

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**PROPUESTA DE CÁLCULO PARA ENTREPISOS COMPUESTOS
DE HORMIGÓN Y ACERO, CON VIGAS DE ALMA LLENA PARA
SU APLICACIÓN EN ECUADOR.**

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

JAZMÍN PAMELA BARRERA CALDERÓN.

pame.jazmin@hotmail.com

RAÚL SEBASTIÁN CISNEROS HIDALGO.

raulcisneroshidalgo@gmail.com

DIRECTOR: ING. LUIS TNERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ.

luis.hernandezr@epn.edu.ec

Quito, febrero de 2018

DECLARACIÓN

Nosotros, Jazmín Pamela Barrera Calderón y Raúl Sebastián Cisneros Hidalgo, declaramos bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

A través de la presente declaración cedemos nuestros derechos de propiedad intelectual correspondientes a este trabajo, a la Escuela Politécnica Nacional, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normativa institucional vigente.

Jazmín Pamela Barrera Calderón

Raúl Sebastián Cisneros Hidalgo

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Jazmín Pamela Barrera Calderón y Raúl Sebastián Cisneros Hidalgo, bajo mi supervisión.

Ing. Luis Tinerfe Hernández Rodríguez

DIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, pues son quienes me han motivado a culminar mi carrera, en especial a mi Abuelita Consuelo, a mi Tía Carmita; pero especialmente mi madre María pues ha sido ella quien ha estado conmigo en cada desvelo y gracias a ella estoy al final de esta meta debido a su sacrificio diario por darme todo lo que he necesitado; a mis ingenieros los cuales me han enseñado todo lo que se hoy; a mi amigo y compañero de tesis Raúl, gracias por ser de mucha ayuda en este gran proceso y además a nuestro director Luis Hernández por ser una guía muy importante para terminar nuestro proyecto.

Jazmín Pamela Barrera Calderón

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, gracias a ustedes soy lo que soy ahora, a mis amigos, por su apoyo incondicional y a todos los profesores y personal de la Escuela Politécnica Nacional, por el granito de arena que aportaron en mi carrera. Un agradecimiento especial a mi dupla Jazmín y a mi director Ing. Luis Hernández, por haberme acompañado y guiado a través de esta gran experiencia del proyecto de titulación. Gracias a todos.

Raúl Sebastián Cisneros Hidalgo

DEDICATORIA

A mi madre, pues ha sido un pilar fundamental a lo largo de mi carrera, y con este logro quiero demostrarle que logre cumplir mi sueño a pesar de las circunstancias. Que sin importar las veces que hemos caído con cada problema, no fuimos derrotadas, estamos juntas y así hemos logrado este anhelado título.

Jazmín Pamela Barrera Calderón

DEDICATORIA

A mi hermano José David, con el fin, de mostrarle que todos los objetivos que se propone el ser humano se pueden lograr con constancia y disciplina, de impulsarle para que en su vida consiga todo lo que se proponga y de desearle que sea feliz en todo lo que haga.

Raúl Sebastián Cisneros Hidalgo

CONTENIDO

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN	II
AGRADECIMIENTOS	III
AGRADECIMIENTOS	IV
DEDICATORIA	V
DEDICATORIA	VI
CONTENIDO	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	XII
ÍNDICE DE TABLAS	XIX
SIMBOLOGÍA	XX
RESUMEN	XXVII
ABSTRACT	XXVIII
PRESENTACIÓN	XXIX
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1 ANTECEDENTES	1
1.2 OBJETIVOS	3
1.2.1 OBJETIVO GENERAL	3
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.3 ALCANCE	4
1.4 JUSTIFICACIÓN	4
1.4.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA	4
1.4.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA	5
1.4.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA	5

CAPÍTULO 2.....	6
MARCO TEÓRICO	6
2.1 RECOPIACIÓN DE FUENTES BIBLIOGRÁFICAS.....	6
2.1.1 COLOCACIÓN DE REFUERZO EN LOSAS COMPUESTAS.	6
2.1.2 CONECTORES DE CORTANTE.	6
2.1.3 CONEXIONES.	11
2.1.4 DETERMINACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO.....	15
2.1.5 DOCUMENTOS RELACIONADOS A DIMENSIONES Y TIPOLOGÍA DE LAS LÁMINAS PERFILADAS.....	16
2.1.6 ESFUERZOS COMBINADOS.....	16
2.1.7 ESPESOR DE LA LOSA DE TRABAJO CONJUNTO.....	22
2.1.8 RESISTENCIA DE DISEÑO DE VIGAS DE ALMA LLENA CON CONECTORES DE CORTANTE.	23
2.1.9 SECCIONES TRANSVERSALES DE CÁLCULO PARA VIGAS COMPUESTAS.....	24
2.1.10 SOLDADURA.....	24
2.2 RECOPIACIÓN DE NORMAS EXISTENTES	25
2.2.1 ANCHO EFECTIVO.	26
2.2.2 BLOQUE DE ESFUERZOS	27
2.2.3 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES.....	30
2.2.4 ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO F_y	34
2.2.5 ESPESOR DE LA LOSA DE TRABAJO CONJUNTO	36
2.2.6 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN F'_c	37
CAPÍTULO 3.....	39
METODOLOGÍA	39
3.1 CONSIDERACIONES GENERALES.....	39
3.1.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	39
3.2 MATERIALES.....	39
3.3 TÉRMINOS Y DEFINICIONES.....	40

3.3.1 CONECTORES.....	40
3.3.2 ENTREPISO COMPUESTO.....	40
3.3.3 ENTREPISO COMPUESTO CON LÁMINA DE ACERO.	40
3.3.4 ETAPA DE CONSTRUCCIÓN.	40
3.3.5 ETAPA DE EXPLOTACIÓN.	41
3.3.6 HORMIGÓN.....	41
3.3.7 INTERACCIÓN COMPLETA.....	41
3.3.8 INTERACCIÓN PARCIAL.	41
3.3.9 LÁMINA DE ACERO.	41
3.3.10 LOSA DE TRABAJO CONJUNTO.....	41
3.3.11 LUZ LIBRE.....	42
3.3.12 SECCIÓN COMPACTA O SISMICAMENTE COMPACTA.....	42
3.3.13 VARILLAS CORRUGADAS.....	42
3.3.14 VIGA METÁLICA.....	42
3.4 APLICACIÓN DE LAS CONCLUSIONES REALIZADAS DEL MARCO TEÓRICO.....	43
3.5 EXPOSICIÓN Y VALIDACIÓN DE LA PROPUESTA.....	44
CAPÍTULO 4.....	46
RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	46
4.1 PRINCIPIOS PARA EL CÁLCULO DE VIGAS COMPUESTAS USANDO VIGAS DE ALMA LLENA.....	46
4.1.1 DETERMINACIÓN DE LA SECCIÓN.....	46
4.1.2 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.	51
4.2 EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE MOMENTO RESISTENTE ÚLTIMO.....	52
4.2.1 SECCIONES CON LOSA COMPRIMIDA.....	52
4.2.2 SECCIONES CON LOSA EN TRACCIÓN.	82
4.2.3 SECCIONES NO COMPACTAS.	100
4.3 EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE ESFUERZOS CORTANTES.....	109

4.4 EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE LA CONEXIÓN	
VIGA – LOSA.	110
4.4.1 FUERZA CORTANTE HORIZONTAL QUE RESISTE LA CONEXIÓN.....	110
4.4.2 CAPACIDAD RESISTENTE DEL CONECTOR.....	112
4.4.3 NÚMERO DE CONECTORES Y SU DISPOSICIÓN.....	115
4.4.4 ESPECIFICACIONES GENERALES.....	115
4.5 ESTADOS LIMITES DE UTILIZACIÓN.....	117
4.5.1 FLECHA.....	117
4.5.2 RIGIDEZ DE LA VIGA COMPUESTA.....	118
4.5.3 DETERMINACIÓN DE LA INERCIA DE LA SECCIÓN HOMEGENEIZADA	118
4.5.4 CÁLCULO DE LA FLECHA.....	127
4.6 EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE LA CONEXIÓN.	127
4.6.1 CONEXIÓN SOLDADA.....	127
4.6.2 CONEXIÓN PERNADA: TIPO APLASTAMIENTO (APRIETE AJUSTADO).	130
4.7 METODOLOGÍA DE CÁLCULO DETALLADA DE ENTREPISOS COMPUESTOS BAJO CARGAS ESTÁTICAS.	134
4.7.1 VIGA METÁLICA CON LOSA DE HORMIGÓN.....	138
4.7.2 VIGA METÁLICA CON LOSA DE HORMIGÓN Y LÁMINA DE ACERO. NERVADURAS DE LA LÁMINA PERPENDICULARES A LA VIGA.....	140
4.7.3 VIGA METÁLICA CON LOSA DE HORMIGÓN Y LAMINA DE ACERO. NERVADURAS DE LA LÁMINA PARALELAS A LA VIGA.....	142
4.7.4 PARA TODAS LAS VARIANTES DE VIGAS COMPUESTAS.....	146
4.8 EJEMPLOS DE CÁLCULO. ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS.	148
4.8.1 EJEMPLO 1: LÁMINA CON NERVADURAS PERPENDICULARES A LA VIGA. INTERACCIÓN COMPLETA.	148

4.8.2 EJEMPLO 2: VIGA COMPUESTA FORMADA POR VIGA METÁLICA Y LOSA DE HORMIGÓN ARMADO. INTERACCIÓN COMPLETA.	159
4.8.3 EJEMPLO 3: LÁMINA CON NERVADURAS PERPENDICULARES A LA VIGA. INTERACCIÓN PARCIAL.	166
4.8.4 EJEMPLO 4: LÁMINA CON NERVADURAS PERPENDICULARES A LA VIGA. INTERACCIÓN COMPLETA. MOMENTO NEGATIVO.	170
4.8.5 EJEMPLO 5: LÁMINA CON NERVADURAS PARALELAS A LA VIGA. INTERACCIÓN COMPLETA.	172
CAPÍTULO 5.	183
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	183
5.1 CONCLUSIONES.	183
5.2 RECOMENDACIONES.	185
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.	186

