

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ESTUDIO TEÓRICO EXPERIMENTAL DE VIGAS SRC
RECTANGULARES DE HORMIGÓN REFORZADAS CON
PERFIL DE ACERO TIPO "I", SUJETAS A FLEXIÓN**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS**

**OSCAR EDUARDO CACHUMBA SIMBA
oscar.algebrain21@hotmail.com**

**JORGE ENRIQUE TOVAR ZAPATA
enrique-tovar@live.com**

**DIRECTOR: ING. JORGE RICARDO VINTIMILLA JARAMILLO, MSc.
vintimilla.j@gmail.com**

Quito, diciembre 2018

DECLARACIÓN

Nosotros, Oscar Eduardo Cachumba Simba y Jorge Enrique Tovar Zapata declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; el mismo que no ha sido expuesto anteriormente para ninguna exposición o fin alguno; y, que hemos acudido a las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido en la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

**OSCAR EDUARDO
CACHUMBA SIMBA**

**JORGE ENRIQUE
TOVAR ZAPATA**

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Oscar Eduardo Cachumba Simba y Jorge Enrique Tovar Zapata, bajo mi supervisión.

ING. JORGE RICARDO VINTIMILLA JARAMILLO
DIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTO

A Dios por haber cuidado a mis padres, hermano y a mí, durante esta ardua lucha en la que todos aportamos con un granito de arena, en procura de cumplir el objetivo trazado inicialmente al ingresar a esta prestigiosa universidad.

A mis padres, José y Romelia, quienes de una u otra forma han contribuido y me han apoyado para poder culminar mis estudios universitarios.

A mis profesores, los cuales brindaron sus conocimientos, para poder consolidar una buena formación académica.

A todo el personal técnico del Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional, por haber prestado sus instalaciones en la fase constructiva. Al mismo tiempo siendo amables, tolerantes y prestos a responder cualquier duda.

Al Ing. Jorge Vintimilla, director del proyecto, por haber guiado y aportado sus conocimientos y experiencia en el presente proyecto de titulación.

A mis amigos, Enrique y Sam, los cuales colaboraron de manera eficiente en la etapa constructiva del proyecto.

Oscar Eduardo Cachumba Simba

DEDICATORIA

A mis padres, José y Romelia, por ser un ejemplo de esfuerzo, sacrificio y lucha diaria para salir adelante en la vida.

A mis abuelos maternos, Fernando y Lucinda, que desde el cielo deben estar guiando mi camino y velando por el bienestar de mi familia.

A mi hermano Francisco, quien me ha brindado su apoyo moral durante toda la carrera universitaria.

Oscar Eduardo Cachumba Simba

AGRADECIMIENTO

No tenía la oportunidad de agradecer por todo lo que el destino a puesto en mi camino, esta vez quiero hacerlo pues sin la ayuda de Dios esto hubiese sido imposible ya que él me ha dado la fuerza y el aliento para luchar en la consigna de mis propósitos.

Agradezco a mis abuelos maternos Mami Panchita y Papi Lucho quienes han sido el pilar fundamental de la familia inculcando todos los valores necesarios para enfrentarse a la vida y dejando un legado de nunca rendirse ante las adversidades y esforzarse por lo que uno desea.

A mi mami Isito, un agradecimiento especial por nunca agachar la cabeza y saber salir adelante conmigo, por todo su amor y por apoyarme siempre.

A mis tías Alida e Imelda y toda mi familia por su unión y benevolencia, por siempre estar pendientes de lo que acontece en mí.

Agradezco también a la Facultad de Ingeniería Civil, a nuestro director, al personal del Centro de Investigación de la Vivienda y a los amigos que han aportado en el desarrollo de este proyecto.

Jorge Enrique Touar Zapata

DEDICATORIA

Este trabajo está dedicado a Panchita y Luis Enrique, mis abuelos, por todo el esfuerzo que han realizado para que las generaciones siguientes sigamos su ejemplo de amor, valores y continuar sobresaliendo en la sociedad.

A Isito, mi mamá, quien me ha educado y dirigido por el camino correcto, este trabajo es una muestra de reciprocidad a todo lo que ha hecho por mí.

A toda mi familia por su amor y por preocuparse siempre por mi bienestar.

Jorge Enrique Tovar Zapata

CONTENIDO

RESUMEN	XXIV
ABSTRACT	XXV
PRESENTACIÓN	XXVI
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN.....	1
1.1. ANTECEDENTES	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.2.1. OBJETIVO GENERAL	2
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.3. JUSTIFICACIÓN	3
1.4. ALCANCE	4
CAPÍTULO 2	5
BASE TEÓRICA.....	5
2.1. ACERO ESTRUCTURAL	5
2.1.1. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL.....	5
2.1.2. DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA DEL ACERO ESTRUCTURAL	8
2.1.3. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN.....	9
2.1.4. SOLDADURA Y SUS TIPOS.	10
2.2. HORMIGÓN	11

2.2.1.	PROPIEDADES DEL HORMIGÓN	12
2.2.2.	CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN.....	13
2.2.3.	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL HORMIGÓN COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN.....	14
2.3.	MIEMBROS COMPUESTOS.....	15
2.3.1.	VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE MIEMBROS COMPUESTOS	15
2.3.2.	CLASIFICACIÓN DE LOS MIEMBROS COMPUESTOS	17
2.4.	MÉTODOS DE CÁLCULO PARA MIEMBROS COMPUESTOS EMBEBIDOS SRC (STEEL REINFORCEMENT CONCRETE)	20
2.4.1.	MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN DE ESFUERZOS ELÁSTICOS.....	20
2.4.2.	MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN DE TENSIÓN PLÁSTICA EN LA SECCIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL	21
2.4.3.	MÉTODO DE LAS FUERZAS	22
2.4.4.	MÉTODO DE LA FIBRA.....	22
2.5.	ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA SECCIÓN SRC MEDIANTE MÉTODO DE LA FIBRA	24
2.5.1.	MODELO DE HOLZER PARA ACERO ESTRUCTURAL	25
2.5.2.	MODELO PROPUESTO POR MANDER, PRIESTLEY & PARK PARA CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO	28
2.5.3.	MODELO DE CHANG Y MANDER PARA ACERO DE REFUERZO.....	31
2.5.4.	INTERFAZ GRÁFICA MÉTODO DE LA FIBRA.....	44
2.6.	MODELO MATEMÁTICO DEL ENSAYO.....	46
CAPÍTULO 3		49
CÁLCULO TEÓRICO DE LOS ELEMENTOS.....		49
3.1.	LIMITACIONES EN MIEMBROS COMPUESTOS	49

3.2. DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES EN LA SECCIÓN TRASNVERSAL SRC	49
3.2.1. DESCRIPCIÓN PERFIL TIPO I.....	49
3.2.2. ACERO DE REFUERZO.....	50
3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS COMPUESTAS SRC	51
3.4. ANÁLISIS A FLEXIÓN DE VIGAS COMPUESTAS SRC	55
3.4.1. MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN DE LOS ESFUERZOS ELÁSTICOS EN SECCIÓN SRC-A.....	55
3.4.2. MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN DE TENSIÓN PLÁSTICA EN PERFIL DE ACERO ESTRUCTURAL DE SECCIÓN SRC-A.	64
3.4.3. MÉTODO DE LAS FUERZAS EN SECCIÓN SRC-A.	66
3.4.4. MÉTODO DE LA FIBRA EN SECCIÓN SRC-A.....	74
3.4.5. MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN DE LOS ESFUERZOS ELÁSTICOS, SECCIÓN SRC-B	76
3.4.6. MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN DE TENSIÓN PLÁSTICA EN EL PERFIL DE ACERO ESTRUCTURAL EN SECCIÓN SRC-B	77
3.4.7. MÉTODO DE LAS FUERZAS EN SECCIÓN SRC-B	77
3.4.8. MÉTODO DE LA FIBRA EN SECCIÓN SRC-B.....	79
3.5. CHEQUEO A CORTANTE VIGAS SRC	80
3.6. INVESTIGACIONES PARA CÁLCULO DE LA RIGIDEZ EFECTIVA.....	87
3.6.1. CÁLCULO DEL APORTE DE RESISTENCIA FLEXURAL DE LOS MATERIALES	89
CAPÍTULO 4	97
ENSAYOS EXPERIMENTALES Y ANÁLISIS ECONÓMICO.....	97
4.1. ESQUEMA ENSAYO A FLEXIÓN EN 4 PUNTOS.....	97

4.2.	CONSTRUCCIÓN DE LAS VIGAS SRC.....	98
4.2.1.	AMARRE DE ACERO EN VIGAS	99
4.2.2.	INSTALACIÓN DE STRAIN GAUGES	99
4.2.3.	EMBEBIDO DE LOS PERFILES DE ACERO.....	101
4.2.4.	ENCOFRADOS Y UBICACIÓN DE LAS VIGAS	102
4.2.5.	HORMIGONADO	103
4.2.6.	PINTADO Y COLOCACION DE VIGAS PARA EL ENSAYO.....	105
4.3.	ANÁLISIS ECONÓMICO VIGAS SRC.....	106
CAPÍTULO 5		119
RESULTADOS EXPERIMENTALES		119
5.1.	RESULTADOS DE LAS MUESTRAS DE LOS MATERIALES.....	119
5.2.	RESULTADOS EXPERIMENTALES DEL ENSAYO DE VIGAS.....	120
5.2.1.	GRÁFICAS DEL ENSAYO A FLEXIÓN VIGA SRC 1A	120
5.2.2.	GRÁFICAS DEL ENSAYO A FLEXIÓN VIGA SRC 2A	128
5.2.3.	GRÁFICAS DEL ENSAYO A FLEXIÓN VIGA SRC 3A	131
5.2.4.	GRÁFICAS DEL ENSAYO A FLEXIÓN VIGA SRC 4A	134
5.2.5.	GRÁFICAS DEL ENSAYO A FLEXIÓN VIGA SRC 1B	137
5.2.6.	GRÁFICAS DEL ENSAYO A FLEXIÓN VIGA SRC 2B	141
5.2.7.	GRÁFICAS DEL ENSAYO A FLEXIÓN VIGA SRC 3B	144
5.2.8.	GRÁFICAS DEL ENSAYO A FLEXIÓN VIGA SRC 4B.....	147
5.3.	COMPARACIÓN DE RESULTADOS GENERALES DE LAS VIGAS SRC	150
5.3.1.	MOMENTOS NOMINALES TEÓRICOS.....	153
5.3.2.	APORTES DE RESISTENCIA EN BASE AL MOMENTO NOMINAL RESISTENTE	157

5.3.3. DUCTILIDAD EXPERIMENTAL	159
5.3.4. RIGIDEZ EFECTIVA EXPERIMENTAL.....	159
5.3.5. RIGIDECES Y COEFICIENTES C1 TEÓRICOS	163
5.3.6. RIGIDECES Y COEFICIENTES C1 PROPUESTOS.....	164
CAPÍTULO 6	167
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	167
6.1. CONCLUSIONES.....	167
6.2. RECOMENDACIONES.....	170
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	172
ANEXOS	176
ANEXO No. 1.....	177
INFORME DE ENSAYO DE COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN	177
ANEXO No. 2.....	180
INFORME DE LA DETERMINACIÓN DEL.....	180
MÓDULO DE ELASTICIDAD EXPERIMENTAL DEL HORMIGÓN	180

ÍNDICE DE CUADROS

CUADRO 2. 1. NIVELES DE DUCTILIDAD EN ELEMENTOS RESISTENTES A MOMENTO.....	6
CUADRO 2. 2. TIPO DE ELEMENTOS COMPUESTOS.....	17
CUADRO 2. 3. VALORES TÍPICOS CORRESPONDIENTES A LA CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA PARA ACERO ESTRUCTURAL ASTM A36.....	25
CUADRO 2. 4. VALORES CORRESPONDIENTES A LA CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA PARA ACERO DE REFUERZO ASTM A706.....	32
CUADRO 2. 5. DISCRETIZACIÓN DE LAS REGIONES CONFINADA, PARCIALMENTE CONFINADA Y ALTAMENTE CONFINADA DE CONCRETO MEDIANTE ELEMENTOS FIBRA.....	44
CUADRO 3. 1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS SECCIONES SRC.....	51
CUADRO 3. 2. NOMENCLATURA PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS VIGAS SRC.....	52
CUADRO 3. 3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA SRC-A.....	52
CUADRO 3. 4. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA SRC-B.....	53
CUADRO 3. 5. DIMENSIONES VIGA SRC-A.....	55
CUADRO 3. 6. NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO ELÁSTICO.....	56
CUADRO 3. 7. CÁLCULO DEL MOMENTO ELÁSTICO EN LA SECCIÓN COMPUESTA SRC-A.....	57
CUADRO 3. 8. NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO POR EL MÉTODO DE DISTRIBUCION DE TENSIÓN PLÁSTICA.....	64
CUADRO 3. 9. CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO POR EL MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN DE TENSION PLÁSTICA EN SECCIÓN SRC-A.....	65
CUADRO 3. 10. NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO POR EL METODO DE LAS FUERZAS.....	67

CUADRO 3. 11. CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO POR EL METODO DE LAS FUERZAS EN SECCIÓN SRC-A.	68
CUADRO 3. 12. DIMENSIONES VIGA SRC-B.....	75
CUADRO 3. 13. CÁLCULO DEL MOMENTO ELÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA DE LA VIGA SRC-B.....	76
CUADRO 3. 14. CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO POR EL METODO DE LAS FUERZAS, VIGA SRC-B.....	78
CUADRO 3. 15. NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DE CORTANTE DEL PERFIL TIPO I.	82
CUADRO 3. 16. CÁLCULO DE CORTANTE DEL PERFIL TIPO I.....	82
CUADRO 3. 17. NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DE CORTANTE DEL ACERO TRANSVERSAL.....	83
CUADRO 3. 18. CÁLCULO CORTANTE DEL ACERO TRANSVERSAL SRCA.....	84
CUADRO 3. 19. CÁLCULO CORTANTE DEL ACERO TRANSVERSAL SRCB.....	85
CUADRO 3. 20. NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DE CORTANTE DEL HORMIGÓN.....	85
CUADRO 3. 21. CÁLCULO DE CORTANTE DEL HORMIGÓN EN SRCA.....	85
CUADRO 3. 22. CÁLCULO DE CORTANTE DEL HORMIGÓN EN SRCB.....	86
CUADRO 3. 23. ECUACIONES PROPUESTAS POR LOS CÓDIGOS PARA CÁLCULO DE INERCIAS EFECTIVAS.....	87
CUADRO 3. 24. ESQUEMAS DE CONFIGURACIÓN DE PRUEBAS DE CARGA. .	89
CUADRO 3. 25. NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DE INERCIAS DE LOS MATERIALES QUE CONFORMAN LA SECCIÓN SRC.....	92
CUADRO 3. 26. CÁLCULO DE INERCIAS DE LOS MATERIALES QUE CONFORMAN SECCIÓN SRC-A.	93
CUADRO 3. 27. CÁLCULO DE INERCIAS DE INERCIAS DE LOS MATERIALES QUE CONFORMAN SECCIÓN SRC-B.....	95
CUADRO 4. 1. NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE EN UNA VIGA DE HORMIGÓN ARMADO.....	107

CUADRO 4. 2. CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE EN UNA VIGA DE HORMIGÓN ARMADO QUE SUPLA EL M_y DE LA SECCIÓN SRC-A.	108
CUADRO 4. 3. CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE EN UNA VIGA DE HORMIGÓN ARMADO QUE SUPLA EL M_y DE LA SECCIÓN SRC-B.	111
CUADRO 4. 4. NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE EN EL PERFIL DE ACERO ESTRUCTURAL.....	112
CUADRO 4. 5. CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE DE UN PERFIL TIPO I QUE SUPLA EL M_y DE LA SECCIÓN SRC-A.....	113
CUADRO 4. 6. CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE DE UN PERFIL TIPO I QUE SUPLA EL M_y DE LA SECCIÓN SRC-B.....	115
CUADRO 4. 7. MOMENTOS RESISTENTES DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO.	115
CUADRO 4. 8. MOMENTOS RESISTENTES DE PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL.	116
CUADRO 4. 9. COSTO DE VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO Y PERFILES I QUE SUPLEN LOS MOMENTOS NOMINALES ELÁSTICOS DE VIGAS SRC.....	117
CUADRO 4. 10. ANÁLISIS ECONÓMICO VIGAS SRC.....	118
CUADRO 5. 1. RESULTADOS DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN UNIAXIAL DE LAS MUESTRAS.....	120
CUADRO 5. 2. ENSAYO A FLEXIÓN, FALLO, GRIETAS Y DEFLEXIÓN EN VIGA SRC 1A.....	127
CUADRO 5. 3. ENSAYO A FLEXIÓN, FALLO, GRIETAS Y DEFLEXIÓN EN VIGA SRC 2A.....	130
CUADRO 5. 4. ENSAYO A FLEXIÓN, FALLO, GRIETAS Y DEFLEXIÓN EN VIGA SRC 3A.....	133
CUADRO 5. 5. ENSAYO A FLEXIÓN, FALLO Y GRIETAS EN SRC 4A.	136
CUADRO 5. 6. ENSAYO A FLEXIÓN, FALLO, GRIETAS Y DEFLEXIÓN EN VIGA SRC 1B.....	140
CUADRO 5. 7. ENSAYO A FLEXIÓN, FALLO Y GRIETAS EN VIGA SRC 2B.....	143
CUADRO 5. 8. ENSAYO A FLEXIÓN, FALLO, Y GRIETAS EN VIGA SRC 3B.....	146

CUADRO 5. 9. ENSAYO A FLEXIÓN, FALLO Y GRIETAS EN VIGA SRC 4B.....	149
CUADRO 5. 10. MOMENTOS FLECTORES NOMINALES EN VIGA SRC-A.	150
CUADRO 5. 11. MOMENTOS FLECTORES NOMINALES EN VIGA SRC-B.	150
CUADRO 5. 12. APORTES DE RESISTENCIA EN SECCIÓN SRC-A SEGÚN EL MOMENTO FLECTOR OBTENIDO EN CADA ETAPA.	151
CUADRO 5. 13. APORTES DE RESISTENCIA EN SECCIÓN SRC-B SEGÚN EL MOMENTO FLECTOR OBTENIDO EN CADA ETAPA.	151
CUADRO 5. 14. FLUENCIA DE LOS ACEROS ESTRUCTURAL Y DE REFUERZO EN PROBETAS SRC-A.	151
CUADRO 5. 15. FLUENCIA DE LOS ACEROS ESTRUCTURAL Y DE REFUERZO EN PROBETAS SRC-B.	152
CUADRO 5. 16. CUANTÍAS DE LAS VIGAS COMPUESTAS SRC A Y SRC B.	160
CUADRO 5. 17. RIGIDECES Y COEFICIENTES C1 EXPERIMENTALES.....	161
CUADRO 5. 18. RIGIDECES EFECTIVAS EN VIGAS SRC A Y SRC B.	163
CUADRO 5. 19. RIGIDECES EFECTIVAS EN VIGAS SRC A Y SRC B.	164
CUADRO 5. 20. INCREMENTO EN LOS COEFICIENTES C1.....	166

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2. 1. CURVA DE RESPUESTA ESTRUCTURAL.....	7
FIGURA 2. 2. CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA DEL ACERO ESTRUCTURAL.....	8
FIGURA 2. 3. CURVAS ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA DE ALGUNAS CALIDADES DE ACERO ESTRUCTURAL.....	9
FIGURA 2. 4. CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA DEL HORMIGÓN.....	13
FIGURA 2. 5. PERFIL DE ACERO ESTRUCTURAL TIPO I EMBEBIDO EN UNA SECCIÓN RECTANGULAR DE HORMIGÓN.....	15
FIGURA 2. 6. SUPERPOSICIÓN DE ESFUERZOS ELÁSTICOS.....	21
FIGURA 2. 7. DISTRIBUCIÓN DE TENSIÓN PLÁSTICA EN LA SECCIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL.....	21
FIGURA 2. 8. DISCRETIZACIÓN MEDIANTE ELEMENTOS FIBRA EN MIEMBROS COMPUESTOS.....	23
FIGURA 2. 9. ZONAS EN LA CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA DEL ACERO ESTRUCTURAL.....	25
FIGURA 2. 10. ALGORITMO DEL MODELO CONSTITUTIVO DE HOLZER PARA ACERO ESTRUCTURAL.....	26
FIGURA 2. 11. CURVA TEÓRICA ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA PARA ACERO ESTRUCTURAL ASTM A36.....	27
FIGURA 2. 12. CURVA CONSTITUTIVA PARA CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO.....	28
FIGURA 2. 13. ALGORITMO DEL MODELO CONSTITUTIVO DE MANDER, PRIESTLEY & PARK PARA CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO...	30
FIGURA 2. 14. CURVA TEÓRICA ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA PARA CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO.....	31
FIGURA 2. 15. ALGORITMO DEL MODELO CONSTITUTIVO DE CHANG Y MANDER PARA ACERO DE REFUERZO.....	32

FIGURA 2. 16. CURVA TEÓRICA ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA PARA ACERO DE REFUERZO ASTM A706.....	33
FIGURA 2. 17. DIAGRAMA DE FLUJO DEL ALGORITMO DESARROLLADO PARA APLICAR EL MÉTODO DE LA FIBRA EN SECCIONES RECTANGULARES SRC.....	34
FIGURA 2. 18. DIAGRAMA DE FLUJO DE LAS SUBROUTINAS USADAS PARA APLICAR EL MÉTODO DE LA FIBRA EN SECCIONES RECTANGULARES SRC.....	40
FIGURA 2. 19. SECCIÓN RECTANGULAR SRC DISCRETIZADA.....	43
FIGURA 2. 20. ELEMENTO DIFERENCIAL FIBRA PARA SECCIONES RECTANGULARES.....	43
FIGURA 2. 21. DISCRETIZACIÓN DEL PERFIL TIPO I CON ELEMENTOS FIBRA.....	43
FIGURA 2. 22. DATOS REQUERIDOS EN EL SCRIPT DE MATLAB, SIN INTERFAZ GRÁFICA.....	45
FIGURA 2. 23. INTERFAZ GRÁFICA DEL MÉTODO DE LA FIBRA EN SECCIÓN RECTANGULAR SRC.....	45
FIGURA 2. 24. FLEXIÓN EN 4 PUNTOS, VIGA SRC.....	46
FIGURA 2. 25. DIAGRAMAS DE MOMENTO USADOS PARA DETERMINAR LA DEFLEXIÓN MÁXIMA APLICANDO EL PRINCIPIO DE TRABAJO VIRTUAL..	47
FIGURA 2. 26. DIAGRAMAS DE MOMENTO USADOS PARA DETERMINAR EL GIRO EN EL EXTREMO DE VIGA, APLICANDO EL PRINCIPIO DE TRABAJO VIRTUAL.....	47
FIGURA 3. 1. PERFIL TIPO I.....	50
FIGURA 3. 2. DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO SRC-A.....	50
FIGURA 3. 3. DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO SRC-B.....	51
FIGURA 3. 4. ESQUEMA DE SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VIGA SRC.....	51
FIGURA 3. 5. PREDIMENSIONAMIENTO VIGA SRC-A.....	52
FIGURA 3. 6. PREDIMENSIONAMIENTO VIGA SRC-B.....	54

FIGURA 3. 7. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LA SECCIÓN SRC PARA EL RANGO ELÁSTICO.	55
FIGURA 3. 8. SECCIÓN COMPUESTA VIGA SRC-A.	57
FIGURA 3. 9. SECCIÓN TRANSFORMADA DE LA VIGA SRC.	60
FIGURA 3. 10. DISTRIBUCIÓN DE TENSIÓN PLÁSTICA SÓLO EN EL PERFIL DE ACERO ESTRUCTURAL.	64
FIGURA 3. 11. DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS EN LA SECCIÓN SRC PARA EL RANGO PLÁSTICO EN LA MESETA DE FLUENCIA, EJE NEUTRO PLÁSTICO EN EL PATÍN.	66
FIGURA 3. 12. COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIONES SRC A	70
FIGURA 3. 13. DETALLE EN EL PATÍN DE ZONA COMPRIMIDA VIGA SRC.	72
FIGURA 3. 14. MOMENTOS OBTENIDOS EN CADA ETAPA MEDIANTE ANÁLISIS CON ELEMENTOS FIBRA, SRC-A.	74
FIGURA 3. 15. ESQUEMA SECCIÓN COMPUESTA VIGA SRC-B.	75
FIGURA 3. 16. MOMENTOS OBTENIDOS EN CADA ETAPA MEDIANTE ANÁLISIS CON ELEMENTOS FIBRA, SRC-B.	79
FIGURA 3. 17. FALLA DEL ENLACE DE CORTE A LO LARGO DE LA INTERFAZ DE LOS PATINES DEL PERFIL Y EL HORMIGÓN.	80
FIGURA 3. 18. ESQUEMA DE ENSAYO DE INVESTIGACIONES REALIZADAS SOBRE LA RIGIDEZ A FLEXIÓN EN MIEMBROS COMPUESTOS SRC.	88
FIGURA 3. 19. COEFICIENTE C VS RELACIÓN DE CUANTÍA PARA MIEMBROS COMPUESTOS SRC.	91
FIGURA 4. 1. ENSAYO A FLEXIÓN EN 4 PUNTOS, VISTA LATERAL.	97
FIGURA 4. 2. ENSAYO A FLEXIÓN EN 4 PUNTOS, VISTA FRONTAL.	98
FIGURA 4. 3. DETALLE DE LOS DOS TIPOS DE VIGAS SRC A FABRICARSE. ...	98
FIGURA 4. 4. AMARRE DE ACERO EN VIGAS.	99
FIGURA 4. 5. ESQUEMA DE COLOCACIÓN DE STRAIN GAUGES, CORTE TRANSVERSAL.	100
FIGURA 4. 6. ESQUEMA DE COLOCACIÓN DE STRAIN GAUGES, CORTE LONGITUDINAL.	100

FIGURA 4. 7. PEGADO DE STRAIN GAUGES EN SUPERFICIE DE LOS PERFILES DE ACERO ESTRUCTURAL Y BARRAS DE REFUERZO.....	101
FIGURA 4. 8. EMBEBIDO DE PERFILES I EN ARMADURAS DE REFUERZO....	101
FIGURA 4. 9. ENCOFRADO Y UBICACIÓN DE LAS VIGAS.....	102
FIGURA 4. 10. CENTRADO DEL PERFIL Y ARMADURA DE REFUERZO EN ENCOFRADOS.....	102
FIGURA 4. 11. HORMIGONADO DE LAS VIGAS.	103
FIGURA 4. 12. VERIFICACIÓN DE ASENTAMIENTO MEDIANTE CONO DE ABRAMS.....	104
FIGURA 4. 13. RECOLECCIÓN DE CILINDROS.....	104
FIGURA 4. 14. CURADO DE LAS VIGAS.	105
FIGURA 4. 15. PINTADO DE LAS VIGAS.....	105
FIGURA 4. 16. COLOCACIÓN DE LOS TRANSDUCTORES DE DEFORMACIÓN LINEAL VERTICAL (LDVT) EN EL CENTRO DE LA LUZ LIBRE Y EN PUNTOS DE APLICACIÓN DE CARGA.....	106
FIGURA 4. 17. PREPARACIÓN DE VIGA PARA EL ENSAYO.	106
FIGURA 4. 18. MOMENTO RESISTENTE EN UNA VIGA DE HORMIGÓN ARMADO.	107
FIGURA 4. 19. SECCIÓN TRANSFORMADA DE HORMIGÓN ARMADO.	109
FIGURA 4. 20. MOMENTO ELÁSTICO EN EL PERFIL DE ACERO ESTRUCTURAL.	113
FIGURA 4. 21. VIGAS DE HORMIGÓN ARMADO QUE SUPLEN EL MOMENTO ELÁSTICO DE LAS SECCIONES COMPUESTAS SRC-A Y SRC-B.....	116
FIGURA 4. 22. PERFILES I QUE SUPLEN EL MOMENTO ELÁSTICO DE LAS SECCIONES COMPUESTAS SRC-A Y SRC-B.....	116
FIGURA 5. 1. PREPARACIÓN DE CILINDROS PARA ENSAYO A COMPRESIÓN... ..	119
FIGURA 5. 2. ROTURA DE CILINDROS EN MÁQUINA UNIVERSAL.....	119
FIGURA 5. 3. CURVAS MOMENTO VS DEFORMACIÓN UNITARIA, STRAIN GAUGES SRC 1A.....	121

FIGURA 5. 4. CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN EN VIGA SRC 1A.....	123
FIGURA 5. 5. CURVA MOMENTO VS ROTACIÓN EN VIGA SRC 1A.....	124
FIGURA 5. 6. CURVA RIGIDEZ VS %MEXP/MY EN VIGA SRC 1A.....	125
FIGURA 5. 7. CURVAS MOMENTO VS DEFORMACIÓN UNITARIA, STRAIN GAUGES SRC 2A.....	128
FIGURA 5. 8. CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN EN VIGA SRC 2A.....	128
FIGURA 5. 9. CURVA MOMENTO VS ROTACIÓN EN VIGA SRC 2A.....	129
FIGURA 5. 10. CURVA RIGIDEZ VS %MEXP/MY EN VIGA SRC 2A.....	129
FIGURA 5. 11. CURVAS MOMENTO VS DEFORMACIÓN UNITARIA, STRAIN GAUGES SRC 3A.....	131
FIGURA 5. 12. CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN EN VIGA SRC 3A.....	131
FIGURA 5. 13. CURVA MOMENTO VS ROTACIÓN EN VIGA SRC 3A.....	132
FIGURA 5. 14. CURVA RIGIDEZ VS %MEXP/MY EN VIGA SRC 3A.....	132
FIGURA 5. 15. CURVAS MOMENTO VS DEFORMACIÓN UNITARIA, STRAIN GAUGES SRC 4A.....	134
FIGURA 5. 16. CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN EN VIGA SRC 4A.....	134
FIGURA 5. 17. CURVA MOMENTO VS ROTACIÓN EN VIGA SRC 4A.....	135
FIGURA 5. 18. CURVA RIGIDEZ VS %MEXP/MY EN VIGA SRC 4A.....	135
FIGURA 5. 19. CURVAS MOMENTO VS DEFORMACIÓN UNITARIA, STRAIN GAUGES SRC 1B.....	137
FIGURA 5. 20. CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN EN VIGA SRC 1B.....	138
FIGURA 5. 21. CURVA MOMENTO VS ROTACIÓN EN VIGA SRC 1B.....	138
FIGURA 5. 22. CURVA RIGIDEZ VS %MEXP/MY EN VIGA SRC 1B.....	139
FIGURA 5. 23. CURVAS MOMENTO VS DEFORMACIÓN UNITARIA, STRAIN GAUGES SRC 2B.....	141
FIGURA 5. 24. CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN EN VIGA SRC 2B.....	141
FIGURA 5. 25. CURVA MOMENTO VS ROTACIÓN EN VIGA SRC 2B.....	142
FIGURA 5. 26. CURVA RIGIDEZ VS %MEXP/MY EN VIGA SRC 2B.....	142
FIGURA 5. 27. CURVAS MOMENTO VS DEFORMACIÓN UNITARIA, STRAIN GAUGES SRC 3B.....	144

FIGURA 5. 28. CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN EN VIGA SRC 3B.....	144
FIGURA 5. 29. CURVA MOMENTO VS ROTACIÓN EN VIGA SRC 3B.....	145
FIGURA 5. 30. CURVA RIGIDEZ VS %MEXP/MY EN VIGA SRC 3B.....	145
FIGURA 5. 31. CURVAS MOMENTO VS DEFORMACIÓN UNITARIA, STRAIN GAUGES SRC 4B.....	147
FIGURA 5. 32. CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN EN VIGA SRC 4B.....	147
FIGURA 5. 33. CURVA MOMENTO VS ROTACIÓN EN VIGA SRC 4B.....	148
FIGURA 5. 34. CURVA RIGIDEZ VS %MEXP/MY EN VIGA SRC 4B.....	148
FIGURA 5. 35. FLUENCIA PROMEDIO TEÓRICA Y EXPERIMENTAL DE ACERO ESTRUCTURAL Y DE REFUERZO EN SECCIÓN SRC-A.....	152
FIGURA 5. 36. FLUENCIA PROMEDIO TEÓRICA Y EXPERIMENTAL DE ACERO ESTRUCTURAL Y DE REFUERZO EN SECCIÓN SRC-B.....	152
FIGURA 5. 37. MOMENTOS FLECTORES TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES SECCIÓN SRC-A.....	153
FIGURA 5. 38. MOMENTOS FLECTORES TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES SECCIÓN SRC-B.....	153
FIGURA 5. 39. MOMENTOS TEÓRICOS RESPECTO A MOMENTO ELÁSTICO EXPERIMENTAL (MY) EN SECCIÓN SRC-A.....	154
FIGURA 5. 40. MOMENTOS TEÓRICOS RESPECTO A MOMENTO PLÁSTICO EXPERIMENTAL (MP) EN SECCIÓN SRC-A.....	154
FIGURA 5. 41. MOMENTO TEÓRICO POR ELEMENTOS FIBRA RESPECTO A MOMENTO MÁXIMO EXPERIMENTAL (MMÁX) EN SECCIÓN SRC-A.....	155
FIGURA 5. 42. MOMENTOS TEÓRICOS RESPECTO A MOMENTO ELÁSTICO EXPERIMENTAL (MY) EN SECCIÓN SRC-B.....	155
FIGURA 5. 43. MOMENTOS TEÓRICOS RESPECTO A MOMENTO PLÁSTICO EXPERIMENTAL (MP) EN SECCIÓN SRC-B.....	156
FIGURA 5. 44. MOMENTO TEÓRICO POR ELEMENTOS FIBRA RESPECTO A MOMENTO MÁXIMO EXPERIMENTAL (MMÁX) EN SECCIÓN SRC-B.....	156

FIGURA 5. 45. PORCENTAJES DE APORTE DE RESISTENCIA DE CADA MATERIAL EN SECCIÓN COMPUESTA SRC-A EN BASE AL ANÁLISIS POR FIBRAS.....	157
FIGURA 5. 46. PORCENTAJES DE APORTE DE RESISTENCIA DE CADA MATERIAL EN SECCIÓN COMPUESTA SRC-B EN BASE AL ANÁLISIS POR FIBRAS.....	158
FIGURA 5. 47. DUCTILIDAD EXPERIMENTAL EN VIGAS SRC-A Y SRC-B.....	159
FIGURA 5. 48. COEFICIENTES C1 EXPERIMENTALES EN VIGAS SRC.	161
FIGURA 5. 49. APORTE DE RIGIDEZ EXPERIMENTAL SRC A.	162
FIGURA 5. 50. APORTE DE RIGIDEZ EXPERIMENTAL SRC B.	162
FIGURA 5. 51. COEFICIENTES C1 EXPERIMENTALES.	163
FIGURA 5. 52. COEFICIENTES C1 SEGÚN AISC 360-16.....	164
FIGURA 5. 53. COEFICIENTES C1 PROPUESTOS.....	165
FIGURA 5. 54. APORTE DE RIGIDEZ SEGÚN C1 PROPUESTO EN VIGA SRC A.	165
FIGURA 5. 55. APORTE DE RIGIDEZ SEGÚN C1 PROPUESTO EN VIGA SRC B.	165

RESUMEN

Encontrar las inercias efectivas en elementos compuestos embebidos SRC (Steel Reinforcement Concrete) ha sido un verdadero reto para la normativa AISC e investigadores, una forma práctica de solucionar este inconveniente es determinando el aporte individual de los materiales en términos de rigidez. La sección transversal de las vigas SRC está conformada por: un perfil de acero estructural, acero de refuerzo y concreto, la rigidez de este último es corregida por medio de un coeficiente que reduce la resistencia del hormigón debido al agrietamiento. A través de métodos teóricos de naturaleza elástica, plástica y análisis con elementos fibra se pretende caracterizar el desempeño estructural y resistencia flexural de la sección SRC, los valores hallados a partir de los métodos teóricos serán comparados con los resultados experimentales de 8 vigas SRC ensayadas a flexión pura en 4 puntos. En base a las curvas de rigidez efectiva experimental, se propone el coeficiente C1 que controla el aporte del hormigón, el cual servirá para hallar las inercias efectivas necesarias para el diseño y modelación de vigas SRC que son muy usadas en la construcción civil moderna.

ABSTRACT

Finding the effective inertias in encased composite members SRC (Steel Reinforcement Concrete), it has been a true challenge for the normative AISC and researchers, a practical way to solve this inconvenient, is determining the individual contribution of materials in terms of stiffness. The cross section of SRC beams is conformed by: structural steel profile, reinforcement steel and concrete, the stiffness of the last one is corrected through a coefficient that reduces the strength of concrete due to the cracking. Through of theoretical methods from natural elastic, plastic and analysis with fiber elements it pretends to characterize the structural performance and flexural strength at SRC section, the results found from theoretical methods will be compared with the other experimental results of eight SRC beams tested to pure bending at four points. Based on the curves of experimental effective stiffness, it proposes the coefficient C_1 which controls the contribution of concrete, this one will be useful to find out the necessary effective inertias for designing and modeling of SRC beams that are very used in modern civil constructions.

PRESENTACIÓN

El presente proyecto de titulación está conformado por seis capítulos organizados de la siguiente manera:

- **CAPITULO 1: INTRODUCCION.** Contiene antecedentes en cuanto al avance en construcciones compuestas y consideraciones que ha tomado el AISC para la inercia efectiva en miembros estructurales SRC. Además se indica el objetivo general, objetivos específicos, la justificación del proyecto y el alcance del mismo.
- **CAPITULO 2: BASE TEÓRICA.** Se habla de forma general sobre cada material que compone la sección SRC, indicando sus propiedades mecánicas, ventajas y desventajas. Se presenta información referente a miembros compuestos. Adicionalmente se explica los métodos que sugiere el AISC para el cálculo de momentos flectores en secciones compuestas SRC y se describe los modelos constitutivos del concreto, acero estructural y acero de refuerzo, utilizados en el análisis mediante elementos fibra.
- **CAPITULO 3: CÁLCULO TEÓRICO DE LOS ELEMENTOS.** Se realiza el cálculo teórico de las vigas SRC ante efectos flectores mediante los siguientes métodos: superposición de esfuerzos elásticos, distribución de tensión plástica en la sección de acero estructural, método de las fuerzas y método de la fibra.
- **CAPITULO 4: ENSAYOS EXPERIMENTALES Y ANÁLISIS ECONÓMICO.** Se explica el proceso constructivo de las probetas y preparación de las mismas previo al ensayo a flexión en cuatro puntos. . Adicionalmente se hace un análisis económico de las vigas SRC.

- **CAPITULO 5:** RESULTADOS EXPERIMENTALES. Se hace el procesamiento de los datos obtenidos a partir de los ensayos experimentales y se presenta los resultados teóricos y experimentales de los dos tipos de vigas propuestas en el presente proyecto
- **CAPITULO 6:** CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. Contiene las conclusiones y recomendaciones realizadas en base al comportamiento mostrado experimentalmente por las vigas SRC y a los resultados obtenidos.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. ANTECEDENTES

En el sector de la construcción a nivel mundial las secciones compuestas son ampliamente utilizadas para levantar edificios, estadios, puentes y naves industriales. En el sistema de piso una de las secciones más significativas es la unión de losas macizas con vigas de acero sumergidas en concreto.

Al juntar materiales como el concreto y acero estructural, se obtienen secciones compuestas o híbridas con mejor comportamiento sísmico resistente. En efecto el elemento resultante tiene mejor desempeño estructural compensando las desventajas que presenta cada uno de los materiales; evidenciando menores deflexiones debido a su mayor rigidez y ductilidad para evitar daños frágiles en el sistema estructural (Crisafulli, 2014). Las vigas SRC aportan un aumento en la capacidad de disipación de energía sísmica, proveen resistencia al fallo en las conexiones viga-columna; reducen la congestión de varillas y se evita problemas asociados con la soldadura (Crisafulli, 2014).

El comportamiento de una viga compuesta debería limitarse al rango elástico cuando el diseño es controlado por deformación bajo cargas de servicio. Cuando la deformación es examinada, AISC (2005) menciona que deberían ser considerados efectos de amplificación a causa del comportamiento inelástico.

Algunas veces no resulta práctico hacer cálculos a detalle de rigidez en miembros compuestos sometidos a flexión, esto debido a la dificultad que implica dicho análisis. Estudios comparativos en ensayos de deformación a corto plazo muestran que la inercia efectiva (I_{eff}), es un 15% hasta el 30% menor que el resultado obtenido mediante la teoría lineal elástica

Por tal motivo, para cálculos más veraces de deformación; la normativa AISC (2005) sugirió que la inercia efectiva debería tomarse como 0.75 de la inercia equivalente. A partir de investigaciones adicionales recientes AISC (2016) sugiere que los factores de reducción del momento de inercia requieren el uso de $0.64 E I_{eff}$ para la rigidez a flexión, ésta es aproximadamente equivalente al margen de seguridad implícito en las disposiciones de diseño.

Como se manifestó anteriormente la determinación del aporte de resistencia de cada material en el desempeño estructural de vigas SRC es uno de los mayores inconvenientes que se presentan, según el código AISC (2016) esto se puede controlar mediante el coeficiente C_1 que es afectado en la cuantificación de la inercia efectiva de la sección SRC cuando se asigna una carga hasta la plastificación. Al obtener el coeficiente C_1 se facilita el diseño y se reduce la incertidumbre de ese valor, el cual será utilizado para obtener una modelación óptima de las vigas SRC.

A nivel mundial se encuentran obras civiles magistrales que han sido construidas con elementos compuestos diseñados en base a los códigos AISC, ACI, Eurocódigo 4. No obstante, en Ecuador el uso de elementos compuestos ha sido condicionado por las pocas investigaciones realizadas y la incertidumbre que guardan las ecuaciones usadas para la determinación de la inercia efectiva.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Realizar el análisis teórico y experimental del desempeño estructural de vigas tipo SRC conformadas por un perfil de acero tipo "I" embebido en hormigón y comparar la exactitud de los métodos mencionados en el AISC para determinar la resistencia flexural.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar capacidades de carga y momentos resistentes teóricos y experimentales de las vigas SRC en términos de ductilidad y rigidez.
- Proponer un valor de coeficiente $C1$ obtenido experimentalmente para ser usado en el diseño a flexión de secciones compuestas eficientes.
- Hallar las inercias efectivas de la sección compuesta sometidas a flexión hasta el punto plástico.
- Comparar los resultados del cálculo teórico de las vigas SRC por el método de los esfuerzos elásticos, método de tensión plástica en la sección de acero estructural, método de las fuerzas y método de la fibra con los resultados experimentales.
- Verificar el aporte de resistencia del acero estructural y concreto reforzado con respecto a la acción compuesta de la viga SRC.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Los métodos de análisis para la resistencia a flexión de los miembros compuestos revestidos permanecen sin cambios con respecto a la especificación AISC (2005) (Chen, 2014).

El AISC (2016) en la sección I5 informa de nuevas investigaciones donde los coeficientes $C1$ y $C3$ han sido modificados, adicionalmente en la sección I3 la normativa comunica que no se dispone de información suficiente para elementos compuestos con cobertura de concreto ya sean estos parcialmente rellenos o embebidos.

El estado límite de pandeo por flexión para elementos compuestos cargados axialmente y doblemente simétricos se obtuvo mediante ensayos a compresión siendo el efecto que mejor soporta el hormigón por la naturaleza misma del material (AISC I2 1b, 2016), mientras que en vigas sujetas a flexión el aporte de resistencia del hormigón ($C1$) es menor, por tal motivo las inercias efectivas se encuentran sobreestimadas.

El Eurocódigo 4 emite predicciones razonables, pero sobreestimadas para la rigidez inicial de miembros SRC; la norma hace un mayor enfoque al comportamiento a flexión en columnas y en menor medida en vigas. En cuanto a ductilidad la clasificación del Eurocódigo 4 tiende a ser conservadora.

El presente proyecto pretende dejar una base de diseño para elementos estructurales SRC y comparar los métodos propuestos por el código AISC (2016) con la experimentación de las vigas compuestas.

En la construcción ecuatoriana es de vital importancia seguir modificando procesos constructivos tradicionales, ésta investigación va dirigida a los constructores para que tomen distintas alternativas en cuanto a metodologías para construcción de edificaciones de mediana y gran escala. Las vigas SRC mejoran el rendimiento estructural proporcionando un aumento en: resistencia a flexión, capacidad de carga, ductilidad, capacidad de disipación de energía y resistencia al fuego. Una interesante aplicación de las vigas SRC es en los puentes localizados en regiones costeras, ya que brindan protección frente a efectos corrosivos como el salitre e intemperie (Kamal, 2015).

1.4. ALCANCE

Mediante el estudio analítico de ecuaciones válidas para el estudio de vigas sometidas a flexión y utilizando criterios de diseño de las normas vigentes: Eurocódigo 4, ACI 318-14 y AISC; se pretende realizar el cálculo teórico en términos de la capacidad de carga ofrecida por las vigas SRC, luego se procederá a comparar los resultados teóricos con los obtenidos experimentalmente en términos de resistencia y ductilidad. Se realizará un análisis de costos en la construcción de vigas SRC. No se tomarán en cuenta efectos de flexo torsión ni de adherencia entre acero-hormigón.

CAPÍTULO 2

BASE TEÓRICA

Una sección compuesta se forma al juntar dos o más materiales, éstos trabajan de manera combinada para obtener una mejor eficiencia y desempeño estructural en comparación a materiales o secciones por separado. Para entender el comportamiento de los elementos compuestos, es preciso conocer las características individuales de los materiales que los conforman.

2.1. ACERO ESTRUCTURAL

El acero es una aleación de hierro, con una pequeña cantidad de carbono (entre 0.1 y 2%), generalmente menor al 1% y cantidades menores de otros elementos adicionales como el manganeso, fósforo, azufre, silicio, vanadio y cromo, esto con la finalidad de obtener un material que brinde mayor resistencia mecánica (Hernández, 2017).

2.1.1. PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL

Las propiedades mecánicas del acero son de gran importancia en el desempeño del miembro estructural. Dependen principalmente de la composición química, procesos de laminado y el tratamiento térmico al que sean sometidos los elementos de acero estructural (Mc Cormac, 2013).

Para determinar las propiedades mecánicas es usual someter al espécimen de prueba a una carga de tensión. La mayor parte de propiedades mecánicas del acero estructural se toman de una gráfica esfuerzo-deformación unitaria producto del ensayo a tensión (Moreno, 2002).

Según Mc Cormac (2013) entre las propiedades mecánicas más importantes del acero se tiene las siguientes:

- **Alta resistencia**

Resistencia se define como la oposición al cambio de forma debido a fuerzas externas o internas. El acero es un material de alta resistencia por unidad de peso, es decir, ofrece estructuras ligeras y de buen desempeño estructural.

- **Elasticidad**

Es la capacidad que tiene un cuerpo de recuperar su tamaño y forma después de sufrir cierta deformación. El módulo de elasticidad del acero es un valor que se obtiene de la curva esfuerzo- deformación unitaria al calcular la pendiente en el rango de comportamiento elástico.

- **Ductilidad**

La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones sin fallar ante altos esfuerzos de tracción. Materiales que no tienen dicha propiedad son frágiles y se rompen al ser sometidos a un golpe repentino. La naturaleza dúctil de los aceros permite a los elementos estructurales fluir localmente en puntos de alta concentración de esfuerzos, evitando así fallas prematuras.

CUADRO 2. 1. Niveles de ductilidad en elementos resistentes a momento.

MRF (MOMENT RESISTING FRAMES) NIVELES DE DUCTILIDAD	LUGAR	DESIGNACIÓN DE MOMENT FRAME	FACTOR DE REDUCCIÓN [R] EN U.S.A & FACTOR DE COMPORTAMIENTO [Q] EN EUROPA	REQUERIMIENTO PLÁSTICO DE CAPACIDAD DE ROTACION (RAD)	CAPACIDAD DE DISEÑO DE CONEXIONES
Ductilidad Baja, LD(Low Ductility)	U.S.A.	OMF (Ordinary Moment Frame)	3,5	0	SI
	Europa	DCL (Ductility Class Low)	1,5 a 2	0	NO
Ductilidad Media, MD (Medium Ductility)	U.S.A.	IMF (Intermediate Moment Frame)	4,5	0,02	SI
	Europa	DCL (Ductility Class Medium)	4	0,025	SI
Ductilidad Alta, HD (High Ductility)	U.S.A.	SMF (Special Moment Frame)	8	0,04	SI
	Europa	DCH (Ductility Class High)	6	0,035	SI

FUENTE: ArcelorMittal, (2015). MODIFICADO POR: Cachumba & Tovar.

Según el cuadro anterior los rangos establecidos para los niveles de ductilidad en elementos estructurales son:

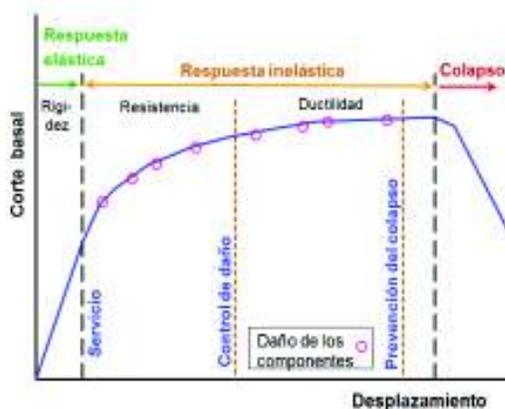
LD: $1.5 < R < 4.5$

MD: $4.5 \leq R < 8$

HD: $R \geq 8$

Crisafulli (2018) define a la ductilidad como la capacidad de un material, sección, componente o sistema de lograr deformarse inelásticamente sin perder resistencia. La ductilidad es una propiedad mecánica de gran incidencia en la respuesta estructural, por lo tanto se explican a continuación los niveles de desempeño de los miembros estructurales en conjunto.

