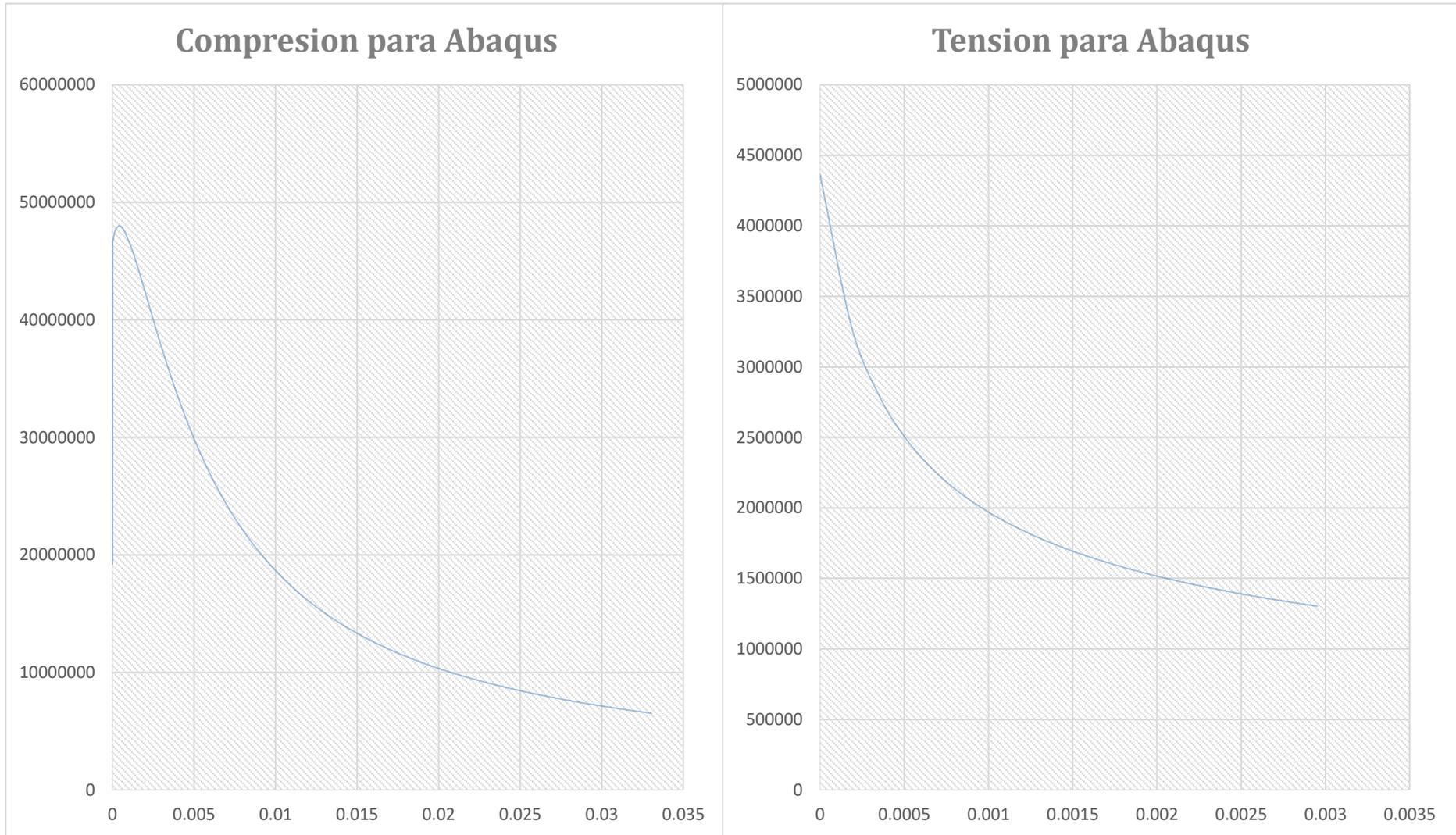
Anexo 1.23. Modelo de Daño con el f'_c de la Tercera Variación



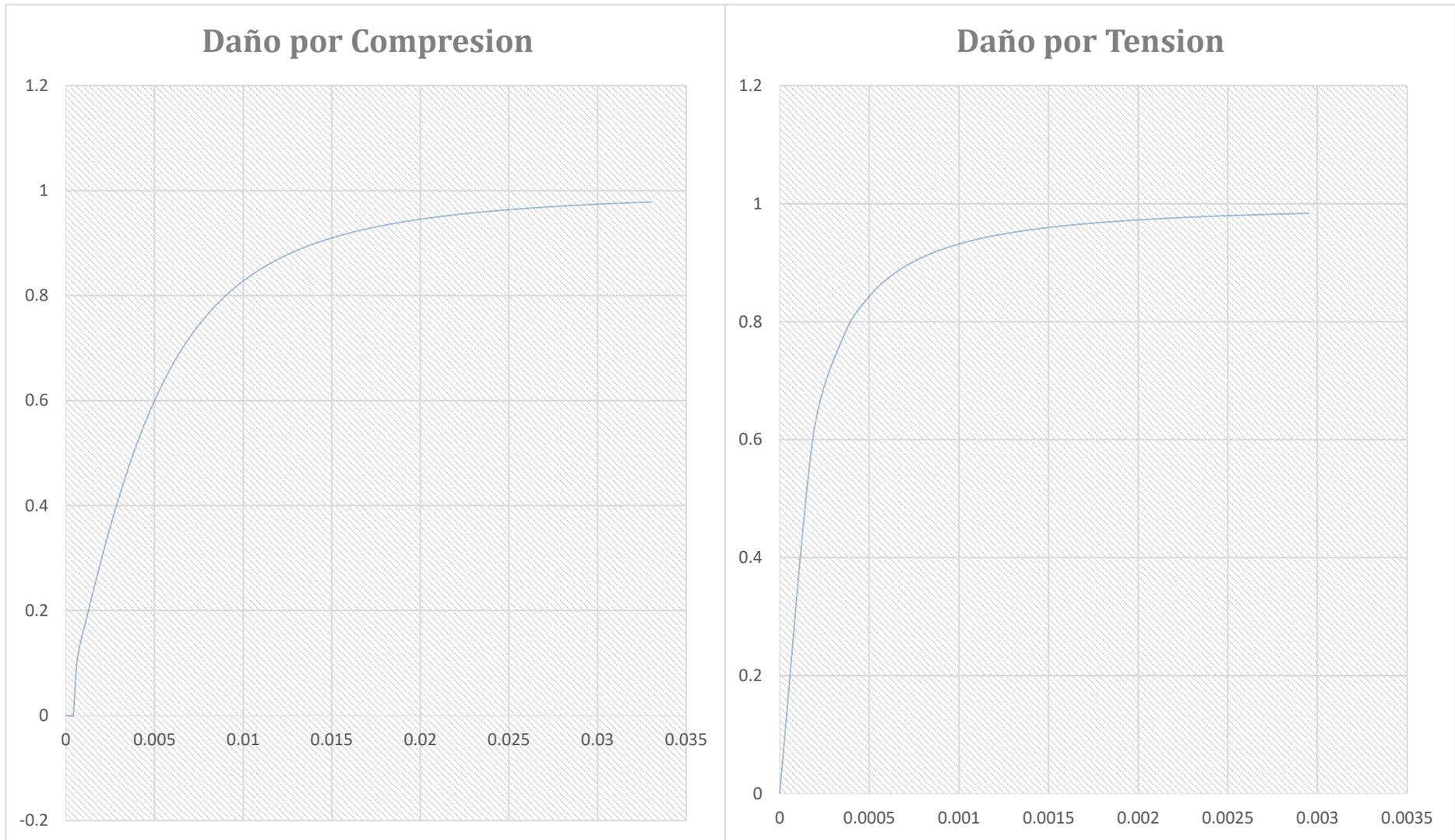
Anexo 1.24. Modelo Constitutivo (Relación Esfuerzo–Deformación) con el f'_c de la Cuarta Variación