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2.1 FUERZAS HORIZONTALES ACTUANTES SOBRE LA SECCIÓN.	9
FIGURA 2.2 TIPOS DE CONECTORES EN VIGAS METÁLICAS.	10
FIGURA 2.3 CONEXIÓN SIMPLE.....	11
FIGURA 2.4 TIPOS DE CONEXIONES.	12
FIGURA 2.5 CONEXIÓN TOTALMENTE RESTRINGIDA.....	15
FIGURA 2.6 CONEXIÓN PARCIALMENTE RESTRINGIDA.	15
FIGURA 2.7. CUATRO TIPOS DE SOLDADURAS ESTRUCTURALES.....	25
FIGURA 2.8 ANCHO EFECTIVO EN LOSA COMPUESTA.	27
FIGURA 2.9 DETERMINACIÓN DE B_1 EN FUNCIÓN DE F'_c (MPA)	29
FIGURA 2.10 DISTRIBUCIÓN RECTANGULAR DE ESFUERZOS.....	30
FIGURA 4.1. TIPOS DE VIGAS METÁLICAS EN SECCIONES COMPUESTAS.....	47
FIGURA 4.2. REPRESENTACIÓN GENERAL DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL COMPUESTA. VIGA PERPENDICULAR A LAS NERVADURAS DE LA LÁMINA DE ACERO.	48
FIGURA 4.3. REPRESENTACIÓN GENERAL DE LA SECCIÓN COMPUESTA SIMPLIFICADA DE CÁLCULO. VIGA PARALELA A LAS NERVADURAS DE LA LÁMINA DE ACERO.	48
FIGURA 4.4. SECCIÓN TRANSVERSAL REAL. VIGA PARALELA A LAS NERVADURAS DE LA LÁMINA DE ACERO.	49
FIGURA 4.5 SECCIÓN REAL Y SECCIÓN HOMOGENEIZADA	51
FIGURA 4.6. CASO 1. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA PLÁSTICA EN LA LOSA.	54
FIGURA 4.7. CASO 2A-1. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL PATÍN DE LA VIGA.	55
FIGURA 4.8. CASO 2A-2. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL PATÍN DE LA VIGA.	55

FIGURA 4.9. CASO 2B-1. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL ALMA DE LA VIGA.	56
FIGURA 4.10. CASO 2B-2. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL ALMA DE LA VIGA.	57
FIGURA 4.11. CASO 3A. INTERACCIÓN PARCIAL. LÍNEA NEUTRA EN EL PATÍN DE LA VIGA.	58
FIGURA 4.12 CASO 3B. INTERACCIÓN PARCIAL. LÍNEA NEUTRA EN EL ALMA DE LA VIGA.	59
FIGURA 4.13. CASO 1. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA PLÁSTICA EN LA LOSA.	60
FIGURA 4.14. CASO 2. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN LA LÁMINA.	61
FIGURA 4.15. CASO 3A. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA ENTRE LA LÁMINA Y LA VIGA.	62
FIGURA 4.16. CASO 3B. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA ENTRE LA LÁMINA Y LA VIGA.	64
FIGURA 4.17. CASO 4A. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL PATÍN DE LA VIGA.	65
FIGURA 4.18. CASO 4B. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL ALMA DE LA VIGA.	66
FIGURA 4.19. CASO 5. INTERACCIÓN PARCIAL. LÍNEA NEUTRA EN EL PATÍN DE LA VIGA.	67
FIGURA 4.20. CASO 5B. INTERACCIÓN PARCIAL. LÍNEA NEUTRA EN EL ALMA DE LA VIGA.	68
FIGURA 4.21. CASO 1. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN LA LOSA.	69
FIGURA 4.22. CASO 2. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL PATÍN DE LA LÁMINA.	70
FIGURA 4.23. CASO 3A. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL ALMA DE LA LÁMINA.	71

FIGURA 4.24. CASO 3B. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL ALMA DE LA LÁMINA.	72
FIGURA 4.25. CASO 4. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN LA PARTE INFERIOR DE LA LÁMINA.	73
FIGURA 4.26. CASO 5A. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL PATÍN DE LA VIGA.	74
FIGURA 4.27. CASO 5B. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL PATÍN DE LA VIGA.	75
FIGURA 4.28. CASO 6A. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL ALMA DE LA VIGA.	76
FIGURA 4.29. CASO 6B. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL ALMA DE LA VIGA.	77
FIGURA 4.30. CASO 7A. INTERACCIÓN PARCIAL. LÍNEA NEUTRA EN EL PATÍN DE LA VIGA.	79
FIGURA 4.31. CASO 7B. INTERACCIÓN PARCIAL. LÍNEA NEUTRA EN EL PATÍN DE LA VIGA.	80
FIGURA 4.32. CASO 8A. INTERACCIÓN PARCIAL. LÍNEA NEUTRA EN EL ALMA DE LA VIGA.	81
FIGURA 4.33. CASO 8B. INTERACCIÓN PARCIAL. LÍNEA NEUTRA EN EL ALMA DE LA VIGA.	82
FIGURA 4.34. CASO 1A. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL PATÍN DE LA VIGA.	84
FIGURA 4.35. CASO 1B. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL ALMA DE LA VIGA.	85
FIGURA 4.36. CASO 2A. INTERACCIÓN PARCIAL. LÍNEA NEUTRA EN EL PATÍN DE LA VIGA.	86
FIGURA 4.37. CASO 2B. INTERACCIÓN PARCIAL. EJE NEUTRO EN EL ALMA DE LA VIGA.	87
FIGURA 4.38. CASO 1A. INTERACCIÓN COMPLETA. EJE NEUTRO EN EL ALMA DE LA VIGA.	88

FIGURA 4.39. CASO 1B. INTERACCIÓN COMPLETA. EJE NEUTRO EN EL PATÍN DE LA VIGA.	89
FIGURA 4.40. CASO 2. INTERACCIÓN COMPLETA. EJE NEUTRO ENTRE LA LÁMINA Y LA VIGA.	90
FIGURA 4.41. CASO 3. INTERACCIÓN COMPLETA. EJE NEUTRO ENTRE LA LÁMINA.	91
FIGURA 4.42. CASO 4A. INTERACCIÓN PARCIAL. EJE NEUTRO EN EL ALMA DE LA VIGA.	92
FIGURA 4.43. CASO 4B. INTERACCIÓN PARCIAL. EJE NEUTRO EN EL PATÍN DE LA VIGA.	93
FIGURA 4.44. CASO 1A. INTERACCIÓN COMPLETA. EJE NEUTRO EN EL ALMA DE LA VIGA.	94
FIGURA 4.45. CASO 1B. INTERACCIÓN COMPLETA. EJE NEUTRO EN EL PATÍN DE LA VIGA.	95
FIGURA 4.46. CASO 2A. INTERACCIÓN COMPLETA. EJE NEUTRO EN EL PATÍN DE LA LÁMINA.	96
FIGURA 4.47. CASO 2B. INTERACCIÓN COMPLETA. EJE NEUTRO EN EL ALMA DE LA LÁMINA.	96
FIGURA 4.48. CASO 2C. INTERACCIÓN COMPLETA. EJE NEUTRO EN EL PATÍN DE LA LÁMINA.	97
FIGURA 4.49. CASO 3A. INTERACCIÓN PARCIAL. EJE NEUTRO EN EL ALMA DE LA VIGA.	98
FIGURA 4.50. CASO 3B. INTERACCIÓN PARCIAL. EJE NEUTRO EN EL PATÍN DE LA VIGA.	99
FIGURA 4.51. CASO 1. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA PLÁSTICA EN LA LOSA.	100
FIGURA 4.52. CASO 2A-1. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL PATÍN DE LA VIGA.	101
FIGURA 4.53. CASO 2A-2. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL PATÍN DE LA VIGA.	102

FIGURA 4.54. CASO 2B-1. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL ALMA DE LA VIGA.	103
FIGURA 4.55. CASO 2B-2. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL ALMA DE LA VIGA.	104
FIGURA 4.56. CASO 1. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA PLÁSTICA EN LA LOSA.	106
FIGURA 4.57. CASO 2A. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL PATÍN DE LA VIGA.	107
FIGURA 4.58. CASO 2B. INTERACCIÓN COMPLETA. LÍNEA NEUTRA EN EL ALMA DE LA VIGA.	108
FIGURA 4.59. DETALLE DE CONECTOR DE CORTE TIPO CANAL LAMINADO EN CALIENTE.	112
FIGURA 4.60. DETALLE DE CONECTORES DE CORTE EN FORMA DE ARCO CON VARILLA CORRUGADA DE 10MM.	114
FIGURA 4.61 SECCIÓN COMPUESTA HOMOGENEIZADA. LOSA DE HORMIGÓN ARMADO. EJE NEUTRO EN LA LOSA.	119
FIGURA 4.62 SECCIÓN COMPUESTA HOMOGENEIZADA. LOSA DE HORMIGÓN ARMADO. EJE NEUTRO EN LA VIGA.	120
FIGURA 4.63 DETALLE DE LA SECCIÓN LONGITUDINAL.	121
FIGURA 4.64 SECCIÓN COMPUESTA HOMOGENEIZADA. NERVADURAS PERPENDICULARES. EJE NEUTRO EN LA LOSA.	122
FIGURA 4.65 SECCIÓN COMPUESTA HOMOGENEIZADA NERVADURAS PERPENDICULARES. EJE NEUTRO FUERA DE LA LOSA.	123
FIGURA 4.66 SECCIÓN COMPUESTA HOMOGENEIZADA. NERVADURAS PARALELAS. EJE NEUTRO EN LA LOSA.	124
FIGURA 4.67 SECCIÓN COMPUESTA HOMOGENEIZADA. NERVADURAS PARALELAS. EJE NEUTRO EN EL ALMA DE LA SECCIÓN DE HORMIGÓN.	125

FIGURA 4.68 SECCIÓN COMPUESTA HOMOGENEIZADA. NERVADURAS PARALELAS. EJE NEUTRO FUERA DE LA SECCIÓN DE HORMIGÓN.....	126
FIGURA 4.69. LONGITUD EFECTIVA Y ÁREA EFECTIVA DE UNA SOLDADURA DE FILETE.....	128
FIGURA 4.70. UBICACIÓN DE LAS FUERZAS DE COMPRESIÓN Y TENSIÓN.....	130
FIGURA 4.71 PAÑO DE LOSA PARA EL EJEMPLO DE CÁLCULO.....	148
FIGURA 4.72 DETALLE DE LA COLOCACIÓN DE LAS VIGAS SECUNDARIAS.....	149
FIGURA 4.73 DETALLE DE LAS DIMENSIONES DE LA LOSA.....	150
FIGURA 4.74 CAPTURA DE PANTALLA, COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN COMPACTA PARA EL PATÍN DE LA VIGA.....	153
FIGURA 4.75 CAPTURA DE PANTALLA, COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN COMPACTA PARA EL ALMA DE LA VIGA.....	154
FIGURA 4.76 CAPTURA DE PANTALLA, CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO, EJEMPLO 1.....	156
FIGURA 4.77 CAPTURA DE PANTALLA, CALCULO DEL MOMENTO NOMINAL RESISTENTE, EJEMPLO 1.....	157
FIGURA 4.78 CAPTURA DE PANTALLA, CAPACIDAD RESISTENTE DEL CONECTOR, EJEMPLO 1.....	158
FIGURA 4.79 CAPTURA DE PANTALLA, CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO, EJEMPLO 1.....	163
FIGURA 4.80 CAPTURA DE PANTALLA, CALCULO DEL MOMENTO NOMINAL RESISTENTE, EJEMPLO 1.....	163
FIGURA 4.81 CAPTURA DE PANTALLA, CAPACIDAD RESISTENTE DEL CONECTOR, EJEMPLO 1.....	165
FIGURA 4.82 CAPTURA DE PANTALLA, PROFUNDIDAD DEL BLOQUE DE COMPRESIONES DEL HORMIGÓN EN INTERACCIÓN PARCIAL, EJEMPLO 3.....	167