FIGURA 2. 1. Curva de respuesta estructural.



FUENTE: Crisafulli, (2018).

El límite de servicio conlleva que la estructura se mantiene prácticamente en el rango elástico con daño despreciable manteniendo un comportamiento dominado principalmente por la rigidez del sistema. En los límites de control de daño y prevención de colapso, la respuesta estructural se desarrolla en el rango inelástico y está asociada directamente con la resistencia y ductilidad de los elementos que componen la estructura (Crisafulli, 2018).

- **Tenacidad**

Es una propiedad del material para absorber energía en grandes cantidades. La tenacidad se usa como medida general de resistencia al impacto o como parámetro para conocer en los materiales la capacidad para absorber incrementos repentinos producidos por los esfuerzos a tracción. Entre más dúctil es el acero,

mayor es su tenacidad. Por otra parte, entre más baja es la temperatura a la cual se expone el acero estructural, mayor es su fragilidad.

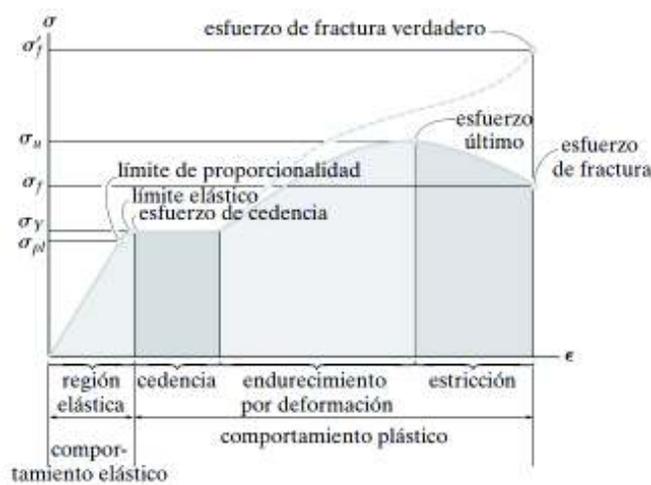
- **Dureza**

La dureza disminuye a bajas temperaturas, lo cual significa que el acero estructural tiende a ser frágil en esas condiciones. Se realizan generalmente una serie de pruebas para desarrollar la curva de temperatura de transición, que va desde una región frágil a una dúctil. Esto se utiliza para establecer los rangos de ductilidad (corte completo) y fragilidad (muesca) de la fractura del elemento (Gerda, 2015).

2.1.2. DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN UNITARIA DEL ACERO ESTRUCTURAL

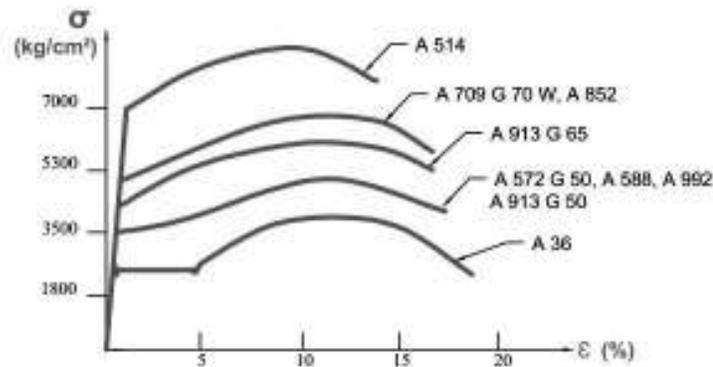
Un diagrama típico de esfuerzo-deformación unitaria de un acero estructural al carbono es caracterizado por la existencia de una zona inicial en donde los esfuerzos y deformaciones se relacionan entre sí linealmente, seguida por la denominada región plástica, donde ocurren deformaciones considerables a esfuerzos constantes, y termina en una región de endurecimiento por deformación, en la cual un incremento en deformación es nuevamente acompañado por un aumento de esfuerzo, hasta alcanzar finalmente la ruptura (Moreno, 2002).

FIGURA 2. 2. Curva esfuerzo-deformación unitaria del acero estructural.



FUENTE: Hibbeler, (2011).

FIGURA 2. 3. Curvas esfuerzo-deformación unitaria de algunas calidades de acero estructural.



FUENTE: Gerdau, (2015).

2.1.3. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL ACERO COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN

Entre las ventajas se tiene:

- El acero como material de construcción es muy tenaz, versátil, tiene alta ductilidad y es de fácil montaje.
- Las construcciones de acero estructural ofrecen una alta resistencia por unidad de peso y tienen alta elasticidad frente a grandes esfuerzos; esto es de suma importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con condiciones deficientes en la cimentación.
- El acero sigue la Ley de Hooke hasta altos esfuerzos, por esta razón su comportamiento es cercano a las hipótesis de diseño. Los momentos de inercia de una estructura de acero pueden calcularse exactamente, lo cual no sucede para una estructura de concreto reforzado que da resultados relativamente imprecisos.
- Las propiedades del acero no cambian apreciablemente en el tiempo como es el caso del concreto reforzado.

Presenta algunas desventajas como:

- La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y agua, por lo tanto deben protegerse periódicamente.
- Aunque los miembros estructurales son incombustibles, sus resistencias se reducen considerablemente en temperaturas que generalmente se alcanzan en incendios.
- Los elementos de acero estructural son susceptibles al pandeo mientras más largos y esbeltos son los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo.
- Las estructuras de acero deben rigidizarse con elementos de acero adicionales (arriostramientos) que eviten el pandeo, lo cual se traduce en aumento de su costo.
- Otro inconveniente en el acero es la fatiga, puesto que su resistencia puede ser reducida si el elemento estructural se somete a un gran número de inversiones en la dirección del esfuerzo, o bien, a numerosos cambios en la magnitud del esfuerzo de tensión.
- El acero puede perder su ductilidad bajo ciertas condiciones como: frente a cargas que producen fatiga y ante bajas temperaturas. La fractura frágil puede aparecer en lugares de alta concentración de esfuerzos.

2.1.4. SOLDADURA Y SUS TIPOS.

La soldabilidad es la capacidad del acero a ser soldado, depende de la composición química del material y el contenido de carbono. La American Welding Society (AWS) define a la soldadura como la unión de dos metales mediante un proceso de calentamiento a temperatura de soldadura.

Es vital que el acero tenga una composición química que garantice la fusión del metal base con el metal del electrodo sin la formación de grietas o imperfecciones similares (Gerdau, 2015). Los procesos de soldadura disponibles son: manual, semiautomático y automático. Algunos tipos de soldadura son más convenientes para el trabajo en campo. El manual de la AWS brinda una descripción detallada de todos los procesos (Gerdau, 2015).

La aplicación de la soldadura puede realizarse:

- Con o sin uso de presión
- Con uso únicamente de presión
- Con o sin el uso de material de aporte

2.1.4.1. Proceso por arco con electrodo revestido (SMAW)

Shielded Metal Arc Welding (SMAW) se conoce como soldadura eléctrica o de electrodo revestido, es ocupada en la mayor parte de talleres y su uso va desde carpintería metálica hasta soldadura de tuberías, estructura metálica y reparaciones (Marín, 2016).

2.1.4.2. Proceso por arco con alambre y protección gaseosa (GMAW)

Gas Metal Arc Welding (GMAW) es un proceso que protege al medio ambiente a través de gases inertes. La mayor parte de aceros consiguen unirse mediante el proceso GMAW y pueden ser de las siguientes características: aceros libres de carbono, bajos en carbono, de baja aleación y aceros de alta resistencia. Es un proceso versátil y permite soldar desde los espesores más finos que van desde los 0.03 mm hasta los más gruesos (Marín, 2016).

2.1.4.3. Proceso arco con alambre tubular (FCAW)

Flux Cored Arc Welding se conoce como soldadura por arco con alambre tubular y se origina de la unión de dos metales por calentamiento en un arco entre electrodo y pieza, muy similar al GMAW. La diferencia radica en que el alambre usado tiene un flux interno que aporta: estabilización del arco, ajuste de la composición química respecto a la soldadura y protección mediante humos y escoria (Marín, 2016).

2.2. HORMIGÓN

Se define como un conglomerado fabricado artificialmente, compuesto de partículas inertes unidas por una matriz de material cementante o aglutinante; el

hormigón está compuesto en esencia por: agua, cemento y agregados (grueso y fino), a los que generalmente se les añade algún aditivo que proporcione ciertas propiedades que el hormigón por sí mismo no las tiene (Luna, 2014).

2.2.1. PROPIEDADES DEL HORMIGÓN

Trabajabilidad

Se define como la capacidad para ser colocado, compactado y terminado sin separación de los materiales que constituyen la mezcla. Se debe evitar la exudación, que se conoce como un proceso en que parte del agua de mezclado tiende a ascender a la superficie del concreto recién colocado (Gutiérrez, 2003).

Resistencia

El hormigón como material estructural se diseña para que tenga una determinada resistencia. Si sobrepasa su capacidad resistente se producirán fracturas, primero de origen local y posteriormente generalizadas, que afectan la seguridad de la estructura (Gutiérrez, 2003).

- **Resistencia a la compresión**

El hormigón es un material altamente resistente ante cargas de compresión, pero es extremadamente frágil y débil a sollicitaciones de tracción. La pasta de hormigón a los 28 días después del fraguado alcanza aproximadamente en su totalidad la resistencia mecánica a compresión (Luna, 2014). La resistencia a esfuerzos de compresión es la medida más común de desempeño del concreto que emplean los ingenieros para diseñar edificios y otras estructuras.

- **Resistencia a la tensión**

La resistencia a tensión en el hormigón es muy baja, por tal motivo se combina con acero de refuerzo para obtener un buen desempeño estructural. Es una propiedad importante, ya que se requiere predecir agrietamientos en el material. En caso de no poder realizar el ensayo respectivo (tracción indirecta o también conocido como ensayo brasilero) puede tomarse como el 10% de la resistencia a compresión (Rivera, 2001).

- **Resistencia a la flexión**

Es una medida de la resistencia a la tracción del concreto. El módulo de rotura en flexión pura es cerca del 10% al 20% de la resistencia a compresión, dependiendo del tipo, dimensiones y volumen del agregado grueso utilizado (NRCMA, 2007).

- **Resistencia al fuego**

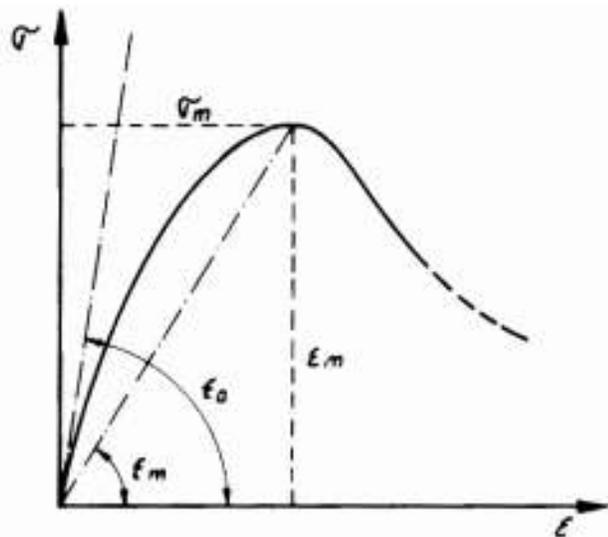
El hormigón posee buenas propiedades de resistencia al fuego, tiene un comportamiento satisfactorio durante un incendio; en un evento de esta naturaleza es fácil alcanzar los 600°C a los 10 min de iniciado el siniestro y 1200°C a los 20 minutos; el hormigón suele comportarse bien ante esas condiciones de temperatura (Gutiérrez, 2003).

Durabilidad

El concreto puede mantener su forma original, calidad y sus propiedades de servicio con el paso del tiempo y también frente a problemas climáticos, ataques químicos o cualquier otro tipo de deterioro (Gutiérrez, 2003).

2.2.2. CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DEL HORMIGÓN

FIGURA 2. 4. Curva esfuerzo-deformación unitaria del hormigón.



FUENTE: Zabaleta, (1992).

En la curva esfuerzo-deformación del hormigón se puede apreciar tres tramos característicos:

- Un primer tramo recto, donde el comportamiento es elástico y abarca no más de un 20% del desarrollo total de la curva. El tramo se mantiene en tanto el hormigón permanezca como un material homogéneo.
- Un segundo tramo curvo, el cual es ascendente hasta un valor máximo de la curva esfuerzo-deformación unitaria. En esta etapa se pierde la homogeneidad al aparecer las primeras microfisuras, normalmente en el contacto mortero-árido grueso, dado que cuando el hormigón es capaz de seguir aceptando carga, su deformabilidad aumenta.
- Un tercer tramo curvo, descendente hasta la tensión de rotura. En este tramo al fracturarse el mortero de hormigón, desaparece su capacidad de aceptar carga, pero continúa deformándose hasta llegar a su colapso total.

2.2.3. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL HORMIGÓN COMO MATERIAL DE CONSTRUCCIÓN

Ventajas

- Buena resistencia a la compresión.
- Adaptabilidad para tomar cualquier forma arquitectónica.
- Alta resistencia ante las acciones del fuego.
- Tiene una larga vida de servicio en comparación con otros materiales.
- Se requiere mano de obra de baja calificación para la elaboración y posterior montaje junto a los encofrados.

Desventajas

- Posee baja resistencia a la tensión, por ese motivo se debe usar acero de refuerzo para soportar esfuerzos de tracción.
- Se requiere hacer uso de encofrados y materiales de apuntalamiento hasta que el hormigón se endurezca.

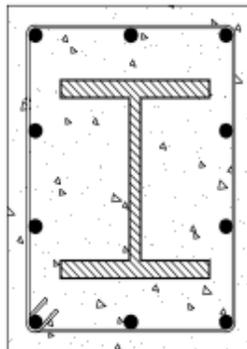
- La baja resistencia por unidad de peso y de volumen del hormigón conduce a elementos estructurales pesados y robustos respectivamente.

Una vez conocidas las características de cada material individualmente, se procede a caracterizar a los elementos compuestos.

2.3. MIEMBROS COMPUESTOS

Los miembros estructurales compuestos combinan en diversas formas, hormigón y armaduras de refuerzo (barras de acero dispuestas longitudinal y transversalmente) con componentes de acero tales como: perfiles laminados, tubos o elementos armados. El tipo de elementos que se estudiará en el presente proyecto de titulación; son miembros estructurales embebidos tipo viga, que se caracterizan porque uno o más perfiles de acero se rodean completamente de hormigón armado (Crisafulli, 2014).

FIGURA 2. 5. Perfil de acero estructural Tipo I embebido en una sección rectangular de hormigón.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

2.3.1. VENTAJAS Y DESVENTAJAS DE MIEMBROS COMPUESTOS

Ventajas

Gerdau (2016) atribuye a los miembros compuestos las siguientes ventajas:

- Optimización de los materiales que conforman la sección compuesta.
- Luces libres mayores, esto debido a la rigidez proporcionada por el hormigón a la acción compuesta junto al acero estructural; contribuyendo a reducir la magnitud de las deflexiones.
- Mayor resistencia ante efectos corrosivos, para el caso de miembros embebidos SRC esta ventaja es evidente, puesto que el concreto protege totalmente al acero estructural frente a la intemperie.
- Buena resistencia ante incendios, cuando se reviste los perfiles de acero estructural con hormigón, el perfil queda aislado del fuego. Cabe mencionar que el concreto durante un incendio no incrementa la carga de fuego y retrasa la propagación del mismo.
- Menor costo de construcción, ya que se logra obtener elementos de menor dimensión para una misma sollicitación de resistencia, esto ayuda a reducir la altura de entrepiso y en consecuencia usar menor cantidad de materiales.
- Mejor control de deformaciones y vibraciones, la rigidez que brinda el hormigón al perfil de acero, permite disminuir tanto vibraciones como deformaciones respecto a miembros únicamente de acero estructural y sólo de hormigón armado.

Desventajas

- Dificultad en el cálculo de la rigidez del miembro compuesto, ya que el comportamiento plástico en este tipo de elementos no ha sido totalmente resuelto y la resistencia a tracción del hormigón es despreciable, lo cual incorpora un grado de complejidad en el cálculo de la inercia correspondiente a la sección compuesta (Gerdau, 2016).
- En la etapa constructiva, es necesario combinar dos especialidades (construcción en hormigón armado y acero estructural) trabajando simultáneamente, esto dificulta la programación y ejecución de obra (Gerdau, 2016).

- Conseguir que el hormigón y acero estructural trabajen en conjunto, en algunos tipos de miembros compuestos no embebidos se logra al usar conectores de corte (Gerda, 2016).

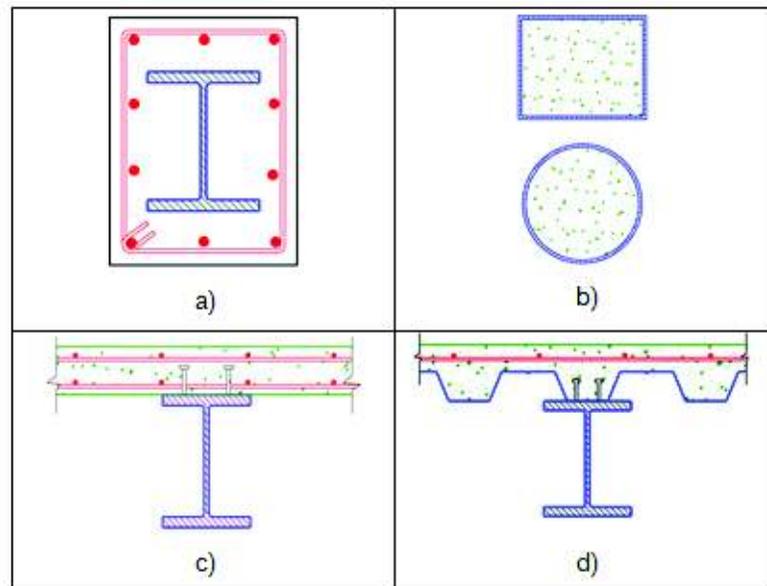
2.3.2. CLASIFICACIÓN DE LOS MIEMBROS COMPUESTOS

Los miembros compuestos integran perfiles de acero estructural, estos pueden ser laminados, elementos armados, tubulares, placas colaborantes tipo deck; combinados con hormigón para generar entre los dos materiales una acción compuesta óptima.

Los principales tipos de elementos compuestos son:

- Miembros compuestos embebidos (SRC)
- Miembros compuestos rellenos (CFT)
- Vigas compuestas con conectores de corte (RCFT)
- Vigas compuestas con placa tipo deck

CUADRO 2. 2. Tipo de elementos compuestos.



FUENTE: Crisafulli, (2013). MODIFICADO POR: Cachumba & Tovar.

2.3.2.1. MIEMBROS COMPUESTOS SRC

Estos elementos se caracterizan por embeber parcial o totalmente el perfil de acero estructural en una sección de hormigón, si la sollicitación de resistencia lo requiere, se puede también añadir acero de refuerzo a la sección compuesta SRC (Vizuet, 2007).

Ventajas miembros compuestos SRC

- Menores deflexiones debido a una mayor rigidez frente a cargas de servicio, consiguiendo miembros compuestos de mayor resistencia a la fatiga y al impacto en comparación miembros ordinarios de acero estructural (Ahmad, 2017).
- El hormigón armado juega un papel fundamental en la acción compuesta, proporciona confinamiento al alma del perfil y elimina el riesgo de pandeo local y global, de igual manera las varillas tanto del refuerzo longitudinal como transversal confinan el elemento estructural contribuyendo a la capacidad flexural y de corte de la viga SRC (Kamal, 2015).
- El aumento en el ancho de patín del perfil de acero da como resultado una mayor ductilidad de la viga compuesta SRC, evitando el pandeo local del perfil tipo I (Kamal, 2015).
- La ubicación del patín superior del perfil I, cerca de la zona de compresión retrasa el inicio del fallo del hormigón, puesto que el desplazamiento del patín superior con referencia al eje neutro, hacia la zona de tensión, contribuye a retrasar el inicio de grietas del hormigón originadas por efectos flectores (Chen, 2014).
- La ductilidad de miembros compuestos SRC es alta debido al alto porcentaje de área de acero distribuido en la sección rectangular, siendo una característica favorable para la construcción sísmica (Kamal, 2015).

2.3.2.2. MIEMBROS RELLENOS

Están compuestos por un elemento tubular de acero estructural que se rellena con hormigón. Son empleados generalmente en columnas para aprovechar el confinamiento en el interior del tubo, debido a que aumenta significativamente la resistencia a compresión del miembro compuesto (Crisafulli, 2018).

Se reduce efecto de pandeo local en las paredes del tubo, cabe mencionar que si se coloca acero de refuerzo dentro del tubo, la resistencia a compresión aumenta aún más (Crisafulli, 2018).

Los miembros rellenos no requieren encofrados para su construcción, a pesar de no revestir al acero estructural con hormigón, el centro de concreto ofrece una mayor resistencia frente al fuego (Vizueté, 2007).

2.3.2.3. VIGAS COMPUESTAS CON CONECTORES DE CORTE

Son miembros compuestos que resultan de la combinación de una viga de acero estructural y una losa de hormigón armado. La acción compuesta entre viga y losa se logra a través de pernos soldados al patín superior de la sección I. Los pernos deben resistir esfuerzos cortantes producidos por la acción compuesta entre los elementos que conforman la sección (Crisafulli, 2018).

2.3.2.4. VIGAS COMPUESTAS CON PLACA TIPO DECK

Están formadas por una capa de espesor variable de hormigón que se coloca encima de una chapa metálica plegada que se la conoce como Deck. Esta chapa presenta muescas en la superficie, las cuales sirven como conectores mecánicos de transferencia de esfuerzos rasantes entre concreto y acero. La chapa plegada no sirve únicamente como encofrado, sino que brinda resistencia a tracción en la parte inferior de la losa (Crisafulli, 2018).

2.4. MÉTODOS DE CÁLCULO PARA MIEMBROS COMPUESTOS EMBEBIDOS SRC (STEEL REINFORCEMENT CONCRETE)

La especificación AISC (2016) en la Sección I.3. sugiere métodos para determinar la resistencia nominal a flexión de miembros SRC. Cuando se tiene elementos estructurales sin conectores de corte, la resistencia nominal a flexión se determinará usando los siguientes métodos:

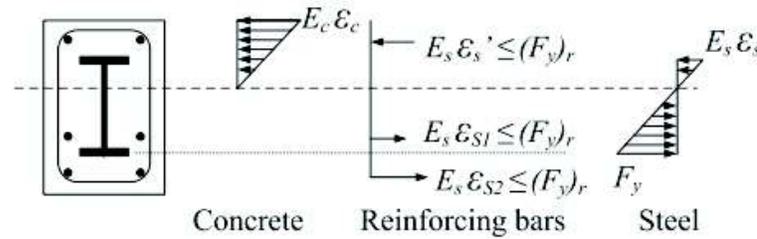
2.4.1. MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN DE ESFUERZOS ELÁSTICOS

El método de superposición de esfuerzos calcula la resistencia nominal a la flexión de las secciones compuestas embebidas en función de esfuerzos elásticos, teniendo en cuenta los efectos de entibación.

El análisis de sección transformada es un método común usado para analizar secciones compuestas. Mediante la sección transformada de la viga SRC se convierte el hormigón en compresión en un área equivalente de acero. La resistencia a la tracción del hormigón se omite, por lo tanto no es considerada en el análisis de un elemento compuesto revestido (Chen, 2014).

La distribución de esfuerzos sobre la sección compuesta SRC es elástica lineal gracias a la acción de la fibra extrema traccionada del refuerzo, la cual alcanza su límite de comportamiento elástico. La profundidad del eje neutro se determina con ayuda de la sección compuesta transformada, luego se calcula la resistencia nominal a la flexión mediante la suma de momentos sobre el eje neutro elástico; el equilibrio es originado por la fuerza resultante del concreto, refuerzo longitudinal y sección de acero estructural (Chen, 2014). En la figura 2.6 se indica la distribución de esfuerzos en una sección compuesta embebida (SRC).

FIGURA 2. 6. Superposición de esfuerzos elásticos.



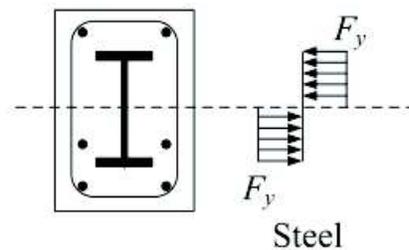
FUENTE: Chen, (2014).

2.4.2. MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN DE TENSIÓN PLÁSTICA EN LA SECCIÓN DE ACERO ESTRUCTURAL

La distribución de esfuerzos de tensión plástica únicamente en la sección de acero estructural proporciona la resistencia nominal a la flexión de elementos compuestos embebidos en base a la resistencia plástica flexural del perfil I.

En éste método se supone que toda la sección de acero alcanza su límite elástico y la contribución del concreto en la resistencia a la flexión se omite por completo. Por lo tanto, el momento nominal de una viga SRC es equivalente a la resistencia a momento plástico (M_p) de la sección de acero estructural (Chen, 2014).

FIGURA 2. 7. Distribución de tensión plástica en la sección de acero estructural.



FUENTE: Chen, (2014).

En forma complementaria a los métodos de cálculo sugeridos en la AISC (2016), se obtendrá mediante el método de las fuerzas el momento plástico y en base al método de la fibra se calculará los momentos flectores en las distintas etapas de comportamiento de los materiales que componen la sección transversal SRC.

2.4.3. MÉTODO DE LAS FUERZAS

Es un método que permite calcular las acciones de los materiales constitutivos de una determinada sección transversal y obtener el momento flector de manera aproximada en la parte final de la meseta de fluencia, antes de entrar al rango de endurecimiento por deformación (Vintimilla, 2017).

El análisis plástico basado en el reparto de esfuerzos dentro de la sección transversal supone una redistribución del momento flector suficiente para que se originen las rótulas que hacen falta para que tenga lugar el mecanismo plástico (UCLM, 2016). Mediante análisis plástico se determina resultados aproximados en cuanto al comportamiento de muchos materiales que se endurecen continuamente por deformación y generalmente se usan en ingeniería estructural. Como por ejemplo: para el comportamiento del acero estructural se puede suponer una plastificación perfecta después de llegar al esfuerzo de fluencia, ésto es equivalente a desprestigiar los efectos del endurecimiento por deformación y se encuentra del lado de la seguridad (UCLM, 2016).

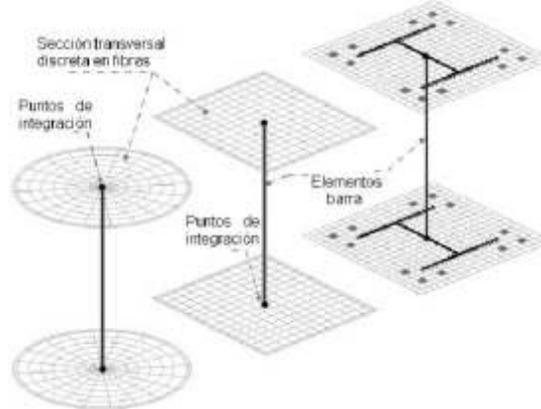
2.4.4. MÉTODO DE LA FIBRA

Perea & León (2010) manifiestan que para tomar en cuenta dentro del análisis de la sección transversal efectos adicionales como: confinamiento del concreto, pandeo local del acero que en vigas SRC se anula, pero en otros tipos de elementos como los CFT y RCFT tiene gran incidencia; se necesita hacer análisis más detallados, esto en relación a métodos convencionales del AISC (2010). Usar ecuaciones analíticas que asuman un modelo esfuerzo-deformación e incluyan los efectos mencionados puede llegar a ser muy complejo.

El método de la fibra es una herramienta que permite calcular la respuesta de elementos compuestos con una mayor precisión; se basa en el análisis con elementos fibra que integra un análisis convencional de elementos lineales (barra) y un análisis de secciones transversales (Perea & León, 2010).

El análisis de elementos fibra es una técnica numérica la cual supone que los extremos de un elemento estructural están acoplados a una sección transversal y ésta a su vez es discretizada mediante un arreglo de fibras, cada fibra con sus respectivas propiedades (Perea & León, 2010).

FIGURA 2. 8. Discretización mediante elementos fibra en miembros compuestos.



FUENTE: Perea & León, (2010).

2.4.4.1. Ventajas del análisis mediante elementos fibra

Según Perea & León (2010) el análisis con elementos fibra ofrece las siguientes ventajas:

- Permite calcular acciones en secciones transversales complejas, es decir, con cualquier configuración geométrica. La sección está integrada por elementos regulares fibra que pueden ser de forma: rectangular, triangular, circular, etc., dependiendo de la sección a discretizar.
- Se puede usar para elementos de sección variable, en los que la rigidez varía simultáneamente con la longitud como es el caso de los elementos con cartelas.
- Pueden introducirse complejos modelos esfuerzo-deformación unitaria, dado que a cada fibra se le puede asignar cualquier modelo uniaxial $\sigma - \varepsilon$, ésta técnica permite obtener la respuesta no lineal de cualquier material.

- En elementos fibra no es necesario dar parámetros efectivos de miembros compuestos como: módulo de elasticidad E_{eff} , momento de inercia I_{eff} , entre otros.
- Estima el comportamiento estructural con precisión en un menor tiempo de cómputo, esto respecto a modelos teóricos como el de elementos finitos.

2.5. ANÁLISIS NUMÉRICO DE LA SECCIÓN SRC MEDIANTE MÉTODO DE LA FIBRA

Para el análisis numérico por el método de la fibra se inicia discretizando la sección transversal de la viga en las siguientes regiones: confinada, parcialmente confinada y altamente confinada para el hormigón. También se discretiza el perfil de acero estructural embebido en la sección rectangular.

En cuanto al número de fibras suficientes para garantizar una representación adecuada de la distribución de esfuerzo-deformación en la sección transversal del elemento estructural, varía con la forma y características de los materiales que lo componen. En secciones que disponen de un solo tipo de material, el modelo puede ser representado adecuadamente con 100 fibras. Mientras que en secciones más complicadas como las SRC, sometidas a grandes niveles de inelasticidad, se usa generalmente 200 fibras o más (Seismosoft, 2013).

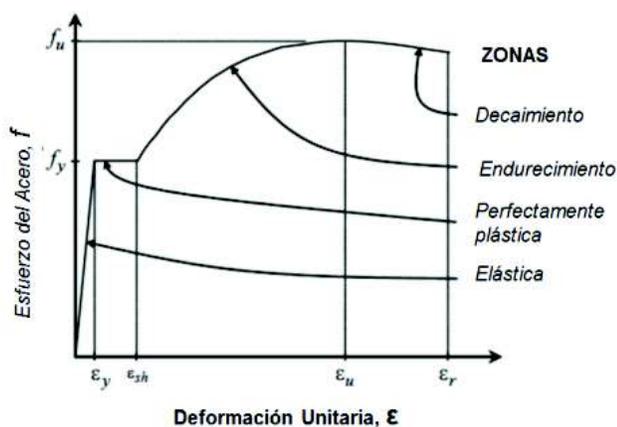
Una vez hecha la discretización, se elabora los modelos constitutivos que caracterizan el comportamiento de los materiales. Para el presente proyecto se seleccionaron los siguientes:

- Modelo de Holzer para el acero estructural.
- Modelo de Mander, Park & Priestley para el confinamiento del hormigón.
- Modelo de Chang y Mander para el acero de refuerzo.

2.5.1. MODELO DE HOLZER PARA ACERO ESTRUCTURAL

Es un modelo constitutivo muy completo y utilizado por programas CSI Berkeley como SAP2000, ETABS, etc. para graficar diagramas momento-curvatura. La curva esfuerzo-deformación tiene los límites de: fluencia, esfuerzo máximo y rotura, dependiendo de la composición química del acero estructural. Para el presente proyecto se usará un acero estructural ASTM A36.

FIGURA 2. 9. Zonas en la curva esfuerzo-deformación unitaria del acero estructural.



FUENTE: Aguiar & Mora, (2015).

CUADRO 2. 3. Valores típicos correspondientes a la curva esfuerzo-deformación unitaria para acero estructural ASTM A36.

Es [kg/cm ²]	Fy [kg/cm ²]	Fu [kg/cm ²]	ϵ_{sy}	ϵ_{sh}	ϵ_{su}	ϵ_{sr}
2043000	2530	4080	0,0012	0,02	0,14	0,2

FUENTE: Aguiar & Mora, (2015).

Holzer (1975) describe la curva esfuerzo-deformación unitaria para el acero estructural en los siguientes tramos:

1. Para zona elástica ($\epsilon_s \leq \epsilon_{sy}$)

$$f_s = E_s * \epsilon_s \quad (2.1)$$

2. Para meseta de fluencia ($\varepsilon_{sy} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$)

$$f_s = F_y \quad (2.2)$$

3. Para zona de endurecimiento y decaimiento ($\varepsilon_{sh} < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sr}$)

$$f_s = F_y \left[1 + r \left(\frac{f_{su}}{F_y} - 1 \right) * \exp(1 - r) \right] \quad (2.3)$$

$$r = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \quad (2.4)$$

Donde:

ε : Deformación unitaria del acero estructural.

f : Esfuerzo del acero estructural.

E : Módulo de elasticidad acero estructural.

F_y : Esfuerzo de fluencia del acero estructural.

f_{su} : Esfuerzo máximo del acero estructural.

ε_{sh} : Deformación unitaria en comienzo de zona de endurecimiento.

ε_{su} : Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo máximo.

ε_{sr} : Deformación unitaria en la rotura del acero estructural.

FIGURA 2. 10. Algoritmo del modelo constitutivo de Holzer para acero estructural.

```

%% ACERO ESTRUCTURAL

%MODELO DE HOLZER
Fy=2530;      %kg/cm2
fsu=4080;    %kg/cm2
Es=2043000;  %kg/cm2
esy=Fy/Es;
esh=0.02;
esu=0.14;
esr=0.2;
%RANGO ELASTICO
i=1;
for es=0:1e-5:esy
    fs1(i,1)=Es*es;
    eps1(i,1)=es;
    i=i+1;
end

```

FIGURA 2.10. CONTINUACIÓN

```

fs1_vs_eps1=[eps1,fs1];

%MESETA DE FLUENCIA
i=1;
eps2=esy:0.0001:esh;
fs2=ones(size(eps2)).*Fy;

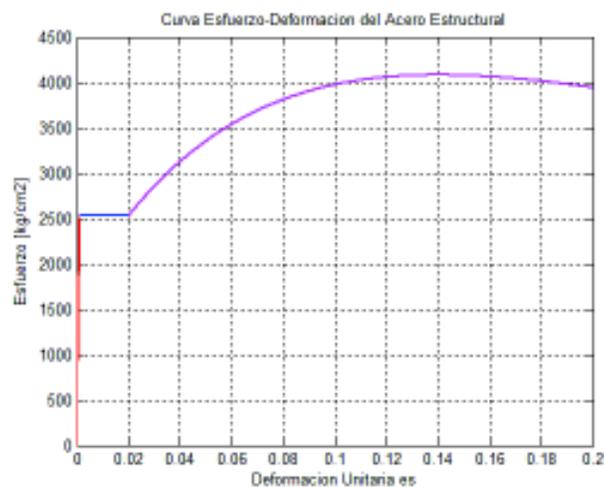
%ZONA DE ENDURECIMIENTO
for es=esh:0.0001:esr
    r=(es-esh)/(esu-esh);
    fs3(i,1)=Fy*(1+r*((fsu/Fy)-1)*exp(1-r));
    eps3(i,1)=es;
    i=i+1;
end

fs3_vs_eps3=[eps3,fs3];
figure(2)
set(gcf,'color','white');
plot(fs1_vs_eps1(:,1),fs1_vs_eps1(:,2),'r',eps2,fs2,'b',fs3_vs_
eps3(:,1),fs3_vs_eps3(:,2),'m','lineWidth',2);

title('Curva Esfuerzo-Deformacion del Acero Estructural');
xlabel('Deformacion Unitaria es');ylabel('Esfuerzo
[kg/cm2]');grid on

```

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 2. 11. Curva teórica esfuerzo-deformación unitaria para acero estructural ASTM A36.

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

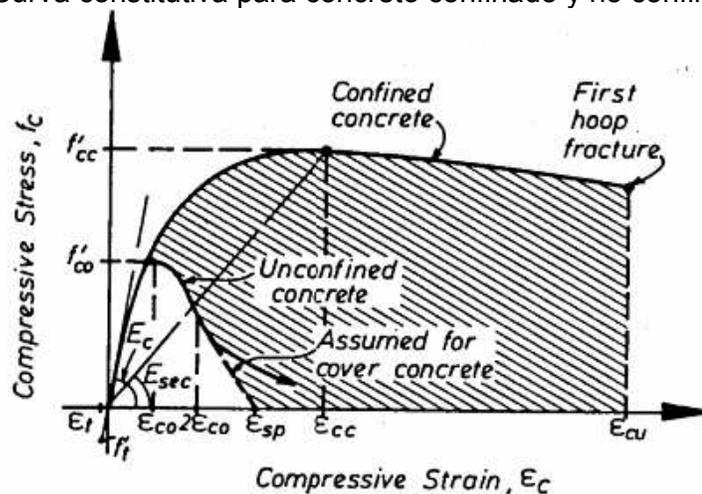
2.5.2. MODELO PROPUESTO POR MANDER, PRIESTLEY & PARK PARA CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO

Después de numerosas pruebas Mander, Priestley y Park (1988) han demostrado que el confinamiento en elementos estructurales es mejorado si:

- El refuerzo transversal se coloca a un espaciamiento relativamente corto.
- Se superpone estribos adicionales o correas transversales suplementarias con ganchos alternados en la armadura de acero transversal.
- Las barras longitudinales son bien distribuidas alrededor del perímetro.
- El volumen de refuerzo transversal en el núcleo de hormigón aumenta el límite elástico de la armadura transversal.
- Los estribos espirales o circulares son usados en lugar de estribos rectangulares y correas transversales suplementarias.

A continuación se muestra la curva de comportamiento del hormigón para la región confinada y no confinada.

FIGURA 2. 12. Curva constitutiva para concreto confinado y no confinado.



FUENTE: Mander et al, (1988).

$$f_c = \frac{f'_{cc} * x * r}{r - 1 + x^r} \quad (2.5)$$

$$f'_{cc} = k * f'_{co} \quad (2.6)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_{cc} = E_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (2.8)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.9)$$

$$E_c = 5000 * \sqrt{f'_{co}} \quad (2.10)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.11)$$

Donde:

f_c : Esfuerzo del concreto en una deformación unitaria determinada.

f'_{cc} : Resistencia máxima a la compresión del concreto confinado.

f'_{co} : Resistencia máxima a la compresión del concreto no confinado.

k : Factor para transformar el hormigón no confinado en hormigón confinado.

x : Relación entre deformación en un instante determinado y deformación en f'_{cc} .

ε_c : Deformación longitudinal del concreto a compresión.

ε_{cc} : Deformación correspondiente al esfuerzo f'_{cc} .

ε_{co} : Deformación correspondiente al esfuerzo f'_{co} .

r : Relación relativa entre módulo de la elasticidad inicial y secante respectivamente.

E_c : Módulo de elasticidad inicial del concreto.

E_{sec} : Módulo secante de elasticidad del concreto en el esfuerzo máximo.

La fórmula para calcular el módulo de elasticidad de hormigones de peso normal con el código ACI 318-14, no se ajusta al medio constructivo debido a las características de los materiales pétreos de Ecuador. La mayor parte de los hormigones fabricados en Quito es con agregados de las canteras de San Antonio y Pifo. Por tal motivo se toma del estudio experimental de Alejandro (2014) la siguiente expresión para el cálculo del módulo de elasticidad del hormigón.

$$E_c = 12400\sqrt{f'_c} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (2.12)$$

FIGURA 2. 13. Algoritmo del modelo constitutivo de Mander, Priestley & Park para concreto confinado y no confinado.

```

%MODELO DE MANDER, PRIESTLEY & PARK - CONCRETO CONFINADO Y NO CONFINADO

%CONCRETO CONFINADO
k=1.4;
%Ec=12400*(fc^0.5); %kg/cm2 FUENTE: (Alejandro,2014)
Ec=268778; %kg/cm2 %Valor Experimental(Cachumba & Tovar, 2018)
fco=413.17;%kg/cm2 %Valor Experimental(Cachumba & Tovar, 2018)
eco=0.002;

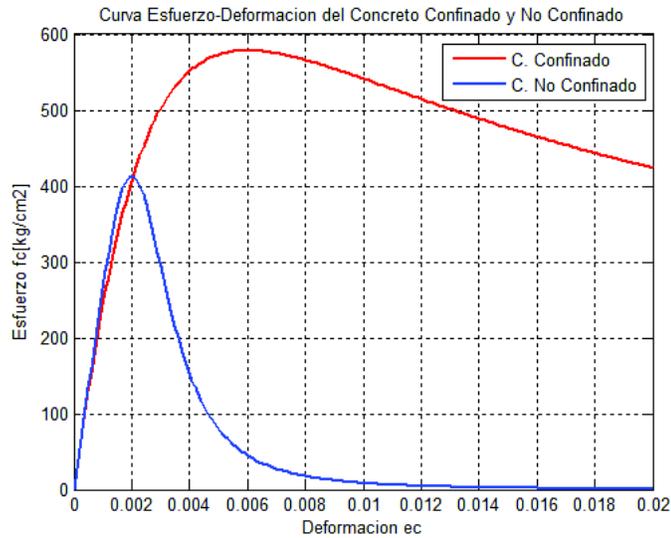
fcc=k*fco; %kg/cm2
ecc=eco*(1+5*(fcc/fco-1));
Esec=fcc/ecc; %kg/cm2
r1=Ec/(Ec-Esec);
i=1;
dx=0.0001;
for ec_x=0:dx:0.02
    X(i,1)=ec_x/ecc;
    fc1(i,1)=fcc*X(i,1)*r1/(r1-1+(X(i,1))^r1);
    ec1(i,1)=ec_x;
    i=i+1;
end
fc_vs_ec=[ec1,fc1];

%CONCRETO NO CONFINADO
k=1;
%Ec=12400*(fc^0.5); %kg/cm2 FUENTE: (Alejandro,2014)
Ec=268778; %kg/cm2 %Valor Experimental(Cachumba & Tovar, 2018)
fco=413.17;%kg/cm2 %Valor Experimental(Cachumba & Tovar, 2018)
eco=0.002;
fcc=k*fco; %kg/cm2
ecc=eco*(1+5*(fcc/fco -1));
Esec=fcc/ecc;%kg/cm2
r2=Ec/(Ec-Esec);
i=1;
dx=0.0001;
for ec_x=0:dx:0.02
    X(i,1)=ec_x/ecc;
    fc2(i,1)=fcc*X(i,1)*r2/(r2-1+(X(i,1))^r2);
    ec2(i,1)=ec_x;
    i=i+1;
end
fc_vs_ec2=[ec2,fc2];
figure(1)
set(gcf,'color','white');
plot(fc_vs_ec(:,1),fc_vs_ec(:,2),'r',fc_vs_ec2(:,1),fc_vs_ec2(:,2),'b','li
neWidth',2);
title('Curva Esfuerzo-Deformacion del Concreto Confinado y No Confinado');
xlabel('Deformacion ec');ylabel('Esfuerzo fc[kg/cm2]');grid on;legend('C.
Confinado','C. No Confinado');

```

FUENTE: Celi, (2014). MODIFICADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 2. 14. Curva teórica esfuerzo-deformación unitaria para concreto confinado y no confinado.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

2.5.3. MODELO DE CHANG Y MANDER PARA ACERO DE REFUERZO

Chang y Mander (1994) describen la curva esfuerzo-deformación unitaria para el acero de refuerzo en los siguientes tramos:

1. Para zona elástica ($\epsilon_{sr} \leq \epsilon_{sry}$)

$$f_{sr} = E_{sr} * \epsilon_{sr} \quad (2.13)$$

2. Para meseta de fluencia ($\epsilon_{sry} < \epsilon_{sr} \leq \epsilon_{srh}$)

$$f_{sr} = f_y \quad (2.14)$$

3. Para zona de endurecimiento y decaimiento ($\epsilon_{srh} < \epsilon_{sr} \leq \epsilon_{srr}$)

$$f_{sr} = f_{sru} + (f_y - f_{sru}) * \left| \frac{\epsilon_{sru} - \epsilon_{sr}}{\epsilon_{sru} - \epsilon_{srh}} \right|^p \quad (2.15)$$

$$E_t = E_{srh} * \text{sign} \left(\frac{\epsilon_{sru} - \epsilon_{sr}}{\epsilon_{sru} - \epsilon_{srh}} \right) * \left| \frac{f_{sru} - f_{sr}}{f_{sru} - f_{srh}} \right|^{(1-\frac{1}{p})} \quad (2.16)$$

$$p = \frac{\epsilon_{sru} - \epsilon_{srh}}{f_{sru} - f_y} \quad (2.17)$$

Donde:

ϵ_{sry} : Deformación unitaria de fluencia del acero de refuerzo.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

E_{sr} : Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.

E_t ; Pendiente de la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.

ϵ_{srh} : Deformación unitaria donde comienza el endurecimiento por deformación.

ϵ_{sru} : Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo máximo.

f_{sru} : Esfuerzo máximo del acero de refuerzo.

Según Khan y Huang (1995) en el rango plástico, el módulo tangente efectivo (E_{srh}) en el inicio del endurecimiento por deformación tiene la siguiente relación:

$$E_{srh} = \frac{E_{sr}}{30} \quad (2.18)$$

CUADRO 2. 4. Valores correspondientes a la curva esfuerzo-deformación unitaria para acero de refuerzo ASTM A706.

Es _r [kg/cm ²]	f _y [kg/cm ²]	f _u [kg/cm ²]	ε _{sry}	ε _{srh}	ε _{sru}	ε _{srr}
2100000	4200	5500	0,002	0,015	0,09	0,12

FUENTE: Imbsen, (2007).