Anexo 1.25. Input para ABAQUS con el f'_c de la Cuarta Variación

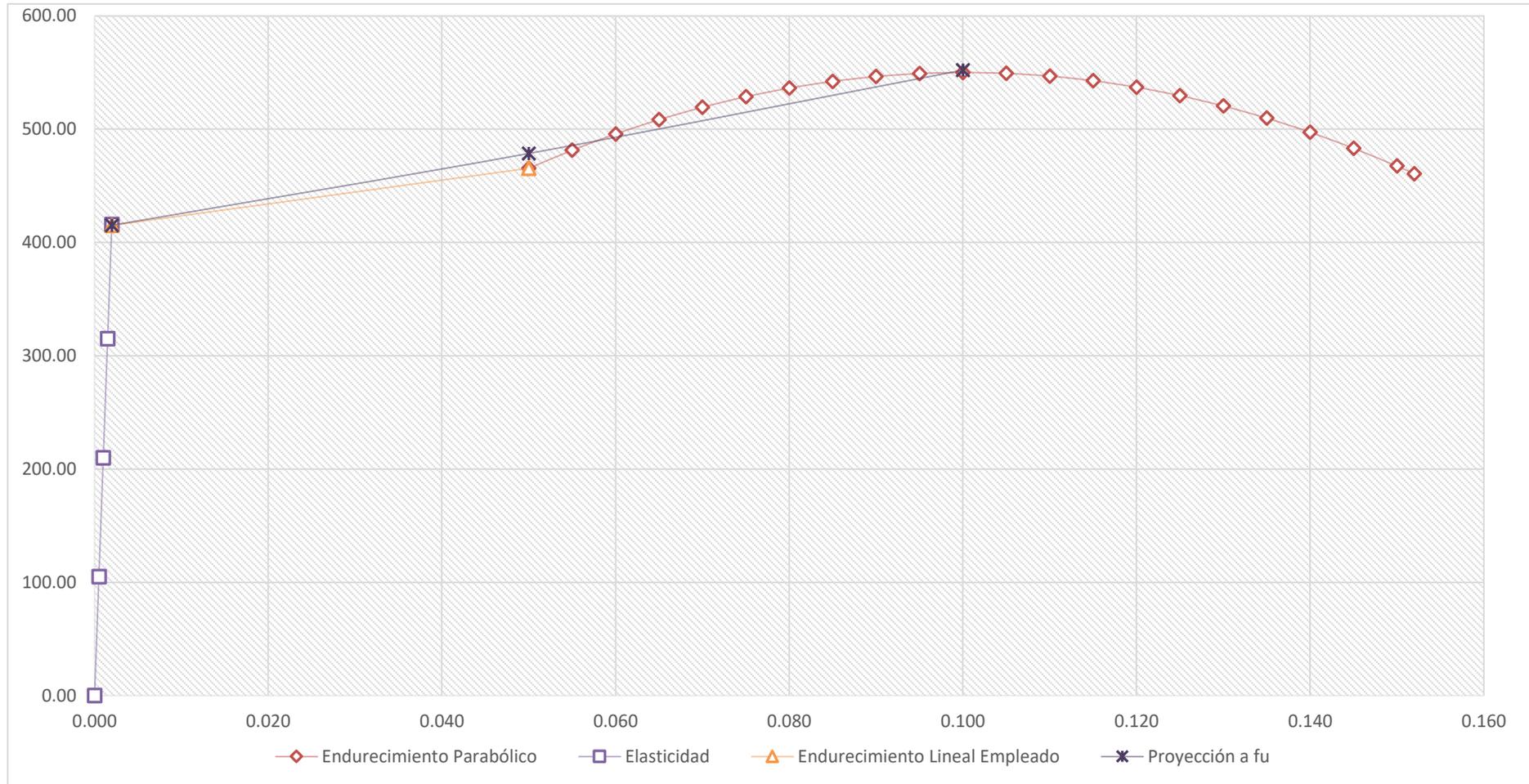


Anexo 1.26. Modelo de Daño con el f'_c de la Cuarta Variación

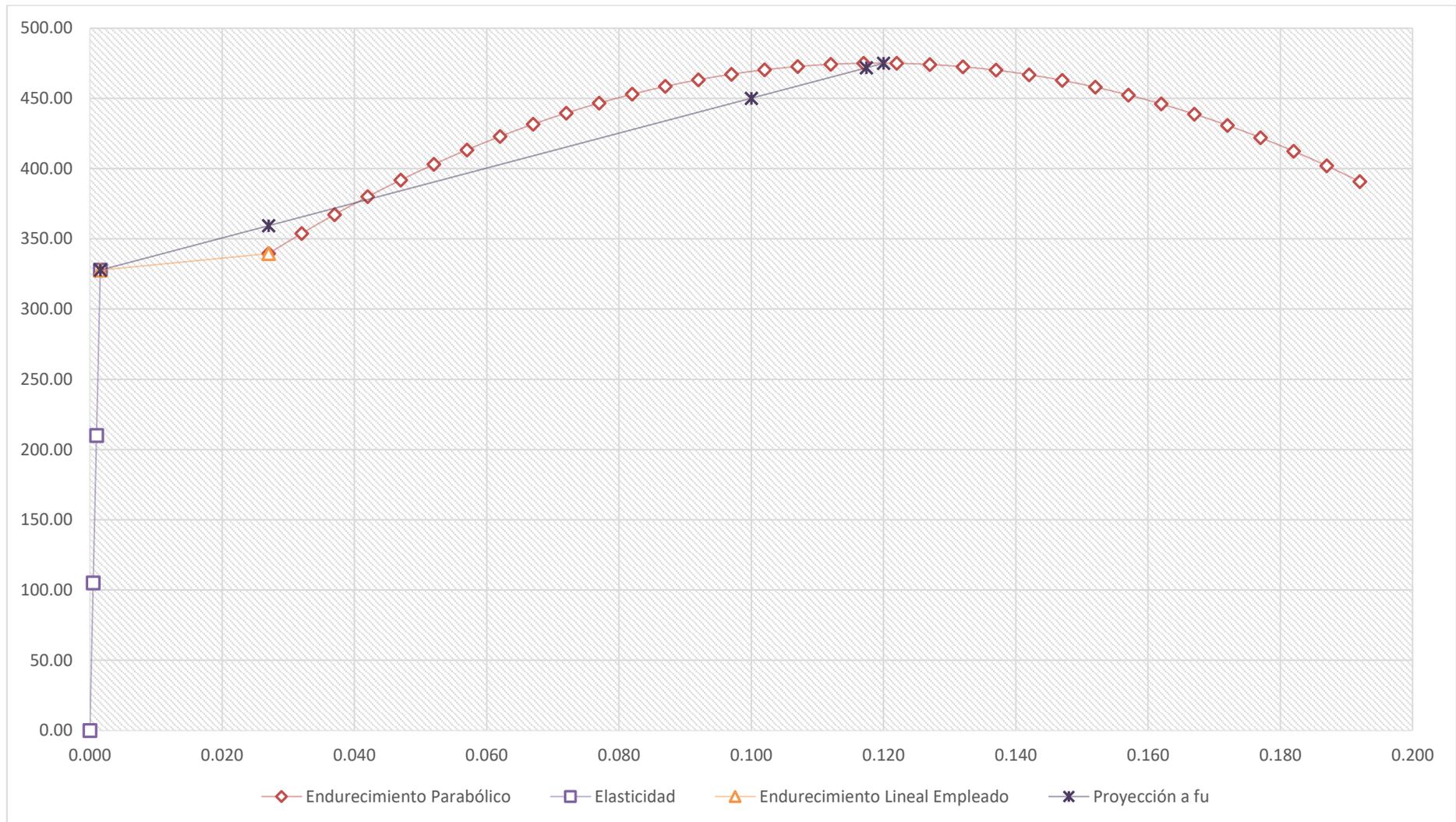