FIGURA 4.83 CAPTURA DE PANTALLA, PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO, EJEMPLO 3.	168
FIGURA 4.84 CAPTURA DE PANTALLA, CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE, EJEMPLO 3.	168
FIGURA 4.85 CAPTURA DE PANTALLA, CALCULO DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL CONECTOR, EJEMPLO 3.	169
FIGURA 4.86 CAPTURA DE PANTALLA, PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO, EJEMPLO 5.	171
FIGURA 4.87 CAPTURA DE PANTALLA, MOMENTO RESISTENTE, EJEMPLO 5.	171
FIGURA 4.88 CAPTURA DE PANTALLA DE LA DISTRIBUCIÓN DE CARGAS SOBRE LA VIGA PRINCIPAL	173
FIGURA 4.89 CAPTURA DE PANTALLA, DIAGRAMA DE MOMENTOS DE EJEMPLO 5.	174
FIGURA 4.90 CAPTURA DE PANTALLA. DIAGRAMA DE CORTE DE EJEMPLO 5.	174
FIGURA 4.91 CAPTURA DE PANTALLA, COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN COMPACTA PARA EL PATÍN DE LA VIGA.....	175
FIGURA 4.92 CAPTURA DE PANTALLA, COMPROBACIÓN DE LA SECCIÓN COMPACTA PARA EL ALMA DE LA VIGA.	176
FIGURA 4.93 CAPTURA DE PANTALLA, CALCULO DE LA PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO, EJEMPLO 5.	178
FIGURA 4.94 CAPTURA DE PANTALLA, CALCULO DEL MOMENTO NOMINAL RESISTENTE, EJEMPLO 5.....	178
FIGURA 4.95 CAPTURA DE PANTALLA, CAPACIDAD RESISTENTE DEL CONECTOR, EJEMPLO 5.	181
FIGURA 4.96 CAPTURA DE PANTALLA, CAPACIDAD RESISTENTE DEL CONECTOR, EJEMPLO 5.	182

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 2.1. VALORES DE B_1 PARA LA DISTRIBUCIÓN RECTANGULAR EQUIVALENTE DE ESFUERZOS EN EL HORMIGÓN	28
TABLA 2.2 MÁXIMAS RELACIONES ANCHO-ESPESOR PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN (ADOPTADO DE ANSI/AISC 341-10).....	31
TABLA 2.3. RELACIÓN ANCHO ESPESOR PARA ELEMENTOS A COMPRESIÓN DE MIEMBROS SUJETOS A FLEXIÓN.....	32
TABLA 2.4. RELACIÓN ANCHO ESPESOR DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN PARA MIEMBROS DE DUCTILIDAD ALTA Y MODERADA	33
TABLA 2.5. VALORES LÍMITES DE F_y	34
TABLA 2.6. REFUERZO CORRUGADO NO PREESFORZADO.	35
TABLA 2.7. VALORES LÍMITES PARA F'_c	37
TABLA 4.1. DISTANCIA MÍNIMA AL BORDE.	134
TABLA 4.2. VALORES DE INCREMENTO DE LA DISTANCIA AL BORDE.	134

SIMBOLOGÍA

Resistencias y módulos de deformación

- f_c Resistencia a compresión del hormigón.
- F_{yL} Resistencia a tracción de la lámina de acero.
- F'_{yL} Resistencia a compresión de la lámina de acero.
- F_y Resistencia a tracción de la viga metálica.
- F'_y Resistencia a compresión de la viga metálica.
- f_y Resistencia a tracción del acero en barras de la losa.
- f'_y Resistencia a compresión del acero en barras de la losa.
- E_c Módulo de deformación longitudinal del hormigón.
- E_s Módulo de deformación longitudinal del acero.
- w Peso unitario del hormigón.

Fuerzas resistentes

- N_c Fuerza que aporta el hormigón a compresión.
- N'_{sd} Fuerza que aporta la lámina de acero a compresión.
- N_{sd} Fuerza que aporta la lámina de acero a tracción.
- N'_v Fuerza que aporta la viga metálica a compresión.
- N_v Fuerza que aporta la viga metálica a tracción.
- N_{cc} Suma de las capacidades resistentes minoradas de todos los conectores entre el punto de máximo momento y el de momento nulo.
- N_{a1} Fuerza máxima a tracción que puede aportar el acero superior en barras.
- N_{sup} Fuerza máxima total que puede aportar la parte superior de la sección compuesta (sección de hormigón + sección de acero).

N'_{bm} Fuerza máxima que puede aportar el hormigón.

N'_{sdm} Fuerza máxima que puede aportar la lámina de acero.

Dimensiones de la losa de trabajo conjunto y la lámina

h Espesor de la losa de hormigón cuando no hay lámina de acero.

h Espesor de la losa por encima de los nervios de la lámina.

h_r Altura nominal de los nervios de la lámina.

h_i Distancia desde el borde superior de la losa de hormigón hasta el borde superior de la viga metálica.

d Altura total de la sección compuesta.

t_p Espesor de la lámina de acero.

b_{eff} Ancho efectivo de la losa en la sección de cálculo de la viga.

W_r Ancho promedio de la nervadura de la lámina de acero.

A'_{sr} Área del acero superior en barras de la losa en el ancho b_{eff} de la viga.

r' Recubrimiento del acero superior A'_{sr} .

A_{sr} Área del acero inferior en barras de la losa en el ancho b_{eff} de la viga.

r Recubrimiento del acero inferior A_{sr} .

u Distancia del borde superior de la lámina a su centro de gravedad.

u' Distancia del borde inferior de la lámina a su centro de gravedad.

b_{ii} Ancho del valle de la lámina de acero.

W_{ri} Ancho de la cresta de la lámina de acero.

b_{si} Ancho de la cresta de la lámina de acero considerando el espesor de la misma.

n Coeficiente de equivalencia

L Longitud de la viga

Otras dimensiones usadas solo para nervaduras paralelas

- b_r Ancho de la lámina en la parte superior (medido hacia ambos lados) en la sección de cálculo de la viga
- b'_r Ancho de la lámina en la parte inferior en la sección de cálculo de la viga
- b_o Ancho del alma de hormigón en la sección de cálculo de la viga
- $S_{\delta sd}$ Ancho del alma de la lámina (considerando las dos juntas) en la sección de cálculo de la viga. Es la suma de todos los espesores de los tramos verticales dentro del ancho efectivo.
- A_p Área total de lámina de acero en la sección de cálculo de la viga.
- I_{sd} Inercia de la lámina respecto a su eje centroidal en la sección de cálculo de la viga.
- S_{ep} Separación entre láminas sobre la viga metálica para buscar mayor área de hormigón.

Dimensiones de la viga metálica

- b_f Ancho del patín superior.
- b'_f Ancho del patín inferior.
- t'_f Espesor del patín inferior.
- t_f Espesor del patín superior.
- t_w Espesor del alma.
- d_T Altura total.
- h_w Altura del alma.
- h_{cg} Distancia desde el borde superior hasta su centro de gravedad.
- h'_{cg} Distancia desde el borde inferior hasta su centro de gravedad.
- A_s Área neta de la sección transversal.
- S_m Momento estático de la media sección con respecto.

- I_s Inercia de la sección transversal respecto a su eje centroidal.
- b_{pl} Ancho de la plancha de refuerzo inferior.
- δ_{pl} Espesor de la plancha de refuerzo inferior.
- b_3 Distancia entre los bordes interiores de las almas en el caso de viga construida de sección de cajón.
- b Longitud volada del patín inferior medida hacia un lado en el caso de viga construida simétrica o asimétrica.

Esfuerzos combinados

- Y_i Distancia desde la posición de la resultante de las fuerzas longitudinales en el patín inferior hasta el borde inferior de la sección compuesta.
- Y_s Distancia desde la posición de la resultante de las fuerzas longitudinales en el patín superior hasta el borde superior de la sección compuesta.
- N_{is} Resultante de las fuerzas longitudinales en el patín superior de la sección transversal compuesta.
- N_{ii} Resultante de las fuerzas longitudinales en el patín inferior de la sección transversal compuesta.
- N_i Es el menor valor entre las fuerzas resultantes longitudinales de cada patín para momento positivo (menor valor entre N_{is} y N_{ii})
- N_{in} Similar a N_i , pero para momento negativo.
- d_{ni} Es la distancia entre la línea de acción de las fuerzas resultantes longitudinales en los patines para momento positivo (distancia entre la posición del N_{is} y N_{ii}).
- d_{nin} Similar a d_{ni} , pero momento negativo
- M Valor del momento positivo para la sección donde se va a chequear.
- M_n Valor del momento negativo para la sección donde se va a chequear.
- V Valor del cortante (modularmente) para la sección donde se va a chequear.

V_n Valor del cortante (modularmente) para la sección donde se tomó M_n .

Línea Neutra plástica, momento nominal y cortante.

c Posición de la línea neutra plástica para el momento nominal positivo, medido desde el borde superior de la sección transversal.

c_n Posición de la línea neutra plástica.

Y Profundidad del bloque de compresiones del hormigón en interacción parcial.

M_n Momento nominal resistente positivo de la sección compuesta.

M_{nn} Momento nominal resistente negativo de la sección compuesta.

M_u Momento requerido positivo.

M_{un} Momento requerido negativo.

V_n Capacidad resistente de la sección de la viga metálica a esfuerzos cortantes (Cortante último de la viga).

V_u Cortante máximo actuante en la viga.

Cálculo de la conexión

P_t Fuerza cortante que resiste la conexión en la zona de momento positivo.

P'_t Fuerza cortante que resiste la conexión en la zona de momento negativo.

p Grado de interacción

Q_n Capacidad resistente de un conector.

n_c Número de conectores entre la sección entra la sección de máximo momento y la adyacente de momento nulo.

l Longitud del conector después de soldado.

n_c Número de conectores en una nervadura.