FIGURA 2. 15. Algoritmo del modelo constitutivo de Chang y Mander para acero de refuerzo.

```

%% MODELO DE MANDER ACERO DE REFUERZO
fy=4200; %kg/cm2
fsru=5500; %kg/cm2
Esr=2.1e6; %kg/cm2
esry=fy/Esr;
esrh=0.015;
esru=0.09;
esrr=0.12;
%RANGO ELASTICO
i=1;
for esr=0:0.0001:esry
    fsr1(i,1)=Esr*esr;
    epsr1(i,1)=esr;
    i=i+1;
end

```

FIGURA 2.15. CONTINUACIÓN

```

fsr1_vs_epsr1=[epsr1,fsr1];

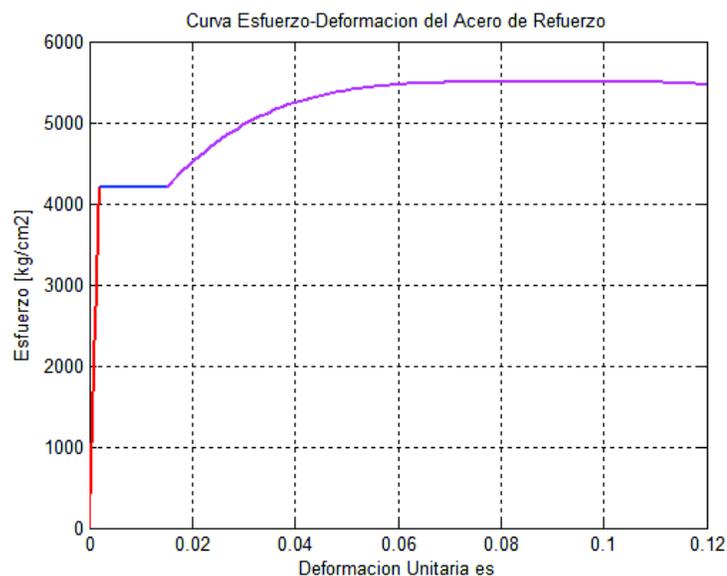
%MESETA DE FLUENCIA
epsr2=esry:0.0001:esrh-0.0001;
fsr2=ones(size(epsr2)).*fy;

%ZONA DE ENDURECIMIENTO
Esrh=Esr/30;
n=100;
esr3=linspace(esrh,esrr,n);
p=Esrh*(esru-esrh)/(fsru-fy);
T1=(Esr*esr3)/((1+(Esr*esr3/fy).^10).^0.1);
T2=(sign(esr3-esrh)+1)/2;
T3=(fsru-fy)*(1-(abs((esru-esr3)/(esru-esrh))).^p);
fsr3=T1+T2.*T3;

figure(3)
set(gcf,'color','white');
plot(fsr1_vs_epsr1(:,1),fsr1_vs_epsr1(:,2),'r',epsr2,fsr2,'b',esr3,fsr3,'m',
'LineWidth',2);
title('Curva Esfuerzo-Deformacion del Acero de Refuerzo');
xlabel('Deformacion Unitaria es');ylabel('Esfuerzo [kg/cm2]');grid on

```

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

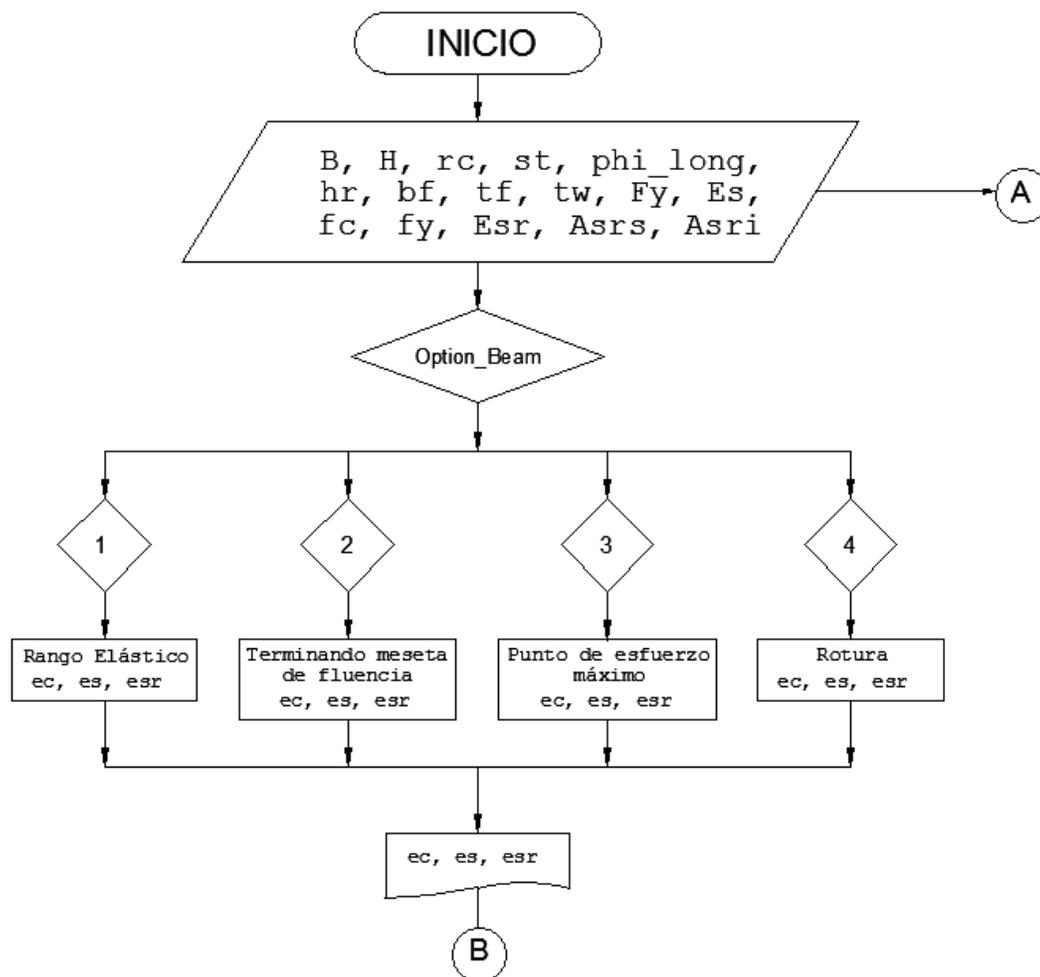
FIGURA 2. 16. Curva teórica esfuerzo-deformación unitaria para acero de refuerzo ASTM A706.

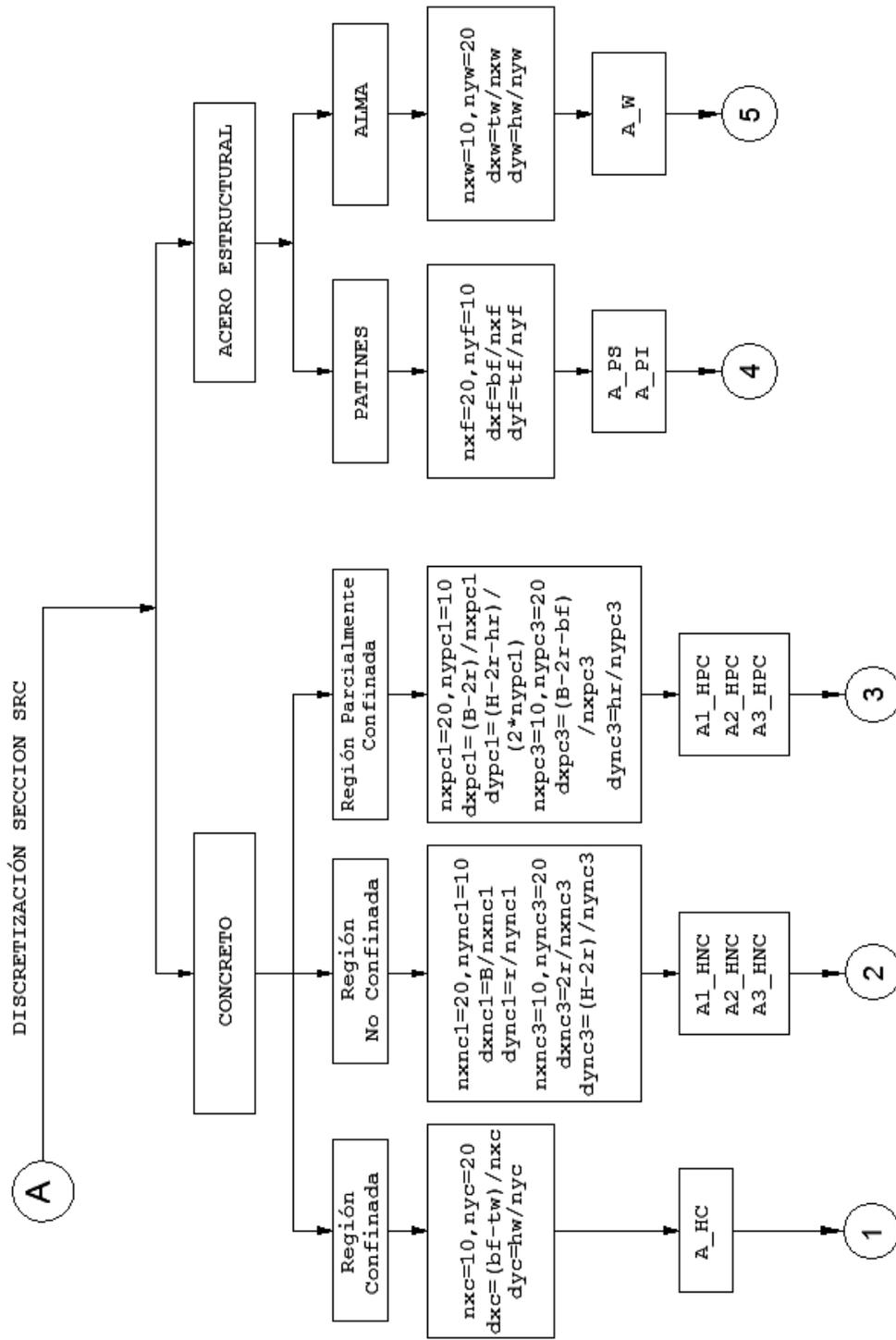
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

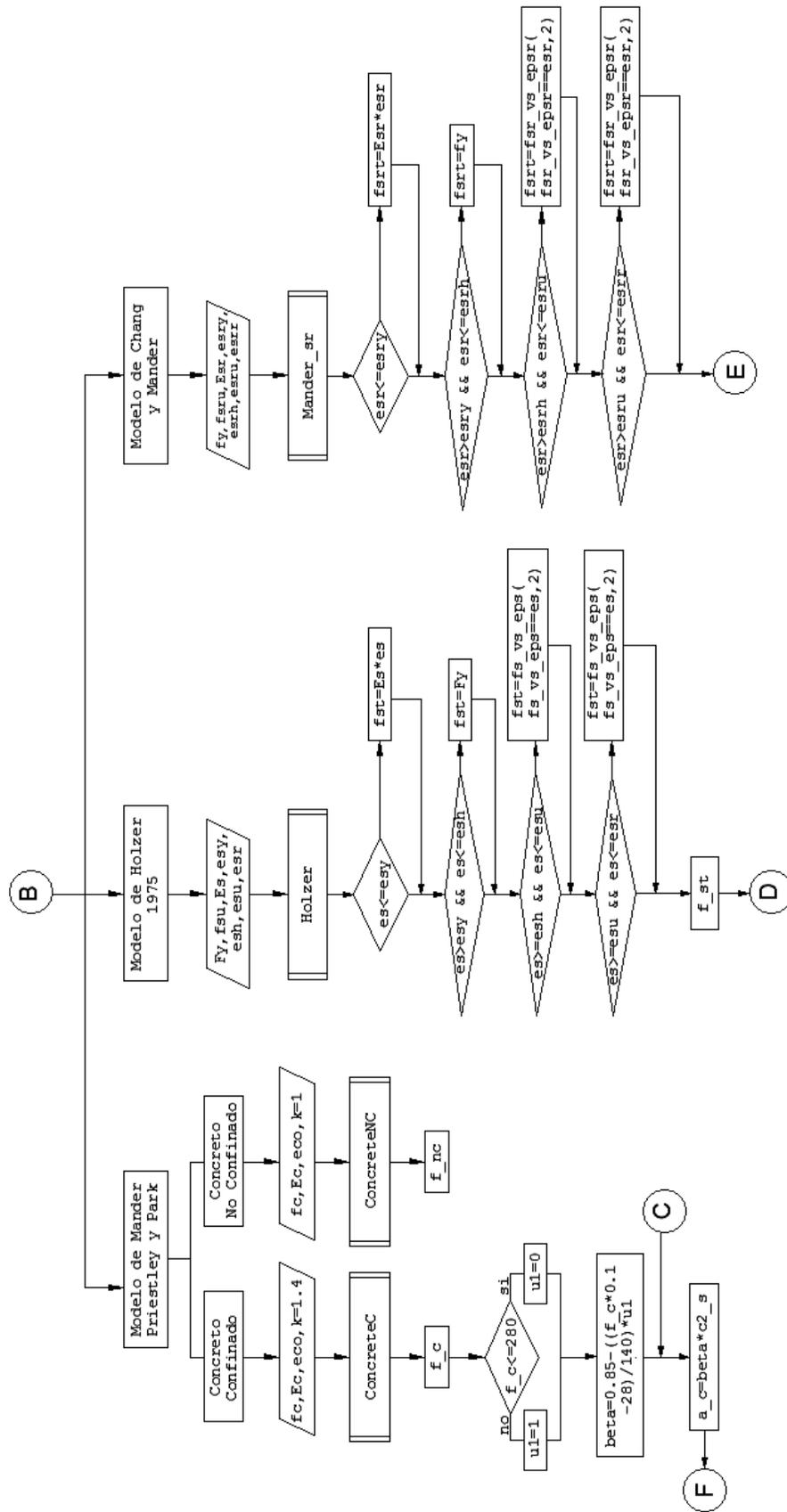
Luego se realiza un algoritmo en el cual los arreglos de fibras se acoplen a los modelos constitutivos de los materiales y en cada etapa de comportamiento se pueda determinar el momento flector correspondiente. Todo eso tomando como referencia fundamentos teóricos para el análisis con elementos fibra.

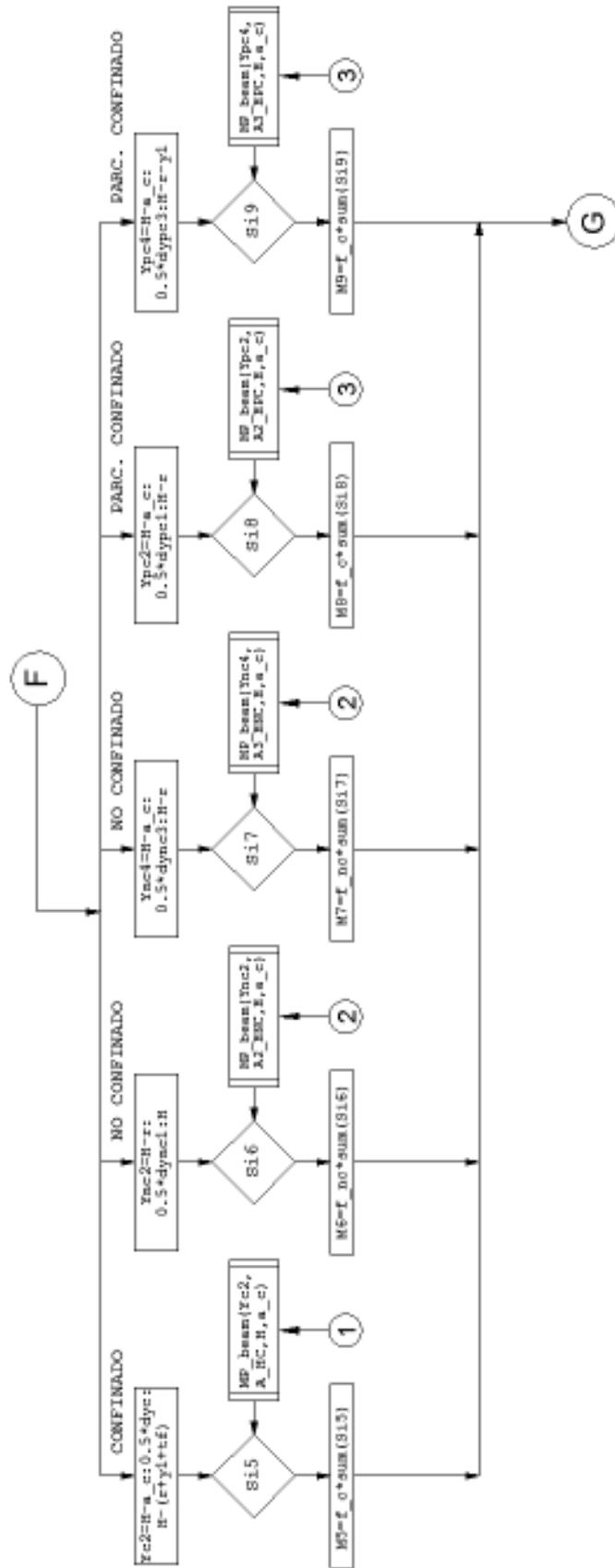
En las figuras 2.17 y 2.18 se muestra a detalle el diagrama de flujo del código general y subrutinas usadas por el programa para calcular el momento flector nominal que resiste la sección rectangular SRC.

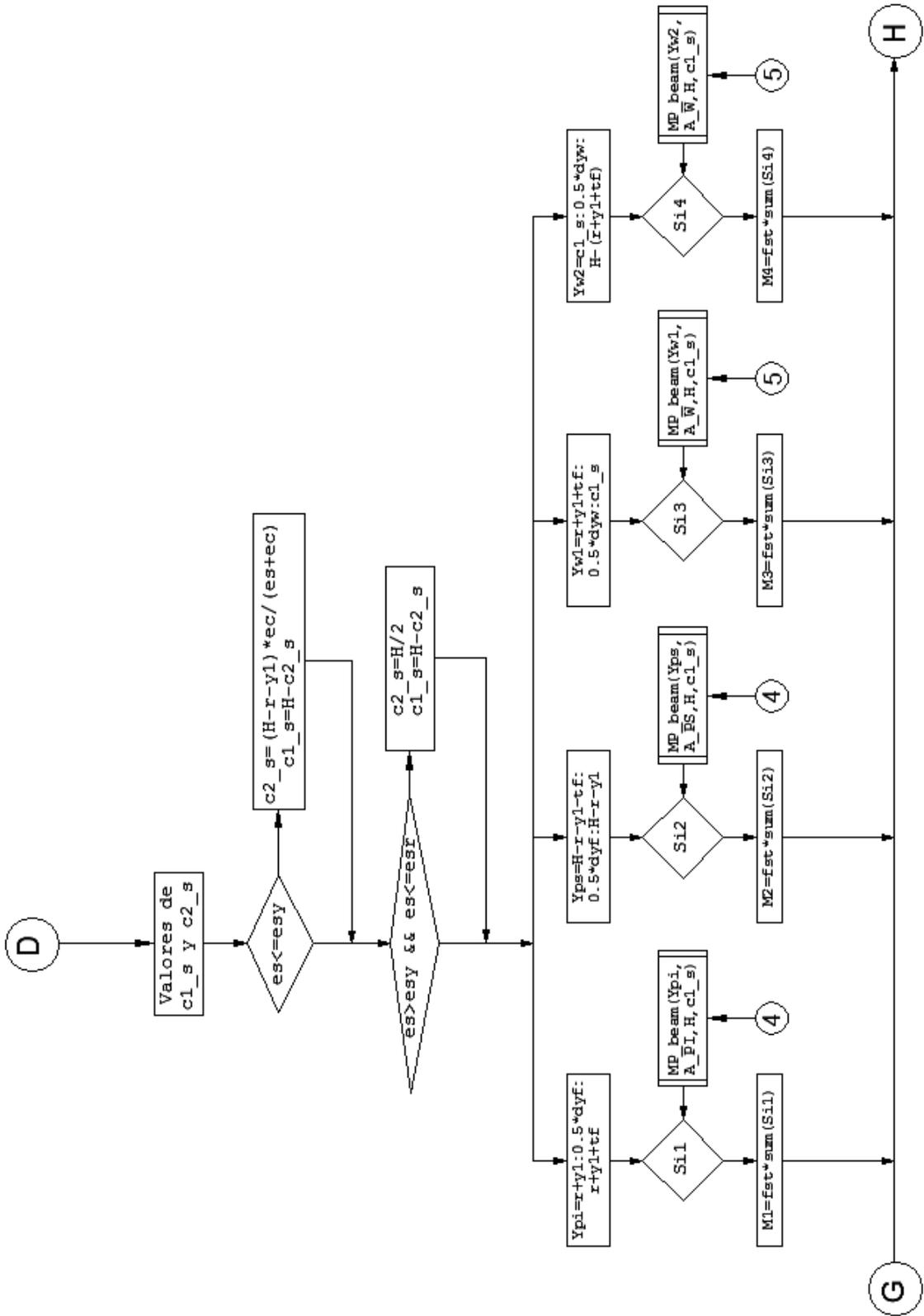
FIGURA 2. 17. Diagrama de flujo del algoritmo desarrollado para aplicar el método de la fibra en secciones rectangulares SRC.

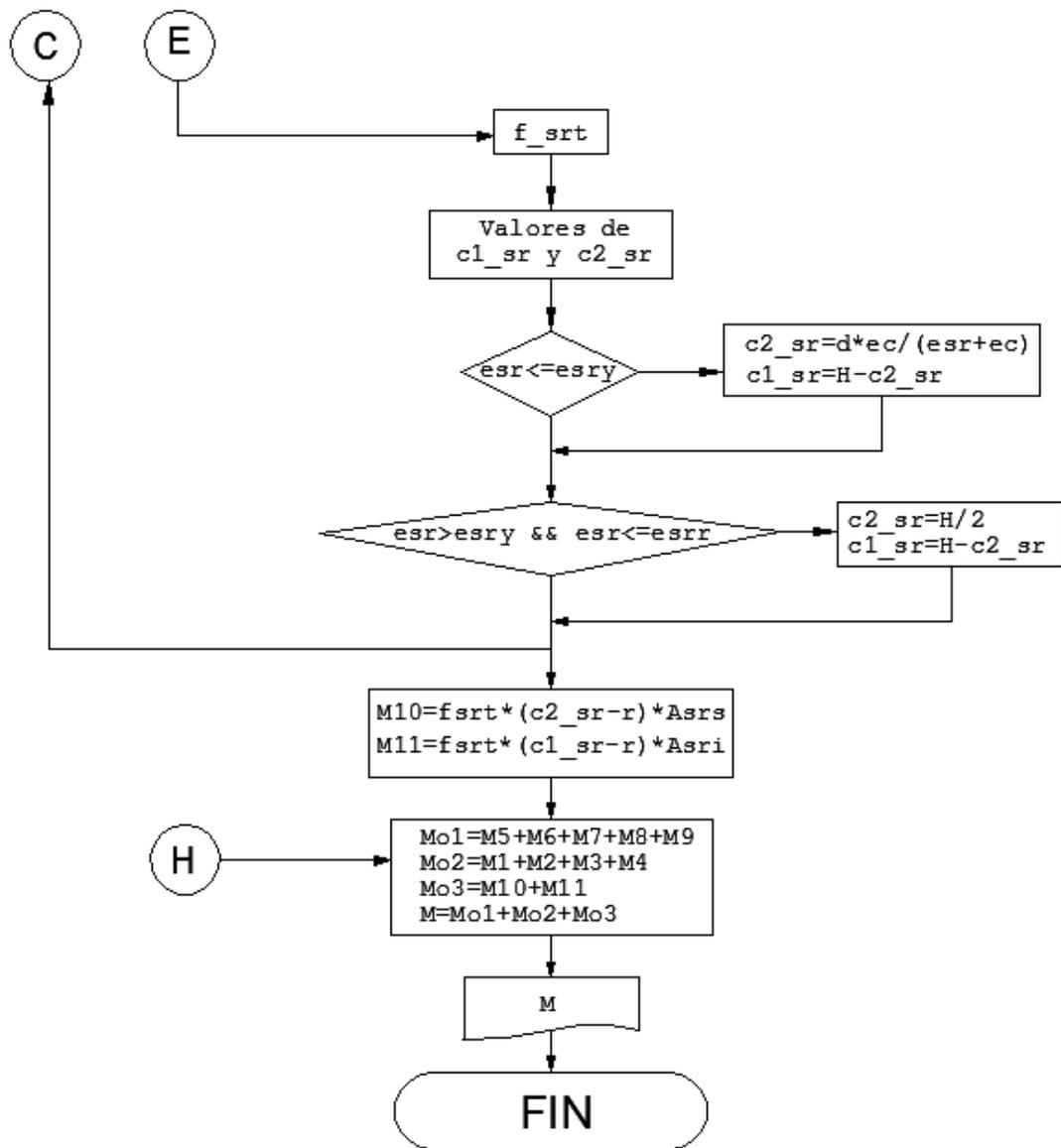








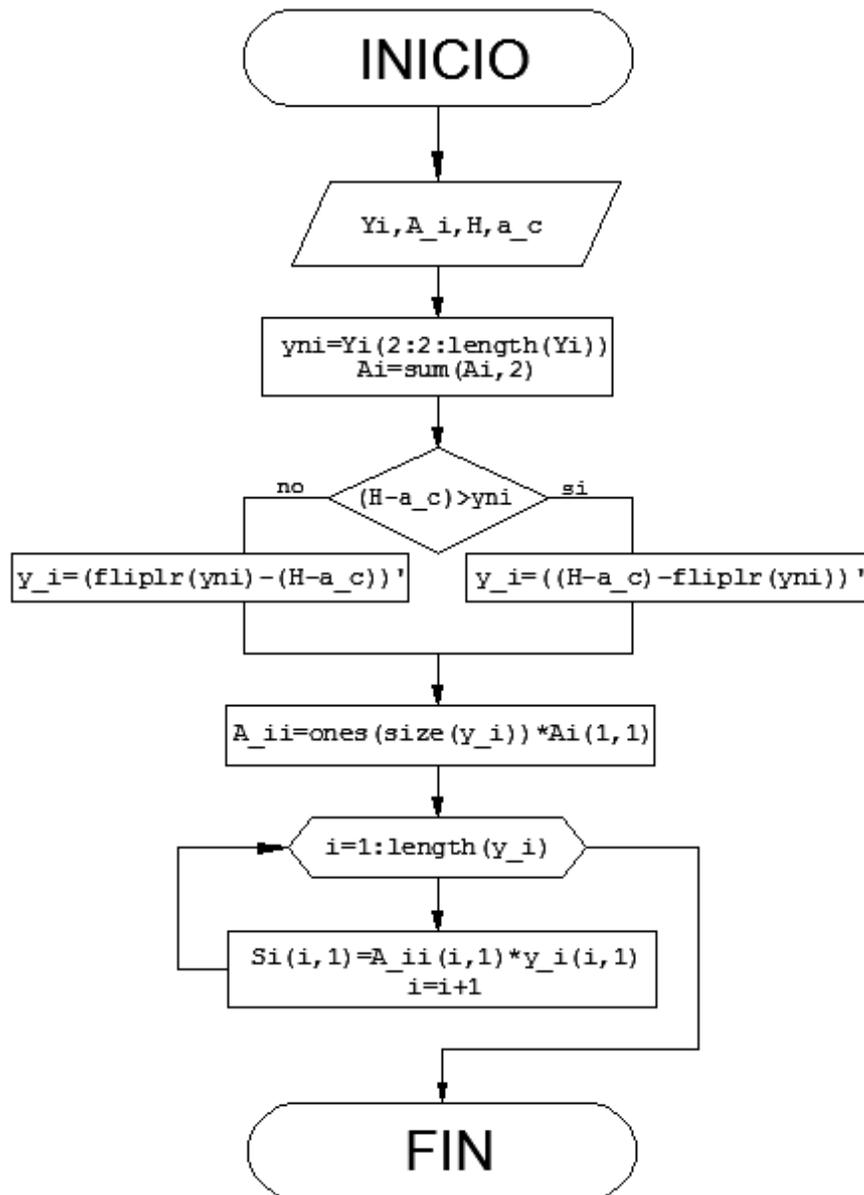




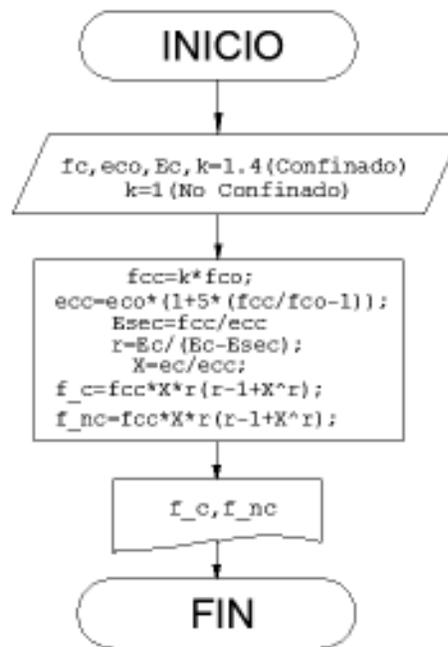
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 2. 18. Diagrama de flujo de las subrutinas usadas para aplicar el método de la fibra en secciones rectangulares SRC.

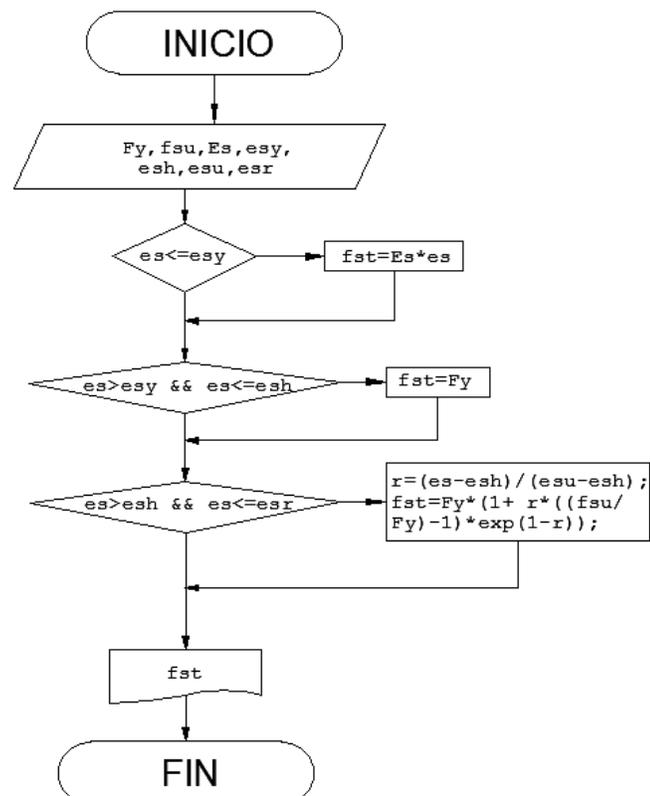
- **FUNCIÓN:** MP_beam



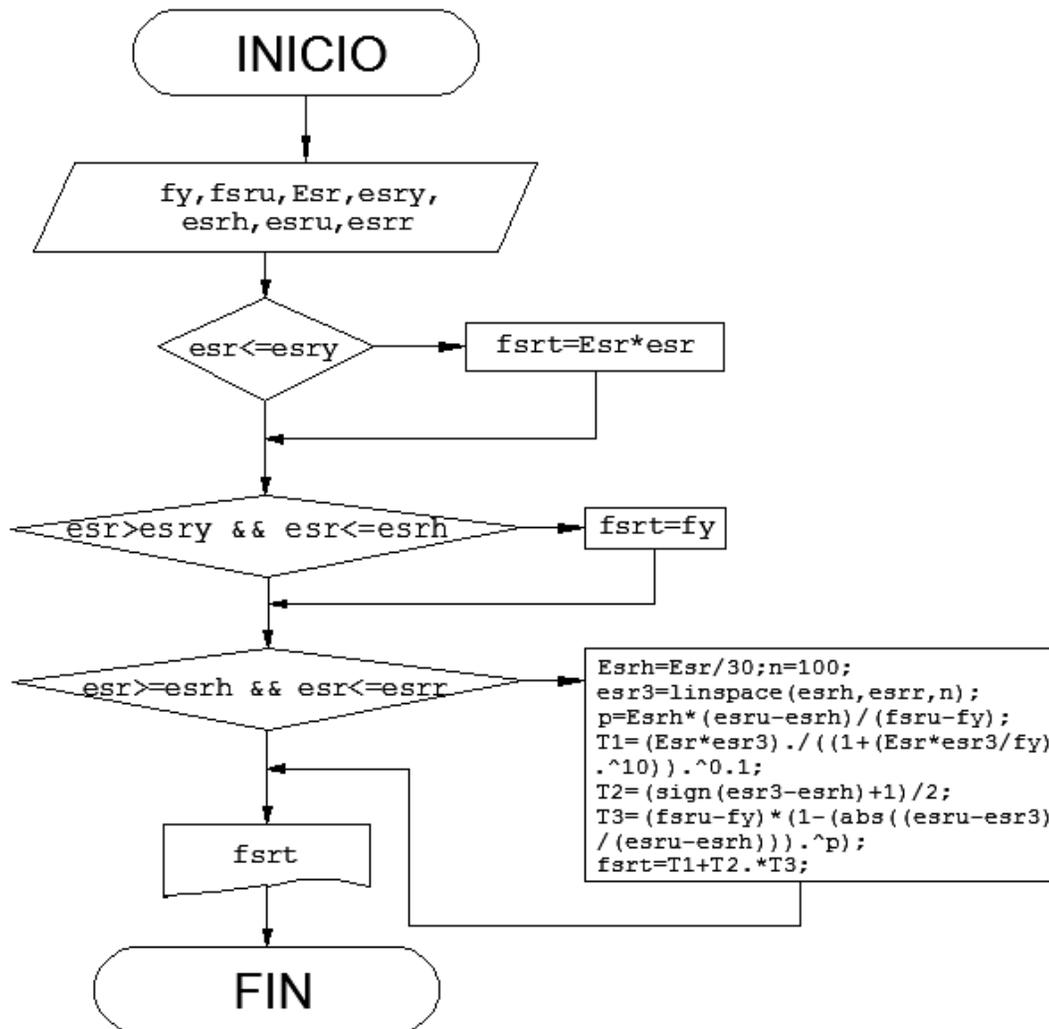
- **FUNCIÓN: ConcreteC y ConcreteNC**



- **FUNCIÓN: Holzer**



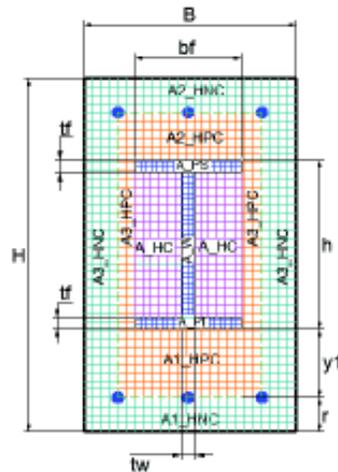
- **FUNCIÓN:** Mander_sr



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

A continuación se muestra gráficamente la discretización realizada con elementos fibra en todas las regiones que ocupan los materiales constitutivos de la sección rectangular SRC

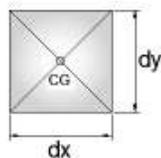
FIGURA 2. 19. Sección rectangular SRC discretizada.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

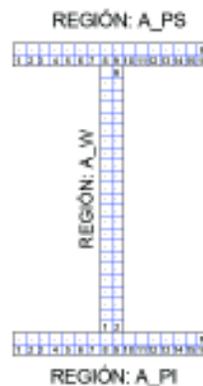
En el presente estudio se discretizó con 200 fibras rectangulares cada región subdividida e indicada en la sección compuesta SRC.

FIGURA 2. 20. Elemento diferencial fibra para secciones rectangulares.



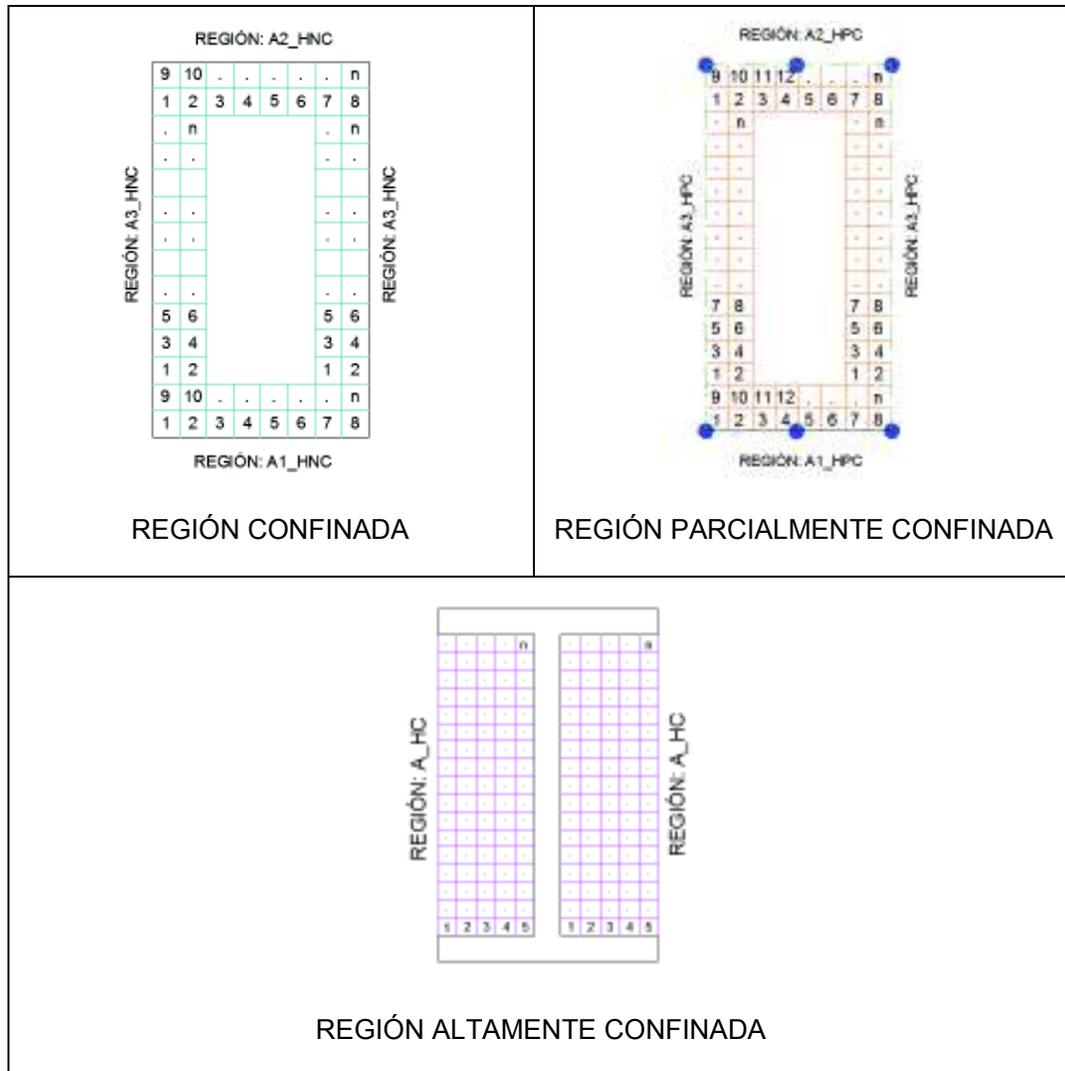
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 2. 21. Discretización del Perfil Tipo I con elementos fibra.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 2. 5. Discretización de las regiones confinada, parcialmente confinada y altamente confinada de concreto mediante elementos fibra.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

2.5.4. INTERFAZ GRÁFICA MÉTODO DE LA FIBRA

El análisis numérico por fibras elaborado en el software Matlab requiere datos como: dimensiones de la sección rectangular SRC y propiedades mecánicas del hormigón, acero estructural y acero de refuerzo. Además se debe escoger el tipo de acero estructural del perfil I.

FIGURA 2. 22. Datos requeridos en el script de Matlab, sin interfaz gráfica.

```

%Sección Rectangular SRC
B= ; %cm Base
H= ; %cm Altura
rc= ; %cm Recubrimiento concreto
st= ; %cm Diámetro del estribo
phi_long= ; %mm Diámetro refuerzo longitudinal
r=rc+st+phi_long*0.1/2; %cm Recubrimiento total
d=H-r; %cm Peralte Efectivo
hr= ; %cm Altura del Perfil TIPO I
y1=(H-hr-2*r)/2; %cm Espacio entre borde del perfil y refuerzo.
%Acero Estructural
bf= ; %cm Ancho patín
tf= ; %cm Espesor patín
tw= ; %cm Espesor alma
hw=hr-2*tf; %cm Altura alma
%Acero Estructural ASTM A36 o ASTM A50
Fy= ; %kg/cm2 Esfuerzo de fluencia
Es= ; %kg/cm2 Módulo de elasticidad
%Concreto
fc= ; %kg/cm2 Resistencia a la compresión
%Acero de refuerzo ASTM A706
fy= ; %kg/cm2 Esfuerzo de fluencia
Esr= ; %kg/cm2 Módulo de elasticidad

Asrs= ; % cm2 As a compresión
Asri= ; % cm2 As a tensión

```

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Los datos de la figura 2.22 y el código general del programa fueron adaptados a una interfaz gráfica en Matlab que sea un poco más amigable con el usuario y permita fácilmente obtener el momento flector, sin modificar datos dentro del script de Matlab. A continuación se muestra la interfaz del programa.

FIGURA 2. 23. Interfaz gráfica del Método de la fibra en sección rectangular SRC.

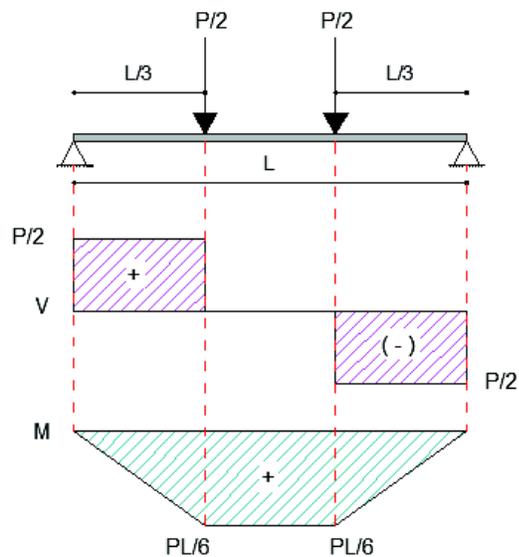
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Una vez ingresados todos los datos, se da clic en el botón calcular para obtener el momento flector. Adicionalmente se despliegan las curvas correspondientes a los modelos constitutivos de: confinamiento del hormigón, acero estructural y acero de refuerzo.

2.6. MODELO MATEMÁTICO DEL ENSAYO

El tipo de ensayo seleccionado para llevar al fallo la viga SRC, es el ensayo a flexión en 4 puntos, el modelo matemático que se acerca a la configuración del ensayo es detallado a continuación.

FIGURA 2. 24. Flexión en 4 puntos, viga SRC.



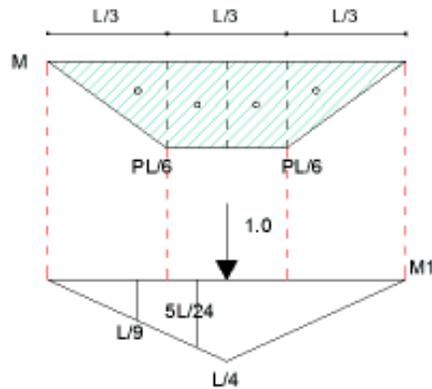
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar

$$M = \frac{PL}{6}$$

$$V = \frac{P}{2}$$

Según el modelo planteado se calcula la deflexión máxima y el giro en cada apoyo de la viga SRC. Para obtener dichos parámetros se aplica el principio de trabajo virtual.

FIGURA 2. 25. Diagramas de momento usados para determinar la deflexión máxima aplicando el principio de trabajo virtual.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar

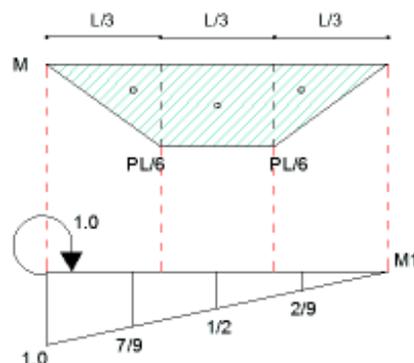
$$\delta = \int \frac{M * M_1}{EI} dx$$

$$\delta = 2 * \left[\frac{(PL/6)(L/3)}{2} * \frac{L}{9} * \frac{1}{EI} + (PL/6)(L/6) * \frac{5L}{24} * \frac{1}{EI} \right]$$

$$\delta_{max} = \frac{23 PL^3}{1296 EI}$$

En la figura 2.26 se muestra el diagrama de momentos y el diagrama debido al giro unitario los cuales corresponden a la viga ante el estado de carga de la figura 2.24.

FIGURA 2. 26. Diagramas de momento usados para determinar el giro en el extremo de viga, aplicando el principio de trabajo virtual.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar

$$\theta = \int \frac{M * M_1}{EI} dx$$

$$\theta = \frac{(PL/6)(L/3)}{2} * \frac{7}{9} * \frac{1}{EI} + (PL/6)(L/3) * \frac{1}{2} * \frac{1}{EI} + \frac{(PL/6)(L/3)}{2} * \frac{2}{9} * \frac{1}{EI}$$

$$\theta_i = \frac{PL^2}{18 EI}$$

Por simetría el giro del otro extremo tiene el mismo valor en módulo, pero sentido contrario.

$$\theta_d = \frac{PL^2}{18 EI}$$

CAPÍTULO 3

CÁLCULO TEÓRICO DE LOS ELEMENTOS

3.1. LIMITACIONES EN MIEMBROS COMPUESTOS

El AISC (2016) en la sección I2-1 indica que:

- La sección transversal del perfil de acero debe ser al menos el 1% de toda la sección bruta (A_g).
- Se deben utilizar al menos 4 varillas como refuerzo longitudinal. El área del acero de refuerzo longitudinal debe ser mayor o igual que 0.4% de la sección bruta (A_g).
- El diámetro mínimo para los estribos es 10mm y el espaciamiento máximo 300mm.
- En la sección I3 el AISC (2016) manifiesta que la resistencia a compresión del concreto debe ser mayor a 21 MPa y menor a 69 MPa para concreto de peso normal, mientras que para hormigón ligero debe ser mayor a 21 MPa y no superar los 41 MPa.

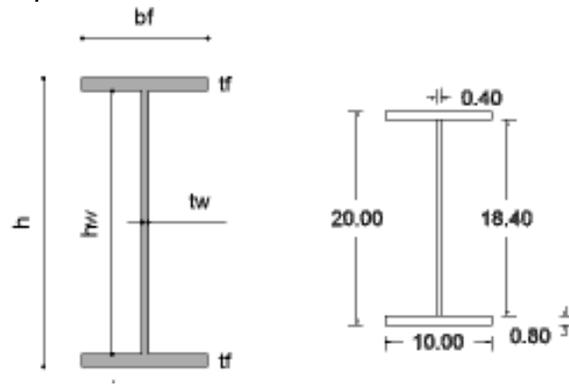
3.2. DESCRIPCIÓN DE LOS COMPONENTES EN LA SECCIÓN TRANSVERSAL SRC

Se construyen dos tipos de vigas SRC denominadas A y B, las variantes que se han considerado son: el peralte de la viga y el porcentaje de acero de refuerzo presente, el perfil de acero A36 Tipo I tiene la misma sección para los dos tipos de especímenes.

3.2.1. DESCRIPCIÓN PERFIL TIPO I

El perfil de acero Tipo I de resistencia A36 (36 ksi) consta de dimensiones 200x4x100x8 mm como se indica en la siguiente figura:

FIGURA 3. 1. Perfil Tipo I.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

El perfil es conformado en caliente por 3 placas que luego son soldadas para formar el perfil I, la soldadura se realiza con suelda de arco metálico protegido (SMAW) con electrodo E 70-18.

3.2.2. ACERO DE REFUERZO

El acero de refuerzo usado tiene la siguiente descripción: varilla de $\varnothing 14$ mm para el refuerzo longitudinal y $\varnothing 10$ mm para estribos, la marca del acero es NOVACERO. Los estribos están distribuidos cada 10cm en los L/4 de cada extremo de la viga y espaciado cada 20cm en L/2 del elemento estructural.

FIGURA 3. 2. Distribución del acero de refuerzo SRC-A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar

FIGURA 3. 3. Distribución del acero de refuerzo SRC-B.

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

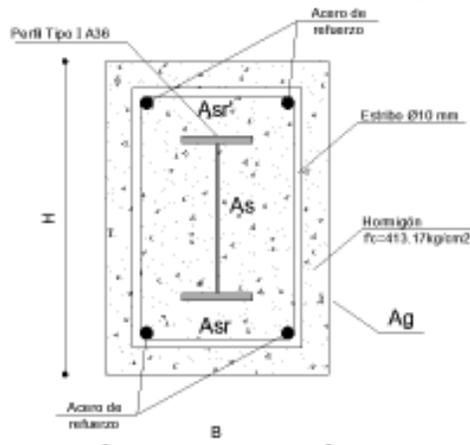
3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS COMPUESTAS SRC

Para el pre-dimensionamiento se toma teoría de las normas NEC (2015) y Euro código 4. Según la NEC (2015) la base mínima para una viga es 25 cm. El recubrimiento de concreto mínimo recomendado por el ACI 318-14 es 4 cm.

CUADRO 3. 1. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS SECCIONES SRC.

VIGA TIPO	SECCIÓN TRANSVERSAL	LUZ LIBRE	ESPECIFICACIONES
SRC-A	25x35	2.40	Perfil Tipo 1: 200x4x100x8 Acero de refuerzo: 4φ14 Estribos de φ= 10mm Hormigón: $f_c = 413,17 \text{ kg/cm}^2$ % Acero = 3.37 Ag
SRC-B	25x45	2.40	Perfil Tipo 1: 200x4x100x8 Acero de refuerzo: 6φ14 Estribos de φ= 10mm Hormigón: $f_c = 413,17 \text{ kg/cm}^2$ % Acero = 2.90 Ag

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 3. 4. Esquema de sección transversal de la viga SRC.

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 3. 2. NOMENCLATURA PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO DE LAS VIGAS SRC.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Base de la sección SRC	B	Dato propio	cm
Altura de la sección SRC	H	Dato propio	cm
Área de concreto	Ag	Ec. (3.1p)	cm ²
Area de acero de refuerzo	Asr	Ec. (3.2p)	cm ²
Area de acero estructural A36	As	Ec. (3.3p)	cm ²

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

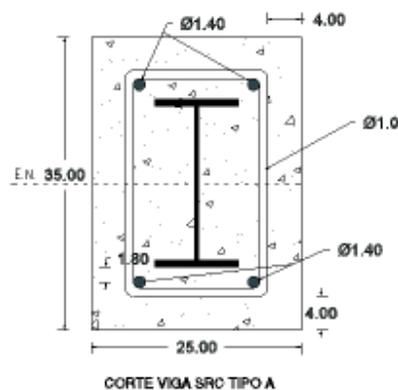
Nota: Los datos propios son valores numéricos de cada tipo de viga SRC.