Anexo 2. Modelos Constitutivos de Esfuerzo-Deformación del Acero Con Endurecimiento por Deformación Parabólico

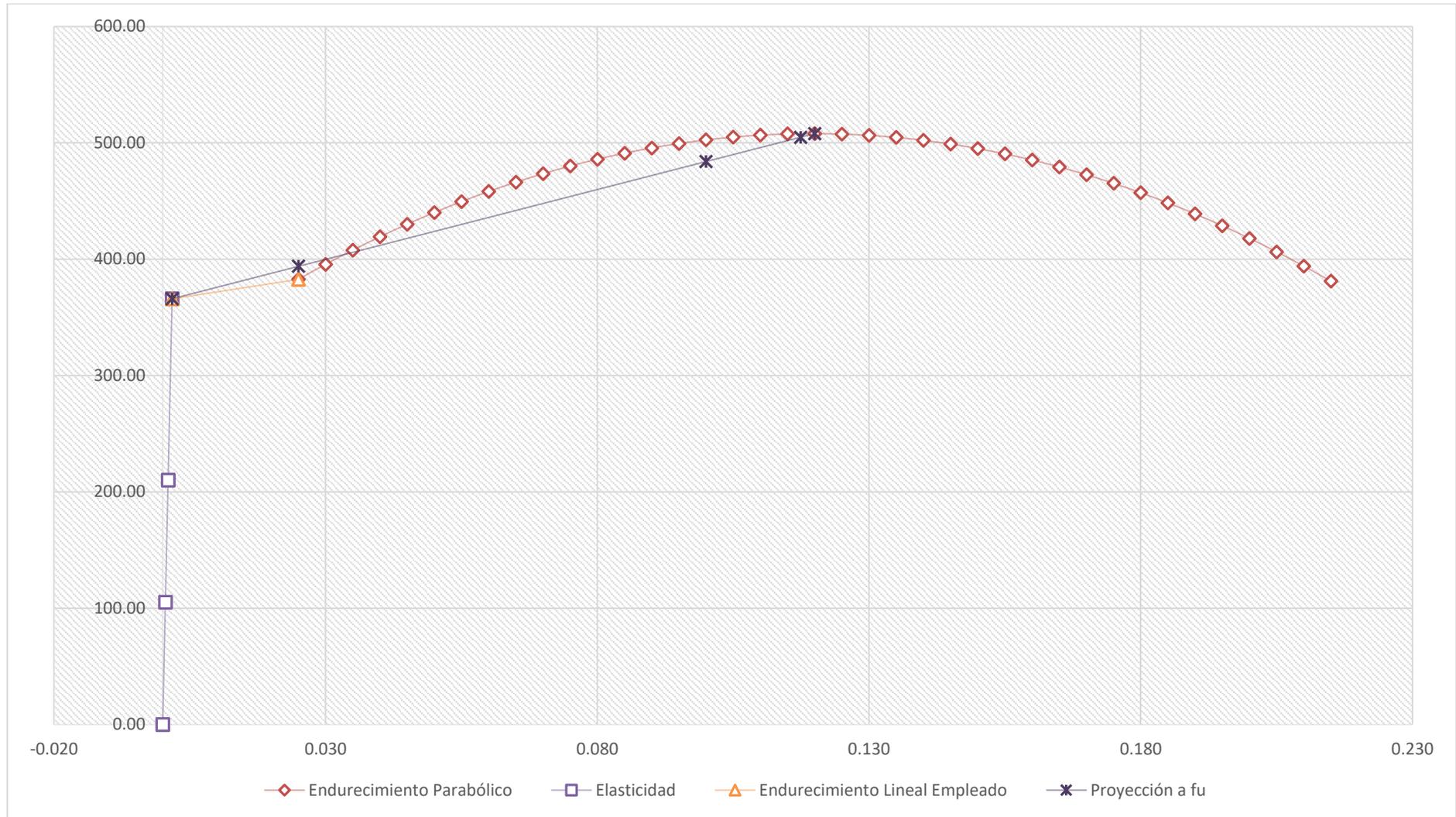
Anexo 2.1. Acero de Refuerzo (f_y real = 415 MPa)