M_n Momento nominal resistente de la viga metálica sola.

l_a Longitud del canal.

- t_{cf} Espesor del canal laminado en frío.
- A_{sc} Área de la sección transversal del mango del conector.
- R_g Coeficiente que se usa para considerar el efecto de grupo de conectores.
- R_p Efecto de posición de los conectores.
- F_u Resistencia a tensión mínima especificada del conector de acero.

Deformación

- n Coeficiente de equivalencia
- S_1 Momento estático del área efectiva reducida de la losa de trabajo conjunto respecto a un eje contenido en el plano de contacto de esta con la viga metálica, cuando no hay lámina de acero.
- S_1 Momento estático del área efectiva reducida de la losa de trabajo conjunto respecto a un eje contenido en el plano de contacto de esta con la lámina de acero.
- S_2 Momento estático de la viga metálica respecto a un eje contenido en el plano de contacto de ésta con la losa, cuando no hay lámina de acero.
- S_2 Momento estático de la viga metálica y la lámina de acero respecto a un eje contenido en el plano de contacto de ésta última con el ala de la losa de trabajo conjunto.
- S_3 Momento estático del área efectiva reducida de toda la losa y el ala superior y el alma de la lámina, respecto a un eje contenido en el plano de contacto de la losa con el borde superior de ala inferior de la lámina (eje que pasa por el punto más bajo del hormigón en la sección).
- S_4 Momento estático de la viga metálica y el ala inferior de la lámina de acero respecto al mismo eje de S_3 .
- b_e Ancho efectivo reducido de la losa de la viga compuesta (b_{eff}).

- b_{or} Ancho reducido del alma de la losa en la sección de cálculo de la viga compuesta con lámina con nervaduras paralelas (b_o).
- c_1 Posición de la línea neutra elástica de la sección homogeneizada, medida desde el borde superior.
- c_c Posición de la línea neutra elástica de la sección homogeneizada, medida desde el borde inferior.
- I_{tr} Inercia de la sección homogeneizada.
- I_e Inercia efectiva de la sección compuesta.
- a Distancia desde el extremo izquierdo de la viga simplemente apoyada a la sección analizada donde se va calcular la flecha.
- b Distancia desde el extremo derecho de la viga simplemente apoyada a la sección analizada donde se va calcular la flecha.
- h_{op} Valor promedio del espesor del hormigón
- A_b Área de hormigón en compresión en la sección transversal homogénea.
- Y_1 Distancia desde el centro de gravedad del hormigón en compresión de la losa, hasta el eje neutro elástico de la sección homogeneizada.
- L Longitud de la viga

RESUMEN

El presente proyecto hace referencia a un cálculo de entrepisos compuestos siguiendo normas tanto internacionales como nacionales, con el fin de obtener una metodología adecuada para el sitio de estudio.

Se han analizado distintos casos de estudio con el objetivo de brindar un proceso sistemático de cálculo, y así dar un complemento ágil y efectivo a los procesos de diseño actuales.

Se hizo un estudio exhaustivo de la metodología actual utilizada en el Ecuador y con ello se complementó las ideas nacionales con los requerimientos de normas extranjeras.

Adicionalmente y como forma de mostrar al lector la forma de utilización de la metodología se han propuesto distintos ejemplos de aplicación de los principios obtenidos, mediante ejemplos de la vida práctica.

ABSTRACT

This project refers to a calculation of composite mezzanines following international and national standards, in order to obtain an adequate methodology for the study site.

Different study cases have been analyzed in order to provide a systematic calculation process, and thus give an agile and effective complement to the current design processes.

An exhaustive study was made of the current methodology used in the country and with this, the national ideas were complemented with the requirements of foreign standards.

Additionally, and as a way to show the reader how to use the methodology, different examples of application of the principles obtained have been proposed, through examples of practical life.

PRESENTACIÓN

El presente proyecto de titulación describe una metodología de cálculo detallada de vigas compuestas con sección transversal de alma llena; cuya viga metálica puede ser sísmicamente compacta, compacta y no compacta; con el fin de aplicar dicha metodología a las condiciones de Ecuador.

El primer capítulo realiza un enfoque global de la problemática, los objetivos a los cuales se va a enfocar este trabajo y sus principales justificaciones, además de un análisis de las actuales condiciones de uso de este sistema. Enmarcando el tema de estudio dentro de un alcance de especificaciones y un lugar de aplicación.

El segundo capítulo explica el sistema constructivo mediante una recopilación bibliográfica; además de las referencias que hacen las normas nacionales e internacionales a cerca de este sistema.

En el tercer capítulo se realiza una comparación entre las diferentes normas con el fin de unificar criterios y utilizarlas posteriormente en la obtención de expresiones. Adicionalmente se describe las etapas de la obtención y planteamiento de las expresiones matemáticas conjuntamente con la exposición y validación de la propuesta.

En el cuarto capítulo se presenta la descripción detallada de los principios para el cálculo de vigas compuestas, obteniendo como resultado las expresiones de los diferentes parámetros utilizados para el diseño de las mismas. Además, se presenta el procedimiento de cálculo detallado.

El quinto capítulo corresponde a todas las conclusiones obtenidas a lo largo del desarrollo del proyecto de titulación y a las recomendaciones entregadas por los autores en función del conocimiento adquirido.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

La generación de una propuesta de cálculo para entrepisos compuestos aplicados a las condiciones del Ecuador, a partir de los diversos criterios internacionales actuales e investigaciones precedentes realizadas en la EPN y argumentados con un procedimiento de cálculo detallado, mejorará el criterio y la seguridad del diseño de estas estructuras.

Este trabajo investigativo contempla la generación de una propuesta de cálculo para entrepisos compuestos (por hormigón y acero), teniendo como enfoques principales la búsqueda de diferentes formas de cálculo con vistas a decidir cuál es la más adecuada a usar en Ecuador, con el fin de reducir y optimizar los diseños en base a normas y experimentación que se ha trabajado en los últimos años.

La principal problemática de este tipo de estructuras en Ecuador, es la falta de investigación debido a una condición cultural donde no se incursiona a innovar, sino más bien a basarse en investigaciones y modelos externos. En el Ecuador existe poca documentación técnica normativa propia para el cálculo de entrepisos compuestos de hormigón y acero; por tanto, surge la necesidad de establecer los principios para el cálculo, desarrollar una secuencia de diseño detallada y métodos de cálculo simplificados, que faciliten su uso racional en el Ecuador como tipología estructural ventajosa.

Para analizar esta problemática es necesario mencionar sus causas, una de ellas es la falta de evaluación de las normas propias al momento de aplicarlas para una zona específica de estudio, al momento de su implementación en el diseño de la estructura. Es decir, algunas normas son copias o traducciones de documentos y leyes extranjeras, que no consideran aspectos regionales, como es el caso de la parte de secciones compuestas a que se refiere este trabajo, donde lo expuesto en la NEC (MIDUVI, 2015) (Eurocode 4, 2004) es muy similar al AISC-LRFD (AISC Committee, 2016).

Para el efecto se realizará una recopilación bibliográfica de países extranjeros sobre el tema en cuestión, así como los trabajos propios hechos en la EPN en tesis

de grado. Una vez efectuada, se procederá a realizar un estudio comparativo entre distintas fuentes con el objetivo de obtener así conclusiones sobre lo más factible de aplicar en el Ecuador sobre este sistema constructivo, respondiendo así a los objetivos planteados en la investigación.

Hay que tomar en cuenta que en Ecuador cada vez se utilizan más los entrepisos formados por una viga de acero y una losa de hormigón, estando interconectados para un trabajo conjunto. Por otro lado, existen, otros puntos de vistas con respecto a la normativa de cálculo como es el caso del Eurocódigo (Eurocódigo, 2009) o investigaciones de autores que han trabajado el tema (Johnson & H, 1998).

El método AISC no hace diferencias entre interacción completa e interacción parcial, mientras que otros códigos lo utilizan (Eurocódigo, 2009) (NRM C 080, 2007)

Se conoce del uso de vigas compuestas de interacción parcial, como es el caso del Salón de Protocolo de la Plaza de Actos de Camagüey, Cuba, donde por el diseño arquitectónico tenía una superficie irregular y se decidió usar el mismo perfil laminado para las vigas de techo, por lo que se usó interacción completa en las vigas de mayor longitud, interacción parcial en las medianas y no se usó conector en las cortas (Hernández Rodríguez, 2003).

La AISC (AISC Committee, 2016) y la NEC (MIDUVI, 2015) en el cálculo de la conexión solo consideran los pernos y las canales laminadas en caliente mientras que comúnmente en Ecuador se emplean conectores de varillas en forma de L invertida y en forma de C acostada y además ángulos soldados verticalmente.

Existen otros códigos que han trabajado y experimentado otros tipos de conectores y como resultados de sus ensayos lo han introducido en sus códigos y nos referimos a conector tipo tubos cuadrados o varilla y con gancho cerrado (NRM C 080, 2007).

En Europa, un número considerable de investigadores han trabajado el tema, entre los que se destaca los trabajos de Johnson para determinar la resistencia del perno conector en vigas compuestas con Deck (Johnson & H, 1998) llegando a conclusiones con algunas diferencias con las usadas por la NEC (MIDUVI, 2015) y como consecuencia con la AISC-LRFD (AISC Committee, 2016).

En este trabajo, se pretende usar el método de los esfuerzos plásticos, para así obtener la ecuación de la posición de la línea neutra plástica y la del momento

resistente para todos los casos posibles, tanto para interacción completa como interacción parcial. Además, se considerarán tres casos de vigas compuestas, o sea, con losa de hormigón armado, con losa sobre Deck perpendicular y con losa sobre Deck paralela. Esto facilitará el trabajo de proyecto e enriquecerá la metodología de cálculo que se realizará.

Para la solución de todas estas interrogantes surge nuestro trabajo, donde a partir de una amplia y detallada búsqueda bibliográfica, se incorporará criterios a los presentados actualmente en la NEC y AISC y que puedan servir para en un futuro incorporarlos oficialmente a la NEC. De lograrse esto último sería un aporte considerable de la EPN y Ecuador daría un paso importante de incorporar criterios propios a sus normativas como lo hacen otros países del área.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Obtener una propuesta de cálculo detallada para el chequeo del estado límite de resistencia en vigas compuestas, con sección transversal de acero de alma llena, para su aplicación en Ecuador.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Obtener la ecuación de la posición de la línea neutra plástica y la del momento resistente para todos los casos posibles, tanto para interacción completa como interacción parcial, usando el método de los esfuerzos plásticos para los tres tipos de vigas compuestas que se estudiarán.
- Estudiar y aplicar las expresiones matemáticas para el chequeo del estado límite de resistencia para los tres tipos de vigas compuestas que se estudiarán, haciendo énfasis en la conexión y el chequeo de esfuerzos combinados, mediante el estudio de los diferentes criterios de las fuentes bibliográficas, con el fin de realizar una recopilación y facilitar la utilización de las mismas.
- Establecer guías y criterios adecuados para el diseño de entrepisos compuestos, por medio de la aplicación de la propuesta de cálculo, con la finalidad de garantizar el óptimo diseño.