CUADRO 3. 3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA SRC-A.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Base de la sección SRC-A	B	25	cm
Altura de la sección SRC-A	H	35	cm
Área de concreto	Ag	875	cm ²
Área de acero de refuerzo	Asr	6,16	cm ²
Área de acero estructural A36	As	23,36	cm ²

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 3. 5. Predimensionamiento viga SRC-A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Área de concreto

$$A_g = B * H \quad (3.1p)$$

$$A_g = 25 * 35 = 875 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo total

$$A_{sr} = 4 * \frac{\pi * D^2}{4} \quad (3.2p)$$

$$A_{sr} = 4 * \frac{\pi * (1.4)^2}{4} = 6.16 \text{ cm}^2$$

Área de acero estructural

$$A_s = 2 * b_w * t_w + (h - 2t_f) * t_w \quad (3.3p)$$

$$A_s = 2 * 10 * 0.8 + (20 - 2 * 0.8) * 0.4 = 23.36 \text{ cm}^2$$

El área de acero estructural debe ser mayor o igual al 1% del área de concreto:

$$A_s \geq 0.01A_g \text{ (AISC, 2016)}$$

$$23.36 \geq 0.01 * 875$$

$$23.36 \text{ cm}^2 > 8.75 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

También el acero de refuerzo debe ser:

$$A_{sr} \geq 0.004A_g \text{ (AISC, 2016)}$$

$$6.16 \geq 0.004 * 875$$

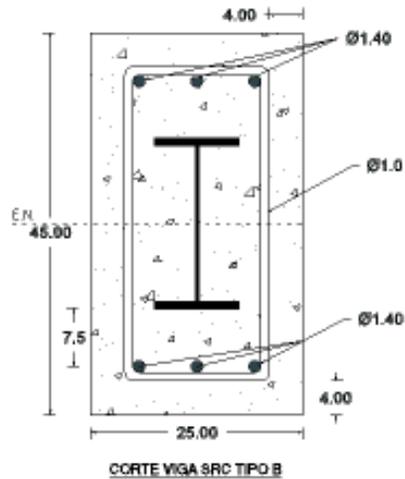
$$6.16 \text{ cm}^2 > 3.5 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

CUADRO 3. 4. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA VIGA SRC-B.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Base de la sección SRC-B	B	25	cm
Altura de la sección SRC-B	H	45	cm
Área de concreto	A_g	1125	cm^2
Área de acero de refuerzo	A_{sr}	9,24	cm^2
Área de acero estructural A36	A_s	23,36	cm^2

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 3. 6. Predimensionamiento viga SRC-B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar

Área de concreto

$$A_g = B * H \quad (3.1p)$$

$$A_g = 250 * 45 = 1125 \text{ cm}^2$$

Área de acero de refuerzo total

$$A_{sr} = 6 * \frac{\pi * D^2}{4} \quad (3.2p)$$

$$A_{sr} = 6 * \frac{\pi * (1.4)^2}{4} = 9.24 \text{ cm}^2$$

Área de acero estructural

$$A_s = 2 * b_w * t_w + (h - 2t_f) * t_w \quad (3.3p)$$

$$A_s = 23.36 \text{ cm}^2$$

El área de acero estructural debe ser mayor o igual al 1% del área de concreto:

$$A_s \geq 0.01A_g \text{ (AISC, 2016)}$$

$$23.36 \geq 0.01 * 1125$$

$$23.36 \text{ cm}^2 > 11.25 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

También el acero de refuerzo debe ser:

$$A_{sr} \geq 0.004A_g \text{ (AISC, 2016)}$$

$$9.24 \geq 0.004 * 1125$$

$$9.24 \text{ cm}^2 > 4.5 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

3.4. ANÁLISIS A FLEXIÓN DE VIGAS COMPUESTAS SRC

Debido a la falta de información en la normativa AISC (2010) sobre el diseño teórico a flexión de vigas SRC se desarrollan a continuación el método de superposición de los esfuerzos elásticos y el método de distribución de tensión plástica en el perfil I, los cuales están en la norma únicamente como comentarios.

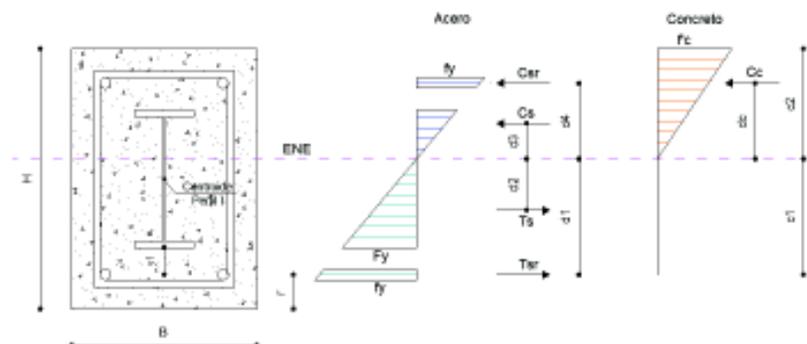
CUADRO 3. 5. DIMENSIONES VIGA SRC-A.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Base sección transversal	B	25	cm
Altura sección transversal	H	35	cm
Altura del perfil Tipo I	h	20	cm
Ancho del patín	bf	10	cm
Espesor del patín	tf	0,8	cm
Altura del alma	hw	18,4	cm
Espesor del alma	tw	0,4	cm

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

3.4.1. MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN DE LOS ESFUERZOS ELÁSTICOS EN SECCIÓN SRC-A.

FIGURA 3. 7. Distribución de esfuerzos en la sección SRC para el rango elástico.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 3. 6. NOMENCLATURA PARA EL CÁLCULO DEL MOMENTO ELÁSTICO.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Esfuerzo de fluencia del perfil de acero estructural	F_y	Dato propio	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	f_y	Dato propio	kg/cm ²
Resistencia a la compresión del concreto	f_c	Dato propio	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero estructural	E_s	Dato propio	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	E_{sr}	Dato propio	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	Ec. (3.1)	kg/cm ²
Relación modular E_c/E_s	n_1	Ec. (3.2)	---
Relación modular E_c/E_{sr}	n_2	Ec. (3.3)	---
Relación modular SRC	n	Ec. (3.4)	---
Recubrimiento total	$r = r'$	Dato propio	cm
Peralte de la viga SRC	d	Dato propio	cm
Área acero de refuerzo a compresión	$A_{s'}$	Dato Propio	cm ²
Área acero de refuerzo a tensión	A_s	Dato propio	cm ²
Espaciamiento entre borde del perfil Tipo I y centroide del acero de refuerzo	y_1	Ec. (3.5)	cm
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra extrema en compresión	c_2	Ec. (3.6)	cm
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra extrema en tracción	c_1	Ec. (3.7)	cm
Área del patín	A_f	Dato propio	cm ²
Espesor del alma	t_w	Dato Propio	cm
Altura del alma	h_w	Dato propio	cm
Ancho del patín	b_f	Dato Propio	cm
Espesor del patín	t_f	Dato propio	cm
Fuerza producida en el acero de refuerzo a compresión	C_{sr}	Ec. (3.8)	T
Fuerza de compresión del concreto	C_c	Ec. (3.9)	T
Fuerza producida en el acero de refuerzo a tracción	T_{sr}	Ec. (3.10)	T
Fuerza de tensión producida en el acero estructural Tipo I	T_s	Ec. (3.11)	T
Fuerza de compresión producida en el acero estructural Tipo I	C_s	Ec. (3.12)	T

CUADRO 3.6. CONTINUACIÓN

Brazo de palanca entre Tsr y eje neutro elástico	d1	Ec. (3.13)	cm
Brazo de palanca entre Ts y eje neutro elástico	d2	Ec. (3.14)	cm
Brazo de palanca entre Cs y eje neutro elástico	d3	Ec. (3.15)	cm
Brazo de palanca entre Csr y eje neutro elástico	d4	Ec. (3.16)	cm
Brazo de palanca entre Cc y eje neutro elástico	dc	Ec. (3.17)	cm
Momento elástico de la sección compuesta SRC	My	Ec. (3.18)	T.m

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 3. 8. Sección compuesta viga SRC-A.

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 3. 7. CÁLCULO DEL MOMENTO ELÁSTICO EN LA SECCIÓN COMPUESTA SRC-A.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Esfuerzo de fluencia del perfil de acero estructural	Fy	2530	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	fy	4200	kg/cm ²
Resistencia a la compresión del concreto	fc	413,17	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero estructural	Es	2043000	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	Esr	2100000	kg/cm ²

CUADRO 3.7. CONTINUACIÓN

Módulo de elasticidad del concreto	E_c	252049,64	kg/cm ²
Relación modular E_c/E_s	n_1	0,123	---
Relación modular E_c/E_{sr}	n_2	0,120	---
Relación modular SRC	n	0,122	---
Recubrimiento total	$r = r'$	5,7	cm
Peralte de la viga SRC	d	29,3	cm
Área acero de refuerzo a compresión	$A_{sr'}$	3,08	cm ²
Área acero de refuerzo a tensión	A_{sr}	3,08	cm ²
Espaciamiento entre borde del perfil Tipo I y centroide del acero de refuerzo	y_1	1,8	cm
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra extrema en compresión	c_2	10,13	cm
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra extrema en tracción	c_1	19,17	cm
Área del patín	A_f	8	cm ²
Espesor del alma	t_w	0,4	cm
Altura del alma	h_w	18,4	cm
Ancho del patín	b_f	10	cm
Espesor del patín	t_f	0,8	cm
Fuerza producida en el acero de refuerzo a compresión	C_{sr}	12,93	T
Fuerza de compresión del concreto	C_c	52,30	T
Fuerza producida en el acero de refuerzo a tracción	T_{sr}	12,93	T
Fuerza de tensión producida en el acero estructural Tipo I	T_s	27,77	T
Fuerza de compresión producida en el acero estructural Tipo I	C_s	-24,52	T
Brazo de palanca entre T_{sr} y eje neutro elástico	d_1	19,17	cm
Brazo de palanca entre T_s y eje neutro elástico	d_2	11,58	cm
Brazo de palanca entre C_s y eje neutro elástico	d_3	1,75	cm
Brazo de palanca entre C_{sr} y eje neutro elástico	d_4	4,43	cm
Brazo de palanca entre C_c y eje neutro elástico	d_c	6,75	cm
Momento elástico de la sección compuesta SRC	M_y	9,37	T.m

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar

Relación modular entre el concreto y acero para transformar el concreto comprimido en acero.

$$f'c = 413.17 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 12400\sqrt{f'c} \text{ [kg/cm}^2\text{]} \quad (3.1)$$

$$Ec = 12400\sqrt{413.17} = 252049.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$Es = 2043000 \text{ kg/cm}^2$$

$$Esr = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n_1 = \frac{Ec}{Es} \quad (3.2)$$

$$n_1 = \frac{252049.64}{2043000} = 0.123$$

$$n_2 = \frac{Ec}{Esr} \quad (3.3)$$

$$n_2 = \frac{252049.64}{2100000} = 0.120$$

$$n = \frac{n_1 + n_2}{2} \quad (3.4)$$

$$n = 0.122$$

Recubrimiento total medido desde el extremo a tracción de la viga SRC hasta el centroide del acero de refuerzo a tensión.

$$r = r' = r_c + \phi_{st} + \frac{\phi_L}{2}$$

$$r = r' = 4 + 1 + \frac{1.4}{2} = 5.7 \text{ cm}$$

Peralte de la viga (d)

$$d = H - r$$

$$d = 35 - 5.7 = 29.3 \text{ cm}$$

Cálculo de espaciamento y_1

$$h = 2 * tf + h_w$$

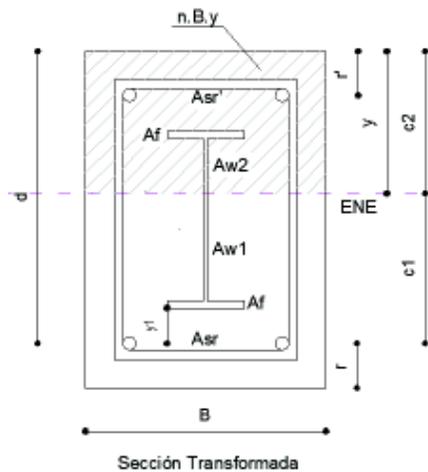
$$h = 2 * 0.8 + 18.4 = 20 \text{ cm}$$

$$y_1 = \frac{H - 2 * r - h}{2} \quad (3.5)$$

$$y_1 = \frac{35 - 2 * 5.7 - 20}{2} = 1.8 \text{ cm}$$

Momentos de 1er orden aplicados en la sección transformada para hallar el eje neutro elástico.

FIGURA 3. 9. Sección transformada de la viga SRC.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

$$Aw1 = tw * (d - y - y_1 - tf) \quad (\text{Área alma traccionada}) \quad (a)$$

$$Aw2 = tw * (y - r' - y_1 - tf) \quad (\text{Área alma comprimida}) \quad (b)$$

$$\begin{aligned} n * B * y \left[\frac{y}{2} \right] + Asr' [y - r'] + Aw2 \left[\frac{y - r' - y_1 - tf}{2} \right] + Af \left[y - r' - y_1 - \frac{tf}{2} \right] \\ = Aw1 \left[\frac{d - y - y_1 - tf}{2} \right] + Af \left[d - y - y_1 - \frac{tf}{2} \right] + Asr [d - y] \end{aligned} \quad (c)$$

Remplazando ecuaciones (a) y (b) en ecuación (c) se obtiene una expresión de la siguiente forma:

$$\mathbf{A_1 y^2 + B_1 y + C_1 = 0}$$

Donde:

$$\mathbf{A_1 = \frac{n * B + 2tw}{2}}$$

$$\mathbf{A_1 = \frac{0.122 * 25 + 2 * 0.4}{2} = 1.92 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{B_1 = Asr' + 2Af + Asr + tw(d - r') - 2 * tw(y1 + tf)}$$

$$\mathbf{B_1 = 3.08 + 2 * 8 + 3.08 + 0.4(29.3 - 5.7) - 2 * 0.4(1.8 + 0.8) = 29.52 \text{ cm}^2}$$

$$\mathbf{C_1 = -Asr' * r' + \frac{tw}{2}(r' + y1 + tf)^2 - \frac{tw}{2}(d - y1 + tf)^2 - Af(r' + d) - Asr * d}$$

$$\mathbf{C_1 = -3.08 * 5.7 + \frac{0.4}{2}(5.7 + 1.8 + 0.4)^2 - \frac{0.4}{2}(29.3 - 1.8 + 0.8)^2 - 8(5.7 + 29.3)}$$

$$\mathbf{-3.08 * 29.3 = -495.89 \text{ cm}^3}$$

$$\mathbf{1.92 y^2 + 29.52 y + (-495.89) = 0}$$

$$\mathbf{\rightarrow y = 10.13 \text{ cm}}$$

Distancias respecto al eje neutro elástico desde la fibra extrema de concreto a compresión y desde el centroide del refuerzo traccionado respectivamente.

$$\mathbf{c2 = y} \quad \mathbf{(3.7)}$$

$$\mathbf{c2 = 10.13 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{c1 = d - c2} \quad \mathbf{(3.8)}$$

$$\mathbf{c1 = 29.3 - 10.13 = 19.17 \text{ cm}}$$

Fuerza de compresión del acero de refuerzo (Cs), fuerza de compresión del concreto (Cc) y fuerza de tensión del acero de refuerzo (Ts).

$$C_{sr} = A_{sr} * f_y \quad (3.9)$$

$$C_{sr} = 3.08 * 4200 * 10^{-3} = 12.93 \text{ T}$$

$$C_c = \frac{1}{2} * f'_c * y * B \quad (3.10)$$

$$C_c = \frac{1}{2} * 413.17 * 10.13 * 25 * 10^{-3} = 52.30 \text{ T}$$

$$T_{sr} = A_{sr}' * f_y \quad (3.11)$$

$$T_{sr} = 3.08 * 4200 * 10^{-3} = 12.93 \text{ T}$$

Fuerza de tensión (Ts) en el perfil Tipo I.

$$F_{y1} = \frac{(c1 - y1 - tf) * F_y}{c1 - y1}$$

$$F_{y1} = \frac{(19.17 - 1.8 - 0.8) * 2530}{19.17 - 1.8} = 2413.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_s = \frac{(c1 - y1 - tf) * F_{y1}}{2} * t_w + \frac{F_y + F_{y1}}{2} * t_f * b_f \quad (3.12)$$

$$T_s = \left(\frac{(19.17 - 1.8 - 0.8) * 2413.5}{2} * 0.4 + \frac{2530 + 2413.5}{2} * 0.8 * 10 \right) * 10^{-3}$$

$$T_s = 27.77 \text{ T}$$

Equilibrio de esfuerzos elásticos en la sección compuesta.

$$T_s + T_{sr} = C_s + C_{sr} + C_c$$

$$C_s = T_{sr} + T_s - C_{sr} - C_c \quad (3.13)$$

$$C_s = 12.93 + 27.77 - 12.93 - 52.30 = -24.52 \text{ T}$$

Brazos de palanca entre fuerzas elásticas y eje neutro.

- Distancia entre Ts y eje neutro elástico.

$$d1 = c1 \quad (3.14)$$

$$d1 = 19.17 \text{ cm}$$

- Distancia entre Ta y eje neutro elástico.

$$d2 = \frac{2}{3} * (c1 - y1) \quad (3.13)$$

$$d2 = \frac{2}{3} * (19.17 - 1.8) = 11.58 \text{ cm}$$

- Distancia entre Ca y eje neutro elástico.

$$d3 = \frac{2}{3} * (c2 - r' - y1) \quad (3.14)$$

$$d3 = \frac{2}{3} * (10.13 - 5.7 - 1.8) = 1.75 \text{ cm}$$

- Distancia entre Cs y eje neutro elástico.

$$d4 = c2 - r' \quad (3.15)$$

$$d4 = 10.13 - 5.7 = 4.43 \text{ cm}$$

- Distancia entre Cc y eje neutro elástico.

$$dc = \frac{2}{3} * c2 \quad (3.16)$$

$$dc = \frac{2}{3} * 10.13 = 6.75 \text{ cm}$$

Cálculo del momento elástico My.

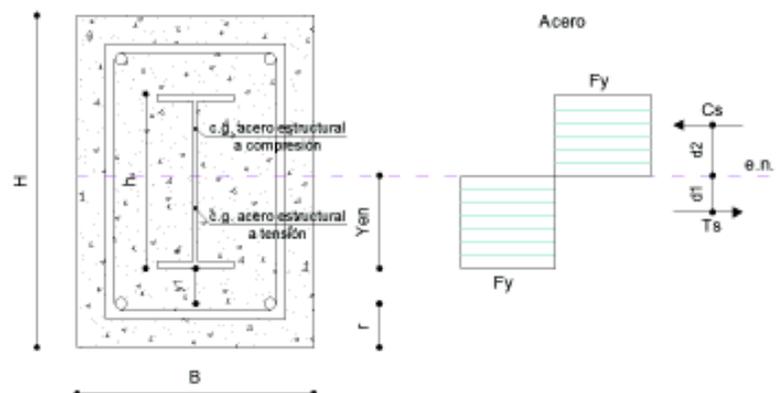
$$My = Tsr * d1 + Ts * d2 + Cs * d3 + Csr * d4 + Cc * dc \quad (3.17)$$

$$My = 12.93 * 19.17 + 27.77 * 11.58 + (-24.52) * 1.75 + 12.93 * 4.43 + 52.30 * 6.75$$

$$My = 936.98 * 10^{-2} = 9.37 \text{ T.m}$$

3.4.2. MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN DE TENSIÓN PLÁSTICA EN PERFIL DE ACERO ESTRUCTURAL DE SECCIÓN SRC-A.

FIGURA 3. 10. Distribución de tensión plástica sólo en el perfil de acero estructural.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 3. 8. NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO POR EL MÉTODO DE DISTRIBUCION DE TENSIÓN PLÁSTICA.

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Ancho del patín	bf	Dato propio	cm
Espesor del patín	tf	Dato propio	cm
Espesor del alma	tw	Dato propio	cm
Altura perfil Tipo I	h	Dato propio	cm
Fuerza de tensión producida en la viga de acero Tipo I	T_s	Ec. (3.18)	T
Fuerza de compresión producida en la viga de acero Tipo I	C_s	Ec. (3.19)	T
Posición del eje neutro respecto al borde inferior del patín a tracción	Y_{en}	Ec. (3.20)	cm
Brazo de palanca entre T_s y eje neutro	d_1	Ec. (3.21)	cm
Brazo de palanca entre C_s y eje neutro	d_2	Ec. (3.21)	cm
Área de la sección Tipo I	A_s	Dato propio	cm ²
Esfuerzo de fluencia del perfil de acero estructural	F_y	Dato propio	kg/cm ²
Momento flector en la sección compuesta SRC	M_p	Ec. (3.22)	T.m

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 3. 9. CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO POR EL MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN DE TENSION PLÁSTICA EN SECCIÓN SRC-A.

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Ancho del patín	bf	10	cm
Espesor del patín	tf	0,8	cm
Espesor del alma	tw	0,4	cm
Altura perfil Tipo I	h	20	cm
Fuerza de tensión producida en la viga de acero Tipo I	Ts	29,55	T
Fuerza de compresión producida en la viga de acero Tipo I	Cs	29,55	T
Posición del eje neutro respecto al borde inferior del patín a tracción	Yen	10,00	cm
Brazo de palanca entre Ts y eje neutro	d1	8,02	cm
Brazo de palanca entre Cs y eje neutro	d2	8,02	cm
Área de la sección Tipo I	As	23,36	cm ²
Esfuerzo de fluencia del perfil de acero estructural	Fy	2530	kg/cm ²
Momento flector en la sección compuesta SRC	Mp	4,74	T.m

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

$$As = 2 * bf * tf + hw * tw$$

$$As = 2 * 0.8 * 10 + 18.4 * 0.4 = 23.36 \text{ cm}^2$$

Fuerzas de tracción y compresión en perfil plastificado

$$Ts = \frac{As}{2} * Fy \quad (3.18)$$

$$Ts = \frac{23.36}{2} * 2530 * 10^{-3} = 29.55 \text{ T}$$

$$Cs = \frac{As}{2} * Fy \quad (3.19)$$

$$Cs = \frac{23.36}{2} * 2530 * 10^{-3} = 29.55 \text{ T}$$

Por simetría

$$Yen = \frac{h}{2} \quad (3.20)$$

$$Y_{en} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

Calculo de los brazos de palanca d_1 y d_2

$$d_1 = d_2 = \frac{(Y_{en} - t_f) * t_w * \left[\frac{Y_{en} - t_f}{2} \right] + b_f * t_f * \left[Y_{en} - \frac{t_f}{2} \right]}{(Y_{en} - t_f) * t_w + b_f * t_f} \quad (3.21)$$

$$d_1 = d_2 = \frac{(10 - 0.8) * 0.4 * \left[\frac{10 - 0.8}{2} \right] + 10 * 0.8 * \left[10 - \frac{0.8}{2} \right]}{(10 - 0.8) * 0.4 + 10 * 0.8} = 8.02 \text{ cm}$$

Cálculo del momento plástico

$$M_p = T_s * d_1 + C_s * d_2 \quad (3.22)$$

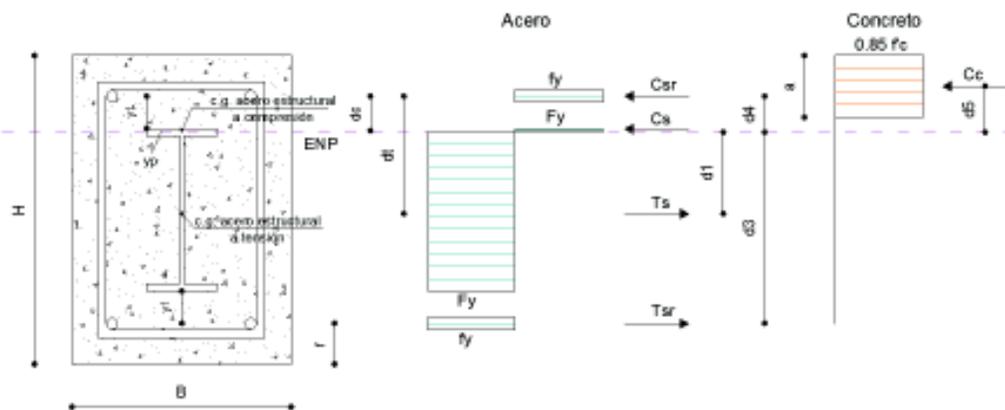
$$M_p = (29.55 * 8.02 + 29.55 * 8.02) * 10^{-2} = 4.74 \text{ Tm}$$

ANÁLISIS PLÁSTICO

El análisis plástico de las vigas SRC se realizará mediante el método de las fuerzas y el método de la fibra con la finalidad de determinar el momento que resiste la viga al llegar al final de la meseta de fluencia.

3.4.3. MÉTODO DE LAS FUERZAS EN SECCIÓN SRC-A.

FIGURA 3. 11. Distribución de esfuerzos en la sección SRC para el rango plástico en la meseta de fluencia, eje neutro plástico en el patín.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 3. 10. NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO POR EL METODO DE LAS FUERZAS.

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Esfuerzo de fluencia del perfil de acero estructural	F_y	Dato propio	kg/cm^2
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	f_y	Dato propio	kg/cm^2
Resistencia a la compresión del concreto	f_c	Dato propio	kg/cm^2
Recubrimiento total	$r = r'$	Dato propio	cm
Peralte de la viga SRC	d	Ec. (3.23)	cm
Distancia de la fibra a compresión de la viga SRC hacia el eje neutro plástico	c	Ec. (3.24)	cm
Coeficiente dependiente de f_c	β_1	Ec. (3.25)	
Altura del bloque de Whitney	a	Ec. (3.26)	cm
Fuerza de compresión del concreto	C_c	Ec. (3.27)	T
Fuerza producida en el acero de refuerzo a tracción	T_{sr}	Ec. (3.28)	T
Fuerza producida en el acero de refuerzo a compresión	C_{sr}	Ec. (3.29)	T
Fuerza de tensión producida en la viga de acero Tipo I	T_s	Ec. (3.30)	T
Fuerza de compresión producida en la viga de acero Tipo I	C_s	Ec. (3.31)	T
Compresión total sobre ENP	C	Ec. (3.32)	T
Tensión total bajo ENP	T	Ec. (3.33)	T
Espaciamiento entre borde del perfil Tipo I y centroide del acero de refuerzo	y_1	Ec. (3.34)	cm
Distancia desde el borde superior del patín sometido a compresión hasta el eje neutro plástico	y_p	Ec. (3.35)	cm
Distancia desde centroide de acero de refuerzo a compresión hasta el centro de gravedad del patín comprimido	d_c	Ec. (3.36)	cm
Distancia desde centroide de acero de refuerzo a compresión hasta el centro de gravedad del acero estructural traccionado	d_t	Ec. (3.37)	cm
Brazo de palanca entre T_s y eje neutro plástico	d_1	Ec. (3.38)	cm

CUADRO 3.10. CONTINUACIÓN

Brazo de palanca entre Cs y eje neutro plástico	d2	Ec. (3.39)	cm
Brazo de palanca entre Tsr y eje neutro plástico	d3	Ec. (3.40)	cm
Brazo de palanca entre Csr y eje neutro plástico	d4	Ec. (3.41)	cm
Brazo de palanca entre Cc y eje neutro plástico	d5	Ec. (3.42)	cm
Área de la sección de acero perfil I	As	Dato propio	cm ²
Área acero de refuerzo a tensión	Asr	Dato propio	cm ²
Área acero de refuerzo a compresión	Asr'	Dato propio	cm ²
Momento plástico de la sección compuesta SRC	Mp	Ec. (3.43)	T.m

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 3. 11. CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO POR EL METODO DE LAS FUERZAS EN SECCIÓN SRC-A.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Esfuerzo de fluencia del perfil de acero estructural	Fy	2530	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	fy	4200	kg/cm ²
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	413,17	kg/cm ²
Recubrimiento total	r = r'	5,70	cm
Peralte de la viga SRC	d	29,30	cm
Distancia de la fibra a compresión de la viga SRC hacia el eje neutro plástico	c	6,17	cm
Coefficiente dependiente de f'c	β1	0,75	
Altura del bloque de Whitney	a	4,66	cm
Fuerza de compresión del concreto	Cc	40,88	T
Fuerza producida en el acero de refuerzo a tracción	Tsr	12,93	T
Fuerza producida en el acero de refuerzo a compresión	Csr	12,93	T
Fuerza de tensión producida en la viga de acero Tipo I	Ts	38,86	T
Fuerza de compresión producida en la viga de acero Tipo I	Cs	20,24	T

CUADRO 3.11. CONTINUACIÓN

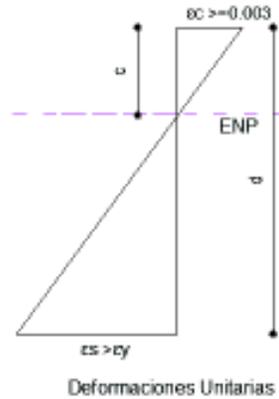
Compresión total sobre ENP	C	74,05	T
Tensión total bajo ENP	T	51,79	T
Espaciamiento entre borde del perfil Tipo I y centroide del acero de refuerzo	y1	1,80	cm
Distancia desde el borde superior del patín sometido a compresión hasta el eje neutro plástico	yp	0,36	cm
Distancia desde centroide de acero de refuerzo a compresión hasta el centro de gravedad del patín comprimido	dc	1,98	cm
Distancia desde centroide de acero de refuerzo a compresión hasta el centro de gravedad del acero estructural traccionado	dt	13,59	cm
Brazo de palanca entre Ts y eje neutro plástico	d1	11,43	cm
Brazo de palanca entre Cs y eje neutro plástico	d2	0,18	cm
Brazo de palanca entre Tsr y eje neutro plástico	d3	21,44	cm
Brazo de palanca entre Csr y eje neutro plástico	d4	2,16	cm
Brazo de palanca entre Cc y eje neutro plástico	d5	5,53	cm
Área de la sección de acero perfil I	As	23,36	cm ²
Área acero de refuerzo a tensión	Asr	3,08	cm ²
Área acero de refuerzo a compresión	Asr'	3,08	cm ²
Momento plástico de la sección compuesta SRC	Mp	9,79	T.m

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Peralte de la viga SRC

$$d = H - r \quad (3.23)$$

$$d = 35 - 5.7 = 29.3 \text{ cm}$$

FIGURA 3. 12. Compatibilidad de deformaciones SRC A

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

$$\frac{c}{d - c} = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_s}$$

$$c = \frac{\epsilon_c * d}{\epsilon_s + \epsilon_c} \quad (3.24)$$

Para que el acero de refuerzo a tracción alcance la fluencia en la meseta

$$\epsilon_s > \epsilon_y ; \epsilon_c \geq 0.003$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4200}{2.1 * 10^6} = 0.002$$

$$\epsilon_s = 0.015$$

$$c = \frac{\epsilon_c * d}{\epsilon_s + \epsilon_c} = \frac{0.004 * 29.3}{0.015 + 0.004}$$

$$c = 6.17 \text{ cm}$$

Se dispone de un hormigón de $f'c = 41.32 \text{ MPa}$

Cuando $f'c > 28 \text{ MPa}$ el valor de β_1 es:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{f'c - 28}{140} \quad (f'c \text{ en MPa}) \quad (3.25)$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{41.32 - 28}{140} = 0.75$$

Bloque de compresión de Whitney

$$a = \beta_1 * c \quad (3.26)$$

$$a = 0.75 * 6.17 = 4.66 \text{ cm}$$

Fuerzas sobre la sección transversal SRC

$$C_c = 0.85 * f'_c * a * B \quad (3.27)$$

$$C_c = 0.85 * 413.17 * 4.66 * 25 * 10^{-3} = 40.88 \text{ T}$$

$$T_{sr} = A_{sr} * f_y \quad (3.28)$$

$$T_{sr} = 3.08 * 4200 * 10^{-3} = 12.93 \text{ T}$$

$$C_{sr} = A_{sr}' * f_y \quad (3.29)$$

$$C_{sr} = 3.08 * 4200 * 10^{-3} = 12.93 \text{ T}$$

Suponiendo que el eje neutro plástico se encuentra en el patín a compresión

$$A_f = 10 * 0.8 = 8 \text{ cm}^2$$

$$T_s = F_y(A_s - A_f) \quad (3.30)$$

$$T_s = 2530(23.36 - 8) * 10^{-3} = 38.86 \text{ T}$$

$$C_s = A_f * F_y \quad (3.31)$$

$$C_s = 8 * 2530 * 10^{-3} = 20.24 \text{ T}$$

Si $C > T$ entonces eje neutro plástico (ENP) se encuentra en el patín, caso contrario fuera del patín.

$$C = C_c + C_s + C_{sr} \quad (3.32)$$

$$C = 40.88 + 20.24 + 12.93 = 74.05 \text{ T}$$

$$T = T_s + T_{sr} \quad (3.33)$$

$$T = 38.86 + 12.93 = 51.79 \text{ T}$$

$C > T$, por lo tanto, ENP dentro del patín.

Altura del perfil tipo I

$$h = 2 * t_f + h_w$$

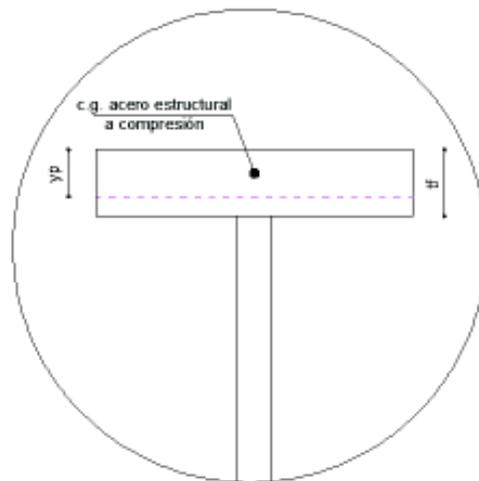
$$h = 2 * 0.8 + 18.4 = 20 \text{ cm}$$

Espaciamiento vertical y_1

$$y_1 = \frac{H - 2 * r - h}{2} \quad (3.34)$$

$$y_1 = \frac{35 - 2 * 5.7 - 20}{2} = 1.8 \text{ cm}$$

FIGURA 3. 13. Detalle en el patín de zona comprimida viga SRC.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Cálculo de distancia desde el borde superior del patín sometido a compresión hacia el eje neutro plástico

$$y_p = \frac{A_s * F_y + f_y(A_{sr} - A_{sr}') - 0.85 * f'_c * a * B}{2 * b_f * F_y} \quad (3.35)$$

$$y_p = \frac{23.36 * 2530 + 4200(3.08 - 3.08) - 0.85 * 413.17 * 4.66 * 25}{2 * 10 * 2530} = 0.36 \text{ cm}$$

Calculo de d_c y d_t

$$dc = y1 + \frac{yp}{2} \quad (3.36)$$

$$dc = 1.8 + \frac{0.36}{2} = 1.98 \text{ cm}$$

$$Af_i = 10 * 0.8 = 8 \text{ cm}^2 ; A_w = 18.4 * 0.4 = 7.36 \text{ cm}^2$$

$$dt = \frac{Af_i \left[d - y1 - \frac{tf}{2} - r \right] + A_w \left[y1 + tf + \frac{h_w}{2} \right] + bf(tf - yp) \left[y1 + yp + \frac{tf - yp}{2} \right]}{Af_i + A_w + bf(tf - yp)} \quad (3.37)$$

$$= \frac{8 \left[29.3 - 1.8 - \frac{0.8}{2} - 5.7 \right] + 7.36 \left[1.8 + 0.8 + \frac{18.4}{2} \right] + 10(0.8 - 0.36) \left[1.8 + 0.36 + \frac{0.8 - 0.36}{2} \right]}{8 + 7.36 + 10(0.8 - 0.36)}$$

$$dt = 13.59 \text{ cm}$$

Brazos de palanca respecto al eje neutro plástico

- Distancia entre Ts y ENP

$$d1 = dt - dc - \frac{yp}{2} \quad (3.38)$$

$$d1 = 14.65 - 2.06 - \frac{0.36}{2} = 11.43 \text{ cm}$$

- Distancia entre Cs y ENP

$$d2 = \frac{yp}{2} \quad (3.39)$$

$$d2 = \frac{0.36}{2} = 0.18 \text{ cm}$$

- Distancia entre Tsr y ENP

$$d3 = d - r - dc - \frac{yp}{2} \quad (3.40)$$

$$d3 = 29.3 - 5.7 - 1.98 - \frac{0.36}{2} = 21.44 \text{ cm}$$

- Distancia entre Csr y ENP

$$d4 = dc + \frac{yp}{2} \quad (3.41)$$

$$d4 = 1.98 + \frac{0.36}{2} = 2.16 \text{ cm}$$

- Distancia entre Cc y ENP

$$d5 = \frac{yp}{2} + dc + r - \frac{a}{2} \quad (3.42)$$

$$d5 = \frac{0.36}{2} + 1.98 + 5.7 - \frac{4.66}{2} = 5.53 \text{ cm}$$

Cálculo del momento plástico

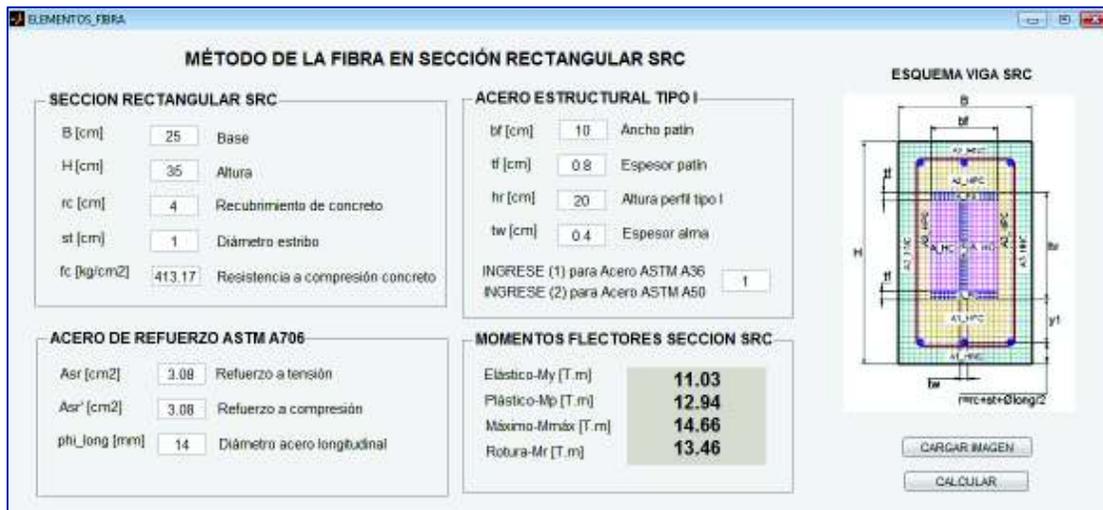
$$M_p = T_s * d1 + C_s * d2 + T_{sr} * d3 + C_{sr} * d4 + C_c * d5 \quad (3.43)$$

$$M_p = (38.86 * 11.43 + 20.24 * 0.18 + 12.93 * 21.44 + 12.93 * 2.16 + 40.88 * 5.53)$$

$$M_p = 979.12 * 10^{-2} = 9.79 \text{ T.m}$$

3.4.4. MÉTODO DE LA FIBRA EN SECCIÓN SRC-A

FIGURA 3. 14. Momentos obtenidos en cada etapa mediante análisis con elementos fibra, SRC-A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

En la figura 3.14 se muestran los momentos nominales obtenidos mediante el análisis con elementos fibra en las distintas etapas de comportamiento de los materiales constitutivos de la sección SRC, estos resultados fueron calculados en base al programa desarrollado en Matlab y la explicación del funcionamiento se encuentra plasmada en el diagrama de flujo indicado en el capítulo 2.

VIGA SRC-B

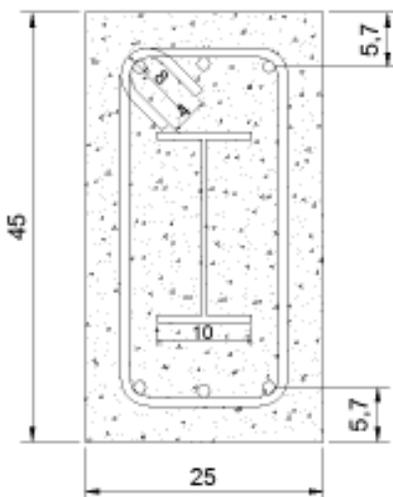
A continuación se realizará el análisis a flexión para la viga compuesta SRC-B aplicando los métodos usados anteriormente para la viga SRC-A.

CUADRO 3. 12. Dimensiones viga SRC-B.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Base sección transversal	B	25	cm
Altura sección transversal	H	45	cm
Altura del perfil Tipo I	h	20	cm
Ancho del patín	bf	10	cm
Espesor del patín	tf	0,8	cm
Altura del alma	hw	18,4	cm
Espesor del alma	tw	0,4	cm

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 3. 15. Esquema sección compuesta viga SRC-B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

3.4.5. MÉTODO DE SUPERPOSICIÓN DE LOS ESFUERZOS ELÁSTICOS, SECCIÓN SRC-B

CUADRO 3. 13. CÁLCULO DEL MOMENTO ELÁSTICO DE LA SECCIÓN COMPUESTA DE LA VIGA SRC-B.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Esfuerzo de fluencia del perfil de acero estructural	F_y	2530	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	f_y	4200	kg/cm ²
Resistencia a la compresión del concreto	f_c	413,17	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero estructural	E_s	2043000	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	E_{sr}	2100000	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	252049,64	kg/cm ²
Relación modular E_c/E_s	n_1	0,123	---
Relación modular E_c/E_{sr}	n_2	0,120	---
Relación modular SRC	n	0,122	---
Recubrimiento total	$r = r'$	5,7	cm
Peralte de la viga SRC	d	39,3	cm
Área acero de refuerzo a compresión	$A_{sr'}$	4,62	cm ²
Área acero de refuerzo a tensión	A_{sr}	4,62	cm ²
Espaciamiento entre borde del perfil Tipo I y centroide del acero de refuerzo	y_1	6,8	cm
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra extrema en compresión	c_2	12,16	cm
Distancia desde el eje neutro hacia la fibra extrema en tracción	c_1	27,14	cm
Área del patín	A_f	8	cm ²
Espesor del alma	t_w	0,4	cm
Altura del alma	h_w	18,4	cm
Ancho del patín	b_f	10	cm
Espesor del patín	t_f	0,8	cm
Fuerza producida en el acero de refuerzo a compresión	C_{sr}	19,40	T
Fuerza de compresión del concreto	C_c	62,80	T
Fuerza producida en el acero de refuerzo a tracción	T_{sr}	19,40	T

CUADRO 3.13. CONTINUACIÓN

Fuerza de tensión producida en el acero estructural Tipo I	Ts	29,34	T
Fuerza de compresión producida en el acero estructural Tipo I	Cs	-33,45	T
Brazo de palanca entre Tsr y eje neutro elástico	d1	27,14	cm
Brazo de palanca entre Ts y eje neutro elástico	d2	13,56	cm
Brazo de palanca entre Cs y eje neutro elástico	d3	0,23	cm
Brazo de palanca entre Csr y eje neutro elástico	d4	6,46	cm
Brazo de palanca entre Cc y eje neutro elástico	dc	8,11	cm
Momento elástico de la sección compuesta SRC	My	15,51	T.m

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

3.4.6. MÉTODO DE DISTRIBUCIÓN DE TENSIÓN PLÁSTICA EN EL PERFIL DE ACERO ESTRUCTURAL EN SECCIÓN SRC-B

En la viga SRC-B se usó un perfil I de acero estructural ASTM A36, igual en cuanto a dimensiones y resistencia, al perfil embebido en la viga SRC-A, por lo tanto el momento de plastificación del perfil de acero es el mismo en ambos tipos de vigas.

$$M_p = 4.74 \text{ Tm}$$

3.4.7. MÉTODO DE LAS FUERZAS EN SECCIÓN SRC-B

En el cuadro 3.14 se indica la memoria de cálculo para obtener el momento plástico a través del método de las fuerzas, con éste método se puede estimar el momento nominal un poco antes de entrar al rango de endurecimiento por deformación

CUADRO 3. 14. CÁLCULO DEL MOMENTO PLÁSTICO POR EL METODO DE LAS FUERZAS, VIGA SRC-B.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Esfuerzo de fluencia del perfil de acero estructural	F_y	2530	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	f_y	4200	kg/cm ²
Resistencia a la compresión del concreto	f'_c	413,17	kg/cm ²
Recubrimiento total	$r = r'$	5,70	cm
Peralte de la viga SRC	d	39,30	cm
Distancia de la fibra a compresión de la viga SRC hacia el eje neutro plástico	c	8,27	cm
Coficiente dependiente de f'_c	β_1	0,75	
Altura del bloque de Whitney	a	6,25	cm
Fuerza de compresión del concreto	C_c	54,84	T
Fuerza producida en el acero de refuerzo a tracción	T_{sr}	19,40	T
Fuerza producida en el acero de refuerzo a compresión	C_{sr}	19,40	T
Fuerza de tensión producida en la viga de acero Tipo I	T_s	38,86	T
Fuerza de compresión producida en la viga de acero Tipo I	C_s	20,24	T
Compresión total sobre ENP	C	94,47	T
Tensión total bajo ENP	T	58,26	T
Espaciamiento entre borde del perfil Tipo I y centroide del acero de refuerzo	y_1	6,80	cm
Distancia desde el borde superior del patín sometido a compresión hasta el eje neutro plástico	y_p	0,08	cm
Distancia desde centroide de acero de refuerzo a compresión hasta el centro de gravedad del patín comprimido	d_c	6,84	cm
Distancia desde centroide de acero de refuerzo a compresión hasta el centro de gravedad del acero estructural traccionado	d_t	17,17	cm
Brazo de palanca entre T_s y eje neutro plástico	d_1	10,29	cm

CUADRO 3.14. CONTINUACIÓN

Brazo de palanca entre Cs y eje neutro plástico	d2	0,04	cm
Brazo de palanca entre Tsr y eje neutro plástico	d3	26,72	cm
Brazo de palanca entre Csr y eje neutro plástico	d4	6,88	cm
Brazo de palanca entre Cc y eje neutro plástico	d5	9,46	cm
Área de la sección de acero perfil I	As	23,36	cm ²
Área acero de refuerzo a tensión	Asr	4,62	cm ²
Área acero de refuerzo a compresión	Asr'	4,62	cm ²
Momento plástico de la sección compuesta SRC	Mp	15,71	T.m

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

3.4.8. MÉTODO DE LA FIBRA EN SECCIÓN SRC-B

En la figura 3.16 se muestran los momentos obtenidos con el método de la fibra, en las distintas etapas de comportamiento de los materiales que conforman la sección SRC.

FIGURA 3. 16. Momentos obtenidos en cada etapa mediante análisis con elementos fibra, SRC-B.

MÉTODO DE LA FIBRA EN SECCIÓN RECTANGULAR SRC

SECCION RECTANGULAR SRC

B [cm] 25 Base
H [cm] 45 Altura
rc [cm] 4 Recubrimiento de concreto
st [cm] 1 Diámetro estnbo
fc [kg/cm²] 413.17 Resistencia a compresión concreto

ACERO DE REFUERZO ASTM A706

Asr [cm²] 4.62 Refuerzo a tensión
Asr' [cm²] 4.62 Refuerzo a compresión
phi_long [mm] 14 Diámetro acero longitudinal

ACERO ESTRUCTURAL TIPO I

bf [cm] 10 Ancho patín
tf [cm] 0.8 Espesor patín
hr [cm] 20 Altura perfil tipo I
tw [cm] 0.4 Espesor alma

INGRESE (1) para Acero ASTM A36
INGRESE (2) para Acero ASTM A50

MOMENTOS FLECTORES SECCION SRC

Elastico-My [T.m] 18.38
Plástico-Mp [T.m] 20.32
Máximo-Mmáx [T.m] 21.61
Rotura-Mr [T.m] 20.03

ESQUEMA VIGA SRC

CARGAR IMAGEN
CALCULAR

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar

3.5. CHEQUEO A CORTANTE VIGAS SRC

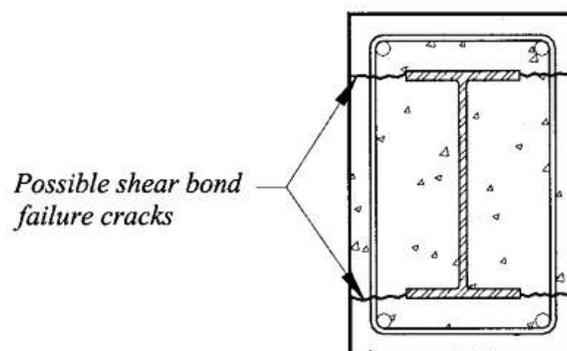
La falla a corte de un elemento compuesto embebido en hormigón generalmente implica dos modos de falla posibles:

- 1) La falla de cortante diagonal, que se parece mucho a la falla por corte de un miembro estructural de hormigón armado ordinario; y
- 2) La falla del enlace de corte mostrada en la figura 3.17, que produce grietas a lo largo de la interfaz del patín de acero y hormigón.

Para un miembro compuesto, la falla del enlace de corte puede ser crítica cuando el ancho del patín es grande y se aproxima al ancho total de la sección compuesta (Weng, Yeng & Chen, 2001).

En el código ACI, el hormigón y el refuerzo transversal proporcionan criterios para evaluar la resistencia al cortante del elemento compuesto revestido de hormigón. Sin embargo, según Weng et al. (2001) no hay ninguna disposición de diseño disponible para evitar la posible falla del enlace de corte.

FIGURA 3. 17. Falla del enlace de corte a lo largo de la interfaz de los patines del perfil y el hormigón.



FUENTE: Weng, Yeng & Chen, (2001).