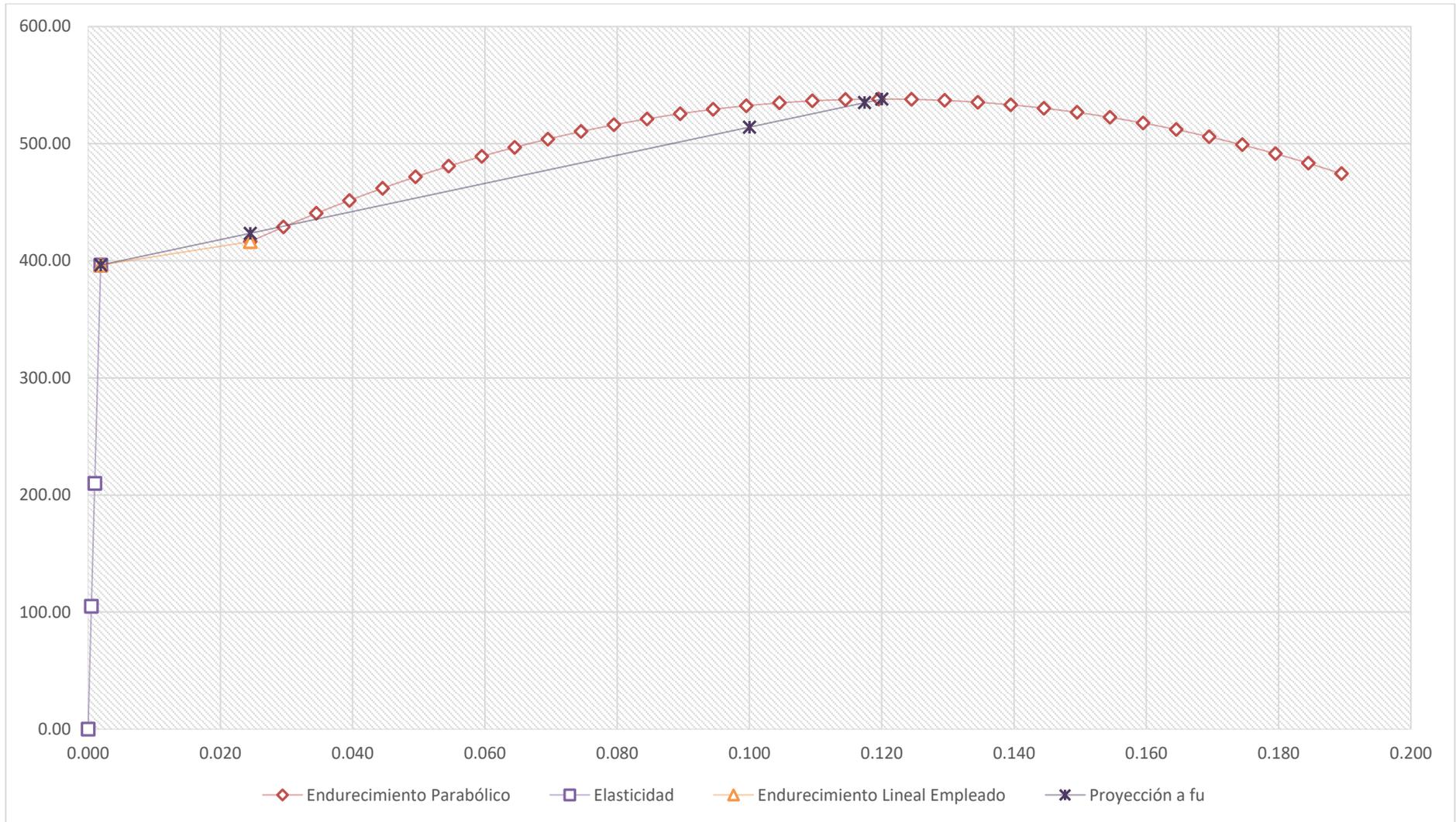
Anexo 2.2. Acero de la Viga para la Viga Principal (f_y Nominal = 249 MPa)