1.3 ALCANCE

La metodología de cálculo tratará de entrepisos compuestos con vigas de acero de alma llena de sección I doblemente simétricas conjuntamente con losas de hormigón maciza o a su vez con losas con Deck, en entrepisos formados por pórticos, sometidos a cargas verticales. Se estudiará el caso de vigas principales compactas y vigas secundarias con el alma compacta o no compacta. Se definirá entonces el momento resistente de ésta, su resistencia al corte, la interacción entre losa – viga. Y los principios de cálculo para el diseño de las conexiones entre vigas y viga –columna.

La metodología se la realizará en base a una recopilación de bibliografía y de normas nacionales y extranjeras con la aplicación del método LRFD para su aplicación en Ecuador y con ello usar nomenclatura y especificaciones propias del sitio.

1.4 JUSTIFICACIÓN

1.4.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA.

Hay países de Latinoamérica que sus Normas para el cálculo de Estructuras de Acero parten del AISC, pero incorporan criterios propios a partir de investigaciones nacionales, como es el caso de México (AHMSA Altos Hornos de México, 2013) y Brasil (ABNT NBR 8800, 2008). Canadá tampoco usa la Norma de Estados Unidos y en algunos casos tiene criterios muy diferentes, como en el caso del chequeo por esfuerzos combinados (CSA S16-14, 2014).

Ecuador frecuentemente usa el acero A-36, tiene talleres que producen perfiles laminados y Deck; sin embargo, para el caso de secciones compuestas, considera en sus normas lo reglamentado por el AISC; pero no se considera en su código la interacción parcial, ni el empleo de algunos conectores que frecuentemente se utilizan en la práctica.

Esta investigación se realizará por el interés de conocer y proporcionar una propuesta de cálculo en el diseño de la construcción, tomando en cuenta los estados límites de resistencia, entre ellos está desarrollar las expresiones de

Momentos Resistente, Cortante Resistente, Chequeo por Esfuerzos Combinados y Cálculo de la Conexión, basado en la NEC y la AISC, pero tomando en cuenta también los criterios internacionales más recientes sobre el tema. Estableciendo así, criterios y lineamientos que resulten beneficiosos y constituyan una guía y apoyo para la construcción con secciones compuestas en el Ecuador. Por otro lado, en la EPN se han venido desarrollando investigaciones sobre este tema, incluyendo la experimentación, por lo que los resultados de los mismos podrían servir como punto de partida y de análisis a la hora de definir la propuesta de cálculo.

1.4.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.

La información adquirida a través de este trabajo servirá como aporte a futuras investigaciones relacionadas con la construcción, mediante la utilización de entrepisos compuestos, específicamente de acero y hormigón, puesto que permitirá conocer condiciones de configuración estructural, materiales y su resultado correspondiente asociado a la condición planteada. Esto conllevará a un conocimiento previo sobre la validez de la aplicación de la propuesta aquí planteada, lo cual evidentemente resulta favorable. La metodología utilizada para el desarrollo de la presente investigación estará basada esencialmente en compilación de investigaciones, manuales y códigos de países extranjeros, así como pesquisas hechas en la EPN en otras tesis de grado.

1.4.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.

La poca investigación en el Ecuador junto con el desconocimiento teórico de los profesionales de la construcción de secciones compuestas hace que se genere un ambiente superficial y poco actualizado en cuanto al uso y manejo adecuado de métodos de diseño para la construcción de este tipo de estructuras. Mediante la presente investigación se busca sustentar y dar valoración a los sistemas de entrepisos para que puedan ser usados con un mayor nivel de confianza, además se busca incentivar a la investigación sobre nuevas técnicas y tecnologías constructivas. Optimizando así los tiempos de cálculo, asegurando la correcta aplicación de las expresiones para el diseño de este tipo de secciones y brindando criterios para facilitar su difusión y empleo en el Ecuador.

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1 RECOPIACIÓN DE FUENTES BIBLIOGRÁFICAS.

2.1.1 COLOCACIÓN DE REFUERZO EN LOSAS COMPUESTAS.

“La losa debe poseer un armado mínimo, necesario por temperatura y por la contracción del hormigón; generalmente se coloca a la mitad de su peralte y consiste, para la mayoría de los casos, en una malla electrosoldada de alambres de acero, lisos o corrugados, dispuestos en dos direcciones ortogonales. Sus principales objetivos son soportar las cargas que obran directamente sobre la losa y transmitirlas a las vigas en que se apoya, y para controlar el agrietamiento en las dos direcciones, a lo largo de la viga y perpendicularmente a ella. Como la losa se cuelan en forma continua, en las líneas de apoyo sobre muros o vigas principales aparecen momentos flexionantes negativos, aunque las vigas secundarias estén libremente apoyadas, tienden a fisurar la cara superior de la losa, y obligan a colocar un armado que resiste los esfuerzos correspondientes. También debe controlarse el agrietamiento paralelo al eje longitudinal de la viga compuesta. Pueden aparecer grietas sobre la viga de acero debidas a que la losa trabaja perpendicularmente a ella, y por la transmisión de fuerzas cortantes longitudinales por los conectores que se apoyan en el hormigón. Estas grietas pueden ocasionar una pérdida importante de la acción compuesta, al hacer que disminuya la eficacia del hormigón que rodea a los conectores; por ello, la losa debe reforzarse también en la dirección transversal, normal a la viga”. (de Buen López de Heredia, 2004)

2.1.2 CONECTORES DE CORTANTE.

2.1.2.1 Diseño de las Conexiones.

Las vigas compuestas con conectores de corte son la unión de una viga de acero y de una losa de hormigón.

“Estos conectores cumplen la función de mantener la posición de la Deck durante la colocación y vibrado del hormigón, además de vincular la losa a la estructura

principal para asegurar la transferencia de acciones laterales como viento y sismo”. (Crisafulli, 2014)

2.1.2.2 Resistencia de los conectores en losa maciza de hormigón armado.

“Los pernos deben resistir los esfuerzos cortantes que resultan de la acción compuesta entre ambas partes de la sección. El efecto del grado de conexión al corte se toma en cuenta en el cálculo de las deflexiones producidas por las cargas de servicio y en la evaluación de la resistencia última, que ya no se basa en la resistencia de la losa, sino en la de los conectores”. (AISC Committee, 2016)

$$Q_n = 0.5 \cdot f'_c \cdot E_c \cdot R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot F_u \quad (2. 1)$$

Donde:

A_{sa} = área de la sección transversal del espárrago de corte, cm^2 (mm^2).

E_c = módulo de elasticidad del hormigón (kgf/cm^2).

F_u = resistencia mínima a tracción especificada de un conector de corte (kgf/cm^2).

R_g, R_p = referirse a la sección I8.2a del AISC 360-16.

$e_{\text{mid-ht}}$ = distancia desde el borde del conector hasta el alma de la plancha colaborante medida a media altura del nervio de la plancha y en la dirección de carga del conector, en la dirección de momento máximo para una viga simplemente apoyada.

2.1.2.3 Resistencia de los conectores en losa sobre lámina grecada con nervaduras perpendiculares a la viga.

“El contacto entre la viga y la losa es discontinuo debido a la forma del plegado. En este caso el reglamento del AISC 360-16 indica que, a los efectos del cálculo de la viga compuesta, es decir, la determinación de las propiedades de la sección compuesta y al calcular A_c para los nervios, se debe despreciar el hormigón ubicado por debajo del borde superior de la Deck”. (AISC Committee, 2016)

2.1.2.4 Resistencia de los conectores en losa sobre lámina grecada con nervaduras paralelas a la viga.

En el cálculo de la viga compuesta, se toma en cuenta toda la sección de hormigón. Para este caso las Deck deben ubicarse de forma adecuada para que los valles de las láminas se apoyen en los patines de las vigas de acero.

“En la determinación de las propiedades de la sección compuesta, puede considerarse el hormigón ubicado bajo el borde superior de la plancha colaborante de acero y debe ser considerado al calcular A_c . Los nervios, pueden separarse longitudinalmente para formar una cartela de hormigón. Cuando la profundidad nominal de la plancha de acero es de 38mm o mayor, el ancho promedio W_t del nervio no debe ser menor que 50mm para el primer conector de corte en la fila transversal más cuatro diámetros del conector para cada conector adicional”. (AISC Committee, 2016)

“Si se requieren más conectores que los que pueden colocarse dentro de la nervadura el AISC 360-16 permite la división de la cubierta de modo que se tenga espacio suficiente. Los conectores deben tener la capacidad de resistir acciones tanto horizontales como verticales, puesto que existe la posibilidad que la viga y la losa se separen en sentido vertical, así como deslizarse horizontalmente. Las cabezas de los pernos ayudan a impedir la separación vertical”. (McCormac J. C., 2012)

2.1.2.5 Colocación y espaciamiento entre conectores.

“La Deck debe vincularse a la viga mediante conectores, los que deben ubicarse con una separación máxima de 460mm. La longitud de los conectores de corte no debe ser inferior a cuatro diámetros del perno desde la base al extremo de la cabeza del perno después de ser instalado. El espaciamiento mínimo entre centros de conectores de cortante a lo largo del eje longitudinal de vigas compuestas es de seis diámetros, mientras que el valor mínimo transversal al eje longitudinal es de cuatro diámetros”. (McCormac J. C., 2012)

2.1.2.6 Fuerza cortante en la conexión.

La losa de hormigón se asienta sobre el patín superior de las vigas. La fuerza cortante longitudinal se transfiere entre la losa y la viga mediante conectores mecánicos.

Si el eje neutro plástico (PNA) se ubica en la losa, se dice que la fuerza cortante horizontal máxima es igual a:

$$P_t = A_s \cdot F_y \quad (2. 2)$$

Si el eje neutro plástico está en la sección de acero, se considera que la fuerza cortante horizontal máxima es igual a:

$$P_t = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c \quad (2.3)$$

Siendo A_c , el área efectiva de la losa de hormigón.

Para mayor detalle, se puede apreciar en la figura 2.1 como actúan las fuerzas horizontales dependiendo de la ubicación del eje neutro.