Para el diseño a corte en vigas SRC es recomendable seguir las indicaciones que se exponen en el AISC (2016), donde se muestra lo siguiente:

- a) La resistencia a corte únicamente del perfil de acero se encuentra especificada en el capítulo G, en el apartado G2 y se observa que el cortante nominal para secciones I con doble simetría está dado por:

$$V_s = 0.6 * F_y * A_w * C_{v1}$$

- b) El aporte de la sección transversal en la resistencia al corte debe ser considerada según el ACI 318-14 por medio de:

$$V_{st} = \frac{A_{st} * f_y * d}{s}$$

- c) El hormigón también posee una resistencia al corte y según el ACI 318-14 su determinación viene dada por:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * B * d$$

Por tanto, la resistencia al corte total es:

$$V_n = V_s + V_{st} + V_c$$

Los factores de seguridad generalmente usados son:

$$\phi_n = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_v = 2.00 \text{ (ASD)}$$

Se realiza una aclaración pertinente en cuanto a los tipos de vigas estudiadas, el perfil de acero estructural y el refuerzo transversal son los mismos para las vigas SRC-A y SRC-B únicamente el cortante debido al concreto varía según el peralte de cada miembro compuesto.

Es importante mencionar que se está calculando la resistencia a cortante experimental, por tal motivo el cortante nominal no se ve afectado por factores de seguridad, éstos son usados cuando se está realizando cálculos para diseños.

Según lo manifestado anteriormente, se procede a realizar el cálculo de los cortantes; iniciando con el chequeo del perfil I de acero estructural A36.

CUADRO 3. 15. NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DE CORTANTE DEL PERFIL TIPO I.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Altura perfil Tipo I	h	Dato propio	cm
Espesor del alma	tw	Dato propio	cm
Altura del alma	hw	Dato propio	cm
Área del alma, altura total por espesor del alma	Aw	Ec.(3.44)	cm ²
Esfuerzo del acero estructural	Fy	Dato propio	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero estructural A36	Es	Dato propio	kg/cm ²
Relación coeficiente Cv1	si $h/tw \leq 2.24*(Es/Fy)^{0.5}$	Ec.(3.45)	--
Coeficiente de resistencia al corte en el alma	Cv1	Dato propio	--
Cortante Nominal	Vs	Ec.(3.46)	T

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 3. 16. CÁLCULO DE CORTANTE DEL PERFIL TIPO I.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Altura perfil Tipo I	h	20	cm
Espesor del alma	tw	0,4	cm
Altura del alma	hw	18,4	cm
Área del alma, altura total por espesor del alma	Aw	8	cm ²
Esfuerzo del acero estructural	Fy	2530	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero estructural A36	Es	2043000	kg/cm ²
Relación coeficiente Cv1	si $h/tw \leq 2.24*(Es/Fy)^{0.5}$	46	--
Coeficiente de resistencia al corte en el alma	Cv1	63,65	--
Coeficiente de resistencia al corte en el alma	Cv1	1	--
Cortante Nominal	Vs	12,14	T

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

$$A_w = h * t_w \quad (3.44)$$

$$A_w = 20 * 0.4 = 8 \text{ cm}^2$$

$$Si \quad \frac{hw}{t_w} \leq 2.24 * \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (3.45)$$

$$\frac{18.4}{0.4} \leq 2.24 * \sqrt{\frac{2043000}{2530}}$$

$$46 < 63.65$$

Se toma: $C_{v1} = 1$, por lo tanto:

$$V_s = 0.6 * F_y * A_w * C_{v1} \quad (3.46)$$

$$V_s = 0.6 * 2530 * 8 * 1 * 10^{-3} = 12.14 \text{ T}$$

CUADRO 3. 17. NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DE CORTANTE DEL ACERO TRANSVERSAL.

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Base viga SRC	B	Dato propio	cm
Altura de viga SRC	H	Dato propio	cm
Recubrimiento total	r	Dato propio	cm
Peralte de la sección	d	Dato propio	cm
Espaciamiento	s	Dato propio	cm
Diámetro de reforzamiento transversal	Øst	Dato propio	cm
Esfuerzo de fluencia acero de refuerzo	fy	Dato propio	kg/cm ²
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	Dato propio	kg/cm ²
Área de acero del refuerzo transversal	Ast	Ec.(3.47)	cm ²
Área de acero mínima para cortante	Av >	Ec.(3.48)	cm ²
	Av min	Ec.(3.48)	cm ²
Resistencia a cortante de los estribos	Vst	Ec.(3.49)	T

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 3. 18. CÁLCULO CORTANTE DEL ACERO TRANSVERSAL SRCA

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Base viga SRC	B	25	cm
Altura de viga SRC	H	35	cm
Recubrimiento total	r	5,7	cm
Peralte de la sección	d	29,3	cm
Espaciamiento	s	10	cm
Diámetro de reforzamiento transversal	Øst	1	cm
Esfuerzo de fluencia acero de refuerzo	fy	4200	kg/cm ²
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	413,17	kg/cm ²
Área de acero del refuerzo transversal	Ast	1,57	cm ²
Área de acero mínima para cortante	Av >	0,076	cm ²
	Av min	0,021	cm ²
Resistencia a cortante de los estribos	Vst	19,33	T

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Un estribo tiene dos ramales, es por ello que se multiplica al área de varilla por dos ramas: el diámetro mínimo para estribos según la NEC 2015 es 10 mm.

$$A_{st} = 2ramas * \frac{\pi * \phi_{st}^2}{4} \quad (3.47)$$

$$A_{st} = 2 * \frac{\pi * 1^2}{4} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A_{v_{min}} = 0.0625 * \sqrt{f'c} * \frac{B * s}{f_y} \geq 0.35 * \frac{B * s}{f_y} \quad (3.48)$$

$$A_{v_{min}} = 0.0625 * \sqrt{413.17} * \frac{25 * 10}{4200} \geq 0.35 * \frac{25 * 10}{4200}$$

$$A_{v_{min}} = 0.0076 \geq 0.0021 \quad \text{OK!}$$

$$V_{st} = \frac{A_{st} * f_y * d}{s} \quad (3.49)$$

$$V_{st} = \frac{1.57 * 4200 * 29.3}{10} * 10^{-3} = 19.33 \text{ T}$$

CUADRO 3. 19. CÁLCULO CORTANTE DEL ACERO TRANSVERSAL SRCB.

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Base viga SRC	B	25	cm
Altura de viga SRC	H	45	cm
Recubrimiento total	r	5,7	cm
Peralte de la sección	d	39,3	cm
Espaciamiento	s	10	cm
Diámetro de reforzamiento transversal	\varnothing_{st}	1	cm
Esfuerzo de fluencia acero de refuerzo	f_y	4200	kg/cm ²
Resistencia a la compresión del concreto	f_c	413,17	kg/cm ²
Área de acero del refuerzo transversal	A_{st}	1,57	cm ²
Área de acero mínima para cortante	$A_v >$	0,076	cm ²
	$A_v \text{ min}$	0,021	cm ²
Resistencia a cortante de los estribos	V_{st}	25,93	T

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 3. 20. NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DE CORTANTE DEL HORMIGÓN.

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Base vigas SRC	B	Dato propio	cm
Resistencia a la compresión del concreto	f_c	Dato propio	kg/cm ²
Peralte sección SRC	d	Ec.(3.50)	cm
Resistencia a cortante del hormigón	V_c	Ec.(3.51)	T

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 3. 21. CÁLCULO DE CORTANTE DEL HORMIGÓN EN SRCA.

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Base viga SRC A	B	25	cm
Resistencia a la compresión del concreto	f_c	413,17	kg/cm ²
Peralte de la sección	d	29,3	cm
Resistencia a cortante del hormigón	V_c	7,89	T

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Peralte viga SRC

$$d = h - r \quad (3.50)$$

$$d = 35 - 5.7 = 29.3 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * B * d \quad (3.51)$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{413.17} * 25 * 29.3 * 10^{-3} = 7.89 \text{ T}$$

CUADRO 3. 22. CÁLCULO DE CORTANTE DEL HORMIGÓN EN SRCB.

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Base viga SRC B	B	25	cm
Resistencia a la compresión del concreto	f _c	413,17	kg/cm ²
Peralte sección SRC	d	39,3	cm
Resistencia a cortante del hormigón	V _c	10,58	T

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

• **CORTANTE TOTAL VIGA SRCA**

$$V_n = V_s + V_{st} + V_c$$

$$V_n = 12.14 + 19.33 + 7.89$$

$$V_n = 39.36 \text{ T}$$

• **CORTANTE TOTAL VIGA SRCB**

$$V_n = V_s + V_{st} + V_c$$

$$V_n = 12.14 + 25.93 + 10.58$$

$$V_n = 48.65 \text{ T}$$

3.6. INVESTIGACIONES PARA CÁLCULO DE LA RIGIDEZ EFECTIVA

Investigaciones donde se han ensayado cientos de muestras han propuesto ecuaciones para el cálculo de las Inercias efectivas.

CUADRO 3. 23. Ecuaciones propuestas por los códigos para cálculo de inercias efectivas.

<p>AISC(2005) ANSI/AISC (360-10)</p>	$EI_{eff} = E_s \cdot I_s + 0.5 \cdot E_{sr} \cdot I_{sr} + C1 \cdot E_c \cdot I_c ;$ $C1 = 0.1 + 2 \cdot \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.3$ $EI_{eqq} = 0.75 \cdot EI_{eff}$
<p>ACI 318-14</p>	$EI_{eff} = \frac{(0.2E_c I_g)}{1 + \beta} + E_s I_{ex}$ <p>Para columnas compuestas SRC</p>
<p>León, Hajjar & Kim(2007) AISC(360-10)</p>	$EI_{eff} = E_s \cdot I_s + E_{sr} \cdot I_{sr} + C1 \cdot E_c \cdot I_c ;$ $C1 = 0.1 + 2 \cdot \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.3$
<p>EUROCÓDIGO 4</p>	$EI_{eff} = E_s \cdot I_s + E_{sr} \cdot I_{sr} + 0.6 \cdot E_c \cdot I_c$ $EI_{eff II} = 0.9 \cdot (E_s \cdot I_s + E_{sr} \cdot I_{sr} + 0.5 \cdot E_c \cdot I_c)$
<p>Denavit, Hajjar(2014) ANSI/AISC (360-16)</p>	$EI_{eff} = E_s \cdot I_s + E_{sr} \cdot I_{sr} + C1 \cdot E_c \cdot I_c ;$ $C1 = 0.25 + 3 \cdot \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.7$ $EI^* = 0.8 \cdot \tau_b \cdot EI_{eff}$

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Donde;

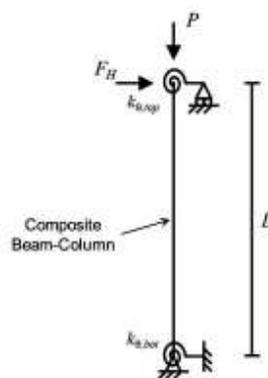
- Es: Módulo de elasticidad del acero estructural.
- Is: Inercia del acero estructural.
- E_{sr}: Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.
- I_{sr}: Inercia del acero de refuerzo.
- E_c: Módulo de elasticidad del concreto.
- I_c: Inercia del concreto.

- $C1$: Coeficiente que controla la rigidez efectiva en miembros compuestos embebidos SRC.
- A_s : Área de acero estructural.
- A_{sr} : Área de acero de refuerzo.
- τ_b : Factor de reducción de la estabilidad de miembros de la estructura.
- EI_{eff} : Rigidez efectiva en miembros compuestos.
- EI^* : Rigidez equivalente en miembros compuestos.
- I_g : Inercia bruta de concreto.
- β : Relación utilizada para tener en cuenta la reducción de la rigidez en columnas debido a carga axial sostenida.

El código ANSI/AISC (360-16) ha cambiado la base de cálculo de las inercias efectivas en secciones compuestas a partir de investigaciones realizadas por Denavit, Hajjar & Jerome, (2014). El AISC (2016) ha encontrado las ecuaciones mostradas en el cuadro 3.23 en base a estudios experimentales de columnas y viga-columna SRC donde el principal objetivo es hallar la resistencia a compresión axial dentro de curva de interacción (P_n vs M_n).

La mayoría de estudios se han realizado en columnas SRC y conexión viga-columna SRC siguiendo el esquema de ensayo indicado a continuación.

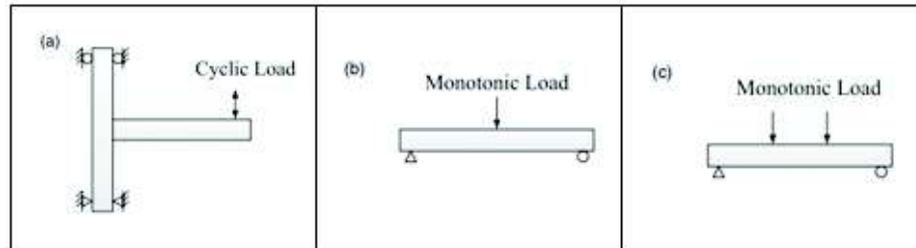
FIGURA 3. 18. Esquema de ensayo de investigaciones realizadas sobre la rigidez a flexión en miembros compuestos SRC.



FUENTE: Denavit, Hajjar, Perea & León, (2018).

El AISC (2016) emite comentarios de no utilizar las ecuaciones proporcionadas por el ACI 318-14 por ser poco prácticas. Según Chen (2014), los resultados mostrados por el tipo de carga tanto cíclica como monotónica no influyen mayormente en la capacidad de carga del elemento.

CUADRO 3. 24. Esquemas de configuración de pruebas de carga.



FUENTE: Chen, (2014). MODIFICADO POR: Cachumba & Tovar.

Para el presente proyecto se estudia una sección de viga SRC simplemente apoyada como la indicada en la figura (c) del cuadro 3.24. Se aplica una carga monotónica en 2 puntos localizados en $L/3$, para la obtención de E_{eff} a flexión respecto al eje x . En el capítulo I en la sección 3 el código AISC (2016) menciona que los métodos para determinar las resistencias nominales M_n de los elementos compuestos embebidos SRC pueden ser los siguientes:

- a) La superposición de esfuerzos elásticos en la sección compuesta considerando los efectos de apoyo (apuntalamiento) hasta el estado límite de fluencia.
- b) La distribución de esfuerzos plásticos únicamente en la sección de acero hasta la cedencia (momento plástico).

3.6.1. CÁLCULO DEL APORTE DE RESISTENCIA FLEXURAL DE LOS MATERIALES

Para Denavit et al. (2018) la determinación de la rigidez flexural tiene un sin número de usos potenciales en el diseño de estructuras de edificios y se puede observar que las propiedades de la sección compuesta por medio de los materiales

que la conforman pueden distinguirse según el estudio que se requiera hacer. El análisis inelástico sigue cobrando importancia. Sin embargo, sigue predominando el diseño elástico, es por ello que la inelasticidad esperada debe explicarse de manera simple o con una correlación que exista entre el rango lineal e inelástico.

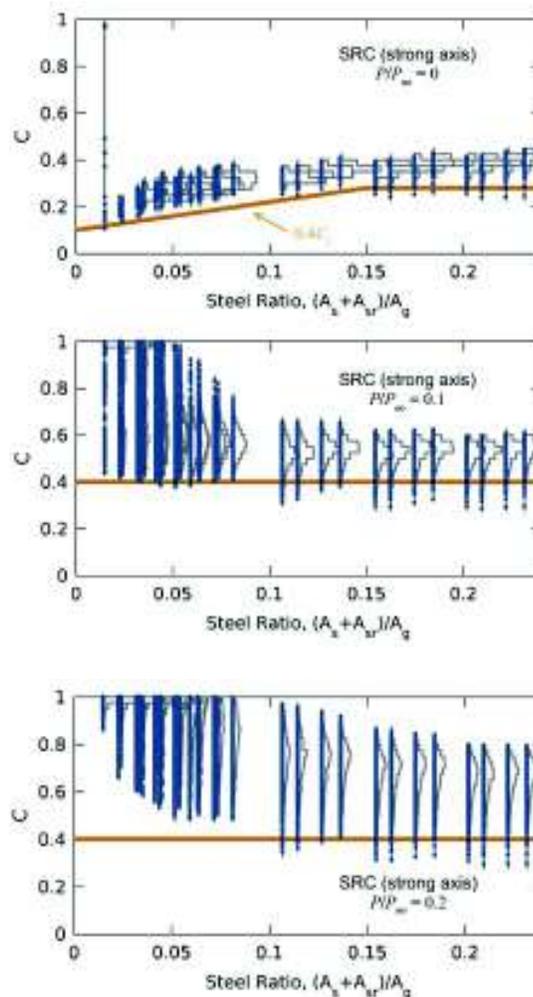
Las secciones transversales sufren varios tipos de deformaciones: se tiene rigidez axial (EA), rigidez a flexión (EI), rigidez a corte (GA) y rigidez torsional (GJ) dependiendo de la forma de aplicación de las fuerzas externas, en el presente estudio se estimarán valores para la resistencia a flexión de la sección SRC. Según Denavit et al. (2018) un uso de la rigidez a flexión elástica, es para hallar la resistencia a compresión en columnas y con un análisis de segundo orden obtener las resistencias requeridas. Determinar la rigidez efectiva en flexión ha dado apertura a modernas investigaciones que han permitido realizar actualizaciones en los códigos constructivos.

Otro uso de la rigidez elástica a flexión es para la solución del problema de autovalores y determinación de periodos fundamentales de vibración de estructuras existentes frente a cargas sísmicas. Denavit et al. (2018) manifiesta que en vigas hay un menor uso de dicha rigidez por la incertidumbre existente. No obstante, es útil y contribuye para caracterizar la plasticidad concentrada donde la no linealidad del elemento se maneja de forma distinta.

La rigidez efectiva EI^* es una forma directa para calcular la rigidez a flexión, donde se reduce un 20% a toda la rigidez de los miembros involucrados en la estabilidad lateral, adicionalmente se reduce un 20% más por medio del factor τ_b que varía entre 0 y 1 y relaciona la carga axial que sufre el elemento, estas reducciones explican el rendimiento parcial acentuado causado por las tensiones residuales que se producen en miembros con flexión combinada y carga axial. El estudio de Denavit et al. (2018) indica que para flexión pura se toma un valor de τ_b igual a 0,5. La rigidez a flexión efectiva EI_{eff} según el AISC 360-16 está diseñada para ser utilizada en un enfoque de curva de compresión axial en columnas compuestas, y se basa en análisis computacionales paramétricos de marcos pequeños y estudios experimentales de columna y viga-columna.

Denavit et al. (2018) realizaron una calibración del coeficiente C_1 a partir de modelos computacionales paramétricos en marcos planos, dicho estudio presenta algunas formas de cálculo del coeficiente C_1 con las cuales se logra reducir el conservadurismo del AISC (2016) y anteriores versiones de la normativa. En la investigación se encuentran fórmulas dependientes de la magnitud de la carga axial aplicada a columnas y variaciones en parámetros como: resistencia del concreto (f'_c), área de acero estructural (A_s) y área de acero de refuerzo (A_{sr}). A continuación se muestra gráficas importantes y serviciales para el diseño de elementos SRC:

FIGURA 3. 19. Coeficiente C vs Relación de Cuantía para miembros compuestos SRC.



FUENTE: Denavit, Hajjar, Perea & León, (2018).

En la gráfica 3.19 se puede observar que aún existen valores de parámetros de cuantías que se deberían variar para distintas relaciones de carga axial. Para el cálculo de la inercia efectiva Denavit et al. (2018) sugieren las siguientes expresiones:

$$EI_{\text{eff}} = E_s \cdot I_s + E_{sr} \cdot I_{sr} + 0.4 \cdot C1 \cdot E_c \cdot I_c ; \quad (\text{SRC}, P < 0.1 P_{no})$$

$$EI_{\text{eff}} = E_s \cdot I_s + E_{sr} \cdot I_{sr} + 0.4 \cdot E_c \cdot I_c ; \quad (\text{SRC}, P \geq 0.1 P_{no})$$

$$C1 = 0.25 + 3 \cdot \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.7$$

El ensayo realizado al tratarse de flexión pura se utiliza la gráfica donde la excentricidad de la carga es cero ($P/P_{no}=0$) y la carga axial aplicada es relativamente baja.

CUADRO 3. 25. NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DE INERCIAS DE LOS MATERIALES QUE CONFORMAN LA SECCIÓN SRC.

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Ancho de la viga SRC	B	Dato propio	cm
Altura de la viga de SRC	H	Dato propio	cm
Recubrimiento total	r	Dato propio	cm
Inercia bruta sección de concreto	I _g	Ec. (3.52)	cm ⁴
Área de concreto	A _g	Ec. (3.53)	cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	E _c	Dato propio	kg/cm ²
Altura perfil Tipo I	h	Dato propio	cm
Ancho del patín	bf	Dato propio	cm
Espesor del patín	tf	Dato propio	cm
Espesor del alma	tw	Dato propio	cm
Altura del alma	hw	Dato propio	cm
Área del perfil A36	A _s	Ec. (3.54)	cm ²
Inercia del perfil A36	I _s	Ec. (3.55)	cm ⁴
Módulo de elasticidad del perfil A36	E _s	Dato propio	kg/cm ²
Diámetro de la varilla de refuerzo	Ø _{sr}	Dato propio	cm
Número de varillas de refuerzo	nsr	Dato propio	u
Área de acero de refuerzo total	A _{sr total}	Ec. (3.56)	cm ²
Inercia bruta de las varillas	I _{sr total}	Ec. (3.57)	cm ⁴

CUADRO 3.25. CONTINUACIÓN

Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	Esr	Dato propio	kg/cm ²
Inercia del concreto	Ic	Ec. (3.58)	cm ⁴
Rigidez del acero estructural	Es.Is	Ec. (3.59)	T.m ²
Rigidez del acero de refuerzo	Esr.Isr	Ec. (3.60)	T.m ²
Rigidez del concreto	Ec.Ic	Ec. (3.61)	T.m ²

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 3. 26. CÁLCULO DE INERCIAS DE LOS MATERIALES QUE CONFORMAN SECCIÓN SRC-A.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Ancho de la viga SRC	B	25	cm
Altura de la viga de SRC	H	35	cm
Recubrimiento total	r	5,7	cm
Inercia bruta sección de concreto	Ig	89322,92	cm ⁴
Área de concreto	Ag	875	cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	Ec	268778	kg/cm ²
Altura perfil Tipo I	h	20	cm
Ancho del patín	bf	10	cm
Espesor del patín	tf	0,8	cm
Espesor del alma	tw	0,4	cm
Altura del alma	hw	18,4	cm
Área del perfil A36	As	23,36	cm ²
Inercia del perfil A36	Is	1683,06	cm ⁴
Módulo de elasticidad del perfil A36	Es	2043000	kg/cm ²
Diámetro de la varilla de refuerzo	Øsr	1,4	cm
Número de varillas de refuerzo	nsr	4	u
Área de acero de refuerzo total	Asr total	6,16	cm ²
Inercia bruta de las varillas	I _{sr} total	858,13	cm ⁴
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	Esr	2100000	kg/cm ²
Inercia del concreto	Ic	86781,73	cm ⁴
Rigidez del acero estructural	Es.Is	343,85	T.m ²
Rigidez del acero de refuerzo	Esr.Isr	180,21	T.m ²
Rigidez del concreto	Ec.Ic	2332,50	T.m ²

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Calculo de áreas e inercias de los materiales.

- Sección bruta de concreto

$$I_g = \frac{B * H^3}{12} \quad (3.52)$$

$$I_g = \frac{25 * 35^3}{12} = 89322.92 \text{ cm}^4$$

$$A_g = B * H \quad (3.53)$$

$$A_g = 25 * 35 = 875 \text{ cm}^2$$

- Acero estructural

$$A_s = 2 * (b_f * t_f) + h_w * t_w \quad (3.54)$$

$$A_s = 2 * (10 * 0.8) + 18.4 * 0.4 = 23.36 \text{ cm}^2$$

$$I_{sx} = \frac{(b_f * h^3) - (b_f - t_w) * h_w^3}{12} \quad (3.55)$$

$$I_{sx} = \frac{(10 * 20^3) - (10 - 0.4) * 18.4^3}{12} = 1683.06 \text{ cm}^4$$

- Acero de refuerzo

$$A_{sr \text{ total}} = n_{sr} * \frac{\pi * \emptyset_{sr}^2}{4} \quad (3.56)$$

$$A_{sr \text{ total}} = 4 * \frac{\pi * 1.4^2}{4} = 6.16 \text{ cm}^2$$

$$I_{sr \text{ total}} = n_{sr} * \frac{\pi * \emptyset_{sr}^4}{64} + A_{sr \text{ total}} * \left(\frac{H}{2} - r\right)^2 \quad (3.57)$$

$$I_{sr \text{ total}} = 4 * \frac{\pi * 1.4^4}{64} + 6.16 * \left(\frac{35}{2} - 5.7\right)^2 = 858.13 \text{ cm}^4$$

- Inercia del concreto

$$I_c = I_g - I_s - I_{sr} \text{ total} \quad (3.58)$$

$$I_c = 89322.92 - 1683.06 - 858.13 = 86781.73 \text{ cm}^4$$

Rigideces de los materiales

- Acero estructural

$$E_s \cdot I_s = 2043000 \cdot 1683.06 \cdot 10^{-7} \quad (3.59)$$

$$E_s \cdot I_s = 343.85 \text{ T.m}^2$$

- Acero de refuerzo

$$E_{sr} \cdot I_{sr} = 2100000 \cdot 858.13 \cdot 10^{-7} \quad (3.60)$$

$$E_{sr} \cdot I_{sr} = 180.21 \text{ T.m}^2$$

- Concreto

$$E_c \cdot I_c = 268778 \cdot 87639.10 \cdot 10^{-7} \quad (3.61)$$

$$E_c \cdot I_c = 2332.50 \text{ T.m}^2$$

CUADRO 3. 27. CÁLCULO DE INERCIA DE INERCIA DE LOS MATERIALES QUE CONFORMAN SECCIÓN SRC-B.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Ancho de la viga SRC	B	25	cm
Altura de la viga de SRC	H	45	cm
Recubrimiento total	r	5,7	cm
Inercia bruta sección de concreto	I _g	189843,75	cm ⁴
Área de concreto	A _g	1125	cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	E _c	268778	kg/cm ²
Altura perfil Tipo I	h	20	cm
Ancho del patín	b _f	10	cm
Espesor del patín	t _f	0,8	cm
Espesor del alma	t _w	0,4	cm
Altura del alma	h _w	18,4	cm
Área del perfil A36	A _s	23,36	cm ²
Inercia del perfil A36	I _s	1683,06	cm ⁴

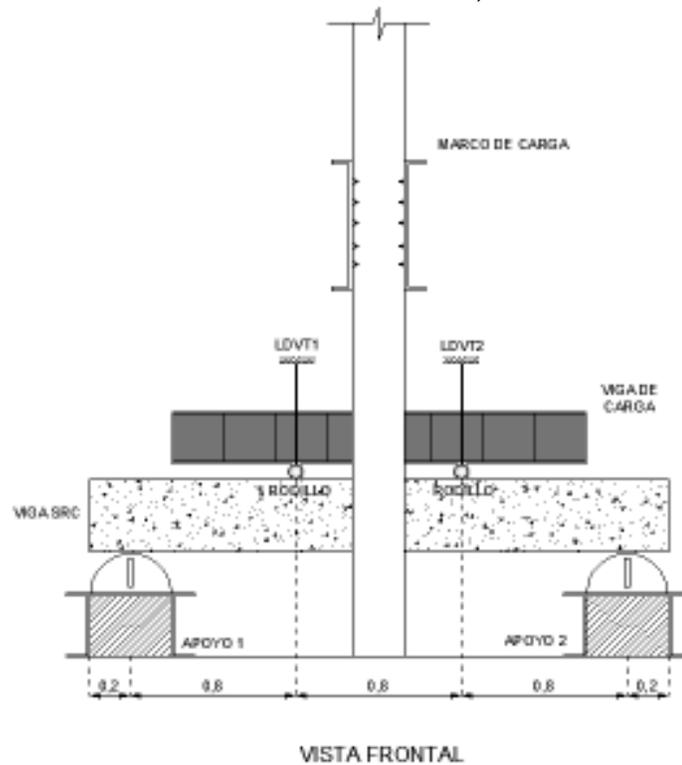
CUADRO 3.27. CONTINUACIÓN

Módulo de elasticidad del perfil A36	Es	2043000	kg/cm ²
Diámetro de la varilla de refuerzo	Øsr	1,4	cm
Número de varillas de refuerzo	nsr	6	u
Área de acero de refuerzo total	Asr total	9,24	cm ²
Inercia bruta de las varillas	Isr total	2607,98	cm ⁴
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	Esr	2100000	kg/cm ²
Inercia del concreto	lc	185552,71	cm ⁴
Rigidez del acero estructural	Es.ls	343,85	T.m ²
Rigidez del acero de refuerzo	Esr.lsr	547,68	T.m ²
Rigidez del concreto	Ec.lc	4987,25	T.m ²

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

En el siguiente capítulo se explica la fase constructiva, que va desde los encofrados hasta la fundición de las vigas, también se indica esquemas del tipo de ensayo experimental y el mecanismo de carga. Adicionalmente tomando como parámetro de comparación el momento flector, se hace un análisis económico en base al diseño por separado de secciones de hormigón armado y perfiles de acero estructural que suplen los momentos elásticos experimentales alcanzados por las secciones SRC en estudio.

FIGURA 4. 2. ENSAYO A FLEXIÓN EN 4 PUNTOS, VISTA FRONTAL.

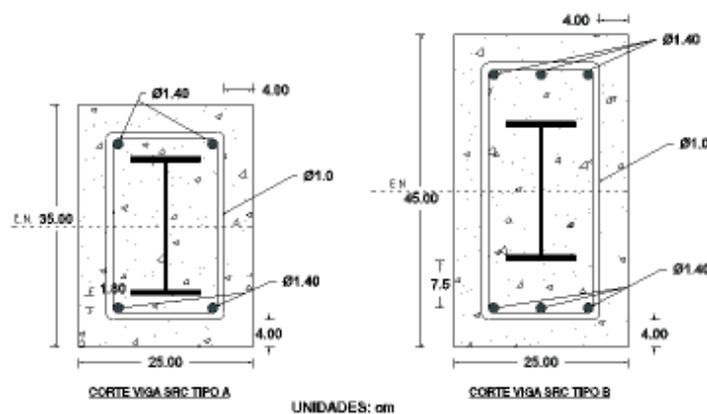


ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

4.2. CONSTRUCCIÓN DE LAS VIGAS SRC

Se fabrican 4 muestras de cada tipo de viga, a continuación se especifican las dimensiones de los elementos que conforman la viga compuesta SRC:

FIGURA 4. 3. Detalle de los dos tipos de vigas SRC a fabricarse.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

4.2.1. AMARRE DE ACERO EN VIGAS

Una vez identificados los armados del acero de refuerzo se proceden a cortar las varillas, se configuran los estribos para los dos tipos de vigas y se amarran en las varillas longitudinales respetando las separaciones.

FIGURA 4. 4. Amarre de acero en vigas.



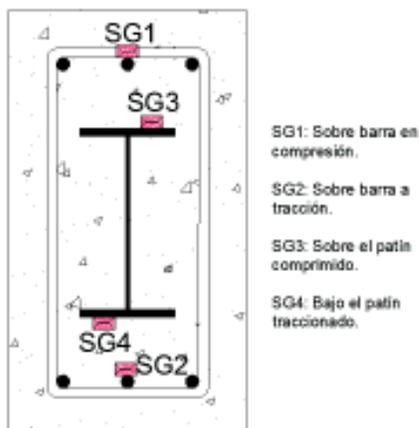
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

4.2.2. INSTALACIÓN DE STRAIN GAUGES

Los strain gauges o galgas extensiométricas son dispositivos electrónicos que sirven para medir las deformaciones unitarias de materiales como el acero y hormigón, sirven para observar las deformaciones que sufren los materiales desde el inicio del ensayo. Pasan por los distintos rangos de deformación: elástico, fluencia, y plástico hasta la rotura, conforme se va aumentando la aplicación de carga.

Se colocan 4 galgas en cada una de las vigas, tanto en las varillas longitudinales como en el perfil de acero Tipo I. La numeración sigue el siguiente patrón: SG1 y SG2 se sitúan en el acero longitudinal superior e inferior respectivamente, de igual forma los SG3 y SG4 se ubican en un lado de los patines superior e inferior del perfil I como se muestra en la siguiente figura:

FIGURA 4. 5. Esquema de colocación de strain gauges, corte transversal.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Las máximas deformaciones en vigas sometidas a flexión ocurren en el centro de la luz, lo que interesa estudiar son los esfuerzos máximos que se producen en los materiales de acero, por lo tanto se sujetan las galgas extensiométricas en el centro de la luz libre.

FIGURA 4. 6. Esquema de colocación de strain gauges, corte longitudinal.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Para pegar los strain gauges se procede de la siguiente manera: primero se lijan y se quitan las asperezas del material tanto en la varilla como en el perfil, luego se limpian las superficies con alcohol, después se alojan con cinta adhesiva en el lugar adecuado y se pegan con brujita. A continuación, se sueldan las patitas del strain gauge con los alambres que van conectados a la caja de instrumentación, ésta permite leer los datos en el computador.

FIGURA 4. 7. Pegado de strain gauges en superficie de los perfiles de acero estructural y barras de refuerzo.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Una vez soldados los cables se verifica las resistencias de las galgas con un multímetro, finalmente se recubren con cinta auto fundente para impermeabilizar los deformímetros. Se debe evitar que ingrese la humedad y el agua ya que estarán expuestos durante 45 días a esas condiciones hasta que el hormigón adquiera la resistencia requerida.

4.2.3. EMBEBIDO DE LOS PERFILES DE ACERO

Los perfiles I de acero estructural A36 deben ser embebidos en la cadena de refuerzo. La sección transversal de las vigas SRC-A tiene espacios libres pequeños, por tal motivo se debe tener cuidado con no rozar los strain gauges colocados en las varillas longitudinales. La longitud de los perfiles I es 2.70 m.

FIGURA 4. 8. Embebido de perfiles I en armaduras de refuerzo.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Se recomienda para ubicar los strain gauges en las varillas longitudinales, primero embeber los perfiles y después colocar los strain gauges en el perfil de acero, esto con la finalidad de evitar daños, puesto que son muy delicados.

4.2.4. ENCOFRADOS Y UBICACIÓN DE LAS VIGAS

Los encofrados son construidos con planchas de madera, son asegurados con tacos intermedios y laterales para evitar pandeos en la sección debido a la presión ejercida por el hormigón; se recubren con una capa de aceite con el fin de evitar adherencia del hormigón a la madera y poder desencofrar con facilidad.

FIGURA 4. 9. Encofrado y ubicación de las vigas.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

El perfil I de acero estructural A36 debe ser centrado en la sección transversal, para esto se amarran pedazos de varillas que sujetan el perfil en la ubicación requerida. Adicionalmente se asientan las varillas longitudinales en galletas de mortero para mantener el recubrimiento del acero.

FIGURA 4. 10. Centrado del perfil y armadura de refuerzo en encofrados.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

4.2.5. HORMIGONADO

El hormigón es proporcionado por la empresa HORMIGON TRADE de la ciudad de Quito, es transportado al Centro de Investigación de la Vivienda por medio de un mixer, el hormigón es vertido en los encofrados en los 8 especímenes. Tiene como agregado la chispa fina con diámetros menores a 1cm, se añade aditivo plastificante para brindar mayor trabajabilidad y se le da un vibrado para evitar poros de aire internamente.

FIGURA 4. 11. Hormigonado de las vigas.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

4.2.5.1. CONO DE ABRAMS (ASENTAMIENTO)

Se verifica la trabajabilidad del hormigón, luego se realiza la prueba de revenimiento para observar el asentamiento de la mezcla. El asentamiento resultante de la prueba fue 11 cm esto indica que la mezcla de hormigón es fluida y adecuada para realizar la fundición de las vigas SRC.

FIGURA 4. 12. Verificación de asentamiento mediante Cono de Abrams.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

4.2.5.2. RECOLECCIÓN DE CILINDROS

Se toman muestras del hormigón durante el proceso de hormigonado, estos cilindros serán ensayados a compresión a los 28 y 45 días para obtener información sobre su resistencia y módulo de elasticidad.

FIGURA 4. 13. Recolección de cilindros.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

4.2.5.3. CURADO Y DESENCOFRADO

Las vigas son regadas con agua durante los primeros 8 días hasta su desencofrado, es muy importante el cuidado para que las partículas de cemento produzcan reacción y se alcance una resistencia mecánica adecuada.

FIGURA 4. 14. Curado de las vigas.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

4.2.6. PINTADO Y COLOCACION DE VIGAS PARA EL ENSAYO

Cumplidos los 45 días de secado del hormigón, los especímenes son pintados de blanco con el fin de observar con mayor facilidad las fisuras que se producen en el ensayo. Se identifican los especímenes según su tipo por medio de numeración y se dibujan líneas cuadrículadas en toda la viga conforme a las dimensiones de aplicación de la carga, esto para identificar la ubicación de las fisuras y grietas.

FIGURA 4. 15. Pintado de las vigas



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 4. 16. Colocación de los transductores de deformación lineal vertical (LDVT) en el centro de la luz libre y en puntos de aplicación de carga.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 4. 17. Preparación de viga para el ensayo.

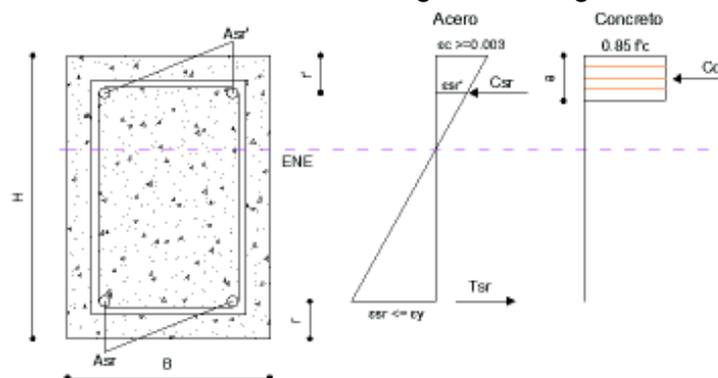


ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

4.3. ANÁLISIS ECONÓMICO VIGAS SRC.

El análisis económico es sustentado en base a los momentos resistentes de cada una de las vigas calculadas por separado, la sección de hormigón armado y el perfil de acero estructural individualmente. Se realiza una valoración en cuanto al aumento de dimensión de las secciones transversales calculadas por separado respecto a las vigas compuestas SRC A y SRC B.

Al retirar el perfil de acero estructural de la sección SRC, se tiene una viga de hormigón doblemente armada únicamente con acero de refuerzo a tensión y a compresión. A continuación se procede a determinar las secciones adecuadas de hormigón armado que suplan los momentos nominales elásticos de las vigas SRC.

FIGURA 4. 18. Momento resistente en una viga de hormigón armado.

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 4. 1. NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE EN UNA VIGA DE HORMIGÓN ARMADO.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Base de la sección	B	Dato propio	cm
Altura de la sección	H	Dato propio	cm
Recubrimiento total	$r=r'$	Dato propio	cm
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	f_y	Dato propio	kg/cm^2
Resistencia a la compresión del concreto	f'_c	Dato propio	kg/cm^2
Módulo de elasticidad del concreto	E_c	Dato propio	kg/cm^2
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	E_s	Dato propio	kg/cm^2
Relación modular	n	Ec. (4.1)	---
Peralte de la sección	d	Dato propio	cm
Eje neutro elástico	y	Dato propio	cm
Coefficiente dependiente de f'_c	β_1	Ec. (4.2)	---
Altura del bloque de Whitney	a	Ec. (4.3)	cm
Acero mínimo (Escoger mayor valor)	$A_{s \text{ min}}$	Ec. (4.4)	cm^2
	$A_{s \text{ min}}$	Ec. (4.5)	cm^2
Cuantía balanceada	p_b	Ec. (4.6)	
Acero máximo	$A_{s \text{ máx}}$	Ec. (4.7)	cm^2
Área acero de refuerzo a tensión	A_{s_r}	Dato propio	cm^2
Área acero de refuerzo a compresión	$A_{s_r'}$	Dato propio	cm^2
Momento nominal a flexión	M_n	Ec. (4.8)	T m

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 4. 2. CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE EN UNA VIGA DE HORMIGÓN ARMADO QUE SUPLA EL MY DE LA SECCIÓN SRC-A.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Base de la sección	B	35	cm
Altura de la sección	H	55	cm
Recubrimiento total	r=r'	5,7	cm
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	fy	4200	kg/cm ²
Resistencia a la compresión del concreto	f'c	413,17	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	Ec	252049,64	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	Es	2100000	kg/cm ²
Relación modular	n	8,33	---
Peralte de la sección	d	49,3	cm
Eje neutro elástico	y	9,06	cm
Coefficiente dependiente de f'c	β1	0,75	---
Altura del bloque de Whitney	a	6,84	cm
Acero mínimo (Escoger mayor valor)	Asr min	5,75	cm ²
	Asr min	6,60	cm ²
Cuantía balanceada	pb	0,0379	---
Acero máximo	Asr máx	34,98	cm ²
Área acero de refuerzo a tensión	Asr	4,62	cm ²
Área acero de refuerzo a compresión	Asr'	4,62	cm ²
Momento nominal a flexión	Mn	9,34	T m

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Relación modular para transformar de acero a concreto.

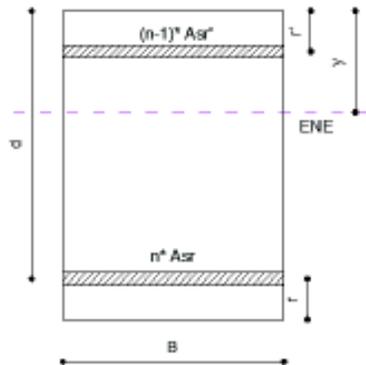
$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (4.1)$$

$$n = \frac{2100000}{252049,64} = 8.33$$

Peralte viga SRC

$$d = H - r$$

$$d = 55 - 5.7 = 49.3 \text{ cm}$$

FIGURA 4. 19. Sección transformada de hormigón armado.

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Momentos de 1er orden en sección transformada de hormigón armado.

$$By * (y/2) + (n - 1) * Asr'(y - r') = n * Asr * (d - y)$$

$$\frac{B * y^2}{2} + [(n - 1) * Asr' + n * Asr]y - [(n - 1)Asr' * r' + n * Asr * d] = 0$$

Después se procede a reemplazar los datos para obtener el valor de “y”

$$A_2 = \frac{B}{2}$$

$$A_2 = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$$

$$B_2 = [(n - 1) * Asr' + n * Asr]$$

$$B_2 = [(8.33 - 1) * 4.62 + 8.33 * 4.62] = 72.34 \text{ cm}^2$$

$$C_2 = -[(n - 1)Asr' * r' + n * Asr * d]$$

$$C_2 = -[(8.33 - 1)4.62 * 5.7 + 8.33 * 4.62 * 49.3] = -2089.91 \text{ cm}^3$$

Se obtiene una ecuación de segundo grado

$$A_2 y^2 + B_2 y + C_2 = 0$$

$$17.5 y^2 + 72.34 y - 2089.91 = 0$$

$$\rightarrow y = 9.06 \text{ cm}$$

Se dispone de un hormigón de $f'c = 41.32 \text{ MPa}$. Cuando $f'c > 28 \text{ MPa}$ el valor de β_1 es:

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{f'c - 28}{140} \quad (f'c \text{ en MPa}) \quad (4.2)$$

$$\beta_1 = 0.85 - \frac{41.32 - 28}{140} = 0.75$$

Bloque de compresión de Whitney

$$a = \beta_1 * y \quad (4.3)$$

$$a = 0.755 * 9.06 = 6.84 \text{ cm}$$

Comprobación del requerimiento de acero.

$$f_y = 420 \text{ MPa}; f'c = 41.32 \text{ MPa}$$

$$A_{sr_{\min}} = \frac{1.4}{f_y} * B * d \quad (4.4)$$

$$A_{sr_{\min}} = \frac{1.4}{420} * 0.35 * 0.493 * 10^4 = 5.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{sr_{\min}} = \frac{\sqrt{f'c}}{4 * f_y} * B * d \quad (4.5)$$

$$A_{sr_{\min}} = \frac{\sqrt{41.32}}{4 * 420} * 0.35 * 0.493 * 10^4 = 6.60 \text{ cm}^2$$

Se escoge el mayor valor, por lo tanto, el acero mínimo es 6.60 cm^2

$$A_{sr \text{ total}} = A_{sr} + A_{sr}'$$

$$A_{sr \text{ total}} = 9.24 \text{ cm}^2 > 6.60 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Cuantía balanceada

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003} \quad (4.6)$$

$$\rho_b = 0.85 * 0.75 * \frac{413.17}{4200} * \frac{0.003}{\frac{4200}{2.1 * 10^6} + 0.003} = 0.0379$$

Cuantía de refuerzo a compresión

$$\rho' = \frac{Asr'}{Bd}$$

$$\rho' = \frac{4.62}{35 * 49.3} = 0.00268$$

Para que la viga resista solicitaciones sísmicas cuantía máxima es:

$$\rho_{max} = 0.5 * (\rho_b + \rho')$$

$$\rho_{max} = 0.5 * (0.0379 + 0.00268) = 0.02027$$

$$Asr_{max} = \rho_{max} * B * d \quad (4.6)$$

$$Asr_{max} = 0.02027 * 35 * 49.3 = 34.98 \text{ cm}^2$$

$$Asr_{total} = 9.24 \text{ cm}^2 < 34.98 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Momento nominal

$$M_n = Asr * f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + Asr' * f_y \left(r' - \frac{a}{2} \right) \quad (4.7)$$

$$M_n = \left[4.62 * 4200 \left(49.3 - \frac{6.84}{2} \right) + 4.62 * 4200 \left(5.7 - \frac{6.84}{2} \right) \right] * 10^{-2}$$

$$M_n = 9.34 \text{ T.m}$$

CUADRO 4. 3. CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE EN UNA VIGA DE HORMIGÓN ARMADO QUE SUPLA EL MY DE LA SECCIÓN SRC-B.

DESCRIPCION	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Base de la sección	B	45	cm
Altura de la sección	H	68	cm
Recubrimiento total	r=r'	5,7	cm
Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo	f _y	4200	kg/cm ²
Resistencia a la compresión del concreto	f _c	413,17	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del concreto	E _c	252049,64	kg/cm ²
Módulo de elasticidad del acero de refuerzo	E _s	2100000	kg/cm ²
Relación modular	n	8,33	---
Peralte de la sección	d	62,3	cm

CUADRO 4.3. CONTINUACIÓN

Eje neutro elástico	y	10,43	cm
Coefficiente dependiente de f_c	β_1	0,75	---
Altura del bloque de Whitney	a	7,87	cm
Acero mínimo (Escoger mayor valor)	As min	9,35	cm ²
	As min	10,73	cm ²
Cuantía balanceada	pb	0,0379	---
Acero máximo	Asmáx	56,17	cm ²
Área acero de refuerzo a tensión	Asr	6,16	cm ²
Área acero de refuerzo a compresión	Asr'	6,16	cm ²
Momento nominal a flexión	Mn	15,55	T.m

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 4. 4. NOMENCLATURA PARA CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE EN EL PERFIL DE ACERO ESTRUCTURAL.

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Ancho del patín	bf	Dato propio	cm
Espesor del patín	tf	Dato propio	cm
Espesor del alma	tw	Dato propio	cm
Altura del alma	hw	Dato propio	cm
Altura perfil Tipo I	h	Dato propio	cm
Módulo de elasticidad del acero estructural	Es	Dato propio	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	Dato propio	kg/cm ²
Área de la sección Tipo I	As	Dato propio	cm ²
Inercia respecto al eje X	Ix	Ec. (4.9)	cm ⁴
Profundidad del eje neutro	c	Ec. (4.10)	cm
Módulo elástico	Sx	Ec. (4.11)	cm ³
Momento máximo en el rango elástico	My	Ec. (4.12)	T.m

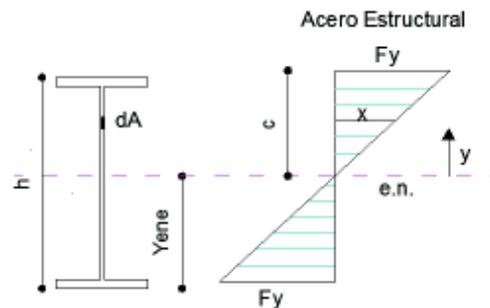
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 4. 5. CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE DE UN PERFIL TIPO I QUE SUPLA EL MY DE LA SECCIÓN SRC-A.