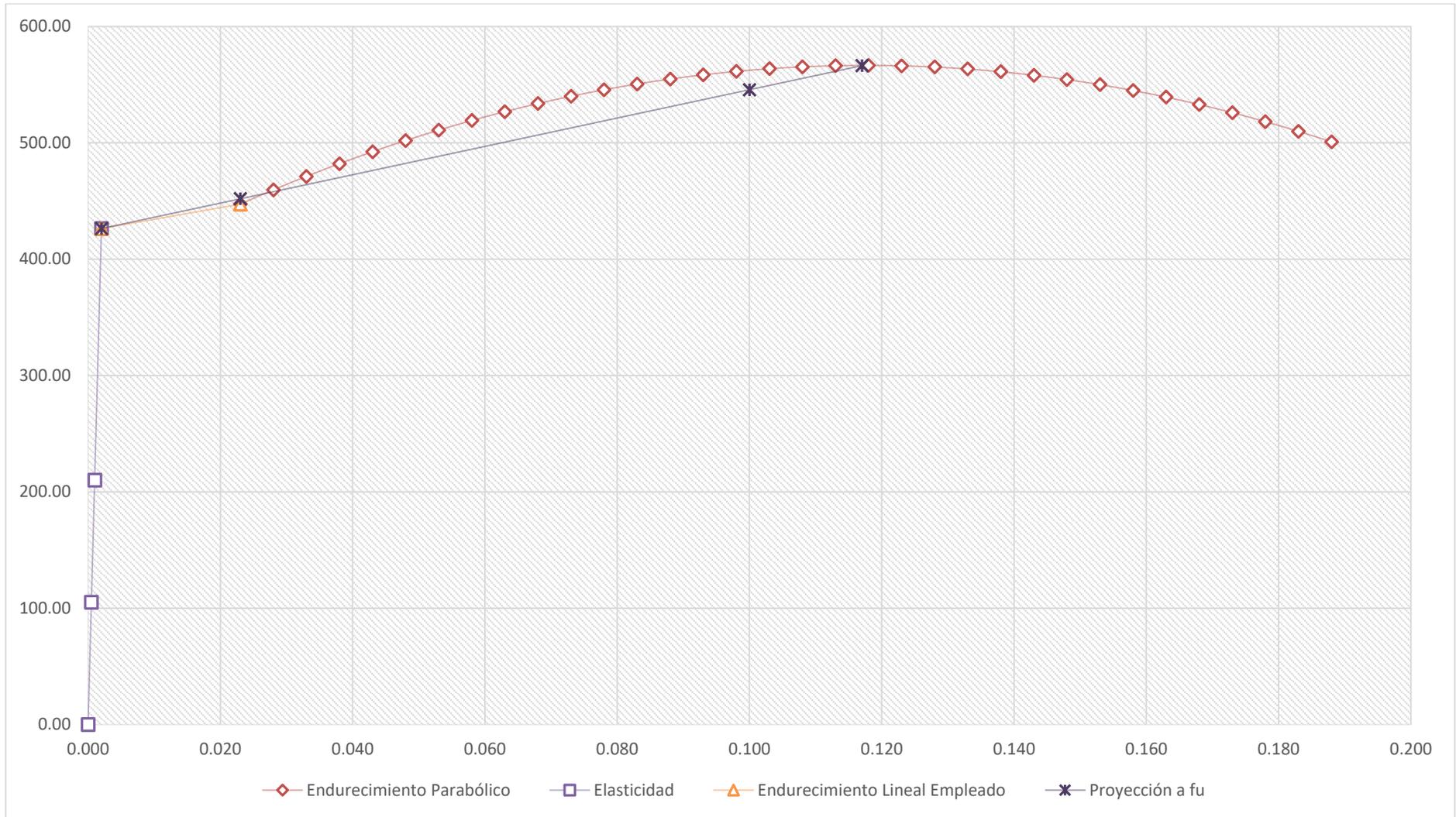
Anexo 2.3. Acero de la Viga para Primer Variación (f_y Nominal = 297 MPa)



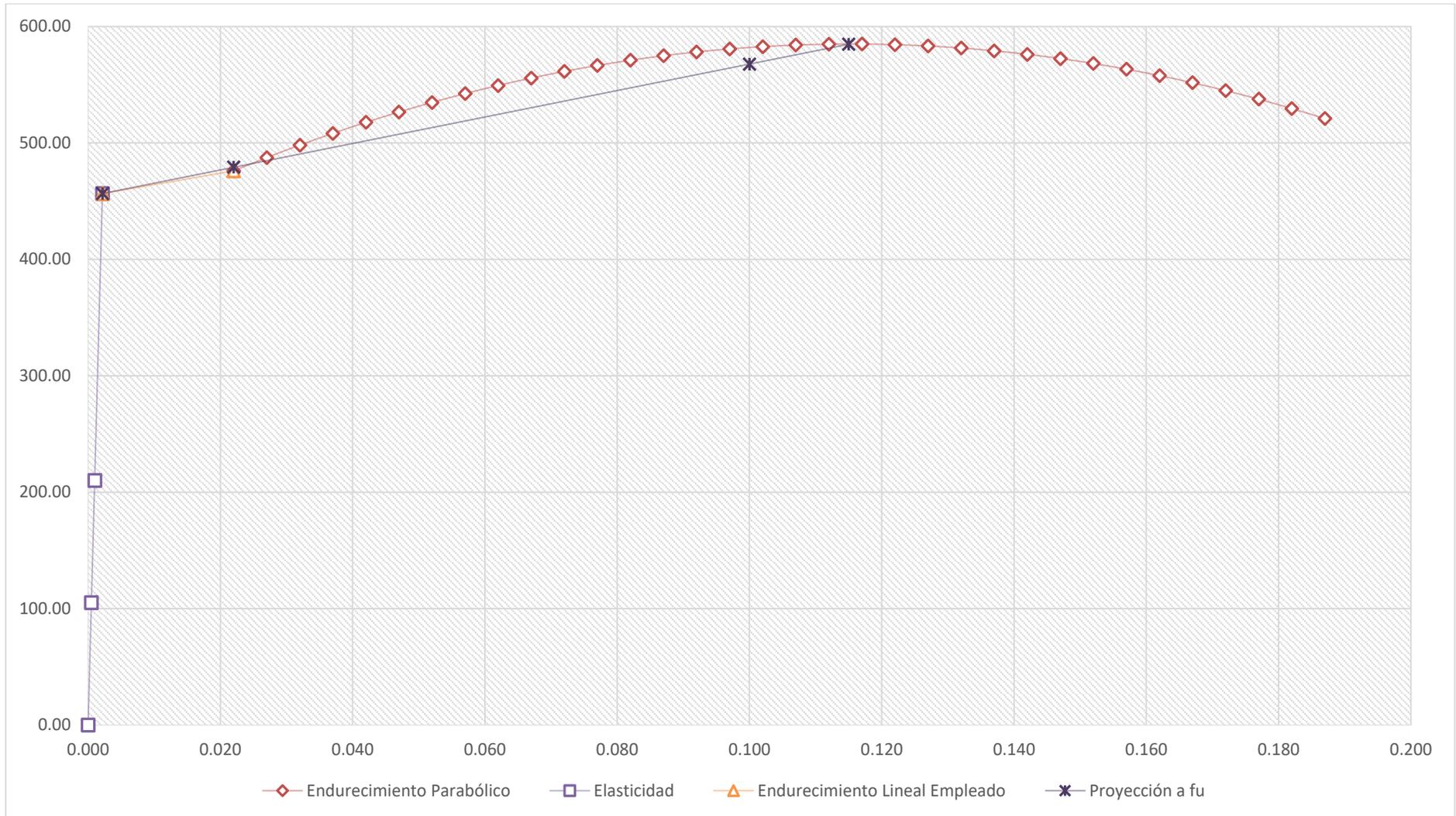
Anexo 2.4. Acero de Viga para Segunda Variación (f_y Nominal = 345 MPa)