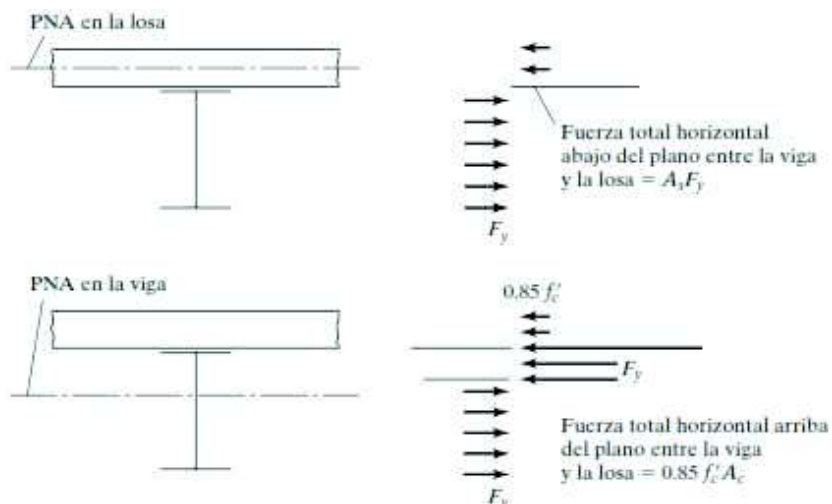


Figura 2.1 Fuerzas Horizontales actuantes sobre la sección.

Fuente: (McCormac J. C., 2012)

“Para que se tenga acción compuesta, la fuerza cortante horizontal total entre dos puntos de máximo momento positivo y de momento nulo, deberá tomarse como el menor de los siguientes valores, donde $\sum Q_n$ es la resistencia nominal total por cortante de los conectores considerando los siguientes casos:” (AISC Committee, 2016)

Para aplastamiento por hormigón

$$P_t = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c \quad (2.4)$$

Para la fluencia a tensión de la sección de acero

$$P_t = F_y \cdot A_s \quad (2.5)$$

Para la resistencia de los conectores de cortante

$$P_t = \sum Q_n \quad (2.6)$$

2.1.2.7 Capacidad de los conectores.

Los conectores de corte tienen la función de garantizar que la viga de acero y la losa de hormigón trabajen como una unidad, para que cumplan con este cometido se deben diseñar para resistir los esfuerzos cortantes presentes en la interface de unión de estos dos materiales.

La adherencia entre el hormigón y el acero es prácticamente nula, por la contracción de la losa de hormigón y las vibraciones producidas por la carga viva. Por este motivo, han de utilizarse conectores de corte mecánicos que garanticen la transmisión integral de la fuerza.

Los conectores de corte se presentan de diferentes formas, como se muestra en la figura 2.2; los mismos que van adheridos a la viga de diversas maneras normalmente son instalados en obra para evitar el daño durante el transporte a obra y durante la instalación de las vigas.

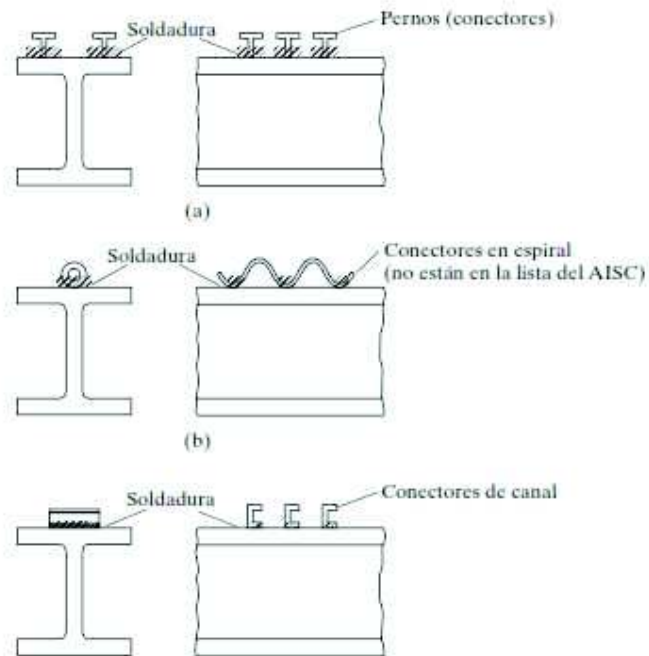


Figura 2.2 Tipos de Conectores en vigas metálicas.

Fuente: (McCormac J. C., 2012)

“Para el análisis de la capacidad de los conectores hay que tener en cuenta dos conceptos que gobiernan el comportamiento de la viga compuesta sometida a flexión y estos son la conexión compuesta completa y la conexión compuesta

parcial entre los materiales que forman el elemento compuesto. La conexión compuesta se genera cuando el corrimiento en la interface de unión entre la loseta de hormigón y la viga de acero no existe, o que quiere decir que el eje neutro es único; al contrario, la conexión parcial permite un deslizamiento relativo en la interface de unión de los dos materiales, dando como resultado una disminución en la capacidad resistente de la sección”. (McCormac J. C., 2012)

2.1.2.8 Número de Conectores.

La cantidad de conectores necesarios entre la sección de máximo momento y la sección contigua de momento nulo es igual a la fuerza horizontal (P_t), obtenida por medio de la ecuación (2.4 y 2.5) según el caso y la capacidad del conector determinado en la sección (2.1.2.7), del presente documento.

Dado que el número de conectores de corte es colocado con espaciamentos uniformes a lo largo de la longitud de la viga por esta razón el valor obtenido se duplica, para satisfacer la sollicitación en las zonas de momento máximo, debido a que el cálculo anterior toma en cuenta la cantidad de conectores entre el momento máximo negativo y el momento máximo positivo.

2.1.3 CONEXIONES.

2.1.3.1 Conexiones Simples.

Trasfieren momentos de magnitud despreciable. Se idealiza, que permiten la rotación relativa de los miembros que conectan, como se puede observar en la figura 2.3 mostrada a continuación.



Figura 2.3 Conexión Simple

Fuente: (ALACERO, 2010)

En la práctica existe una serie de conexiones simples (trabajando solamente a cortante) pues son comúnmente usadas para conectar vigas a columnas o conectar vigas principales a vigas secundarias, las cuales se detallan a continuación:

- i) Conexiones de ángulo doble:
 - Pernada-pernada
 - Soldada-pernada
 - Pernada-soldada
- ii) Conexión de ángulo sencillo
- iii) Conexión de platina sencilla
- iv) Conexión asentada sin atiesar o atiesadas

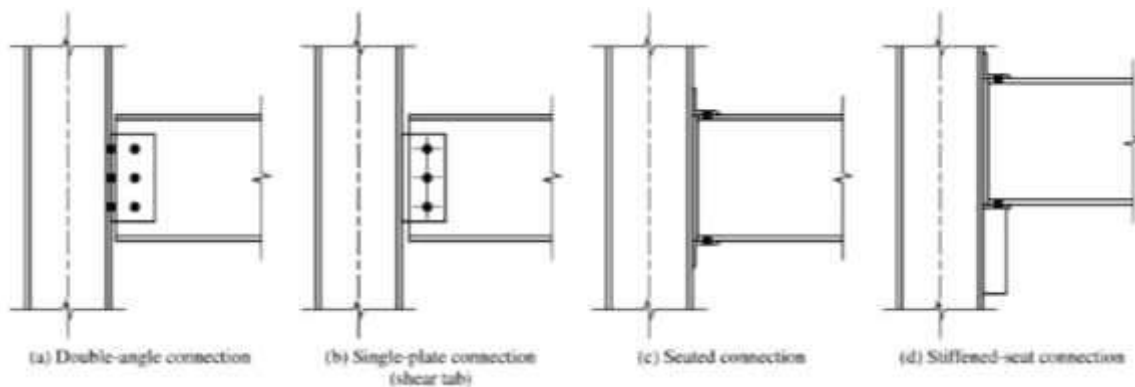


Figura 2.4 Tipos de Conexiones.

Fuente: (AISC Committee, 2016)

- i) Conexiones de ángulo doble

Pernada-pernada: Es una conexión simple de fabricar y fácil de instalar pues, permite acomodar variaciones en la longitud de las vigas que estén dentro de las tolerancias aceptables (+6.35 mm). Para lograr la máxima flexibilidad el espesor de los ángulos dobles se limita a un máximo de 15.87mm.

Soldada-Pernada: Los ángulos son soldados en fábrica a la viga y se conecta por medio de pernos en la obra al miembro de soporte. Esta presenta una tolerancia menor que la conexión pernada-pernada en cuanto a la instalación.

Pernada-Soldada: Los ángulos son soldados en fábrica al miembro de soporte y se conecta por medio de pernos, en obra, a la viga. La viga se corta en la parte inferior para permitir la colocación de la viga entre los ángulos dobles que han sido previamente soldados al miembro de soporte. Esta conexión se utiliza únicamente para conexiones viga- columna, pero no puede ser usada en conexiones viga secundaria-viga principal por la interferencia con la aleta inferior de la viga primaria.

ii) Conexiones de ángulo sencillo

Este tipo de conexión es muy usada en uniones de vigas secundarias a vigas principales. Puede ser utilizada como pernada-pernada o pernada-soldada. El ángulo viene conectado previamente a la viga primaria y se conecta en obra a la viga secundaria. Es eficiente desde el punto de vista que requiere menos partes al comparada con una conexión de ángulo doble. Obviamente estos componentes ahora deben ser de mayor tamaño.

Por ser más flexibles que la conexión de ángulo doble, el comportamiento real se asemeja más al de una conexión simple, lo cual fue la suposición hecha en el método matemático.

iii) Conexiones de platina sencilla

Consiste en una platina soldada en taller de fabricación al miembro de soporte y pernada en el sitio a la viga que está siendo soportada. Esta conexión es más rígida que las conexiones de ángulo doble y sencillo. Alcanza su capacidad de rotación mediante la flexión de la platina y la deformación por aplastamiento en las perforaciones del alma de la viga.

El AISC 360-16 ha desarrollado dos métodos para este tipo de conexión:

- Configuración extendida: Requiere el chequeo de todos los estados últimos que se pueden presentar para este tipo de conexión.
- Configuración convencional: Si se cumplen ciertos requisitos, se reduce la cantidad de estados últimos que se deben chequear. Los requisitos para cumplir con este tipo de conexión son básicamente geométricos, asegurando que ciertos estados últimos no controlan el diseño.

iv) Conexiones asentadas sin atiesar o atiesadas

Este tipo de conexión es usada típicamente para conectar vigas a columnas. Es una conexión bastante simple y fácil de instalar. La reacción de la viga es transferida totalmente mediante el aplastamiento en el ángulo o platina inferior, y después de este al alma de la columna mediante los pernos o soldadura, dependiendo de cómo se haya conectado. El ángulo superior es usado simplemente para asegurar la estabilidad de la viga soportada, pero no se tiene en cuenta para tomar parte de la reacción.