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Ancho del patín	bf	11	cm
Espesor del patín	tf	1	cm
Espesor del alma	tw	0,5	cm
Altura del alma	hw	28	cm
Altura perfil Tipo I	h	30	cm
Módulo de elasticidad del acero estructural	Es	2043000	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	2530	kg/cm ²
Área de la sección Tipo I	As	36,00	cm ²
Inercia respecto al eje X	Ix	5542,00	cm ⁴
Profundidad del eje neutro	c	15	cm
Módulo elástico	Sx	369,47	cm ³
Momento máximo en el rango elástico	My	9,35	T.m

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 4. 20. Momento elástico en el perfil de acero estructural.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Semejanza en la distribución de esfuerzos del acero estructural

$$\frac{F_y}{c} = \frac{x}{y}$$

$$x = \frac{F_y * y}{c}$$

Cálculo del momento elástico

$$dMy = x * dA * y = \frac{Fy * y}{c} * dA * y$$

$$My = \int \frac{Fy * y^2}{c} * dA = \frac{Fy}{c} \int y^2 dA \quad (a)$$

Inercia del acero estructural en eje x-x

$$Ix = \int y^2 dA \quad (b)$$

Sustitución de (b) en (a)

$$My = \frac{Fy}{c} * Ix$$

Se define al módulo elástico con la siguiente expresión

$$Sx = \frac{Ix}{c}$$

Por lo tanto:

$$My = Sx * Fy$$

Momento de inercia en eje x (I_x) y profundidad del eje neutro (c)

$$Ix = \frac{bf * h^3 - (bf - tw) * (h - 2 * tf)^3}{12} \quad (4.9)$$

$$Ix = \frac{11 * 30^3 - (11 - 0.5) * (30 - 2 * 1)^3}{12} = 5542 \text{ cm}^4$$

$$c = \frac{h}{2} \quad (4.10)$$

$$c = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

Módulo elástico (S_x)

$$Sx = \frac{Ix}{c} \quad (4.11)$$

$$Sx = \frac{5542}{15} = 369.47 \text{ cm}^3$$

Momento elástico (M_y)

$$M_y = S_x * F_y \quad (4.12)$$

$$M_y = 369.47 * 2530 * 10^{-5} = 9.35 \text{ T.m}$$

CUADRO 4. 6. CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE DE UN PERFIL TIPO I QUE SUPLA EL M_y DE LA SECCIÓN SRC-B.

DESCRIPCIÓN	NOMENCLATURA	VALOR	UNIDAD
Ancho del patín	bf	16	cm
Espesor del patín	tf	1,2	cm
Espesor del alma	tw	0,7	cm
Altura del alma	hw	27,6	cm
Altura perfil Tipo I	h	30	cm
Módulo de elasticidad del acero estructural	Es	2043000	kg/cm ²
Esfuerzo de fluencia del acero estructural	Fy	2530	kg/cm ²
Área de la sección Tipo I	As	57,72	cm ²
Inercia respecto al eje X	Ix	9193,67	cm ⁴
Profundidad del eje neutro	c	15	cm
Módulo elástico	Sx	612,91	cm ³
Momento máximo en el rango elástico	M_y	15,51	T.m

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

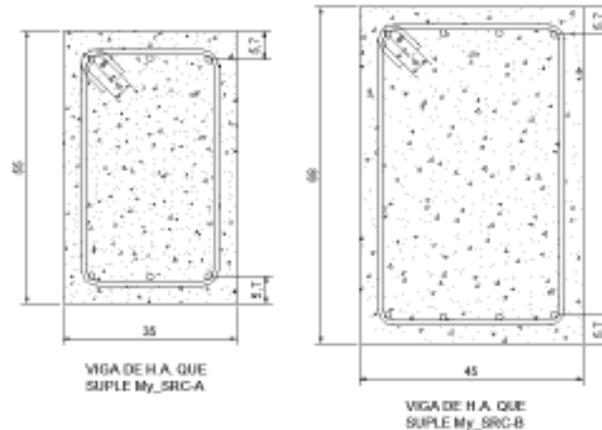
CUADRO 4. 7. Momentos resistentes de vigas de hormigón armado.

VIGA DE HORMIGÓN ARMADO			
Momento elástico [T.m]	Sección [cm]	Asr, Asr'	M_y [T.m]
M_y SRC-A = 9,37	35x55	3φ14, 3φ14	9,34
M_y SRC-B = 15,51	45x68	4φ14, 4φ14	15,55

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Las vigas de hormigón armado aumentan significativamente la base y peralte. La cantidad de acero de refuerzo es mayor respecto a las secciones SRC.

FIGURA 4. 21. Vigas de hormigón armado que suplen el momento elástico de las secciones compuestas SRC-A y SRC-B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

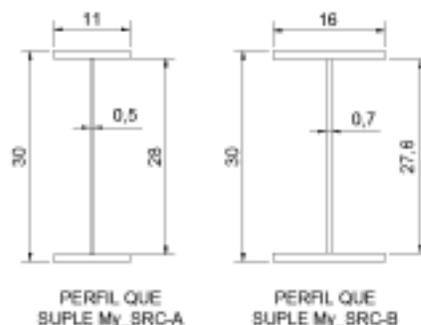
CUADRO 4. 8. Momentos resistentes de perfiles de acero estructural.

PERFIL I DE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A36			
Momento elástico [T.m]	Dimensiones [mm]	As [cm ²]	My [T.m]
My SRC-A = 9,37	110x10x300x5	36,00	9,35
My SRC-B = 15,51	160x12x300x7	57,72	15,51

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Los perfiles I que suplen los momentos elásticos de las secciones SRC, incrementan el área de acero estructural en un 35% y 59,5% respecto al área del perfil embebido en las vigas SRC.

FIGURA 4. 22. Perfiles I que suplen el momento elástico de las secciones compuestas SRC-A y SRC-B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

En el siguiente cuadro se indican las cantidades de materiales y su costo para poder realizar una comparación de costos entre las vigas de hormigón armado y acero A36 que supla los requerimientos de las SRC, el cálculo omite la mano de obra.

CUADRO 4. 9. Costo de vigas de hormigón armado y perfiles I que suplen los momentos nominales elásticos de vigas SRC.

VIGA	HORMIGÓN		VARILLAS G60		PERFIL A36		TOTAL (\$)
	Cantidad (m3)	Costo (\$/m3)	Cantidad (kg)	Costo (\$/kg)	Cantidad (kg)	Costo (\$/kg)	
SRC A	0.245	150	25.192	0.485	51.41	1.67	134.82
HA A	0.539	150	43.59	0.485			101.99
Steel A					79.23	1.67	132.31
SRC B	0.315	150	32.852	0.485	51.41	1.67	149.04
HA B	0.856	150	56.397	0.485			155.87
Steel B					127.03	1.67	212.14

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

La viga SRC A es más costosa en comparación a las de hormigón armado y acero A36, mientras que para las SRC B se observa que es más económica que las otras dos vigas.

En el cuadro 4.10 se indica el análisis de costos en la construcción de las 8 vigas SRC, incluye materiales y mano de obra. El costo de cada viga SRC en promedio es \$253 dólares.

CUADRO 4. 10. Análisis económico vigas SRC.

PRESUPUESTO No. 1

Cliente: ENRIQUE TOVAR, OSCAR CACHUMBA.

Fecha: Miércoles, 31 de mayo de 2018

Obra: CONSTRUCCIÓN VIGAS SRC

Descripción	Cantidad	Unidad	Precio Unitario	Precio Total
HORMIGÓN			470,00	
Concreto f c=210 kg/cm2 (incluye transporte y vibrador)	2,50	m3	188,00	470,00
ACERO DE REFUERZO			246,45	
Varilla Novacero ASTM A706 Ø=14mm	3,00	qq	46,50	139,50
Varilla Novacero ASTM A706 Ø=10mm	2,30	qq	46,50	106,95
ACERO ESTRUCTURAL			662,29	
Acero estructural A36	396,58	kg	1,67	662,29
ENCOFRADOS			201,00	
Placas MDF 12mm	6,00	u	33,50	201,00
MANO DE OBRA			350,00	
Albañil	1,00	u	350,00	350,00
OTROS			96,80	
Clavos, alambre, pintura, brocas, discos de corte	1,00	u	96,80	96,80
TOTAL			TOTAL	2.026,54

SON: DOS MIL VEINTE Y SEIS CON 54/100

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CAPÍTULO 5

RESULTADOS EXPERIMENTALES

5.1. RESULTADOS DE LAS MUESTRAS DE LOS MATERIALES.

En el laboratorio LEMSUR de la Escuela Politécnica Nacional fueron realizados los respectivos ensayos de compresión a los ocho cilindros de hormigón recolectados el día de la fundición de las vigas SRC.

FIGURA 5. 1. Preparación de cilindros para ensayo a compresión.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 2. Rotura de cilindros en máquina universal.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Cuatro cilindros fueron llevados al fallo a los 28 días y los restantes a 45 días después de la fundición. Cabe mencionar que una vez transcurridos esos 45 días se empezaron a realizar los ensayos experimentales de las vigas SRC.

CUADRO 5. 1. Resultados del ensayo de compresión uniaxial de las muestras.

RESUMEN DE RESULTADOS	A los 28 días	A los 45 días
ÁREA [cm ²]	77,13	76,98
RELACION: L/D	2,01	2
CARGA MÁXIMA [kg]	25622	31804,75
MÓDULO DE ELASTICIDAD [kg/cm ²]	237885	268778
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN UNIAxIAL [kg/cm ²]	332,18	413,17

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Para el presente proyecto se usaron esfuerzos de fluencia del acero estructural ASTM A36 y acero de refuerzo ASTM A706 teóricos, los mismos que se encuentran indicados en los cuadros 2.3 y 2.4 del capítulo 2.

5.2. RESULTADOS EXPERIMENTALES DEL ENSAYO DE VIGAS.

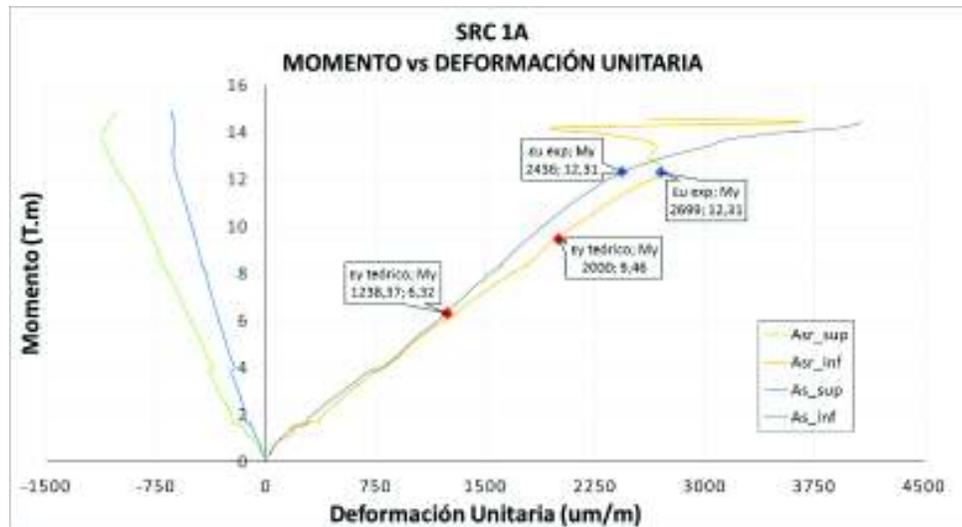
En este capítulo se representa los conceptos más importantes en el diseño sismorresistente y que caracterizan el desempeño estructural, las curvas de los ensayos realizados en las vigas SRC A y SRC B muestran el comportamiento de los elementos en términos de resistencia, ductilidad y rigidez.

5.2.1. GRÁFICAS DEL ENSAYO A FLEXIÓN VIGA SRC 1A

Strain Gauges: Las galgas extensiométricas miden deformaciones unitarias, fueron instaladas en el acero estructural como también en las varillas de refuerzo longitudinal, son de gran utilidad pues permiten conocer las cargas a las que fluyen los materiales.

La siguiente grafica muestra los esfuerzos teóricos y experimentales a los que tanto el patín como el refuerzo longitudinal llegan al límite de fluencia.

FIGURA 5. 3. CURVAS MOMENTO VS DEFORMACIÓN UNITARIA, STRAIN GAUGES SRC 1A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Los valores teóricos se evaluaron mediante la siguiente expresión:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

Para el acero estructural ASTM A36 se tiene un esfuerzo de 2530 kg/cm² en la fluencia y un módulo de elasticidad de 2043000 kg/cm², por tanto la deformación unitaria es igual a 1238.37 um/m.

Mientras que para acero de refuerzo ASTM A706 el esfuerzo de fluencia es 4200 kg/cm² y su módulo de elasticidad de 2100000 kg/cm² obteniendo una deformación unitaria de 2000 um/m. Por otro lado los esfuerzos de fluencia y deformaciones unitarias medidas experimentalmente cuando los aceros fluyen son los siguientes:

Para el acero de refuerzo longitudinal:

$$\sigma_{sr} = \varepsilon_{sr} * E_{sr}$$

$$\sigma_{sr} = 2699 \frac{\text{um}}{\text{m}} * 2100000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 5667 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Para el perfil de acero estructural:

$$\sigma_s = \epsilon_s * E_s$$

$$\sigma_{sr} = 2436 \frac{\mu\text{m}}{\text{m}} * 2043000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 4976 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

En los aceros superiores sometidos a compresión se observa que no se llega a los esfuerzos de fluencia. Sin embargo, con un momento de 14 Tm se pandearon las varillas longitudinales.

La gráfica indica que los esfuerzos a los que los materiales fluyen son 50 y 25% más que los esperados teóricamente para el patín y varilla respectivamente, esto se debe a que los materiales se encuentran trabajando en acción compuesta y no individualmente. También se aprecia que el patín y el refuerzo longitudinal fluyen a un momento semejante de 12.31 Tm, a pesar de ello el patín se deforma más a causa de su menor resistencia.

Capacidad de momento: La resistencia de los elementos es evaluada por medio de la curva Momento vs Deformación. Las vigas son ensayadas a flexión pura en 4 puntos. En el ensayo se determinan por medio de la instrumentación de LVDTs y celda de carga, las deflexiones correspondientes a cada punto de aplicación de la fuerza. Las capacidades de los elementos son calculadas a través de los métodos descritos en el capítulo 3 y son conocidos como momentos nominales, ahora bien, teniendo datos referentes a las cargas (kg) y deflexiones (mm) se puede transformar la carga en un par de momentos flectores a través de:

$$M = \frac{P \cdot a}{2}$$

En este caso $a = L/3$, entonces $M = P * L/6$

La gráfica que representa la capacidad de carga y momento es la siguiente:

FIGURA 5. 4. CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN EN VIGA SRC 1A.

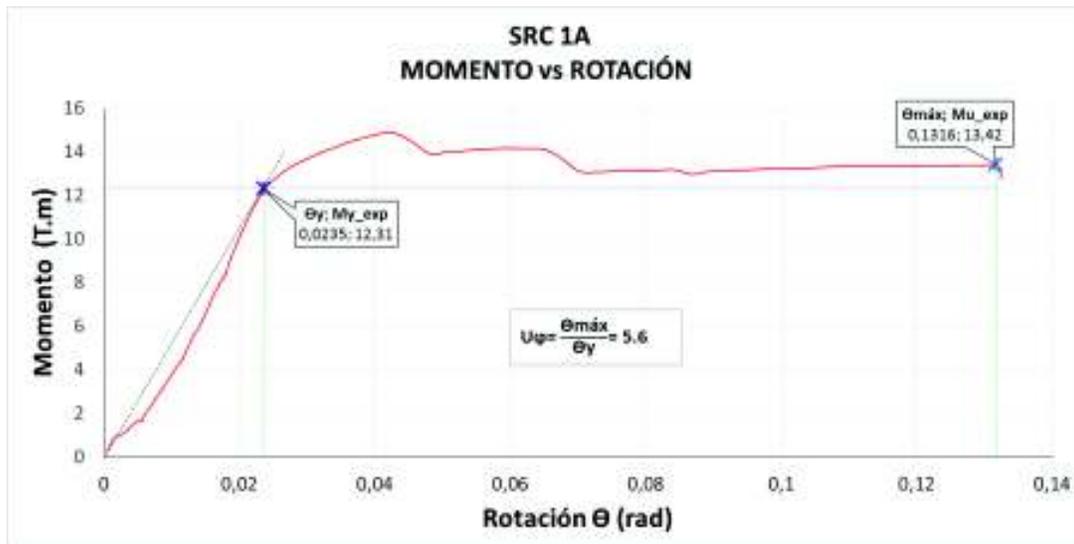


.ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

La gráfica presenta dos tramos lineales, el primero alcanza hasta las 2 Tm y el segundo llega hasta el inicio del momento elástico experimental equivalente a 12.31 Tm y al valor de la gráfica de los strain gauges donde se miró que se alcanzaba la fluencia, se puede observar claramente que el miembro compuesto empieza a actuar elastoplásticamente hasta llegar a un momento máximo de 14.85 Tm, a partir de ello empieza a plastificarse la sección en el rango no lineal, aumenta su deformación de 38 a 50 mm con un momento regular de 14 Tm y continúa deformándose hasta los 100mm sin decaer el momento flector de aproximadamente 13 Tm.

Capacidad de Rotación: La respuesta estructural puede ser estudiada al relacionar un parámetro estático con uno dinámico, al tratarse de un miembro compuesto lo prudente es graficar Momento vs Rotación. La importancia de esta curva radica en la determinación de la ductilidad del miembro compuesto, observar la capacidad que tiene de deformarse inelásticamente sin perder resistencia. Para determinar el rango de ductilidad se procede a identificar los puntos donde se da el inicio de la plastificación hasta el giro último antes de romperse.

FIGURA 5. 5. CURVA MOMENTO VS ROTACIÓN EN VIGA SRC 1A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

El momento elástico de 12.31 Tm cuando inicia la fluencia del elemento híbrido tiene una rotación de 0.0235 rad y alcanza un giro máximo de 0.1316 rad, la relación entre ellos da como resultado un coeficiente de 5.6 denotando una ductilidad moderada, esto es útil para la respuesta estructural frente a movimientos sísmicos, elementos sin ductilidad presentan fallas frágiles lo cual es muy peligroso, se pueden dar colapsos en las estructuras. Un elemento dúctil presenta grandes deflexiones y fisuración, esta última empezó cuando se tenía un momento flector de 5 Tm y se encontraba en el rango lineal.

Rigidez: Es la capacidad de resistir deformaciones, las vigas SRC son caracterizadas por presentar una gran rigidez ya que cada material aporta con su rigidez individualmente.

% M_{exp}/M_y : El momento de fluencia experimental se halla al final del rango lineal a partir de aquí las deformaciones son mucho mayores respecto a su carga. Se realiza una normalización del momento elástico también conocido como capacidad nominal del elemento, el momento elástico (M_y) es el 100%, siendo la capacidad máxima a la que el espécimen compuesto trabaja elásticamente.

En la sección 3.6 del capítulo 3 se indica el proceso de cálculo de las inercias de los materiales que conforman la viga SRC. Para la viga SRC 1A se encontraron las siguientes inercias y el valor de coeficiente C1.

$$E_{\text{eff}} = E_s \cdot I_s + E_{sr} \cdot I_{sr} + 0.4 \cdot C_1 \cdot E_c \cdot I_c$$

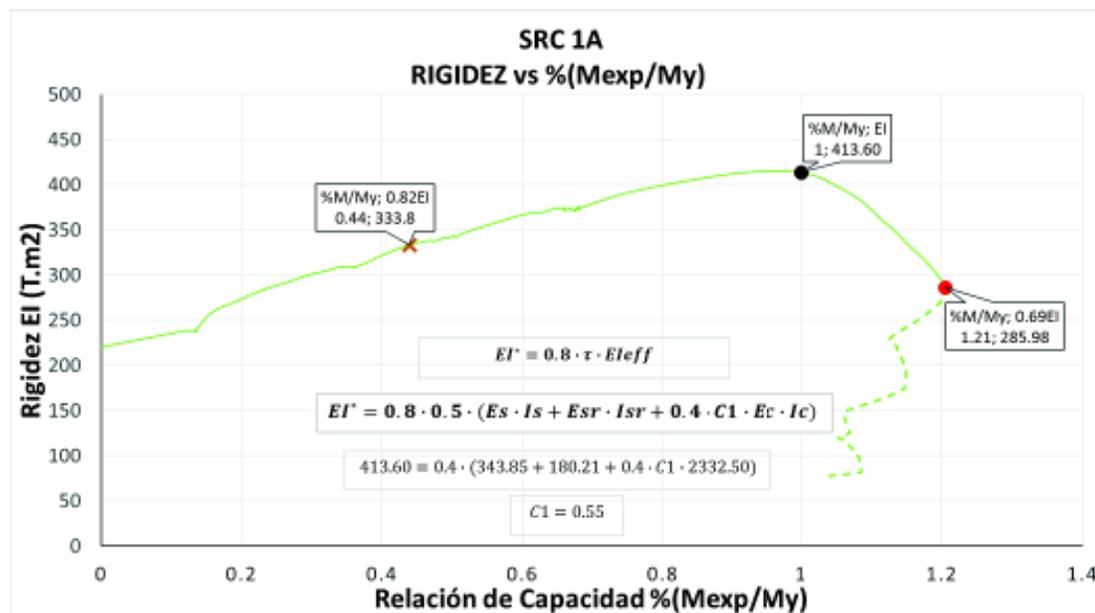
$$EI^* = 0.8 \cdot \tau \cdot E_{\text{eff}}$$

$$EI^* = 0.8 \cdot 0.5 \cdot (E_s \cdot I_s + E_{sr} \cdot I_{sr} + 0.4 \cdot C_1 \cdot E_c \cdot I_c)$$

$$413.60 = 0.4 \cdot (343.85 + 180.21 + 0.4 \cdot C_1 \cdot 2332.50)$$

$$C_1 = 0.55$$

FIGURA 5. 6. CURVA RIGIDEZ VS %Mexp/My EN VIGA SRC 1A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

En la curva es notorio identificar el comportamiento y desempeño de la viga SRC, se identifican las siguientes rigideces:

Se tiene una rigidez inicial donde el elemento empieza a trabajar en acción compuesta y en un rango elástico hasta alcanzar el momento de fluencia, la segunda rigidez es inelástica y decreciente, se deteriora un 30% hasta que el elemento pierde toda su rigidez.

Uno de los objetivos del proyecto es proponer un valor de C1 que controla el aporte del hormigón en la sección compuesta, el coeficiente es obtenido al hacer un ensayo realizado a flexión pura sin la intervención de cargas axiales. La inercia efectiva es la sumatoria de las inercias individuales de cada material, el coeficiente C1 controla el aporte del hormigón a compresión producto del fisuramiento.

Se controla los diseños mediante las deflexiones máximas permisibles, siendo esta $\Delta = L/240$ según el AISC, entonces para determinar la rigidez efectiva inicialmente se procede a calcular la mencionada deformación.

$$\Delta = \frac{2400}{240} = 10 \text{ mm}$$

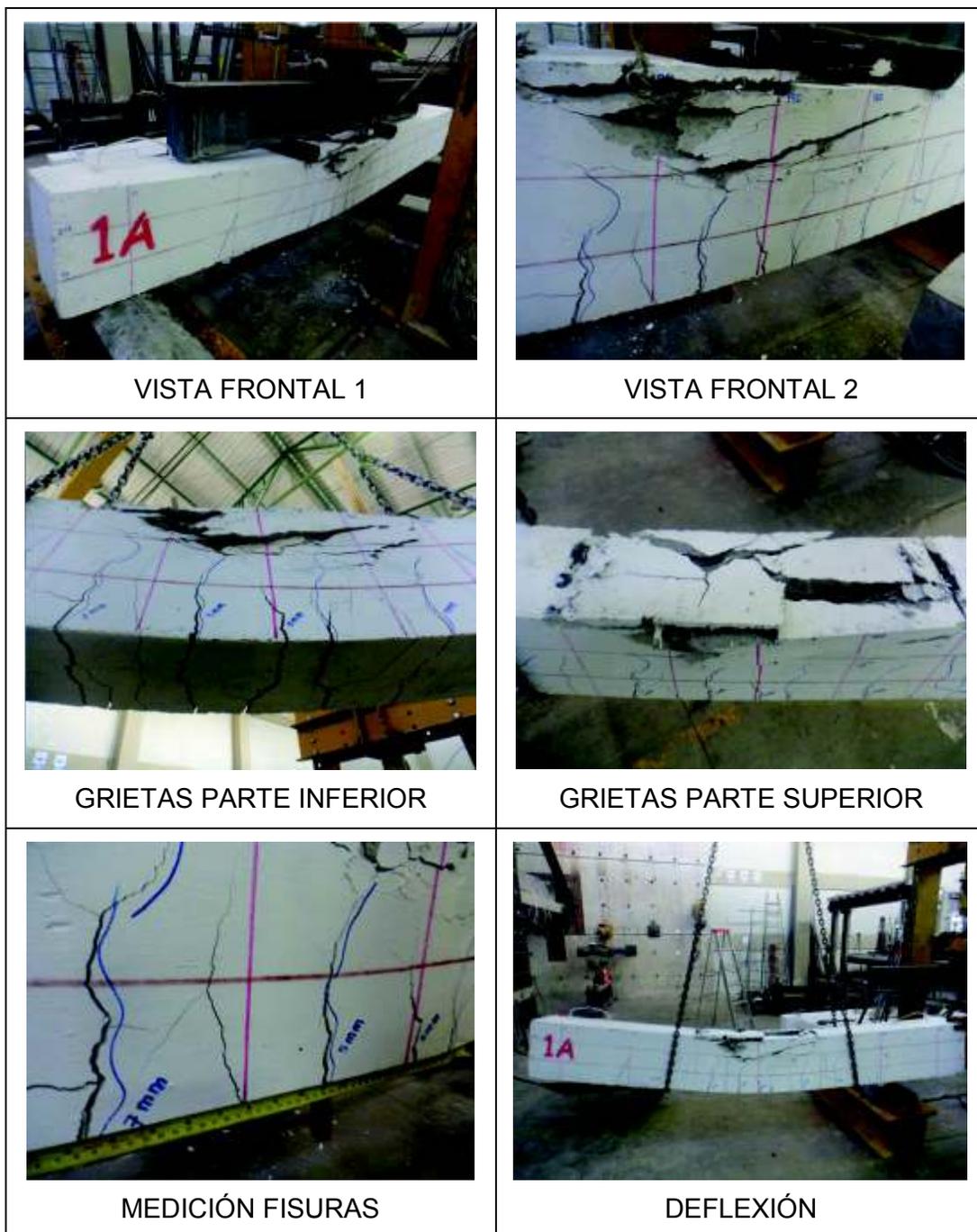
Con este valor es posible identificar su momento producente que para el ejemplo es 5.4 Tm, observando la relación de capacidad al dividir el momento producente para el momento de fluencia de 12.31 Tm se tiene:

$$\% \frac{M_{exp}}{M_y} = \frac{5.4}{12.31} = 0.44$$

Esta relación indica que el momento de diseño para cumplir deformaciones es apenas el 44% del momento elástico experimental, sin embargo, solo se ha reducido la rigidez en un 20% respecto a la total.

Las ecuaciones de las investigaciones realizadas se han ido cambiando en base a recientes estudios hechos por Denavit, Hajjar, Perea & León (2018). En cierta forma esto indica que existe mucha incertidumbre en el estudio de los elementos compuestos SRC y que se requiere seguir estudiando los parámetros de la sección transversal de tal manera que se pueda tener un panorama más claro y evidente en cuanto a la inercia efectiva. A continuación se presenta un cuadro de fotografías del ensayo correspondiente a la viga SRC 1A, en el cual se puede observar la compresión del hormigón, el fisuramiento, fallo y deflexiones.

CUADRO 5. 2. ENSAYO A FLEXIÓN, FALLO, GRIETAS Y DEFLEXIÓN EN VIGA SRC 1A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar

Se realizan los mismos análisis para las demás probetas SRC-A, encontrándose resultados idénticos como se muestra a continuación.

5.2.2. GRÁFICAS DEL ENSAYO A FLEXIÓN VIGA SRC 2A

FIGURA 5. 7. CURVAS MOMENTO VS DEFORMACIÓN UNITARIA, STRAIN GAUGES SRC 2A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 8. CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN EN VIGA SRC 2A.



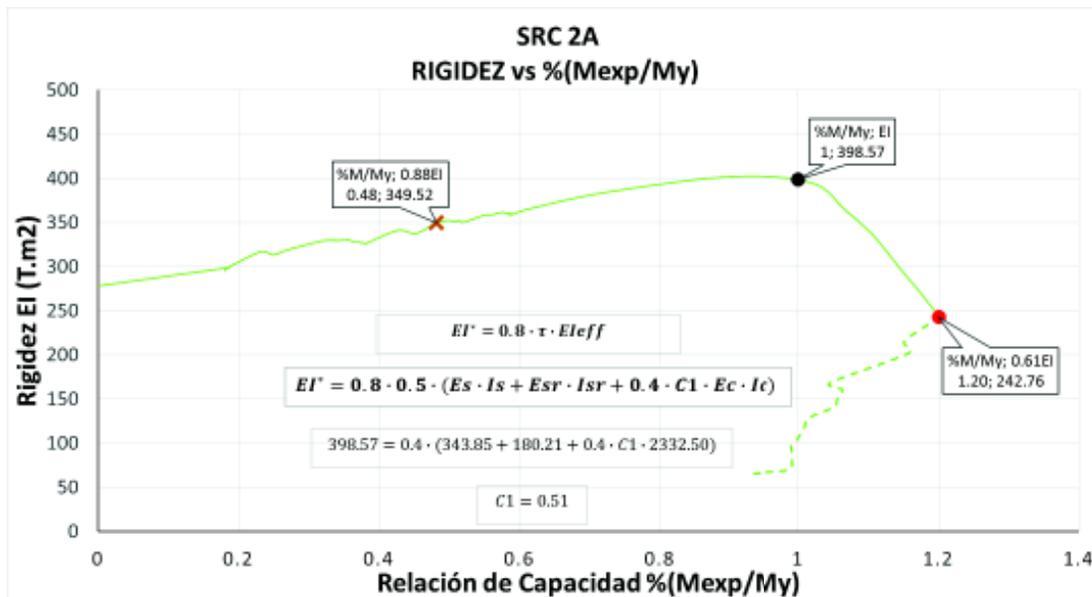
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 9. CURVA MOMENTO VS ROTACIÓN EN VIGA SRC 2A.



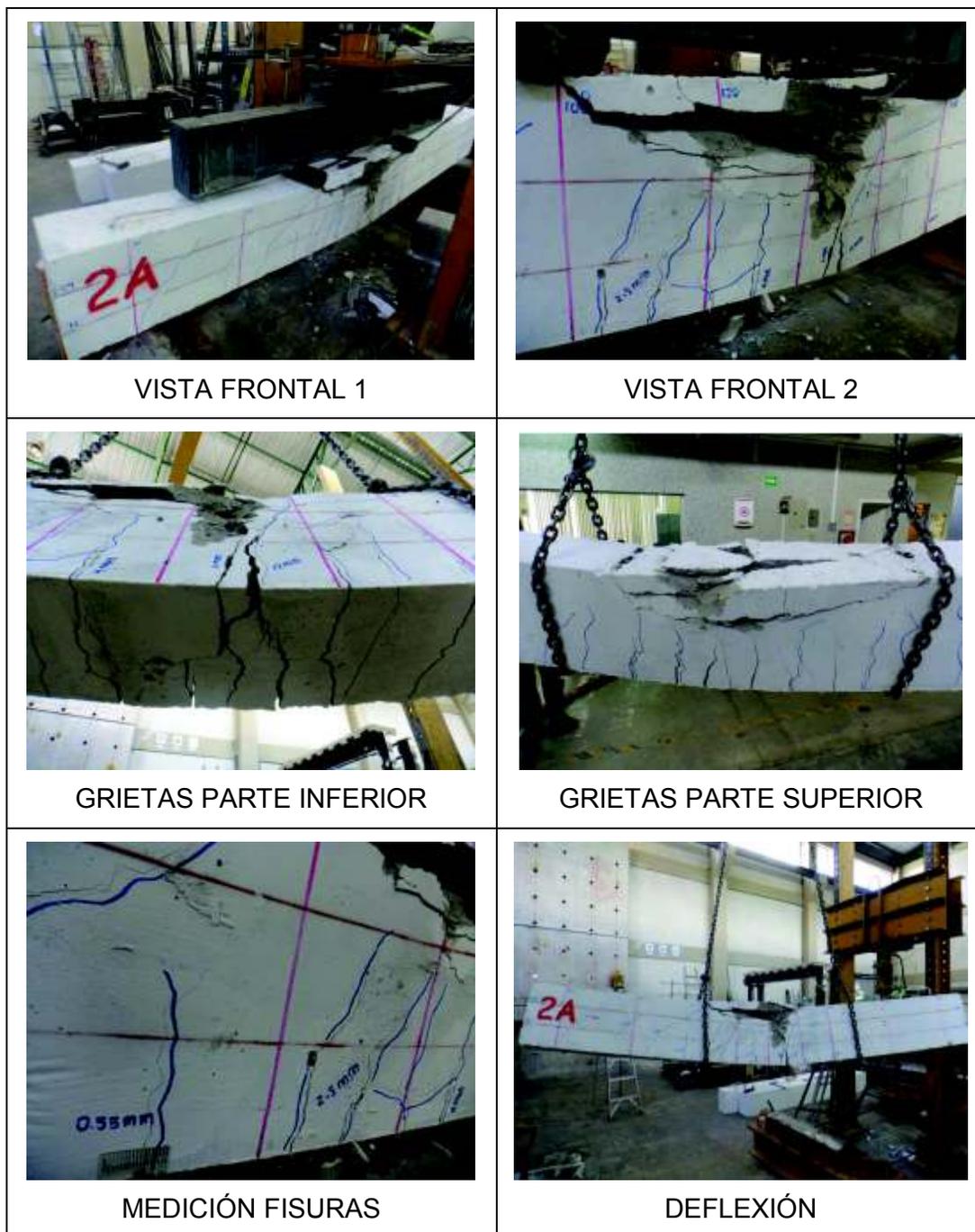
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 10. CURVA RIGIDEZ VS %Mexp/My EN VIGA SRC 2A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

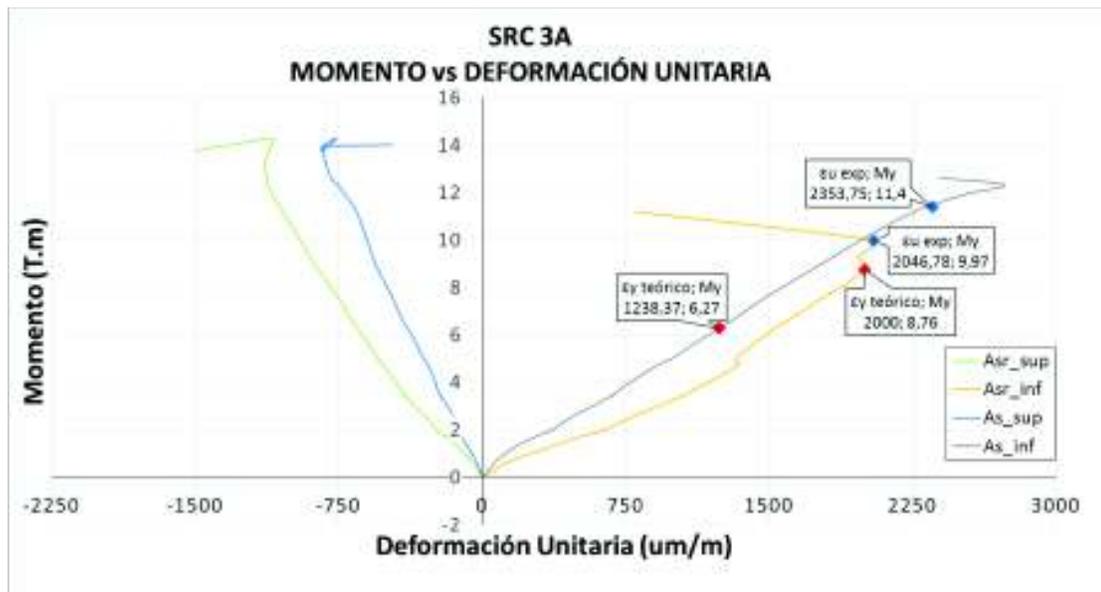
CUADRO 5. 3. ENSAYO A FLEXIÓN, FALLO, GRIETAS Y DEFLEXIÓN EN VIGA SRC 2A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar

5.2.3. GRÁFICAS DEL ENSAYO A FLEXIÓN VIGA SRC 3A

FIGURA 5. 11. CURVAS MOMENTO VS DEFORMACIÓN UNITARIA, STRAIN GAUGES SRC 3A.



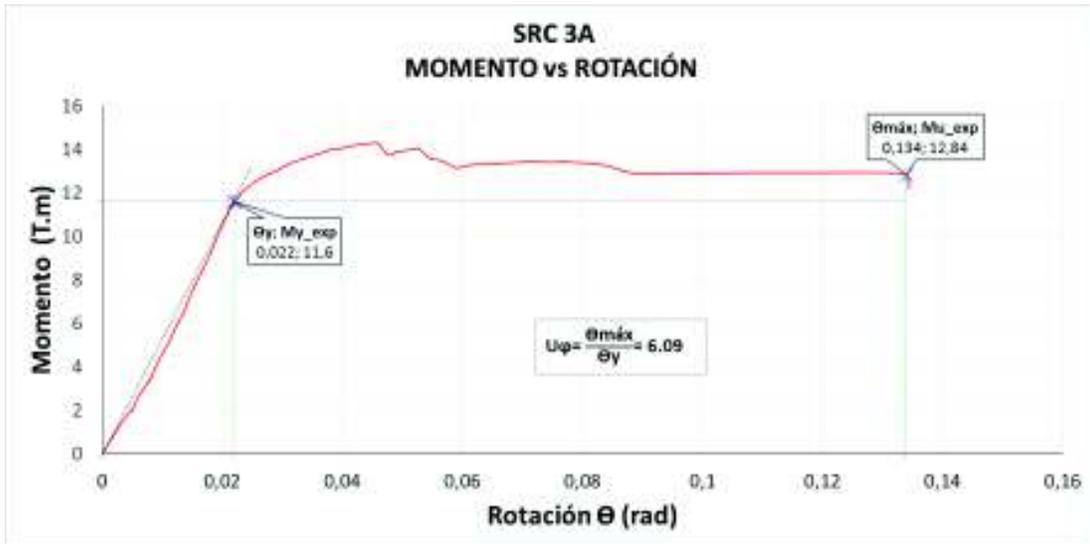
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 12. CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN EN VIGA SRC 3A.



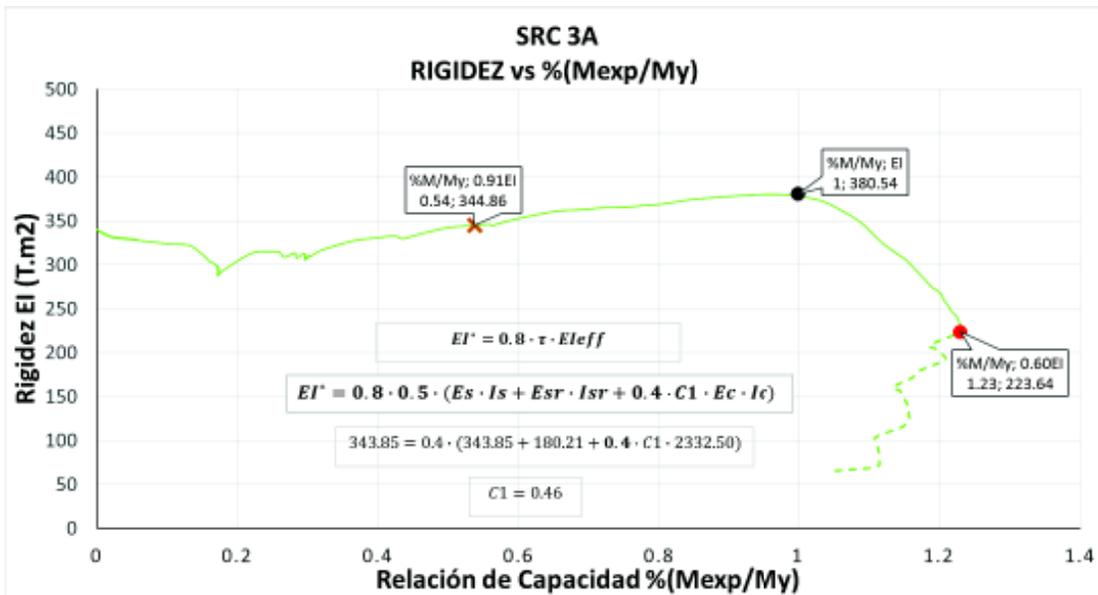
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 13. CURVA MOMENTO VS ROTACIÓN EN VIGA SRC 3A.



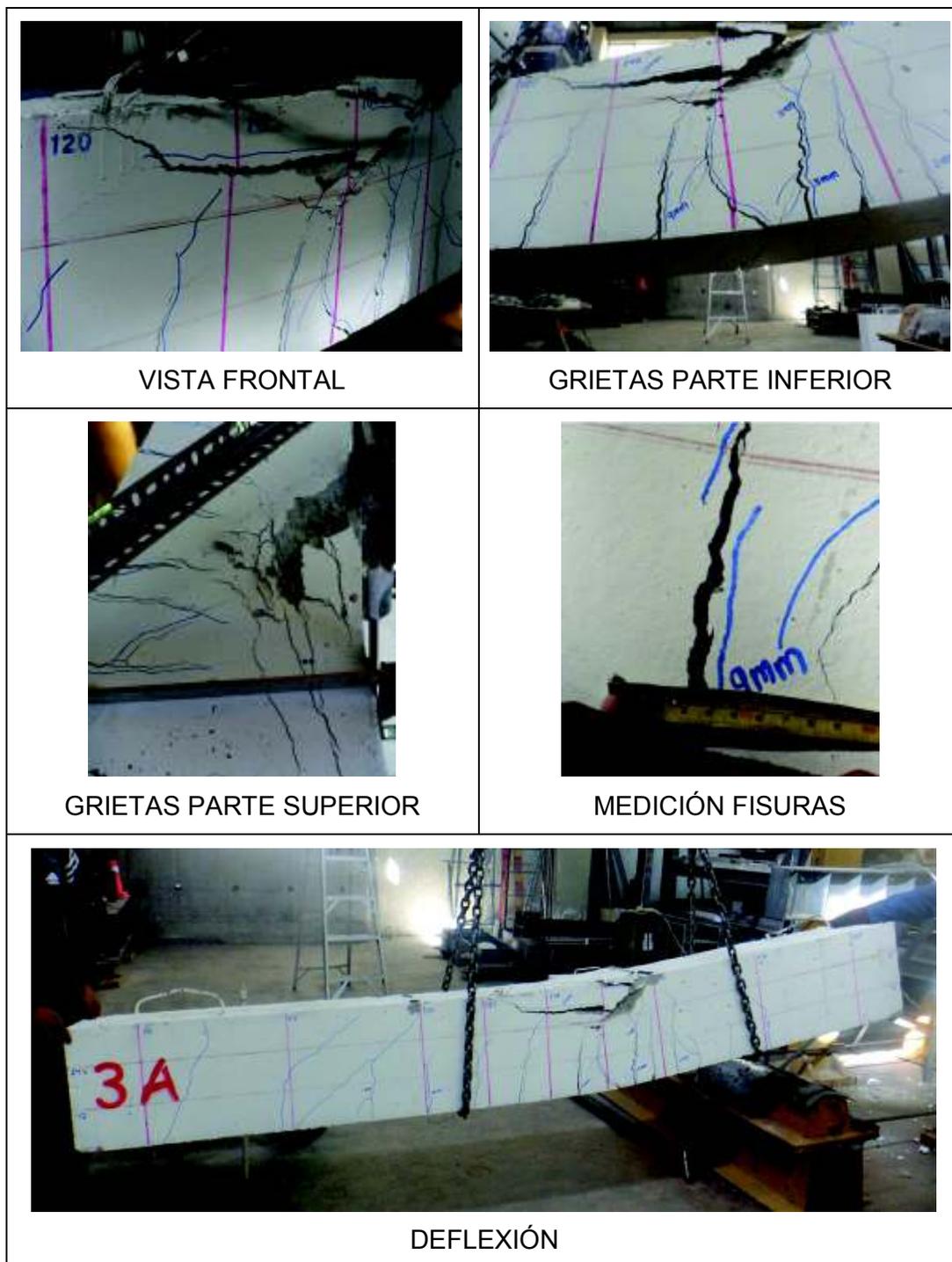
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 14. CURVA RIGIDEZ VS %Mexp/My EN VIGA SRC 3A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 5. 4. ENSAYO A FLEXIÓN, FALLO, GRIETAS Y DEFLEXIÓN EN VIGA SRC 3A



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar

5.2.4. GRÁFICAS DEL ENSAYO A FLEXIÓN VIGA SRC 4A

FIGURA 5. 15. CURVAS MOMENTO VS DEFORMACIÓN UNITARIA, STRAIN GAUGES SRC 4A.



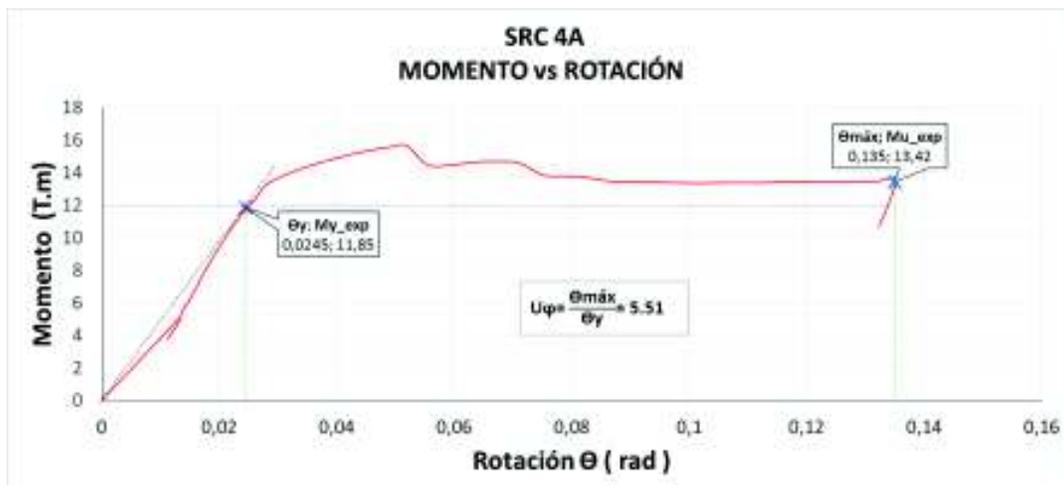
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 16. CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN EN VIGA SRC 4A.



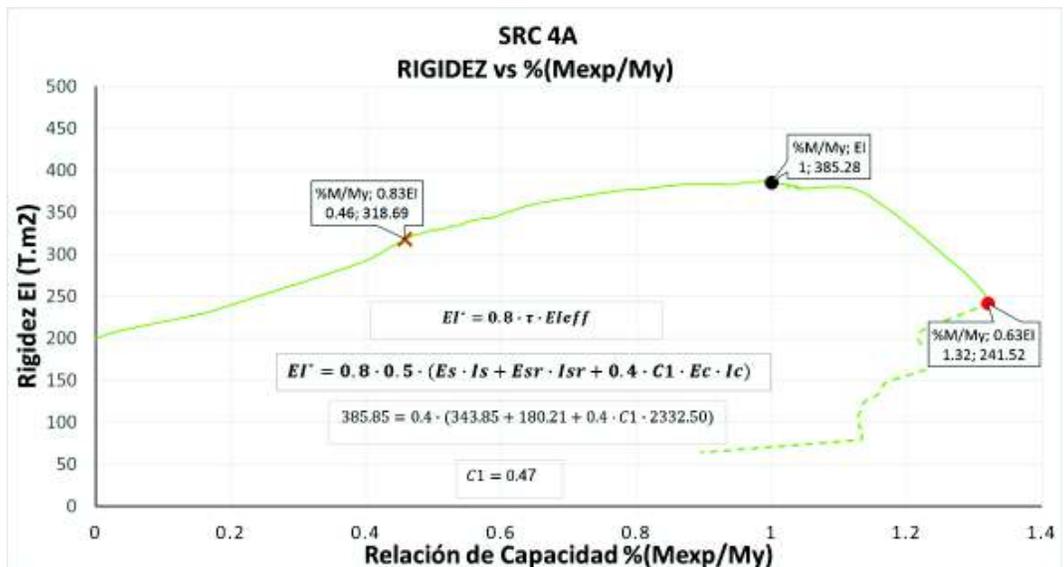
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 17. CURVA MOMENTO VS ROTACIÓN EN VIGA SRC 4A.