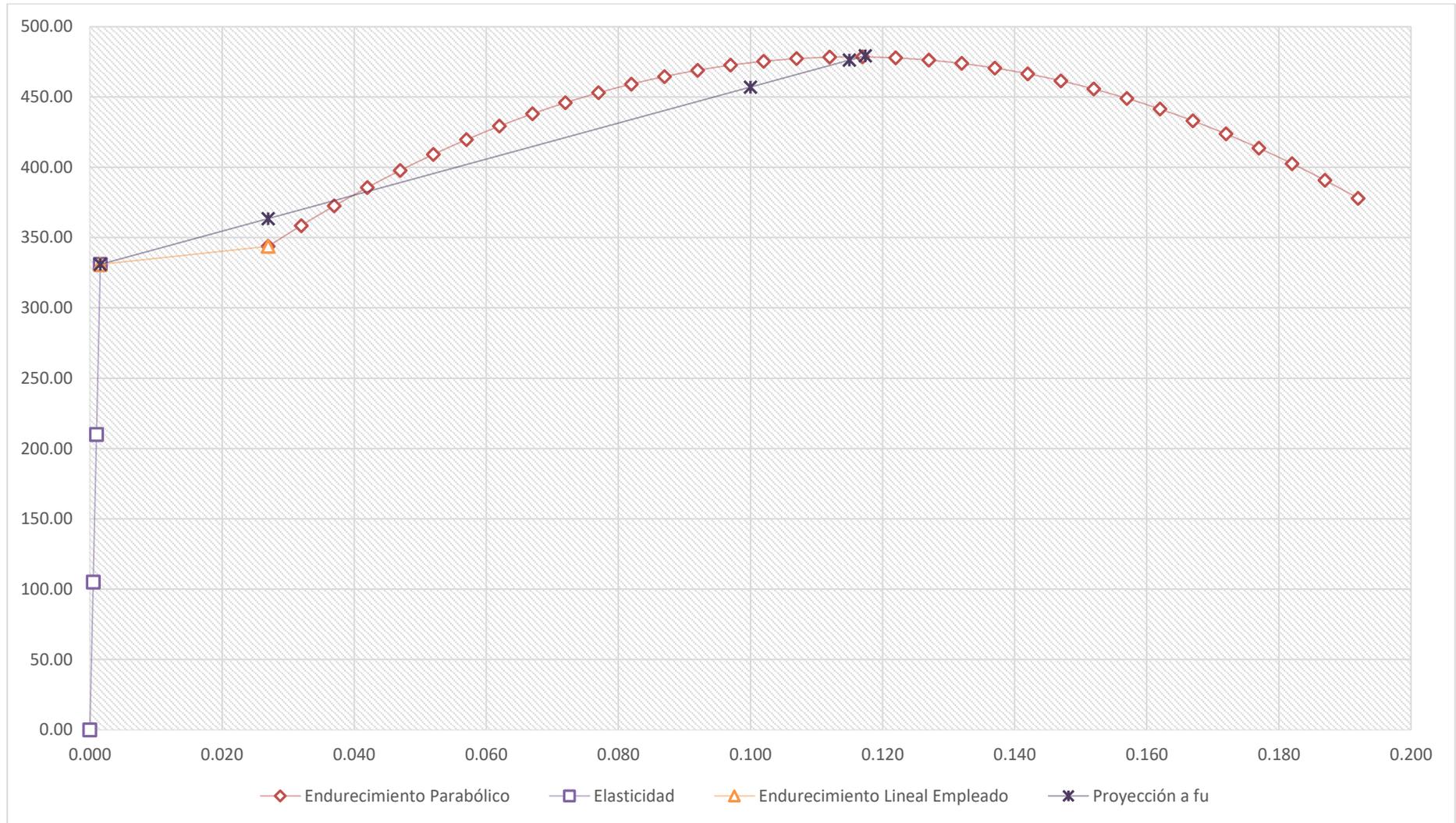
Anexo 2.5. Acero de Viga para Tercera Variación (f_y Nominal = 380 MPa)