Esta conexión se asemeja más que las anteriores al comportamiento ideal de conexión simple, con una excelente capacidad de rotación, sin transmitir un momento significativo a la columna.

En la norma se menciona: las conexiones en viga columna usadas en sistemas resistentes a fuerzas sísmicas deben cumplir los siguientes requerimientos:

- “La conexión debe ser capaz de acomodar un ángulo de soldadura de 0.04 rad.
- La resistencia a flexión de la conexión en la cara de la columna debe ser al menos igual a $0.8 M_p$ de la viga conectada en un ángulo de conexión de 0.04 rad”. (AISC Committee, 2016)

2.1.3.2 Conexiones de Momento.

Se realizan dos tipos de conexiones: Completamente restringidas y Parcialmente restringidas

Conexiones de Momento Completamente Restringidas (FR). – “Transmite momento con una rotación despreciable entre los miembros conectados. En el análisis se supone que la conexión no permite rotación relativa; debe tener la suficiente resistencia y rigidez para mantener el ángulo entre los miembros conectados”. (ALACERO, 2010). Esta conexión se observa en la figura 2.5 mostrada a continuación.



Figura 2.5 Conexión Totalmente Restringida

Fuente: (ALACERO, 2010)

Conexiones de Momento Parcialmente Restringidas (PR). – “Transmite momento, pero la rotación entre los miembros conectados no es despreciable. En el análisis la relación fuerza deformación de la conexión debe ser incluida”. (ALACERO, 2010). Esta conexión se observa en la figura 2.6 mostrada a continuación.

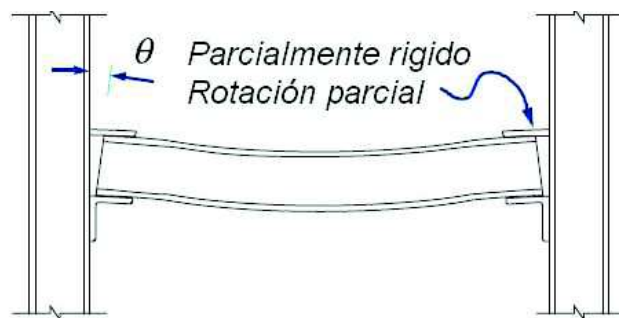


Figura 2.6 Conexión Parcialmente Restringida.

Fuente: (ALACERO, 2010)

2.1.4 DETERMINACIÓN DEL ANCHO EFECTIVO.

“El ancho efectivo es una distancia delimitada en el cual se supone una distribución uniforme de esfuerzos de magnitud igual a la distribución real (concentrada en la zona metálica y disminuyendo a los extremos) y actuando sobre la misma línea de acción, partiendo de este concepto se trabaja con esfuerzos uniformes equivalentes, en vez de hacerlo con los reales, de complicada distribución”. (McCormac J. C., 2012)

Para el caso de vigas compuestas de flexión positiva, cuando las vigas se encuentran separadas unas de otras, hacen que la losa de trabajo conjunto no participe uniformemente en la distribución de fuerzas en las vigas. Cuando las vigas

se encuentran relativamente cercanas entre sí, los esfuerzos de flexión en la losa se reparten de manera uniforme en la región de compresión.

“Las especificaciones LRFD disponen que el ancho efectivo de la losa de hormigón es la suma de los anchos efectivos a cada lado del centro de la viga, cada cual no debe exceder:

- Un octavo del claro de la viga, centro a centro de los apoyos.
- La mitad de la distancia al eje de la viga adyacente.
- La distancia al borde de la losa”. (Rivas & Vinueza, 2015)

2.1.5 DOCUMENTOS RELACIONADOS A DIMENSIONES Y TIPOLOGÍA DE LAS LÁMINAS PERFILADAS.

Las láminas perfiladas de acero galvanizado (Steel-Deck) son elaborados a partir de la norma ASTM A-653, con diferentes espesores como se muestra a continuación:

Novacero: 0.65mm y 0.76mm

Kubiec-Conduit: 0.65mm, 0.7 mm, 0.76mm

Rooftec: 0.336mm, 0.419mm, 0.533mm, 0.692mm, 0.87mm, 1.074mm, 1.359mm, 1.677mm, 2mm.

En el mercado, se pueden encontrar diversos perfiles de las nervaduras de la lámina con sus propias prestaciones según el diseño y espesor. Estas láminas son de acero estructural galvanizado forjadas en frío. (Pfenniger)

2.1.6 ESFUERZOS COMBINADOS.

Para la capacidad resistente a esfuerzos combinados normales y cortantes se hace el análisis tanto para momento positivo como negativo. En cada uno, si la tercera parte del cortante último es mayor que el que actúa en la sección donde se va a chequear, no es necesaria esta comprobación. Se presentan las expresiones para determinar las fuerzas horizontales límites en cada uno de los dos patines, con sus respectivas distancias hasta los extremos de la sección, a partir de los tres casos generales considerados. Cada expresión para el cálculo de las resultantes horizontales está en función de la posición de la línea neutra plástica obtenida.

2.1.6.1 Expresiones para el cálculo de la Capacidad Resistente a Esfuerzos Combinados Normales y Cortantes.

Para momento positivo no será necesaria la comprobación de la capacidad resistente a esfuerzos combinados si se cumple que:

$$c \leq V_n/3 \quad (2.7)$$

En caso contrario, el momento flector de cálculo (M) y el cortante de cálculo (V) coexistentes en una sección, cumplirán la condición:

$$\frac{M}{M_n} + \frac{1}{2} \cdot \left[1 - \frac{N_l \cdot d_{nl}}{M_n} \right] \cdot \left[\frac{3V}{V_n} - 1 \right] \leq 1 \quad (2.8)$$

Para momento negativo no será necesaria la comprobación si se cumple que:

$$V_n \leq V_u/3 \quad (2.9)$$

En caso contrario se chequea con la expresión:

$$\frac{M_n}{M_{nn}} + \frac{1}{2} \cdot \left[1 - \frac{N_{ln} \cdot d_{nln}}{M_{nn}} \right] \cdot \left[\frac{3V_n^*}{V_n} - 1 \right] \leq 1 \quad (2.10)$$

En vigas con interacción parcial, el cálculo de la fuerza longitudinal para el patín que incluye la losa, tomará en consideración la resistencia de la conexión dispuesta.

Los valores de M_n y V_n se toman modularmente.

Si en la sección compuesta existe o no la lámina, independientemente de la ubicación de las nervaduras de esta, son válidas las siguientes expresiones:

$$N_{li} = F_y \cdot (b'_f \cdot t'_f + b_{pl} \cdot \delta_{pl}) \quad (2.11)$$

$$Y_i = \frac{0.5b_{pl} \cdot \delta_{pl}^2 + t'_f \cdot b'_f \cdot (\delta_{pl} + 0.5t'_f) \cdot F_y}{N_{li}} \quad (2.12)$$

Si no hay plancha de refuerzo en la parte inferior de la sección:

$$b_{pl} = \delta_{pl} = 0 \quad (2.13)$$

$$d_{nl} = d - (Y_s + Y_i) \quad (2.14)$$

(Para momento positivo)

$$d_{nln} = d - (Y_{sn} + Y_i) \quad (2.15)$$

(Para momento negativo)

El cálculo de N_{ls} y Y_s difiere cuando existe lámina de acero o no, así como al existir éstas debe analizarse por separado dependiendo de su orientación con respecto al eje longitudinal de la viga. Esto se explica para cada caso.

Determinación de N_{ls} y Y_s para viga compuesta formada por viga metálica y losa de hormigón armado

Momento positivo. Interacción completa.

Caso 1, 2A-2 y 2B-2

$$N_{ls} = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot \beta_1 \cdot c \quad (2.16)$$

$$Y_s = \beta_1 \cdot c/2 \quad (2.17)$$

Caso 2A-1 y 2B-1

$$N_{ls} = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \quad (2.18)$$

$$Y_s = h/2 \quad (2.19)$$

Momento positivo. Interacción parcial (Caso 3).

$$N_{ls} = N_{cc} \quad (2.20)$$

$$Y_s = Y/2 \quad (2.21)$$

Momento negativo. Interacción completa (Caso 1A, 1B).

$$N_{lsn} = (A'_{sr} + A_{sr}) \cdot f_y \quad (2.22)$$

$$Y_{sn} = h/2 \quad (2.23)$$

Momento negativo. Interacción parcial (Caso 2A, 2B).

$$N_{lsn} = N_{cc} \quad (2.24)$$

$$Y_{sn} = h/2 \quad (2.25)$$

Determinación de N_{ls} y Y_s para viga compuesta formada por viga metálica, losa de hormigón y lámina con nervaduras perpendiculares.

Momento positivo. Interacción completa.

Caso 1

$$N_{ls} = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot \beta_1 \cdot c \quad (2.26)$$

$$Y_s = \beta_1 \cdot c/2 \quad (2.27)$$

Caso 2

$$N_{ls} = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot \beta_1 \cdot c + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot (c - h) \quad (2.28)$$

$$Y_s = \frac{0.425f'_c \cdot b_{eff} \cdot \beta_1^2 \cdot c^2 + 0.5 \cdot F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot (c^2 - h^2)}{N_{ls}} \quad (2.29)$$

Caso 3A

$$N_{ls} = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot \beta_1 \cdot c + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \quad (2.30)$$

$$Y_s = \frac{0.425f'_c \cdot b_{eff} \cdot \beta_1^2 \cdot c^2 + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \cdot (h + 0.5 \cdot t_p)}{N_{ls}} \quad (2.31)$$

Caso 3B,4A y 4B

$$N_{ls} = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot h + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \quad (2.32)$$

$$Y_s = \frac{0.425f'_c \cdot b_{eff} \cdot h^2 + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \cdot (h + 0.5 \cdot t_p)}{N_{ls}} \quad (2.33)$$

Momento positivo. Interacción parcial.

Caso 5

$$N_{ls} = N_{cc} \quad (2.34)$$

$$Y_s = \frac{0.425f'_c \cdot b_{eff} \cdot Y^2 + N_{cc} \cdot COEF_{sd} \cdot (h + 0.5 \cdot t_p)}{N_{ls}} \quad (2.35)$$

Momento negativo. Interacción completa

Caso 1 y 2

$$N_{lsn} = A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \quad (2.36)$$

$$Y_{sn} = \frac{A'_{sr} \cdot f_y \cdot r' + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \cdot (h + 0.5 \cdot t_p)}{N_{lsn}} \quad (2.37)$$

Caso 3

$$N_{lsn} = A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot (d - c_n - h) \quad (2.38)$$

$$Y_{sn} = \frac{A'_{sr} \cdot f_y \cdot r' + 0.5 \cdot F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot (d^2 - 2c_n \cdot d + c_n^2 - h^2)}{N_{lsn}} \quad (2.39)$$

Momento negativo. Interacción parcial

Caso 4

$$N_{lsn} = N_{cc} \quad (2.40)$$

$$Y_{sn} = \frac{N_{cc} \cdot COEF_a \cdot r' + N_{cc} \cdot COEF_d \cdot (h + 0.5 \cdot t_p)}{N_{lsn}} \quad (2.41)$$

Determinación de N_{ls} y Y_s para viga compuesta formada por viga metálica, losa de hormigón y lámina con nervaduras paralelas.