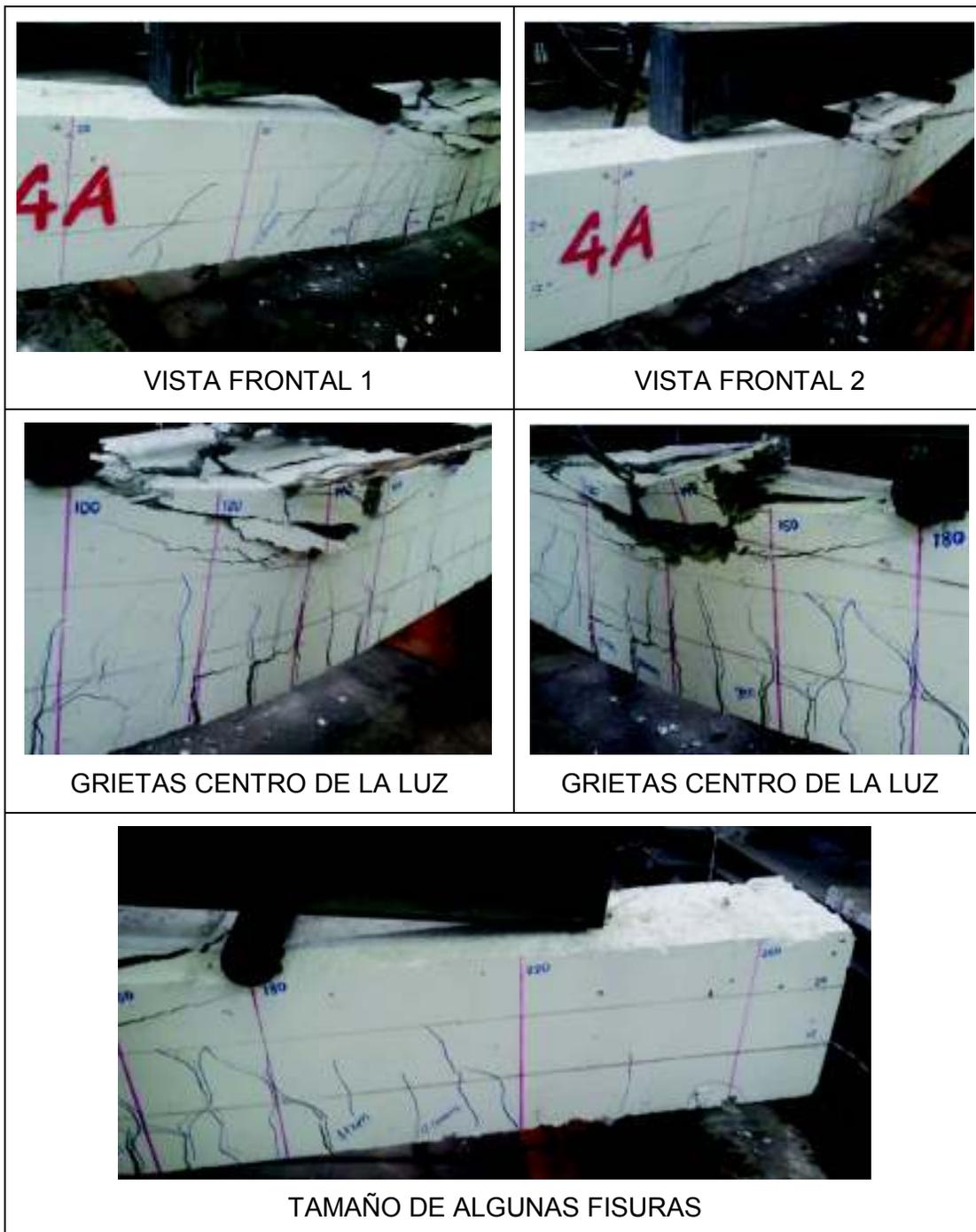


ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 18. CURVA RIGIDEZ VS %Mexp/My EN VIGA SRC 4A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 5. 5. ENSAYO A FLEXIÓN, FALLO Y GRIETAS EN SRC 4A.

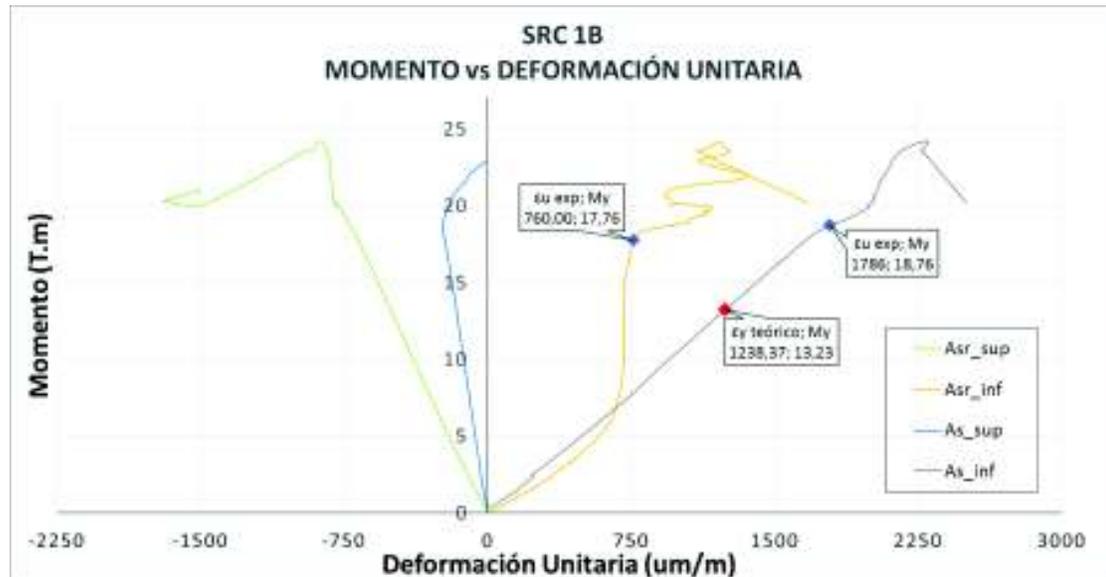
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

5.2.5. GRÁFICAS DEL ENSAYO A FLEXIÓN VIGA SRC 1B

De igual manera se construyen las curvas de análisis para el ensayo a flexión de las vigas SRC B obteniéndose los siguientes resultados:

Strain Gauges: En ésta gráfica se puede observar que primero fluye la varilla inferior cuando se tiene 17.76 Tm y simultáneamente a los 18.76 Tm fluye el patín inferior.

FIGURA 5. 19. CURVAS MOMENTO VS DEFORMACIÓN UNITARIA, STRAIN GAUGES SRC 1B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Capacidad de momento: El momento máximo experimental es 24.18 Tm un 10.63% más que el calculado por el método de las fibras que da 21.61 Tm, el aumento del rendimiento a tracción se da debido al endurecimiento por deformación antes de romperse. El momento de fluencia experimental se da a los 18.58 Tm y el obtenido por el método de las fibras es un 8.56% menor.

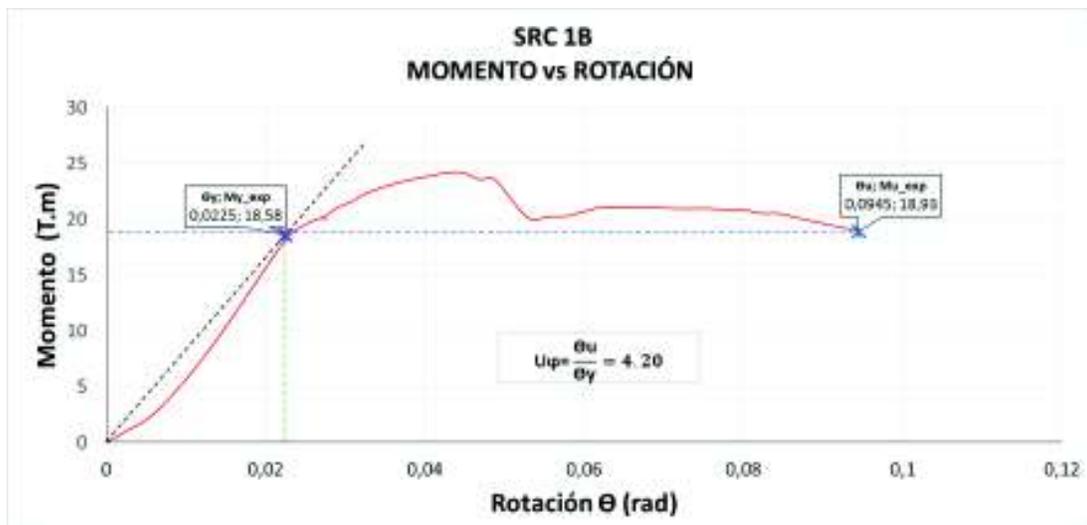
FIGURA 5. 20. CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN EN VIGA SRC 1B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Capacidad de Rotación: El momento de fluencia es de 18.58 Tm y produce una rotación de 0.0225 rad y alcanza un giro máximo de 0.0945 rad, la relación entre ellos da como resultado un coeficiente de 4.20 denotando una ductilidad moderada.

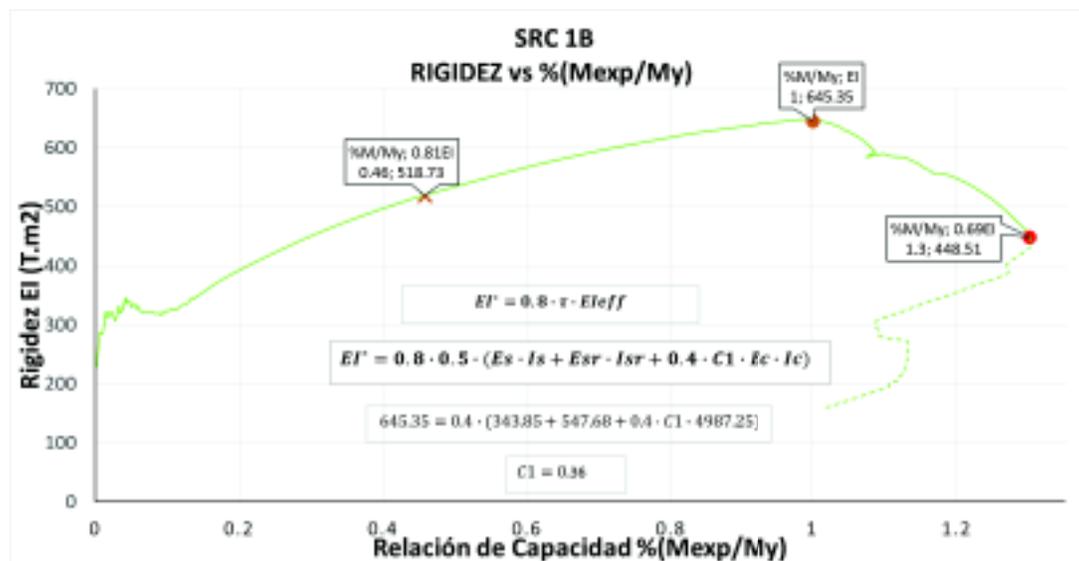
FIGURA 5. 21. CURVA MOMENTO VS ROTACIÓN EN VIGA SRC 1B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Rigidez: La máxima rigidez se obtiene al inicio de la fluencia del elemento compuesto, hasta las 645.35 Tm² se tiene un comportamiento elástico a partir de ahí la sección se plastifica hasta el momento máximo con un valor de 448.51 Tm² un 30 % menos que la rigidez elástica. Al controlar con una deformación de 10 mm se tiene 518.73 Tm² que es el 80 % de la rigidez elástica.

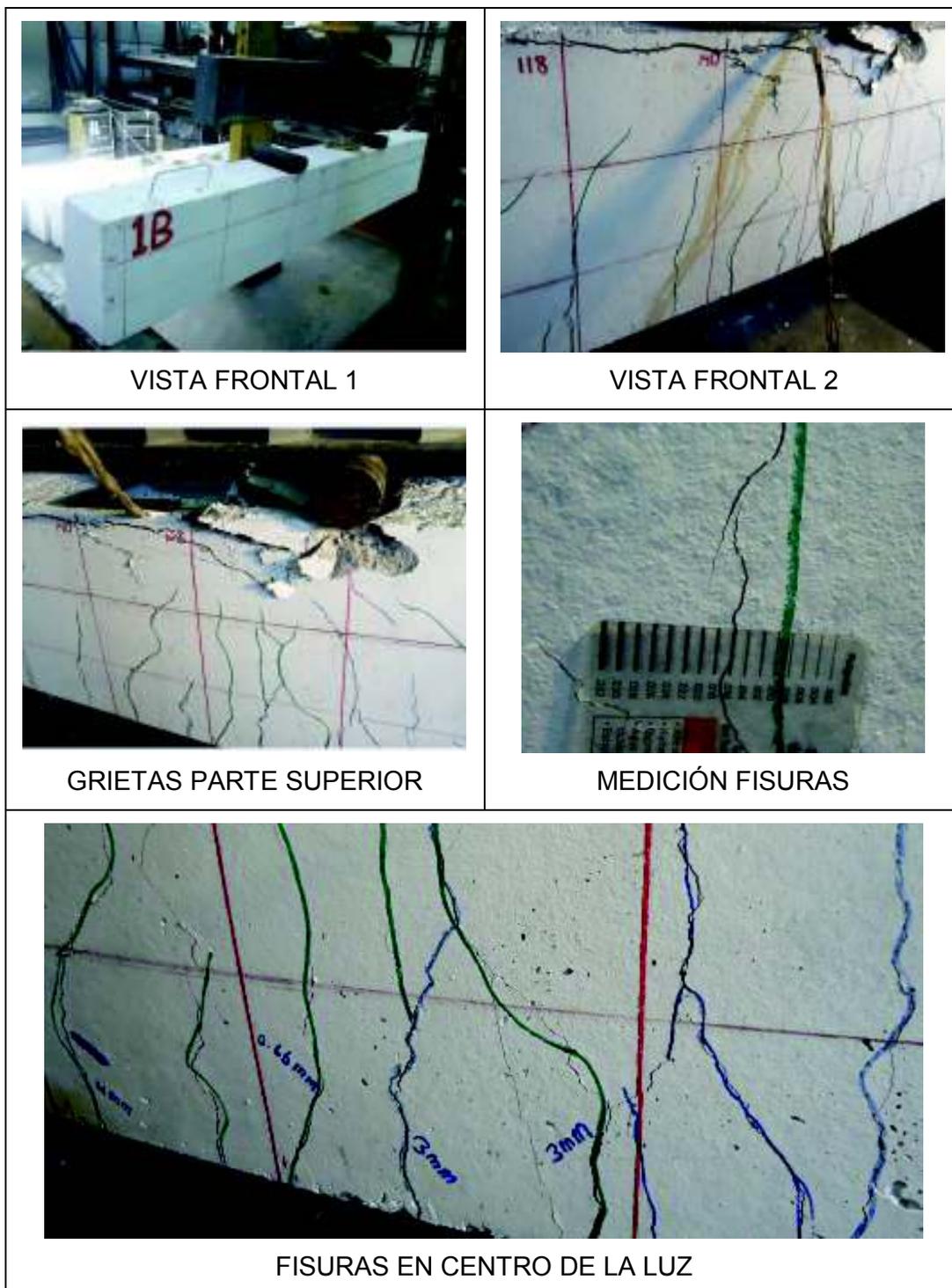
FIGURA 5. 22. CURVA RIGIDEZ VS %Mexp/My EN VIGA SRC 1B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Con los valores calculados para las inercias del perfil de acero estructural, acero de refuerzo y del concreto se estima el valor de C1 que para la viga SRC 1B resulta 0.023.

CUADRO 5. 6. ENSAYO A FLEXIÓN, FALLO, GRIETAS Y DEFLEXIÓN EN VIGA SRC 1B

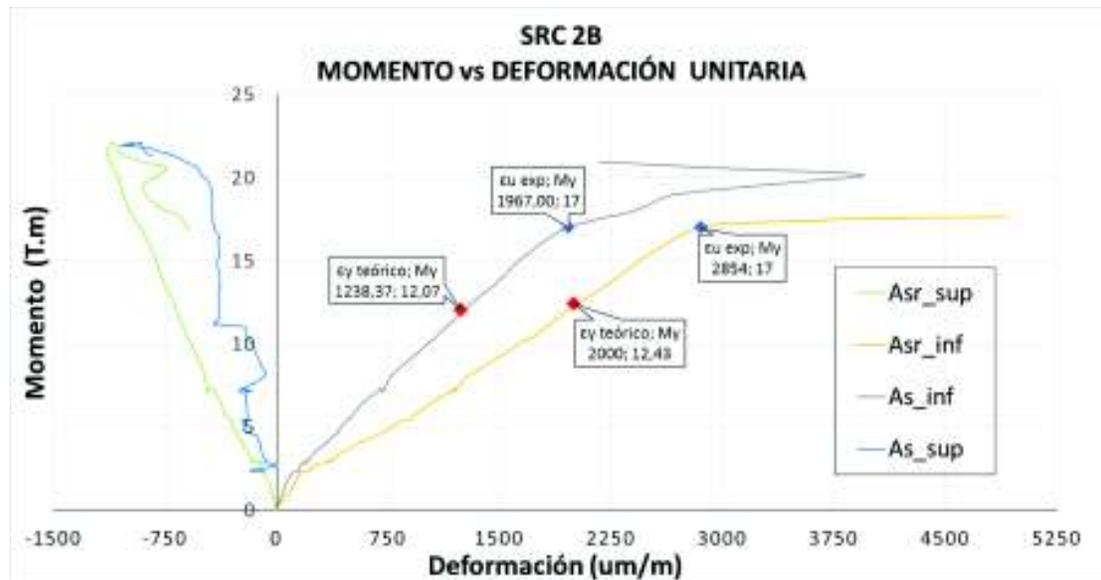


ELABORADO POR: Cachumba & Tovar

De manera similar se muestran las gráficas para las vigas SRC 2, 3 y 4B.

5.2.6. GRÁFICAS DEL ENSAYO A FLEXIÓN VIGA SRC 2B

FIGURA 5. 23. CURVAS MOMENTO VS DEFORMACIÓN UNITARIA, STRAIN GAUGES SRC 2B.



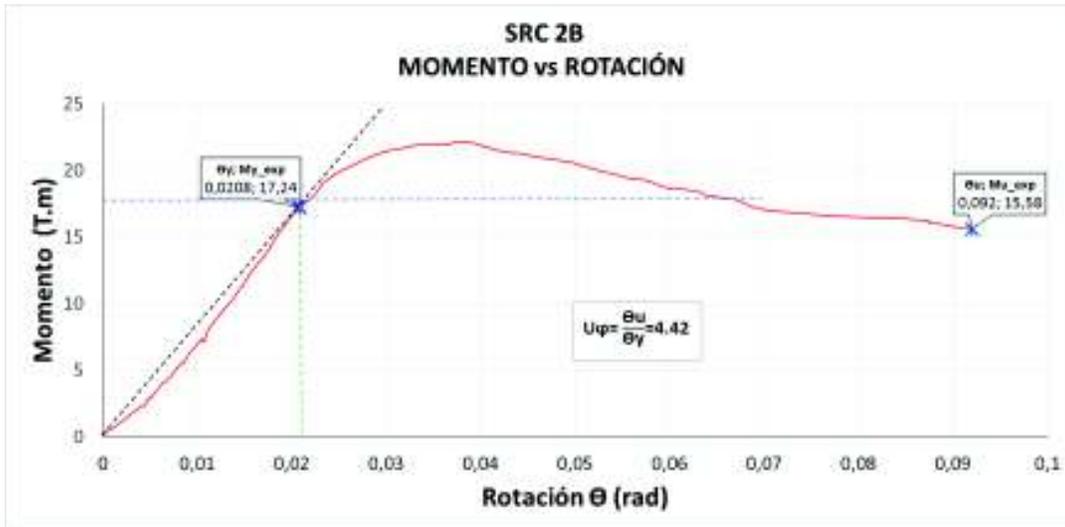
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 24. CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN EN VIGA SRC 2B.



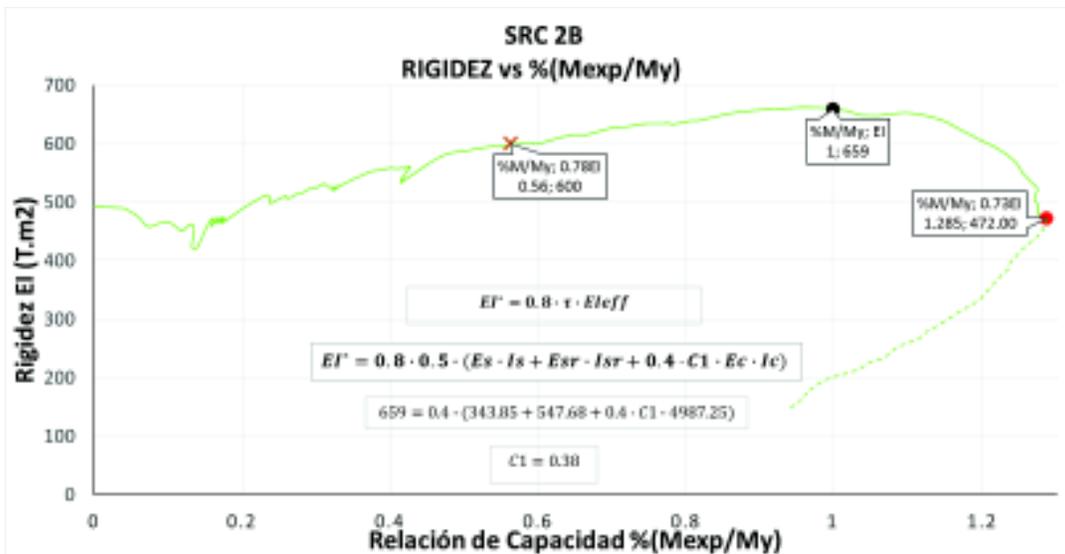
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 25. CURVA MOMENTO VS ROTACIÓN EN VIGA SRC 2B.

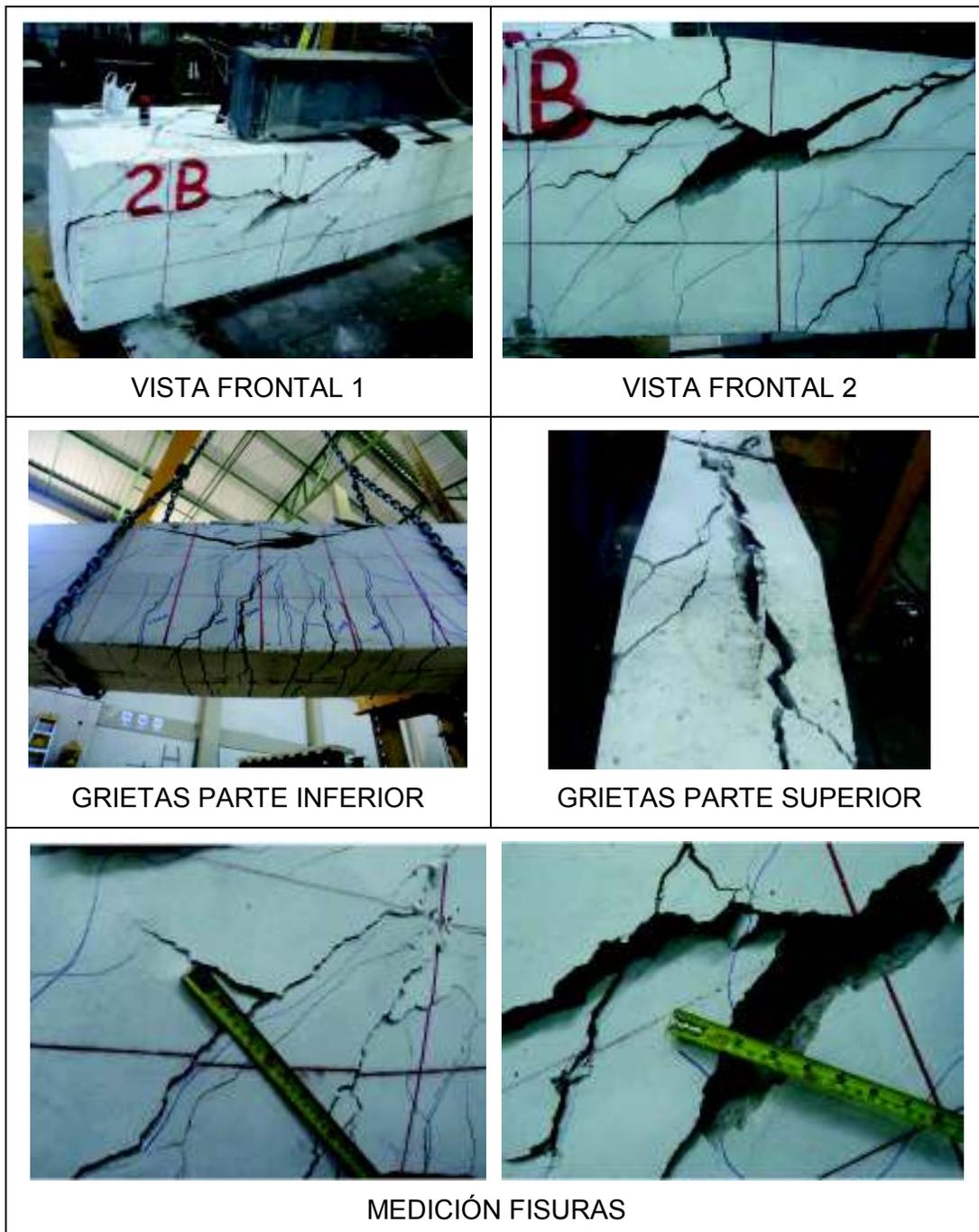


ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 26. CURVA RIGIDEZ VS %Mexp/My EN VIGA SRC 2B.



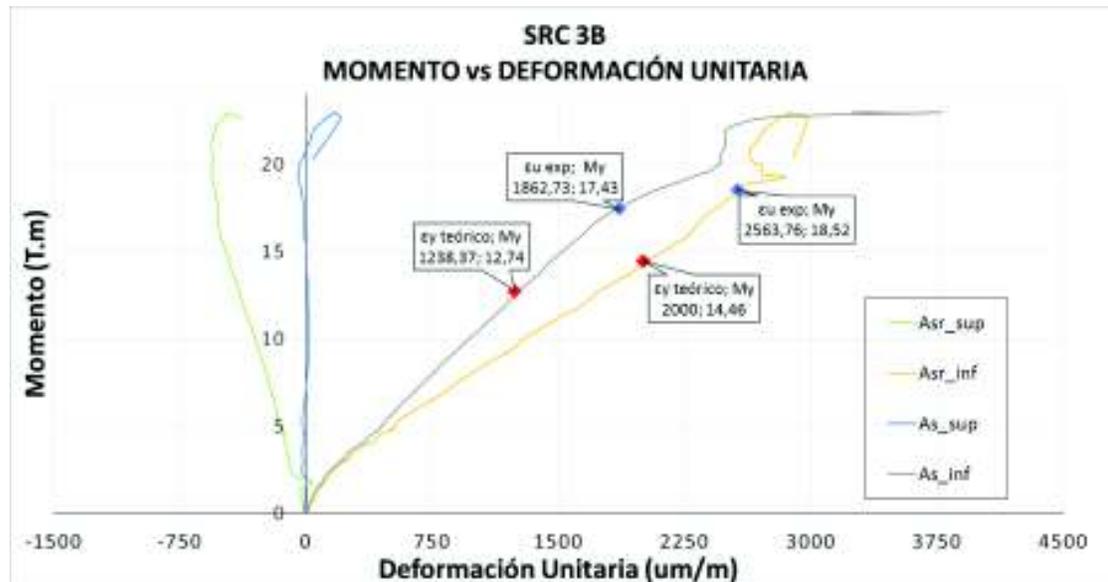
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 5. 7. ENSAYO A FLEXIÓN, FALLO Y GRIETAS EN VIGA SRC 2B.

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

5.2.7. GRÁFICAS DEL ENSAYO A FLEXIÓN VIGA SRC 3B

FIGURA 5. 27. CURVAS MOMENTO VS DEFORMACIÓN UNITARIA, STRAIN GAUGES SRC 3B.



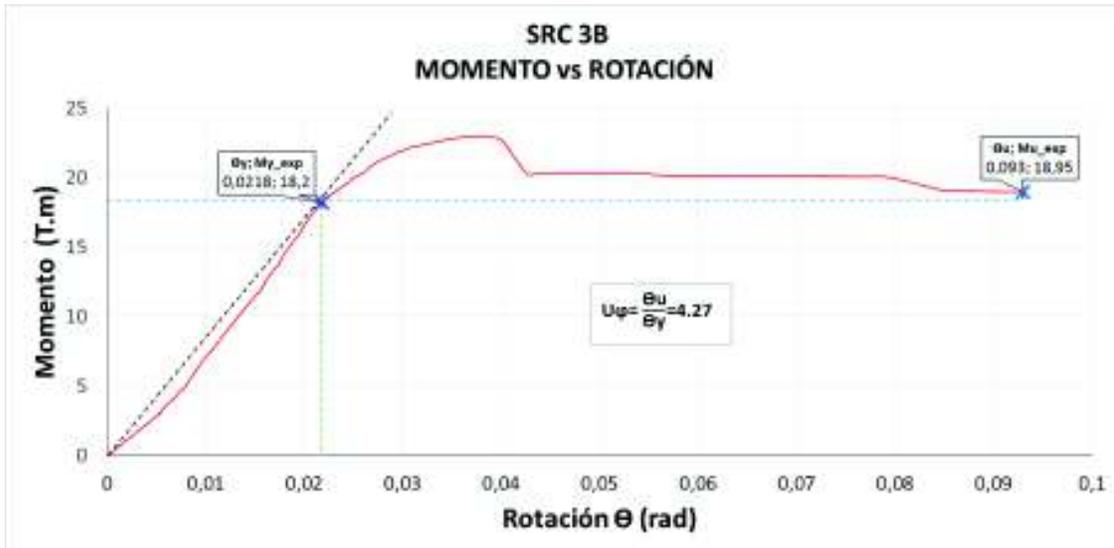
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 28. CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN EN VIGA SRC 3B.



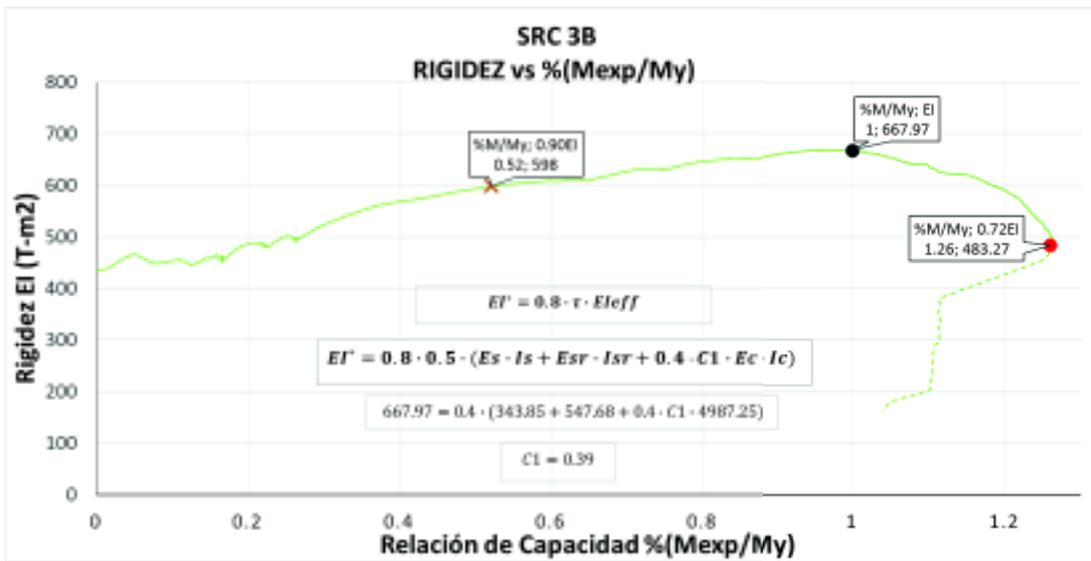
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 29. CURVA MOMENTO VS ROTACIÓN EN VIGA SRC 3B.

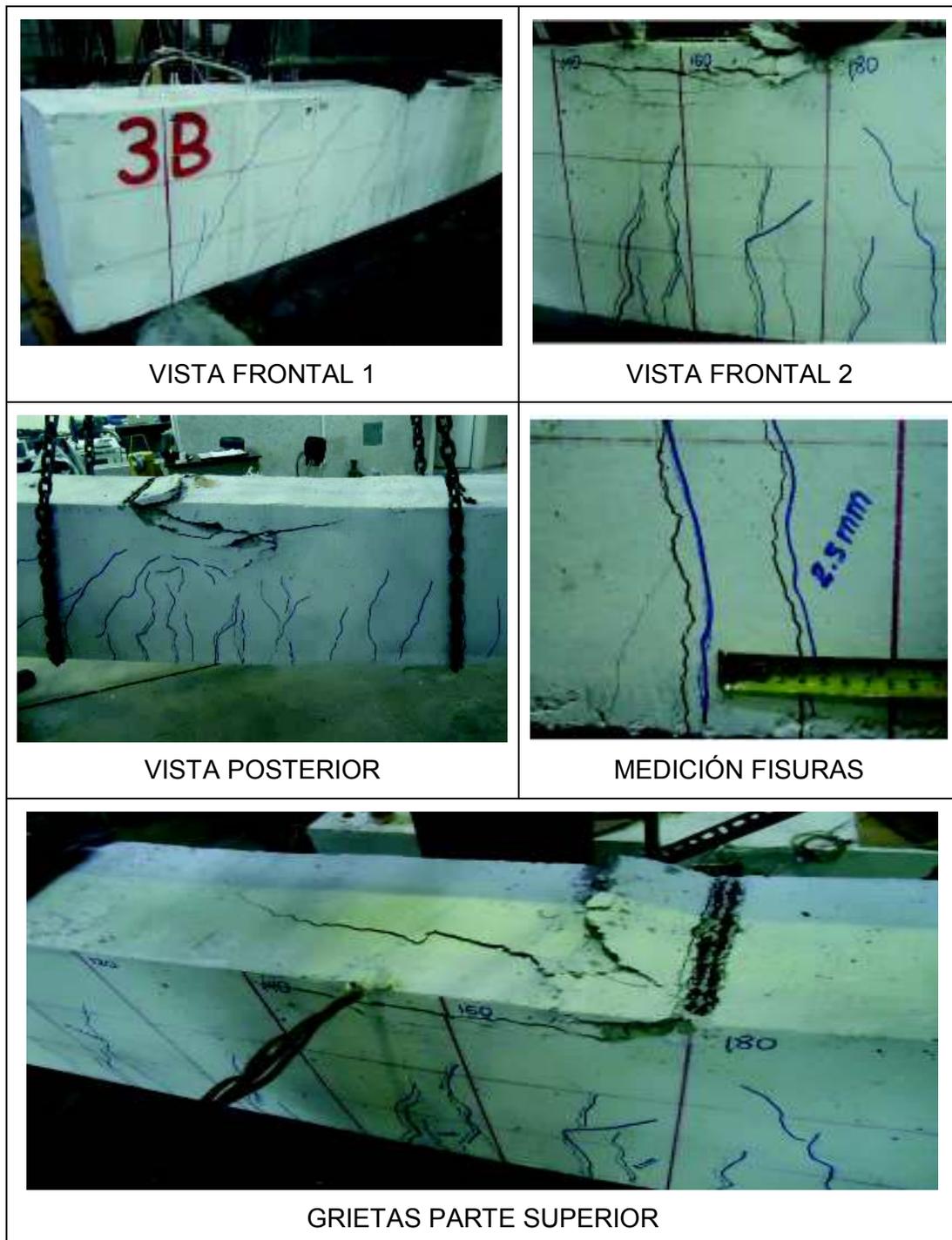


ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 30. CURVA RIGIDEZ VS %Mexp/My EN VIGA SRC 3B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 5. 8. ENSAYO A FLEXIÓN, FALLO, Y GRIETAS EN VIGA SRC 3B

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar

5.2.8. GRÁFICAS DEL ENSAYO A FLEXIÓN VIGA SRC 4B.

FIGURA 5. 31. CURVAS MOMENTO VS DEFORMACIÓN UNITARIA, STRAIN GAUGES SRC 4B.



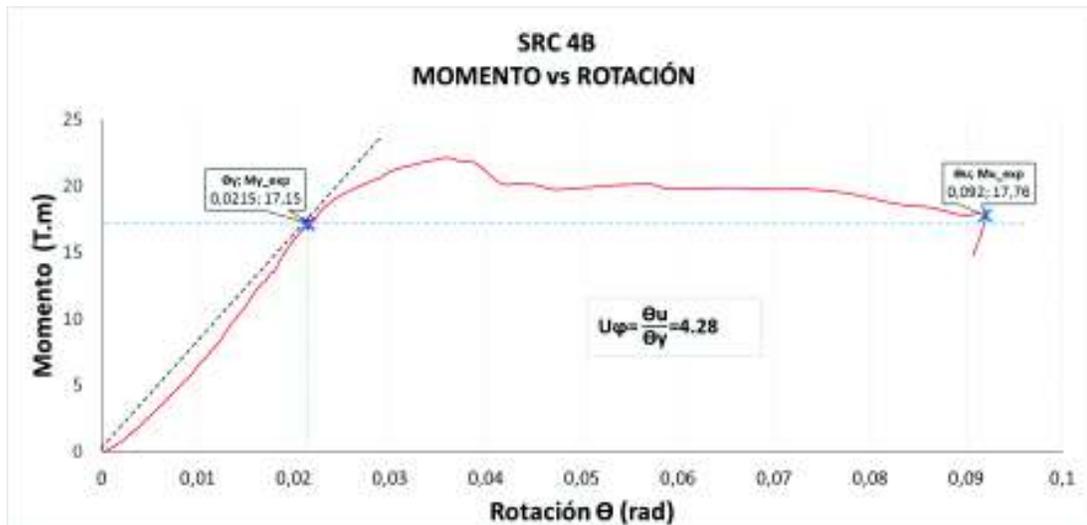
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 32. CURVA MOMENTO VS DEFORMACIÓN EN VIGA SRC 4B.



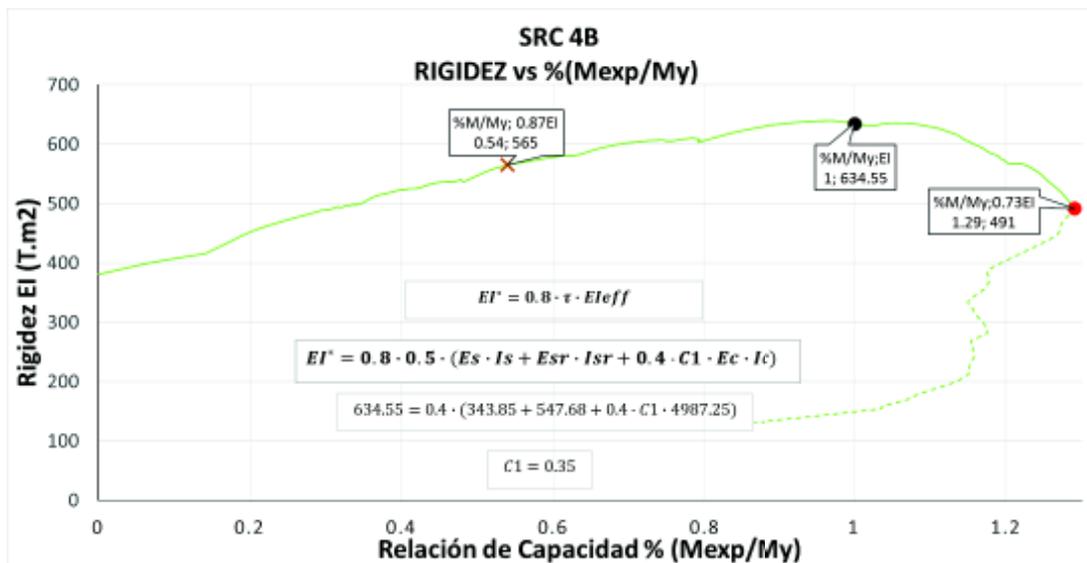
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 33. CURVA MOMENTO VS ROTACIÓN EN VIGA SRC 4B.

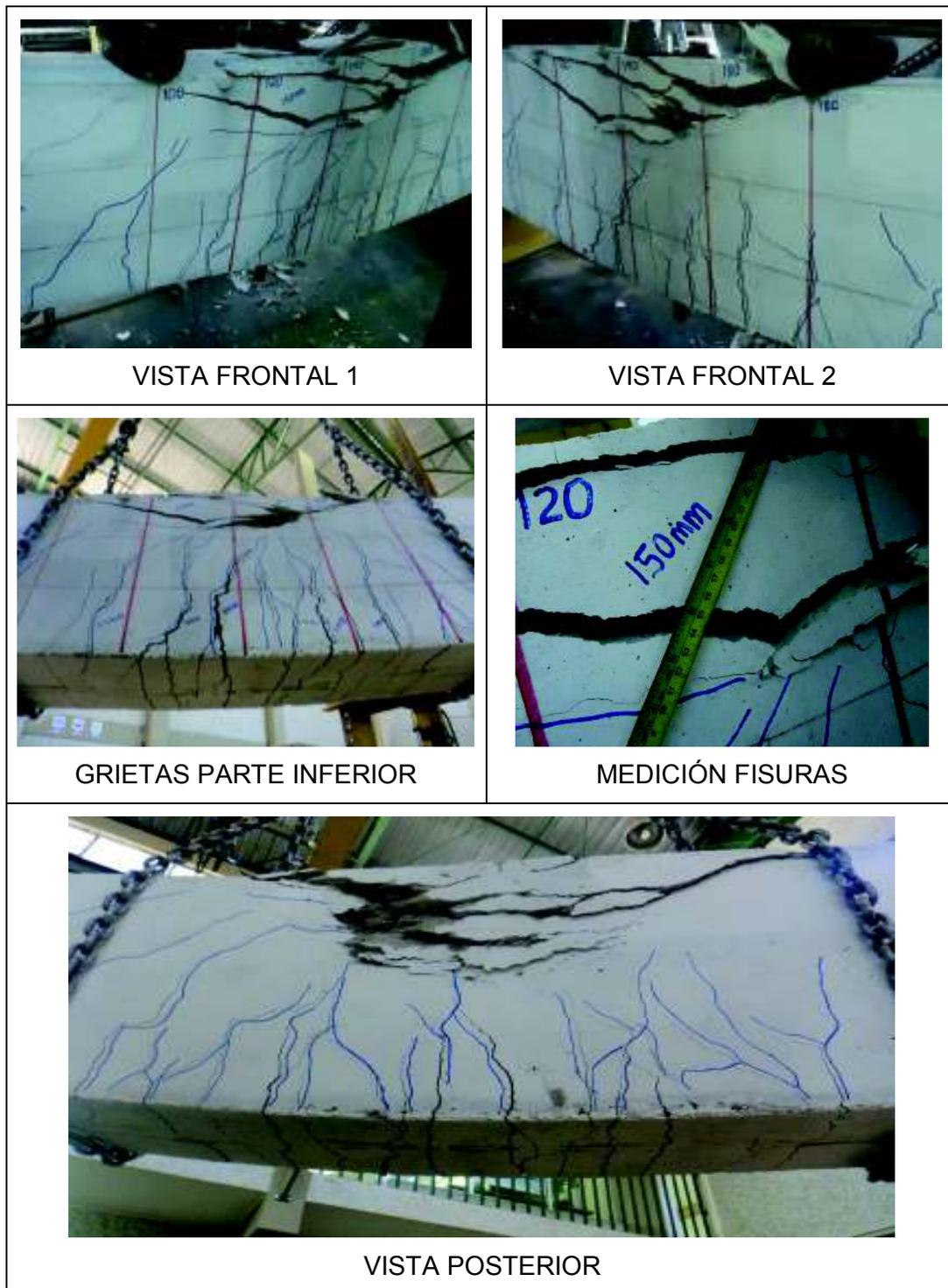


ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 34. CURVA RIGIDEZ VS %Mexp/My EN VIGA SRC 4B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 5. 9. ENSAYO A FLEXIÓN, FALLO Y GRIETAS EN VIGA SRC 4B.

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

5.3. COMPARACIÓN DE RESULTADOS GENERALES DE LAS VIGAS SRC

En los cuadros 5.10 y 5.11 se muestran los momentos nominales calculados con los distintos métodos y los momentos experimentales obtenidos del ensayo a flexión.

CUADRO 5. 10. MOMENTOS FLECTORES NOMINALES EN VIGA SRC-A.

ETAPAS	MÉTODOS				ENSAYO
	Superposición Esfuerzos Elásticos	Distribución de Tensión Plástica	Método de las Fuerzas	Método de la fibra	Experimental
	M [T.m]	M [T.m]	M [T.m]	M [T.m]	M [T.m]
Rango elástico	9,37	---	---	11,03	12,11
Plástico parte final meseta de fluencia	---	4,74	9,79	12,94	13,09
Punto de esfuerzo máximo	---	---	---	14,66	15
Rotura	---	---	---	13,46	---

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 5. 11. MOMENTOS FLECTORES NOMINALES EN VIGA SRC-B.

ETAPAS	MÉTODOS				ENSAYO
	Superposición Esfuerzos Elásticos	Distribución de Tensión Plástica	Método de las Fuerzas	Método de la fibra	Experimental
	M [T.m]	M [T.m]	M [T.m]	M [T.m]	M [T.m]
Rango elástico	15,51	---	---	18,38	17,79
Plástico parte final meseta de fluencia	---	4,74	15,71	20,32	19,52
Punto de esfuerzo máximo	---	---	---	21,61	22,86
Rotura	---	---	---	20,03	---

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

En los cuadros 5.12 y 5.13 se indican los aportes de resistencia de cada material en cada etapa de comportamiento en base al análisis con elementos fibra, ya que es el único método de los desarrollados en el proyecto que permite predecir los momentos nominales desde el rango elástico hasta el rango no lineal por efecto del agotamiento progresivo de los materiales.

CUADRO 5. 12. APORTES DE RESISTENCIA EN SECCIÓN SRC-A SEGÚN EL MOMENTO FLECTOR OBTENIDO EN CADA ETAPA.

MATERIALES	ANÁLISIS CON ELEMENTOS FIBRA			
	My [T.m]	Mp [T.m]	Mmax [T.m]	Mr[Tm]
Mo1 (Concreto)	6,56	5,14	2,25	1,40
Mo2(Acero estructural)	3,21	4,74	8,41	8,08
Mo3 (Acero de refuerzo)	1,26	3,05	4,00	3,97

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 5. 13. APORTES DE RESISTENCIA EN SECCIÓN SRC-B SEGÚN EL MOMENTO FLECTOR OBTENIDO EN CADA ETAPA.

MATERIALES	ANÁLISIS CON ELEMENTOS FIBRA			
	My [T.m]	Mp [T.m]	Mmax [T.m]	Mr[Tm]
Mo1 (Concreto)	12,89	9,06	4,66	3,46
Mo2(Acero estructural)	2,95	4,74	8,41	8,08
Mo3 (Acero de refuerzo)	2,54	6,52	8,53	8,48

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

En los cuadros 5.14 y 5.15 se muestran las fluencias en los aceros de las vigas compuestas SRC.

CUADRO 5. 14. FLUENCIA DE LOS ACEROS ESTRUCTURAL Y DE REFUERZO EN PROBETAS SRC-A.

PROBETA	ACERO	FLUENCIA TEÓRICA	FLUENCIA EXPERIMENTAL
		M[T.m]	M[T.m]
1A	Patín superior	---	---
	Patín inferior	6,32	12,31
	Acero de refuerzo superior	---	---
	Acero de refuerzo inferior	9,46	12,31
2A	Patín superior	---	---
	Patín inferior	5,92	13,51
	Acero de refuerzo superior	---	---
	Acero de refuerzo inferior	8,2	12,67
3A	Patín superior	---	---
	Patín inferior	6,27	11,4
	Acero de refuerzo superior	---	---
	Acero de refuerzo inferior	8,76	9,97
4A	Patín superior	---	---
	Patín inferior	4,25	5,09
	Acero de refuerzo superior	---	---
	Acero de refuerzo inferior	8,87	11,47

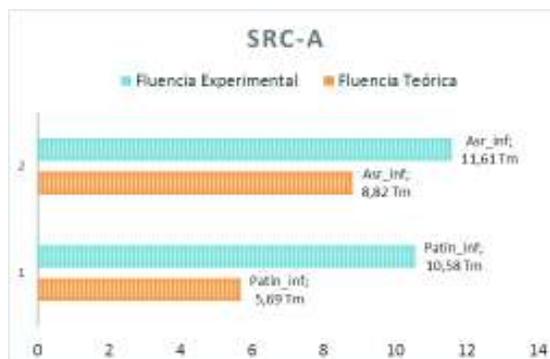
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 5. 15. FLUENCIA DE LOS ACEROS ESTRUCTURAL Y DE REFUERZO EN PROBETAS SRC-B.

PROBETA	ACERO	FLUENCIA TEÓRICA	FLUENCIA EXPERIMENTAL
		M[T.m]	M[T.m]
1B	Patín superior	---	---
	Patín inferior	13,23	18,76
	Acero de refuerzo superior	---	---
	Acero de refuerzo inferior	---	17,76
2B	Patín superior	---	---
	Patín inferior	12,07	17
	Acero de refuerzo superior	---	---
	Acero de refuerzo inferior	12,43	17
3B	Patín superior	---	---
	Patín inferior	12,74	17,43
	Acero de refuerzo superior	---	---
	Acero de refuerzo inferior	14,46	18,52
4B	Patín superior	---	---
	Patín inferior	SG dañado	SG dañado
	Acero de refuerzo superior	---	---
	Acero de refuerzo inferior	11	16,64

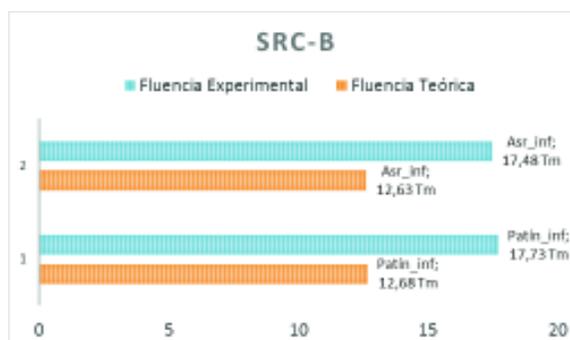
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 35. FLUENCIA PROMEDIO TEÓRICA Y EXPERIMENTAL DE ACERO ESTRUCTURAL Y DE REFUERZO EN SECCIÓN SRC-A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 36. FLUENCIA PROMEDIO TEÓRICA Y EXPERIMENTAL DE ACERO ESTRUCTURAL Y DE REFUERZO EN SECCIÓN SRC-B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

5.3.1. MOMENTOS NOMINALES TEÓRICOS

FIGURA 5. 37. Momentos flectores teóricos y experimentales sección SRC-A.