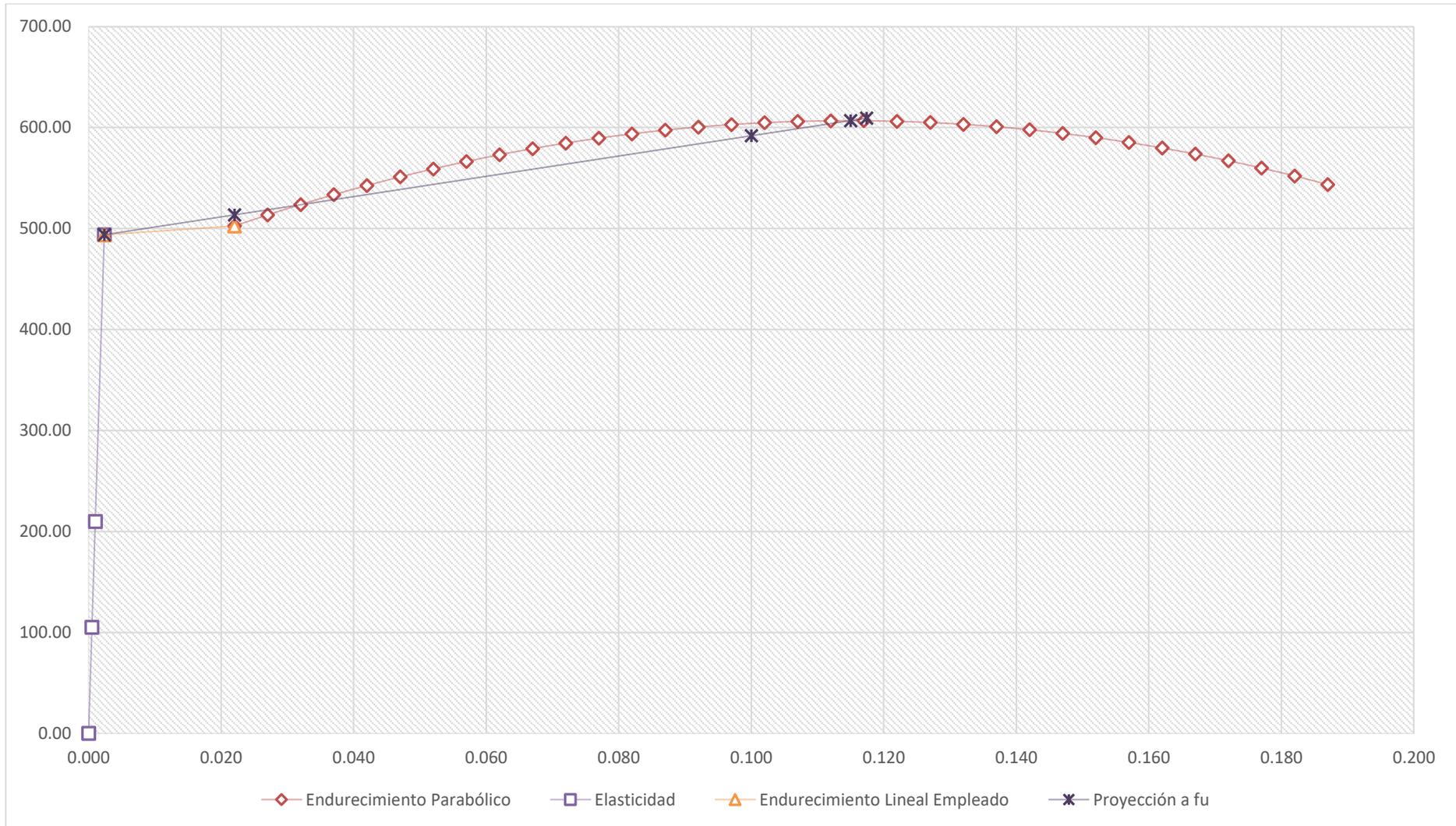
Anexo 2.6. Acero de Viga para Cuarta Variación (f_y Nominal = 414 MPa)



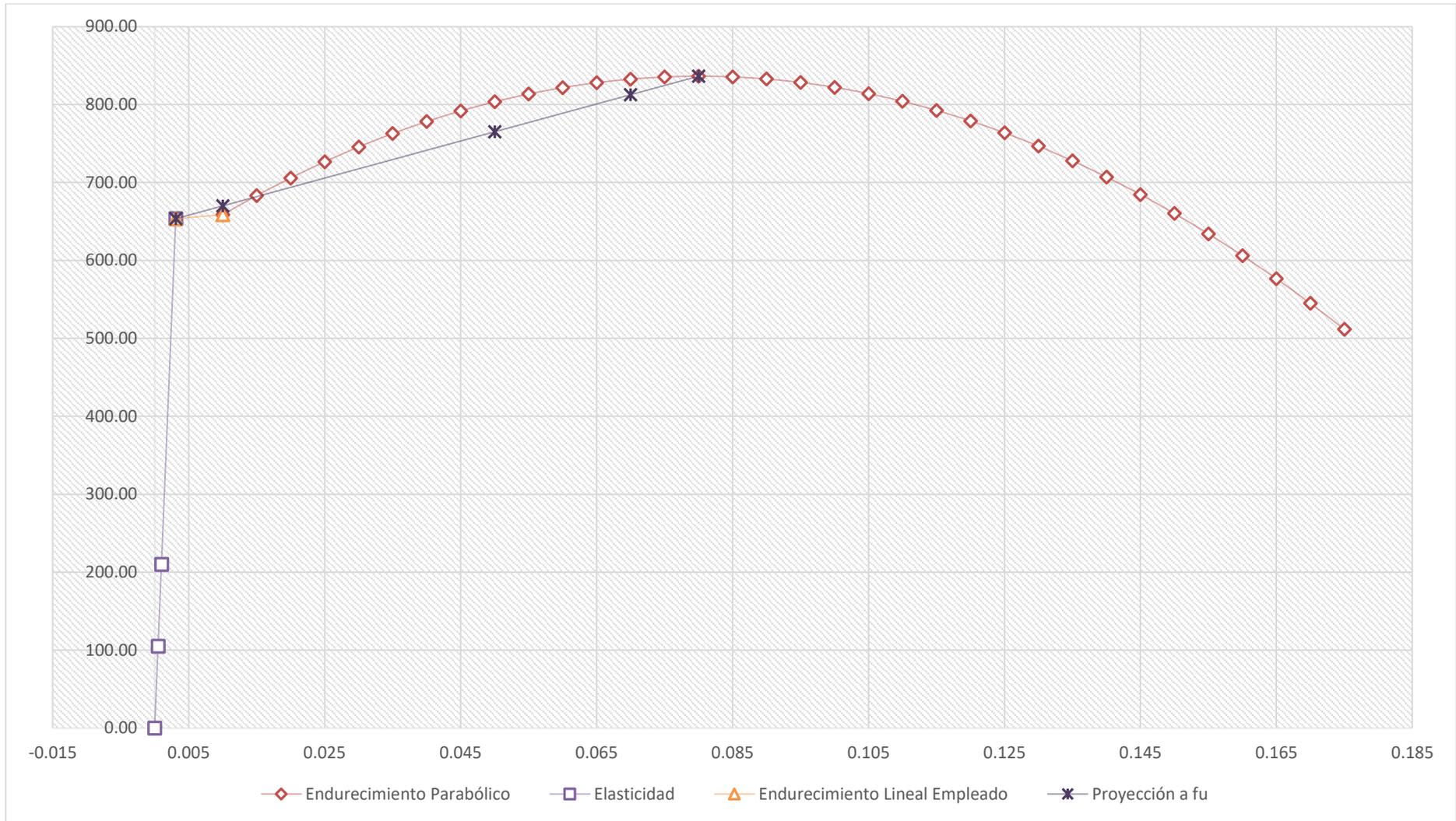
Anexo 2.7. Acero de los Pernos para la Viga Principal (f_y Nominal = 249 MPa)