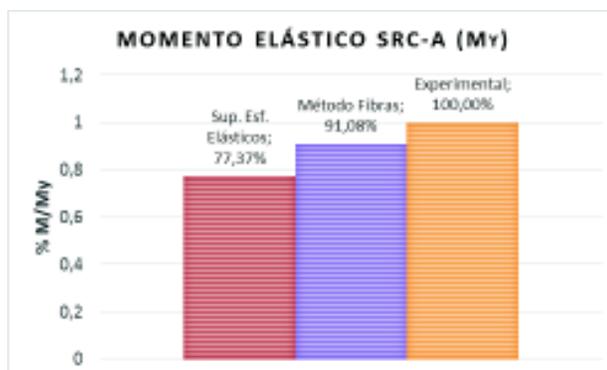
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 38. Momentos flectores teóricos y experimentales sección SRC-B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 39. Momentos teóricos respecto a momento elástico experimental (M_y) en sección SRC-A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

En la sección SRC-A la superposición de esfuerzos elásticos estima en un 77.37% al momento elástico experimental, mientras que el análisis mediante fibras por tomar en cuenta modelos constitutivos de los materiales llega a brindar un 91.08% de precisión.

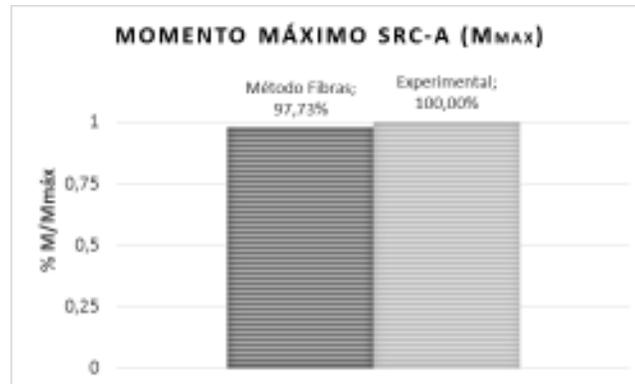
FIGURA 5. 40. Momentos teóricos respecto a momento plástico experimental (M_p) en sección SRC-A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

La distribución de tensión plástica omite por completo el aporte de resistencia del concreto, acero de refuerzo y asume una distribución uniforme de esfuerzos únicamente en el perfil Tipo I, se obtiene un momento flector que es el 36,21% del momento plástico experimental (M_p). El método de las fuerzas alcanza un 74,79% del M_p , esto es evaluado un poco antes de entrar al endurecimiento por deformación. El método de la fibra es más preciso y estima el momento plástico en un 98.85% respecto al valor experimental.

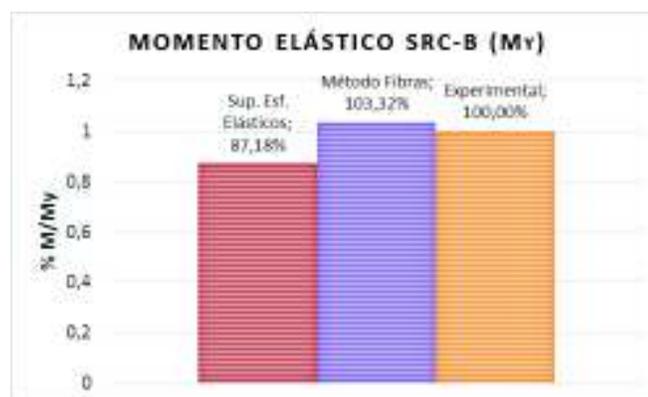
FIGURA 5. 41. Momento teórico por elementos fibra respecto a momento máximo experimental ($M_{\text{máx}}$) en sección SRC-A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

En cuanto al momento máximo únicamente se tiene como método de comparación el análisis por fibras, puesto que el punto de esfuerzo máximo se localiza en el rango no lineal y el único método que permite llegar hasta esa instancia es el método por fibras. Se obtuvo que el momento máximo teórico es un 97.73% en relación al resultado experimental.

FIGURA 5. 42. Momentos teóricos respecto a momento elástico experimental (M_y) en sección SRC-B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

En la sección SRC-B el método de superposición de esfuerzos alcanza un 87.18% y el método de la fibra sobreestima un 3.32% al momento elástico experimental.

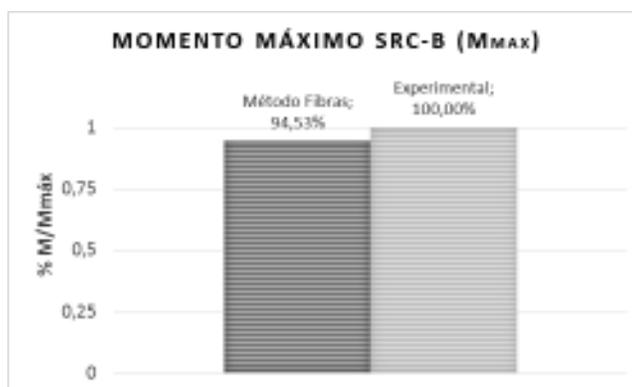
FIGURA 5. 43. Momentos teóricos respecto a momento plástico experimental (M_p) en sección SRC-B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

El método de cálculo que más se aproxima a lo experimental en el rango plástico es el análisis por fibras, el método de las fuerzas llega a un 80.47% y la distribución de tensión plástica en el perfil I por omitir el aporte de resistencia de los demás materiales subestima en un 75.52% al momento plástico experimental.

FIGURA 5. 44. Momento teórico por elementos fibra respecto a momento máximo experimental ($M_{m\acute{a}x}$) en sección SRC-B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

El momento máximo experimental es sustentado teóricamente mediante el análisis por fibras, del cual se obtuvo 94.53% de proximidad respecto al valor experimental.

5.3.2. APORTES DE RESISTENCIA EN BASE AL MOMENTO NOMINAL RESISTENTE

FIGURA 5. 45. Porcentajes de aporte de resistencia de cada material en sección compuesta SRC-A en base al análisis por fibras.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

En referencia a los aportes de resistencia en función del momento flector en cada etapa de comportamiento. En el rango elástico el concreto aporta un 59,46%, el perfil I un 29,08% y el acero de refuerzo un 11,46%. A pesar de que teóricamente la compatibilidad de deformaciones indica que la fluencia primeramente es alcanzada por la fibra más extrema de acero, por consecuencia el acero de refuerzo debería brindar un mayor aporte de resistencia que el perfil, esto no se cumple debido a que el área de acero estructural en tracción es mayor al área de las barras del refuerzo a tensión.

En la siguiente etapa hay degradación en la resistencia del concreto producto de la plastificación, mientras que el acero estructural y de refuerzo llegan a la fluencia en donde se deforman continuamente a esfuerzo constante; el concreto brinda un 39.74%, el perfil I un 36.67% y el refuerzo un 23.60% en términos de resistencia.

En el rango de endurecimiento por deformación, en el punto de esfuerzo máximo los aceros alcanzan su máxima capacidad resistente y la resistencia del concreto sigue en declive. Esta vez el concreto aporta un 15.33%, el perfil I un 57.40% y el acero de refuerzo un 27.27% en la acción compuesta del miembro SRC.

En la rotura, todos los materiales que componen la sección SRC reducen la mayor parte de su resistencia producto del fallo originado en el punto de esfuerzo máximo, después de pasar por ese pico hay un decaimiento en la curva momento-deformación hasta llegar al colapso total; éste no se pudo verificar experimentalmente por motivos de instrumentación durante el ensayo (la viga de carga chocó con la cara superior de la viga SRC).

Los aportes de resistencia en la rotura son los siguientes: 10.41% el concreto, 60.07% el acero estructural y 29.53% el acero de refuerzo. Se puede ver que el aporte del hormigón es mínimo, en comparación a la resistencia que contribuye el perfil I y acero de refuerzo.

FIGURA 5. 46. Porcentajes de aporte de resistencia de cada material en sección compuesta SRC-B en base al análisis por fibras.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Para la sección SRC-B, se puede notar que en el rango elástico el concreto ofrece un 70.11%, el perfil I un 16.07% y el refuerzo un 13.83% a la resistencia del miembro compuesto.

En la plastificación, el concreto aporta un 44.58%, el perfil I un 23.34% y el refuerzo 32.08%. Se puede observar que el concreto redujo su resistencia y los aceros brindan un mayor aporte, el acero de refuerzo contribuye un 8.74% más que el perfil; dado que tiene mayor esfuerzo de fluencia con respecto al perfil y existe una mayor brazo entre el centroide del refuerzo y el eje neutro plástico.

En el rango inelástico, durante el endurecimiento por deformación, el hormigón aporta un 21.57%, el acero estructural un 38.93% y el refuerzo un 39.49% en términos de resistencia a flexión.

En la fase de rotura, sigue decreciendo la resistencia de concreto que llega a un 17.27%, mientras que los aceros estructural y de refuerzo aportan en resistencia un 40.36% y 42.37% respectivamente.

5.3.3. DUCTILIDAD EXPERIMENTAL

FIGURA 5. 47. Ductilidad experimental en vigas SRC-A y SRC-B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Con respecto a la ductilidad se observó que los elementos SRC-A alcanzaron en promedio una valor de 5.74, razón por la cual pueden ser calificados como moderadamente dúctiles. Las probetas SRC-B a pesar de tener una barra de acero adicional en el refuerzo tanto en la parte superior como inferior y disponer de una sección transversal más voluminosa. Tienen una ductilidad de 4.29, que es menor a la conseguida por los especímenes SRC-A; esto debido a que los elementos compuestos SRC-B poseen menor cuantía de acero ($\%Acero_{SRC-B} = 2.90Ag$ y $\%Acero_{SRC-A} = 3.37Ag$).

5.3.4. RIGIDEZ EFECTIVA EXPERIMENTAL

Para determinar el aporte de rigidez de cada material se procede a calcular las inercias de cada uno de ellos con respecto al eje neutro como se mostró en la

sección 3.6 del capítulo 3, esto con la finalidad de facilitar el cálculo de la inercia equivalente a flexión pura. Se ha tomado un promedio de las 4 vigas A y B tanto en valores de inercia como los valores del coeficiente C1 despejados de la ecuación (B):

$$E_{\text{eff}} = E_s \cdot I_s + E_{sr} \cdot I_{sr} + 0.4 \cdot C_1 \cdot E_c \cdot I_c \quad \text{Ec. (A)}$$

$$C = 0.4 \cdot C_1$$

$$EI^* = 0.8 \cdot \tau \cdot E_{\text{eff}} \quad \text{Ec. (B)}$$

$$\varphi = 0.8 \cdot \tau$$

$$393.62 = 0.8 \cdot 0.5 \cdot (343.85 + 180.21 + 0.4 \cdot C_1 \cdot 2332.50)$$

$$C_1 = 0.5$$

En la ecuación (B) se aplica una reducción de 0.8 a toda la rigidez de todos los miembros que contribuyen a la estabilidad lateral de la estructura, adicionalmente el valor de τ varía entre 0 y 1 dependiendo de la compresión axial, para flexión pura adquiere un valor de 0,5.

La cuantía es la variable de la cual depende el coeficiente C1 y es el parámetro que se varía en las vigas en base al cambio de sección, se presenta en el siguiente cuadro las cuantías pertinentes.

CUADRO 5. 16. Cuantías de las vigas compuestas SRC A y SRC B.

VIGA	SRC A	SRC B
SECCIÓN	25x35 cm	25x45 cm
PERFIL A36	2.67%	2.08%
VARILLA G60	0.70%	0.82%
TOTAL	3.37%	2.90%

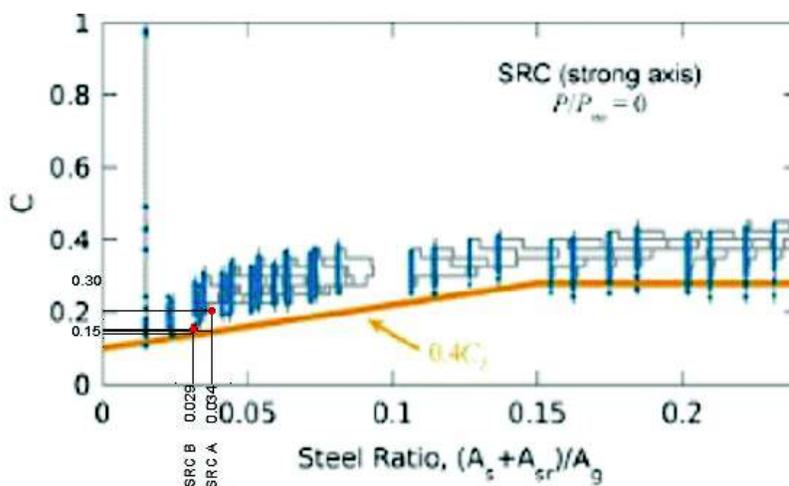
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 5. 17. Rigideces y coeficientes C1 experimentales.

VIGA	C1	C	Es _{ls}	E _{clc}	Es _{lrsr}	φ^*E_{sls}	$\varphi^*C^*E_{clc}$	φ^*E_{srlsr}	Eleff Exp	Eleff Calc
SRC A	0.50	0.20	343.85	2332.50	180.21	137.54	186.60	72.08	394.50	396.22
						35%	47%	18%		100%
SRC B	0.37	0.15	343.85	4987.25	547.25	137.54	295.25	218.90	651.72	651.69
						21%	45%	34%		100%

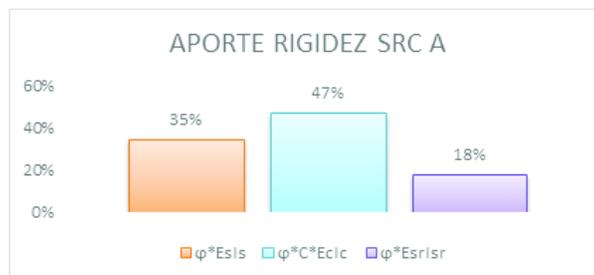
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Los valores del coeficiente C son ubicados en la siguiente gráfica donde es claro que la viga SRC A resiste más de lo que propone el código mientras que la SRC B si se encuentra en el rango propuesto.

FIGURA 5. 48. Coeficientes C1 experimentales en vigas SRC.

FUENTE: Denavit et al. (2018). MODIFICADO POR: Cachumba & Tovar.

La forma más común para obtener las inercias efectivas es calcular los aportes de cada material, en la viga SRC-A el hormigón el que más aporte de rigidez brinda con un 47%, seguidamente se encuentra el perfil de acero A36 con un 35% y por último está el aporte del acero de refuerzo longitudinal con un 18%.

FIGURA 5. 49. Aporte de rigidez experimental SRC A.

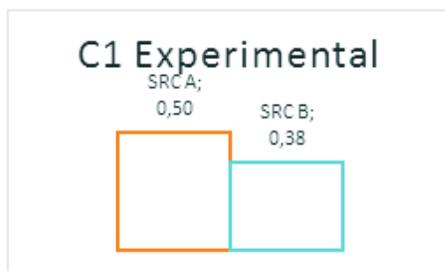
ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Para la viga SRC-B se observa que el aporte de rigidez del hormigón es del 46%, lo cual es similar en comparación a la SRC-A que tuvo un 47%, de igual forma se correlaciona la menor cuantía del perfil con el menor aporte de rigidez de un 21% a diferencia de la SRC-A donde se tuvo un 35%. Por último se encuentra un incremento de rigidez del 15% respecto de la SRC-A en cuanto al refuerzo debido al mayor porcentaje de cuantía que posee la sección compuesta SRC-B.

FIGURA 5. 50. Aporte de rigidez experimental SRC B.

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

En promedio de las 4 vigas SRC A y SRC B mediante el método directo con las rigideces efectivas experimentales (EI^*) se obtuvo los siguientes valores para el coeficiente C1:

FIGURA 5. 51. Coeficientes C1 experimentales.

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

5.3.5. RIGIDECES Y COEFICIENTES C1 TEÓRICOS

Al realizarse el ensayo a flexión pura nuestro estudio utiliza la ecuación (A) con una compresión axial nula o relativamente baja. Denavit et al. (2018), propuso la siguiente ecuación:

$$EI_{\text{eff}} = E_s \cdot I_s + E_{sr} \cdot I_{sr} + C1 \cdot E_c \cdot I_c ;$$

$$C1 = 0.25 + 3 \cdot \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right) \leq 0.7$$

CUADRO 5. 18. Rigideces efectivas en vigas SRC A y SRC B.

VIGA	Cuantía	C1	C	Esls	Eclc	Esrlsr	$\varphi \cdot Esls$	$\varphi \cdot C \cdot Eclc$	$\varphi \cdot Esrlsr$	Eleff	% Var
SRC A	0.034	0.35	0.14	343.85	2334.59	163.90	137.54	131.19	65.56	334.29	85%
							41%	39%	20%	100%	
SRC B	0.029	0.34	0.13	343.85	2496.80	498.11	220.06	134.60	318.79	673.45	103%
							33%	20%	47%	100%	

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Con los valores mostrados en el cuadro 5.18 se tiene un conservadurismo en la viga SRC A del 15%, mientras que la viga SRC B es sobreestimada en un 3%.

FIGURA 5. 52. Coeficientes C1 según AISC 360-16.

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

5.3.6. RIGIDECES Y COEFICIENTES C1 PROPUESTOS

La ecuación que se propone es:

$$C1 = 0.25 + \frac{4}{3} \left(\frac{A_s + A_{sr}}{A_g} \right)$$

Se propuso la ecuación anterior ya que se alcanzan valores similares de EI^* reales hallados en la experimentación y hasta un poco menores, garantizando así seguridad en la estructura y evitando sobreestimaciones.

CUADRO 5. 19. Rigideces efectivas en vigas SRC A y SRC B.

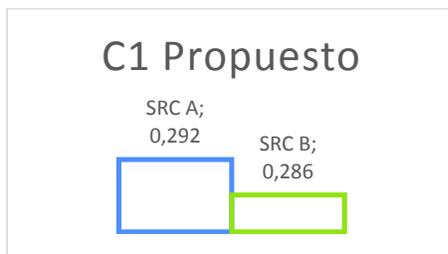
VIGA	Cuantía	C1	C	Esls	Eclc	Esrlsr	φ^*Esls	φ^*C^*Eclc	$\varphi^*Esrlsr$	Eleff	% Var
SRC A	0.034	0.29	0.12	343.85	2334.59	163.90	137.54	110.18	65.56	313.29	79%
							44%	35%	21%	100%	
SRC B	0.029	0.29	0.12	343.85	2496.80	498.11	220.06	115.30	318.79	654.16	100%
							34%	18%	49%	100%	

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

Con los valores del coeficiente C1 indicados en el cuadro 5.19 la viga SRC-B llega a la rigidez efectiva obtenida en la experimentación, mientras que la viga SRC-A tiende a ser un 21% conservadora en dicha rigidez. Es preferible ir por el lado de la seguridad antes que sobreestimar los valores de rigidez flexural.

Los valores de C1 calculados con la ecuación propuesta son los siguientes:

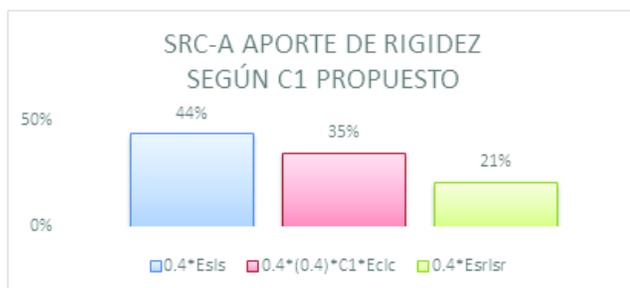
FIGURA 5. 53. Coeficientes C1 propuestos.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

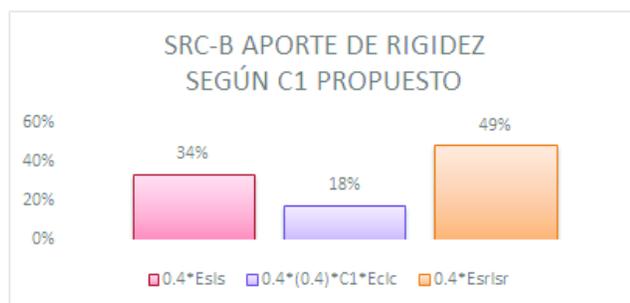
Así mismo los aportes de rigidez de cada uno de los materiales con el uso del coeficiente C1 propuestos cambian, al reducir el coeficiente C1 merma el aporte del hormigón, en la SRC B el aporte de las varillas de refuerzo aumenta considerablemente debido a una mayor cuantía, lo mismo ocurre con el aporte del perfil.

FIGURA 5. 54. Aporte de rigidez según C1 propuesto en viga SRC A.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

FIGURA 5. 55. Aporte de rigidez según C1 propuesto en viga SRC B.



ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CUADRO 5. 20. Incremento en los coeficientes C1

Incremento en C1	Experimental vs 360-16	Experimental vs Propuesto	360-16 vs Propuesto
SRC A	30%	42%	17%
SRC B	8%	22%	15%

ELABORADO POR: Cachumba & Tovar.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

- El hormigón alcanzó una resistencia a la compresión de $f'c = 413.17 \text{ kg/cm}^2$ lo cual fue beneficioso para que la aparición de fisuras se retrase, el módulo de elasticidad a los 45 días tuvo un valor experimental de 268778 kg/cm^2 y aumentó un 12.98% en relación al módulo obtenido a los 28 días.
- El método que mejor caracteriza el comportamiento elástico de los miembros SRC es el análisis por fibras, el cual permite conseguir valores aproximados cercanos al momento elástico experimental; el método de superposición de esfuerzos desprecia un 22.6% y 12.82% en las secciones SRC A y SRC B respectivamente.
- El método de la fibra proporciona un momento nominal reducido un 2.26% respecto al momento máximo experimental en las vigas SRC-A, mientras que en las vigas SRC-B difiere un 5.47% en relación al valor experimental.
- El momento plástico determinado por distribución de tensiones en el perfil I, omite los aportes de resistencia del refuerzo y el hormigón, subestimando en un 63.78% y 75.72% la capacidad flexural de las vigas SRC A y SRC B.
- Se obtienen resultados con menor dispersión respecto al momento plástico experimental al utilizar el método de fuerzas y el análisis por fibras, consiguiendo en las vigas SRC-A una precisión del 74.78% y 98.85% respectivamente; mientras que para las vigas SRC-B alcanza un 80.48% del valor experimental con el primer método y es sobreestimado un 4.09% con el método de fibras.

- Las fluencias experimentales del acero se originan en la región traccionada de las vigas SRC A, tanto el patín del perfil estructural como el acero de refuerzo fluyen en momentos de 10.58 Tm y 11.61 Tm respectivamente. En las vigas SRC B el patín fluye a los 17.73 Tm y el refuerzo a los 17.48 Tm.
- Los aportes de resistencia dados por los materiales a la viga SRC A son diferentes en cada etapa desde el rango lineal hasta la rotura teórica, el concreto va degradando su resistencia, mientras que los aceros van ganando fuerza a medida que van plastificando y disminuyen paulatinamente su magnitud una vez superado el punto de esfuerzo máximo.
- En base al método por fibras en las vigas SRC-A se determinó los siguientes aportes de resistencia de los materiales en cada etapa. En el rango elástico el concreto ofrece un 59.46%, el acero estructural un 29.08% y el refuerzo un 11.46%; en la plastificación perfecta el concreto aporta un 39.74%, el perfil I un 36.67% y el refuerzo un 23.6%. En el punto de esfuerzo máximo 15.33% el concreto, 57.4% el acero estructural y 27.27% el refuerzo. Por último en la rotura teórica el concreto provee un 10.41%, el perfil I un 60.07% y el acero de refuerzo un 29.53%.
- El análisis con elementos fibra en la sección SRC-B proporcionó los siguientes aportes de resistencia de cada material. En el rango elástico el concreto brinda un 70.11%, el acero estructural un 16.07% y el refuerzo un 13.83%; en la plastificación perfecta el concreto aporta un 44.58%, el perfil I un 23.34% y el refuerzo un 32.08%. En el ápice de la curva 21.57% el concreto, 38.93% el acero estructural y 39.49% el refuerzo. Finalmente en la rotura teórica el concreto ofrece un 17.27%, el perfil I un 40.36% y el acero de refuerzo un 42.37%.
- Las vigas SRC-A tienen una ductilidad de 5.74 y las SRC-B un valor de 4.29, pueden ser calificadas como moderadamente dúctiles (MD) según criterios de diseño sismorresistente. Los elementos compuestos tipo B

tienen menor ductilidad dado que poseen menor cuantía de acero en relación a las vigas tipo A.

- El aporte de rigidez de cada material está ligado a la cantidad de acero de que cada uno presenta en la sección y varía según la aplicación de carga en el rango elástico o plástico.
- El uso del análisis elástico prevalece en el diseño de estructuras para el control de deformaciones, sin embargo, el estudio en el rango plástico es importante para garantizar la disipación de energía cuando se tengan sismos fuertes.
- El valor del coeficiente C_1 experimental para la viga SRC A es de 0.50 y 0.37 para SRC B, con estos valores se encuentra el aporte del hormigón que sumado el aporte del perfil más el aporte del acero de refuerzo dan la inercia efectiva experimental.
- Se propone un valor de $C_1 = 0.25 + \frac{4}{3}(A_s + A_{sr})/A_g$ que abarca resultados reales del experimento reduciendo conservadurismos y evitando sobreestimaciones.
- Los valores de inercia efectiva hallados según la teoría elástica son menores en 21% para SRC-A, mientras que es sobreestimado en un 3% para la SRC-B respecto de los resultados experimentales.
- La inercia efectiva depende de varios parámetros como cuantías, carga de compresión axial, propiedades geométricas y materiales, el proponer una sola expresión que abarque todas las configuraciones es un verdadero desafío y requiere de más investigaciones.
- Al aumentar la compresión axial en el miembro el coeficiente C_1 también crece, es decir, el aporte del concreto incrementa debido al menor agrietamiento que sufre el concreto.

- El AISC 360 16 suele ser conservador pues es más importante tomar los valores mínimos antes que los máximos, sin embargo, se siguen realizando investigaciones que permitan reducir el conservadurismo y advierte estudiar elementos con cuantías de acero que aún no han sido investigadas.

6.2. RECOMENDACIONES

- Para futuras investigaciones se aconseja chequear el comportamiento de las conexiones viga-columna con elementos SRC, para ver cómo se produce la acción compuesta en esas zonas neurálgicas de las estructuras.
- Los encofrados deberían ser contruidos con la sección transversal dispuesta de otra manera (recostadas, manteniendo en forma vertical la cara de menor dimensión), esto con la finalidad de reducir el empuje producto de la presión lateral ejercida por el hormigón fresco durante la fundición de las vigas.
- Tener cuidado en la dimensión de los espaciamientos libres dejados en la sección transversal, ya que de no respetar eso puede resultar difícil embeber el perfil I.
- Para poder verificar el colapso total de la viga SRC se debería instrumentar con un mecanismo de carga distinto, ya que la viga de carga usada en el presente proyecto interrumpió el desarrollo del ensayo al tocar la cara superior del miembro SRC flexionado.
- En el análisis con elementos fibra se debería caracterizar el comportamiento del acero estructural y de refuerzo mediante curvas esfuerzo-deformación unitaria experimentales a detalle, para de esta forma obtener resultados más cercanos a la realidad. En el presente estudio se usaron solamente modelos constitutivos teóricos para describir a los materiales, únicamente para el concreto se utilizó el módulo de elasticidad experimental.

- Realizar estudios con cuantías de acero entre 0.05 a 0.1 en $(A_s + A_{sr})/A_g$ las cuales gobiernen el comportamiento estructural y ayuden a reducir los conservadurismos restantes en miembros SRC a flexión pura.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI 318-14. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. American Concrete Institute, Texas.

Aguiar, R. & Mora, E. (2015). *Modelación del diagrama momento-curvatura y momento-rotación en secciones de acero estructural*. Revista Ciencia. Obtenido de: <https://www.researchgate.net/publication/276279025>

Ahmad, S., Masri, A., & Abou, Z. (2017). *Analytical and experimental investigation on the flexural behavior of partially encased composite beams*, Beirut Arab University. Obtenido de: <http://dx.doi.org/10.1016/j.aej.2017.03.035>

AISC 360-05. (2005). *Specification for Structural Steel Buildings*. Obtenido de: <https://ingilichpc.files.wordpress.com/2011/03/especificaciones-aisc-2005-con-impresion-alta-calidad2.pdf>

AISC 360-16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. Obtenido de: <https://www.aisc.org/globalassets/aisc/publications/standards/a360-16-spec-and-commentary.pdf>

Alejandro, H. (2014). *Módulo de elasticidad de hormigones de peso normal empleados en el Ecuador*. Escuela Politécnica Nacional, Quito. Obtenido de: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/8627>

ArcelorMittal. (2015). *Earthquake Resistant Steel Structures*. Obtenido de: https://constructalia.arcelormittal.com/en/solutions_by_performance/earthquake_resistance#

Celi, C. (2014). *Análisis paramétrico de la fiabilidad del modelamiento sísmico en el rango no lineal, en función del tipo de modelamiento empleado*. Escuela Politécnica Nacional, Quito. Obtenido de: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/>

15000/8712

- Chang, G. & Mander, J. (1994). *Seismic Energy Based Fatigue Damage Analysis of Bridge Columns: Part 1- Evaluation of Seismic Capacity*. State University of New York, Buffalo.
- Chen, Y., Li, W. & Fang, C. (2016). *Performance of Partially Encased Beams Under Static and Cyclic Bending*. Tongji University, Shanghai China. Obtenido de: <http://dx.doi.org/10.1016/j.istruc.2016.09.004>
- Chen, C. (2014). *Accuracy of AISC Methods in Predicting Flexural Strength of Concrete-Encased Members*. China. Obtenido de: <https://www.researchgate.net/publication/23615964>
- Crisafulli, F. (2014). *Diseño Sismoresistente de Construcciones de Acero*. Universidad Nacional de Cuyo. (4ta ed.). Mendoza, Argentina.
- Crisafulli, F. (2018). *Diseño Sismoresistente de Construcciones de Acero*. Universidad Nacional de Cuyo. (5ta ed.). Mendoza, Argentina.
- Denavit, M., Hajjar, D. & Jerome, F. (2014). *Characterization of Behavior of Steel-Concrete Composite Members and Frames with Applications for Design*. University of Illinois at Urbana-Champaign.
- Denavit, M., Hajjar, J., Perea, T. & Leon, R. (2018). *Elastic flexural rigidity of steel-concrete composite columns*. Engineering Structures Vol. No. 160, Estados Unidos.
- Eurocode 4. (2004). *Design of Composite Steel and Concrete Structures*. General Rules and Rules for Buildings. Austria.
- Gerdau (2016). *Construcción Compuesta*, México D.F. Obtenido de: <https://www.gerdau.com/gerdaucorsa/es/productos/catalogos-y-articulos-tecnicos#k=#s=51>
- Gerdau (2015). *Elección del tipo de acero para estructuras*, México D.F. Obtenido de: <https://www.gerdau.com/gerdaucorsa/es/productos/catalogos-y-articulos-tecnicos#k=#s=51>
- Gutiérrez, L. (2003). *El concreto y otros materiales de construcción*. Universidad Nacional de Colombia, Manizales.

- Hadi, M., Youssef, J. (2016). *Experimental investigation of GFRP reinforced and GFRP encased square concrete specimens under axial and eccentric load, and four point bending test*. University of Wollongong, Australia.
- Imbsen, R. (2007). *AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design*. University of California, Davis.
- Hernández, L. (2017). *Apuntes de clases de Estructuras de Acero I*. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito.
- Hibbeler, R. (2011). *Mecánica de Materiales*. (8va ed.). México: Prentice Hall.
- Kamal, A. (2015). *Encased beam with variable upper steel flange position*. Benha University, Egypt. Obtenido de: www.ijaiem.org/Volume4Issue4/IJAIEM-2015-04-09-21.pdf
- Khan, A. & Huang, S. (1995). *Continuum Theory of Plasticity*. University of Maryland, Estados Unidos.
- Mander, J., Priestley, M. & Park, R. (1988). *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. New Zealand: Journal of Structural Engineering. ASCE Vol. 114 (8).
- Marín, A. (2016). *Soldadura y estructuras*. Universidad Tecnológica de Pereira, Colombia. Obtenido de: http://soldadurayestructuras.com/2184389_Del-autor.html
- Mc Cormac, J., & Brown, R. (2008). *Diseño de Concreto Reforzado*. Octava Edición-Alfaomega. México.
- Mc Cormac, J. & Csernak, S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. Quinta Edición-Alfaomega. México.
- Moreno, O. (2002). *Diseño y Comportamiento de Miembros Estructurales de Acero por el Método LRDF*, Universidad de Sonora. Obtenido de: <http://www.bibliotecadigital.uson.mx/pagindice.aspx?tesis=11885>
- NEC-SE-HM, (2015). *Guía práctica para el diseño de estructuras de hormigón armado- Guía de Diseño 2*. Norma Ecuatoriana de la Construcción.
- NRCMA, (2007). *Resistencia a flexión del concreto*. National Ready Mixed Association. Obtenido de: <https://www.nrmca.org/>

Leon, R., Hajjar, J. & Kim, D. (2007). *Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns Part 1: Formulation of Design Provisions for the 2005 AISC Specification*. Engineering Journal ResearchGate. New York.

Luna, G. (2014). *Estudio del hormigón-Guía didáctica para el diseño de mezclas*. Escuela Politécnica Nacional, Quito.

Perea, T. & León, R. (2010). *Análisis y diseño de columnas compuestas de acero estructural y concreto reforzado*. Universidad Autónoma Metropolitana, México.

Quishpe, E. (2016). *Estudio Teórico Experimental de Columnas SRC rectangulares y circulares de hormigón reforzadas con perfil de acero tipo I, sujetas a flexo compresión biaxial*. Escuela Politécnica Nacional, Quito. Obtenido de: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/16903>

Rivera, G. (2013). *Tecnología del concreto y mortero*. Universidad del Cauca.

Seismosoft. (2013). *SeismoStruct v6.5 - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures*, Obtenido de: <http://www.seismosoft.com>

UCLM (2016). *Estructuras de Acero-Métodos de análisis*. Universidad de Castilla La Mancha. España. Obtenido de: https://previa.uclm.es/area/ing_rural/Trans_const/MetodosAnalisis.pdf

Vintimilla, J. (2017). *Apuntes de clases de Estructuras de Acero II*. Escuela Politécnica Nacional, Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Quito.

Vizuite, E. (2007). *Diseño de edificios de acero con elementos compuestos*. Escuela Politécnica Nacional. Obtenido de: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/8334>

Weng, C., Yen, S. & Chen, C. (2001). *Shear strength of concrete-encased composite structural members*. Journal of Structural Engineering. ASCE Vol. 127, No. 10.

Zabaleta, H. (1992). *Compendio de Tecnología del Hormigón*. Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón. Santiago.

ANEXOS

ANEXO No. 1

INFORME DE ENSAYO DE COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN

Quito, 24 de septiembre de 2018

INF. No. 18 - 0256-I
Hoja 01 de 01

SOLICITA: JORGE ENRIQUE TOVAR ZAPATA; OSCAR EDUARDO CACHUMBA SIMBA

Atención: Jorge Enrique Tovar Zapata; Oscar Eduardo Cachumba Simba

Dirección: Ladrón De Guevara E11-253 Y Andalucía

PROYECTO: ESTUDIO TEÓRICO EXPERIMENTAL DE VIGAS SRC RECTANGULARES DE HORMIGÓN REFORZADAS CON PERFIL DE ACERO TIPO I, SUJETA A FLEXIÓN

CONTRATISTA: ***

FISCALIZADOR: ***

ELEMENTO: ***

NORMA: NTE INEN 1573:2010 ; ASTM C39/C29M - 14a

No.	FECHA FABRICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FECHA ROTURA	EDAD (días)	DIÁMETRO (mm)	ÁREA TRANSV. (mm ²)	P. ESPEC. (kg/cm ²)	CARGA		RESISTENCIA		TIPO DE FALLA
								(kN)	(t)	(MPa)	(kg/cm ²)	
1	6 ago-18	CILINDRO A	20 ago-18	45	98.00	7543	2310	207.8	27.3	33.5	302	TIPO 1
2	6 ago-18	CILINDRO B	20 ago-18	45	95.00	7098	2240	311.8	51.8	60.5	413	TIPO 1
3	6 ago-18	CILINDRO C	20 ago-18	45	98.25	7581	2250	297.6	30.3	39.3	400	TIPO 1



Observación: Las procedencias y fechas de fabricación han sido tomadas de las muestras y es responsabilidad del cliente.

ING. MERCEDES VILLACÍS
 JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN EN CILINDROS DE HORMIGÓN

Quito, 5 de septiembre de 2018.

INF. No. 18 - 0252-1
Hoja 01 de 01

SOLICITA: JORGE ENRIQUE TOVAR ZAPATA, OSCAR EDUARDO CACHUMBA SIMBA

Atención: Jorge Enrique Tovar Zapata, Oscar Eduardo Cachumba Simba

Dirección: Ladrón De Guevara E11-253 Y Andalucía

PROYECTO: ESTUDIO TEÓRICO EXPERIMENTAL DE VIGAS SRC RECTANGULARES DE HORMIGÓN REFORZADAS CON PERFILO DE ACERO TIPO I, SUJETA A FLECCION

CONTRATISTA: ***

FISCALIZADOR: ***

ELEMENTO: ***

NORMA: NTE ENEN 1573-2010 ; ASTM C39/C39M - 14a

No.	FECHA FABRICACIÓN	DESCRIPCIÓN	FECHA ROTURA	EDAD (días)	DIÁMETRO (mm)	ÁREA TRANSV. (mm ²)	P. ESPEC. (kg/m ³)	CARGA		RESISTENCIA		TIPO DE FALLA
								(kN)	(t)	(MPa)	(kg/cm ²)	
1	6 ago 18	CILINDRO #1	3 ago 18	28	98.23	7737	2280	212.2	21.6	27.4	260	TIPO 1
2	6 ago 18	CILINDRO #2	3 ago 18	28	99.00	7688	2280	251.1	25.6	32.6	333	TIPO 1
3	6 ago 18	CILINDRO #3	3 ago 18	28	98.23	7581	2270	256.2	28.1	35.8	345	TIPO 2



Observación: Las procedencias y fechas de fabricación han sido tomadas de las muestras y es responsabilidad del cliente.

ING. MERCEDES VILLALÍS
 JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609

Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía / Edif. Ing. Civil / Mezanine / Ofic. M15 **email:** laboratoriocivilepn@yahoo.com

ANEXO No. 2

INFORME DE LA DETERMINACIÓN DEL

MÓDULO DE ELASTICIDAD EXPERIMENTAL DEL HORMIGÓN



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN MONOAXIAL DE HORMIGÓN

INF. No. 18-0253-1
01 de 02

Quito, 6 de septiembre de 2018

SOLICITA: JORGE ENRIQUE TOVAR ZAPATA; OSCAR EDUARDO CACHUMBA SIMBA
Atención: Jorge Enrique Tovar Zapata; Oscar Eduardo Cachumba Simba
Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía - EPN
PROYECTO: ESTUDIO TEÓRICO EXPERIMENTAL DE VIGAS SRC RECTANGULARES DE HORMIGÓN REFORZADAS CON PERFIL DE ACERO TIPO I, SUJETA A FLEXIÓN
CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
ELEMENTO: ***
MUESTRA: ***
NORMA REFERENCIAL: ASTM C469-14
FECHA DE ENSAYO: 3/9/2018

CARGA (Kg)	DEF. AXIAL (µm)	ESFUERZO (Kg/cm ²)
0	0	0.00
1000	60	12.96
2000	115	25.93
3000	175	38.89
4000	230	51.86
5000	290	64.82
6000	345	77.79
7000	430	90.75
0	0	0.00
2000	85	25.93
4000	175	51.86
6000	290	77.79
8000	405	103.72
10000	520	129.65
12000	645	155.58
14000	785	181.51
16000	925	207.44
0	0	0.00
2000	90	25.93
4000	200	51.86
6000	315	77.79
8000	430	103.72
10000	545	129.65
12000	670	155.58
14000	790	181.51
16000	925	207.44
18000	1075	233.36
20000	1245	259.29
22000	1470	285.22
24000	1780	311.15

CARACTERÍSTICAS DE LA PRUEBA	
DIÁMETRO (D) (cm) :	9.91
ALTURA (L) (cm) :	19.83
VOLUMEN (cm ³) :	1538.99
PESO (N) :	3431.35
PESO UNITARIO (KN/m ³) :	2.23

RESUMEN DE RESULTADOS	
ÁREA (cm ²) :	77.13
RELACIÓN L/D :	2.01
Carga máxima (Kg) :	20922.00
Módulo de Elasticidad (Kg/cm ²) :	237845
Resistencia a la compresión nominal (Kg/cm ²) :	332.16
Resistencia a la compresión unitaria corregida (Kg/cm ²) :	332.16

ING. MERCEDES VILLACÍS

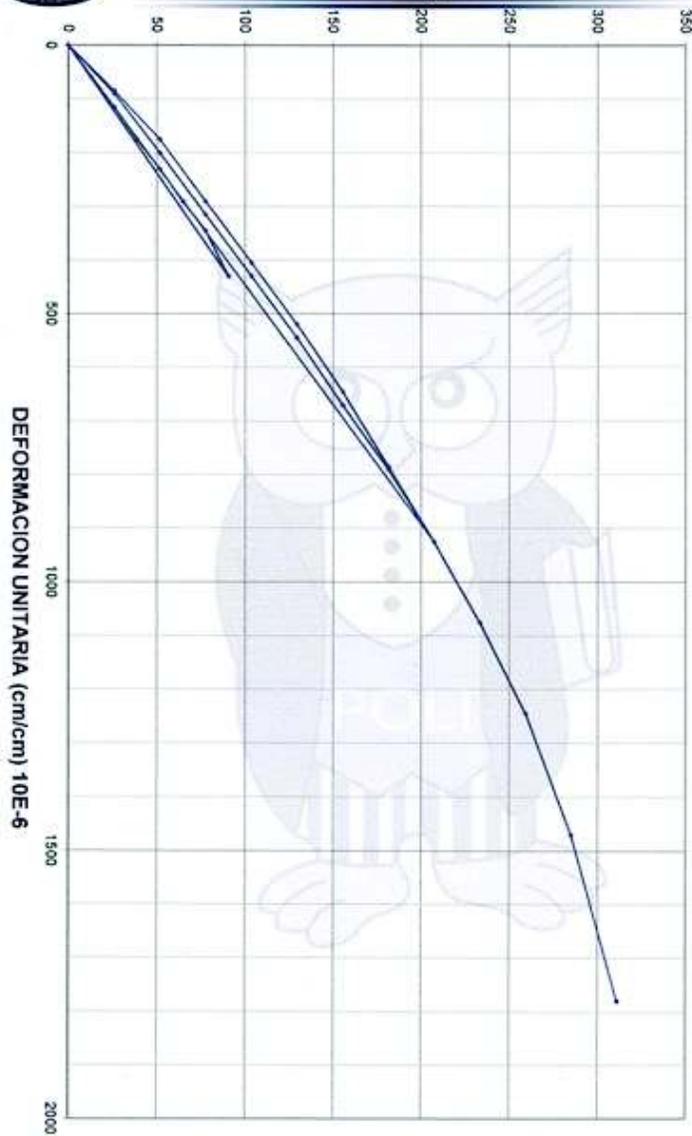
JEFE DEL LABORATORIO



Telf.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



INF N° 18-0253-1
02 de 02

CURVA ESFUERZO - DEFORMACIÓN

COMMONOCILINDRO-18-019-1



Telf.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



COMPRESIÓN MONOAXIAL DE HORMIGÓN

INE. No. 18-0255-1
01 de 02

Quito, 24 de septiembre de 2018

SOLICITA: JORGE ENRIQUE TOVAR ZAPATA; OSCAR EDUARDO CACHUMBA SIMBA
Atención: Jorge Enrique Tovar Zapata; Oscar Eduardo Cachumba Simba
Dirección: Ladrón de Guevara E11-253 y Andalucía - EPN
PROYECTO: ESTUDIO TEÓRICO EXPERIMENTAL DE VIGAS SRC RECTANGULARES DE HORMIGÓN REFORZADAS CON PERFIL DE ACERO TIPO L, SUJETA A FLEXIÓN
CONTRATISTA: ***
FISCALIZADOR: ***
ELEMENTO: ***
MUESTRA: ***
NORMA REFERENCIAL: ASTM C469-14
FECHA DE ENSAYO: 20/9/2018

CARGA (Kg)	DEF. AXIAL (µm)	ESFUERZO (Kg/cm ²)
0	0	0.00
1000	35	12.99
2000	80	25.98
3000	130	38.97
4000	195	51.96
5000	245	64.95
6000	305	77.95
7000	380	90.94
8000	420	103.93
9000	475	116.92
10000	545	129.91
0	0	0.00
2000	70	25.98
4000	180	51.96
6000	255	77.95
8000	380	103.93
10000	485	129.91
12000	580	155.89
14000	710	181.87
16000	840	207.85
18000	965	233.84
20000	1085	259.82
0	0	0.00
3000	130	38.97
6000	285	77.95
9000	410	116.92
12000	580	155.89
15000	755	194.86
18000	930	233.84
21000	1130	272.81
24000	1385	311.78
27000	1680	350.75
30000	2205	389.73

CARACTERÍSTICAS DE LA PROBETA	
DIAMETRO (D) (cm):	3.90
ALTURA (L) (cm):	19.83
VOLUMEN (cm ³):	1526.71
PESO (N):	3421.10
PESO UNITARIO (KN/m ³):	2.24

RESUMEN DE RESULTADOS	
ÁREA (cm ²):	76.98
RELACIÓN L/D:	2.00
Carga máxima (Kg):	31504.75
Módulo de Elasticidad (Kg/cm ²):	268178
Resistencia a la compresión axial (Kg/cm ²):	413.17
Resistencia a la compresión axial corregida (Kg/cm ²):	413.17

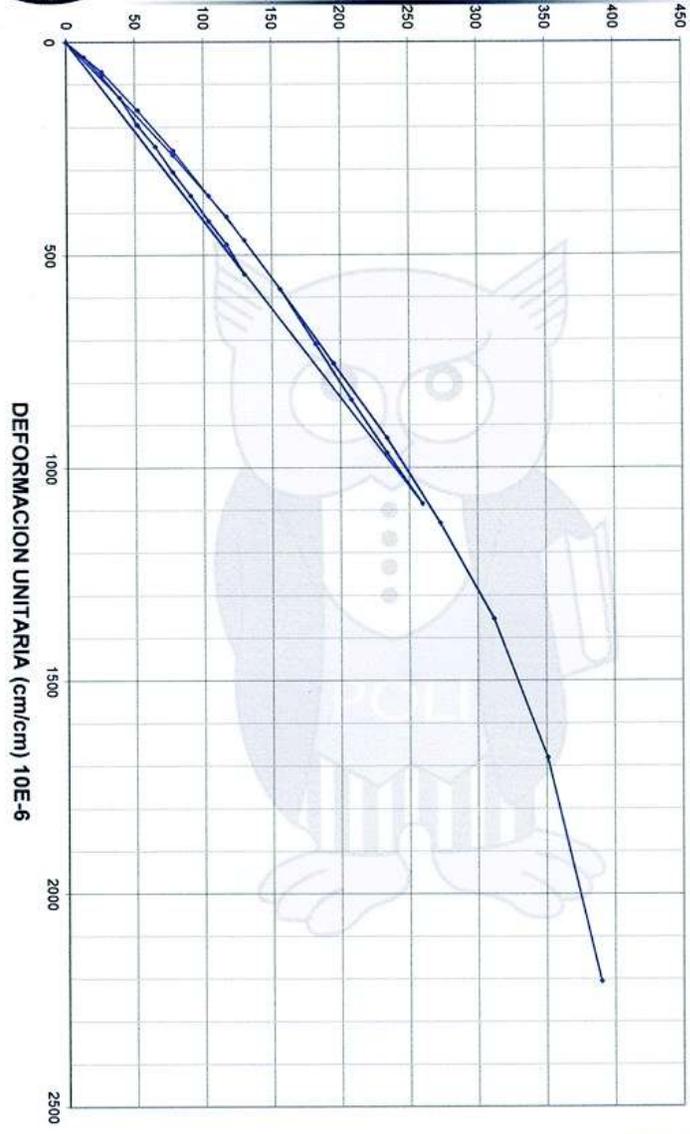
ING. MERCEDES VILLACÍN
JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



INF N° 18-0255-I
02 de 02

CURVA ESFUERZO - DEFORMACION

COMMONCILINDRO-18-020-1



Tel.: 2976300
Ext.: 1609