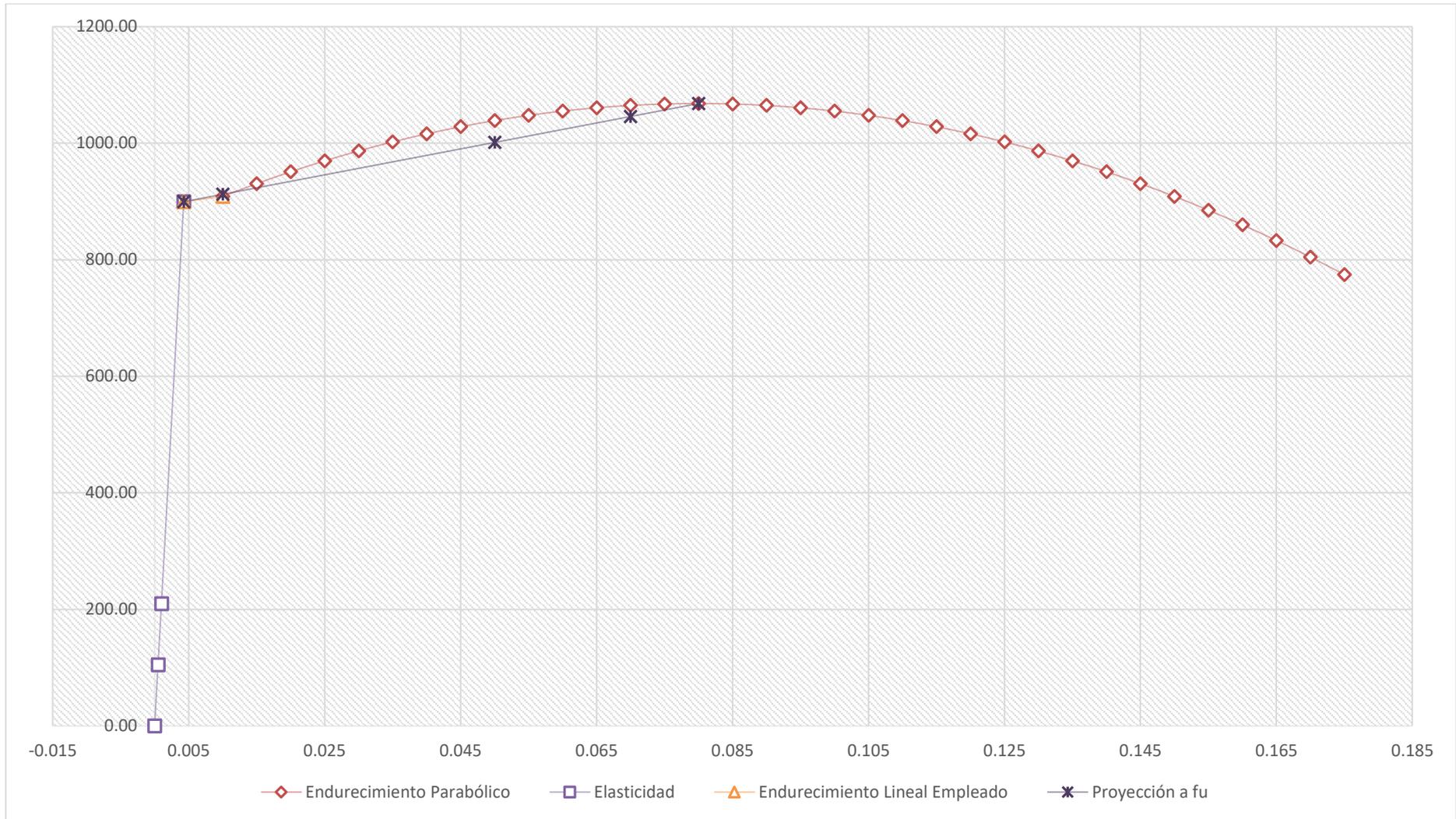
Anexo 2.8. Acero de los Pernos para Primer Variación (f_y Nominal = 414 MPa)



Anexo 2.9. Acero de los Pernos para Segunda Variación (f_y Nominal = 660 MPa)



Anexo 2.10. Acero de los Pernos para Tercera Variación (f_y Nominal = 940 MPa)



Anexo 2.11. Acero de los Pernos para Cuarta Variación (f_y Nominal = 1100 MPa)