Momento positivo. Interacción completa.

Caso 1

$$N_{ls} = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot \beta_1 \cdot c \quad (2.42)$$

$$Y_s = \beta_1 \cdot c/2 \quad (2.43)$$

Caso 2

$$N_{ls} = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot \beta_1 \cdot c + F'_{yL} \cdot b_r \cdot (c - h) \quad (2.44)$$

$$Y_s = \frac{0.425f'_c \cdot b_{eff} \cdot \beta_1^2 \cdot c^2 + 0.5 \cdot F'_{yL} \cdot b_r \cdot (c^2 - h^2)}{N_{ls}} \quad (2.45)$$

Caso 3A

$$N_{ls} = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot \beta_1 \cdot c + F'_{yL} \cdot b_r \cdot t_p + F'_{yL} \cdot S_{tp} \cdot (c - h - t_p) \quad (2.46)$$

$$Y_s = \frac{0.425f'_c \cdot b_{eff} \cdot \beta_1^2 \cdot c^2 + F'_{yL} \cdot b_r \cdot t_p \cdot (h + 0.5t_p)}{N_{ls}} + \frac{0.5F'_{yL} \cdot S_{tp} \cdot (c - h - t_p) \cdot (h + t_p + c)}{N_{ls}} \quad (2.47)$$

Caso 3B

$$N_{ls} = 0.85f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h + 0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_o \cdot c + F'_{yL} \cdot b_r \cdot t_p + F'_{yL} \cdot S_{tp} \cdot (c - h - t_p) \quad (2.48)$$

$$Y_s = \frac{0.425f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h^2 + 0.425f'_c \cdot b_o \cdot \beta_1^2 \cdot c^2 + F'_{yL} \cdot b_r \cdot t_p \cdot (h + 0.5t_p) + 0.5F'_{yL} \cdot S_{tp} \cdot (c - h - t_p) \cdot (h + t_p + c)}{N_{ls}} \quad (2.49)$$

Caso 4

$$N_{ls} = 0.85f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h + 0.85f'_c \cdot b_o \cdot \beta_1 \cdot c + F'_{yL} \cdot A_p - F_{yL} \cdot b'_r \cdot (h_l - X) \quad (2.50)$$

$$Y_s = \frac{0.425f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h^2 + 0.425f'_c \cdot b_o \cdot \beta_1^2 \cdot c^2 + f_{yL}' \cdot A_p \cdot (h_l - u') - 0.5f_{yL} \cdot b'_r \cdot (h_l^2 - c^2)}{N_{ls}} \quad (2.51)$$

Caso 5A y 6A

$$N_{ls} = 0.85f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h + 0.85f'_c \cdot b_o \cdot \beta_1 \cdot c + F'_{yL} \cdot A_p \quad (2.52)$$

$$Y_s = \frac{0.425f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h^2 + 0.425f'_c \cdot b_o \cdot \beta_1^2 \cdot c^2}{N_{ls}} + \frac{f'_{yL} \cdot A_p \cdot (h_l - u')}{N_{ls}} \quad (2.53)$$

Caso 5B y 6B

$$N_{ls} = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h + 0.85f'_c \cdot b_o \cdot h_r + F'_{yL} \cdot A_p \quad (2.54)$$

$$Y_s = \frac{0.425f'_c \cdot b_{eff} \cdot h^2 + 0.85f'_c \cdot b_o \cdot h_r \cdot (h + 0.5h_r)}{N_{ls}} + \frac{F'_{yL} \cdot A_p \cdot (h_l - u')}{N_{ls}} \quad (2.55)$$

Momento positivo. Interacción parcial.

Caso 7A y 8A

$$N_{ls} = N_{cc} \quad (2.56)$$

$$Y_s = \frac{0.425f'_c \cdot b_{eff} \cdot Y^2 + N_{cc} \cdot COEF_{sd} \cdot (h_l - u')}{N_{ls}} \quad (2.57)$$

Caso 7B y 8B

$$N_{ls} = N_{cc} \quad (2.58)$$

$$Y_s = \frac{0.425f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h^2 + 0.425f'_c \cdot b_o \cdot Y^2}{N_{ls}} + \frac{N_{cc} \cdot COEF_{sd} \cdot (h_l - u')}{N_{ls}} \quad (2.59)$$

Momento negativo. Interacción completa

Caso 1A y 1B

$$N_{lsn} = A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot A_p \quad (2.60)$$

$$Y_{sn} = \frac{A'_{sr} \cdot f_y \cdot r' + F_{yL} \cdot A_p \cdot (h_l - u')}{N_{lsn}} \quad (2.61)$$

Caso 2A

$$N_{lsn} = A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot A_p - F'_{yL} \cdot b'_r \cdot (c_n - d_T) \quad (2.62)$$

$$Y_{sn} = \frac{A'_{sr} \cdot f_y \cdot r' + F_{yL} \cdot A_p \cdot (h_l - u') - F'_{yL} \cdot b'_r \cdot (c_n - d_T) \cdot [h_l - (c_n - d_T)/2]}{N_{lsn}} \quad (2.63)$$

Caso 2B

$$N_{lsn} = A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot t_p \cdot b_r + F_{yL} \cdot S_{tp} \cdot (d_T + h_r - c_n) \quad (2.64)$$

$$Y_{sn} = \frac{A'_{sr} \cdot f_y \cdot r' + F_{yL} \cdot t_p \cdot b_r \cdot (h + 0.5t_p) - F_{yL} \cdot S_{tp} \cdot (d_T + h_r - c_n) \cdot [h + t_p + (d_T + h_r - c_n)/2]}{N_{lsn}} \quad (2.65)$$

Caso 2C

$$N_{lsn} = A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot b_r \cdot (d - c_n - h) \quad (2.66)$$

$$Y_{sn} = \frac{A'_{sr} \cdot f_y \cdot r' + F_{yL} \cdot b_r \cdot (d - c_n - h) \cdot (h + d - c_n)/2}{N_{lsn}} \quad (2.67)$$

Momento negativo. Interacción parcial

Caso 3A y 3B

$$N_{lsn} = N_{cc} \cdot COEF_a + N_{cc} \cdot COEF_d = N_{cc} \quad (2.68)$$

$$Y_{sn} = \frac{N_{cc} \cdot COEF_a \cdot r' + N_{cc} \cdot COEF_d \cdot (h_l - u')}{N_{lsn}} \quad (2.69)$$

2.1.7 ESPESOR DE LA LOSA DE TRABAJO CONJUNTO.

Se entiende por losas compuestas a aquellas que están formadas por la capa de hormigón de espesor variable el cual se encuentra sobre la Deck.

La lámina sirve como encofrado para el hormigón, ayuda a soportar esfuerzos de tensión en la parte inferior de la losa y al tener en su superficie relieves, ayuda mucho en la transmisión de esfuerzos rasantes entre los materiales de contacto. (McCormac J. C., 2012)

2.1.8 RESISTENCIA DE DISEÑO DE VIGAS DE ALMA LLENA CON CONECTORES DE CORTANTE.

2.1.8.1 Resistencia de diseño en zonas de momento positivo.

“La losa forma parte del patín comprimido de la sección compuesta. La resistencia de diseño puede quedar regida por la sección de acero, la losa de hormigón, o los conectores de cortante. Además, puede quedar limitada por pandeo del alma, si ésta es esbelta y tiene una parte grande en compresión. Si la relación peralte/grueso del alma no excede de $3.76 \cdot E/F_y$, una sección I de acero puede plastificarse por completo, en flexión, sin pandeo local prematuro del alma; como no se cuenta con investigaciones sobre el pandeo del alma de vigas compuestas, conservadoramente se ha adoptado ese mismo límite. Si las almas son más esbeltas, se considera, también de manera conservadora, que la aparición del esfuerzo de fluencia constituye el límite de resistencia a la flexión.

La resistencia nominal puede determinarse por el método de los esfuerzos plásticos y el método de la compatibilidad de deformaciones.

La resistencia de diseño para flexión positiva es ϕM_n debe ser determinada por el estado límite de fluencia como sigue: $\phi=0.9$ (LRFD)

Para:

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \cdot \left(\frac{E}{F_y} \right)^{0.5} \quad (2.70)$$

M_n debe ser determinado a partir de la distribución de esfuerzos plásticos en la sección compuesta para el estado límite de fluencia.

Para:

$$\frac{h}{t_w} > 3.76 \cdot \left(\frac{E}{F_y} \right)^{0.5} \quad (2.71)$$

M_n debe ser determinado por la superposición de esfuerzos elásticos, considerando los efectos de apuntalamiento para el estado límite de fluencia (momento de primera fluencia)”. (AISC Committee, 2016)

2.1.8.2 Resistencia de diseño en zonas de momento negativo.

“La resistencia para flexión negativa requerida debe ser determinada solo para la sección de acero sola, alternativamente deber ser determinada a partir de una distribución de esfuerzos plásticos en la sección compuesta, para el estado límite de fluencia, con $\phi=0.9$ (LRFD) puesto que:

1. La viga de acero es compacta y está debidamente arriostrada.
2. La losa está vinculada a la viga de acero en la región de momento negativo mediante conectores de corte.
3. El refuerzo de la losa paralelo a la viga de acero se desarrolla apropiadamente dentro del ancho efectivo de la losa”. (AISC Committee, 2016)

2.1.9 SECCIONES TRANSVERSALES DE CÁLCULO PARA VIGAS COMPUESTAS.

Las secciones compuestas de acero y hormigón han sido construidas hace varios siglos principalmente en edificios con pórticos de acero con el objetivo de reducir las secciones de las vigas, además de suplir la poca resistencia a esfuerzos de tensión del hormigón y reducir la inestabilidad del acero. Aumentando con ello no solo la resistencia sino también la rigidez. Con la combinación de estos dos materiales se optimiza de una mejor manera las secciones, es decir, espesores de losa reducidos, vanos de viga más largos y aumento a la resistencia al fuego (Crisafulli, 2014).

“Los entresijos compuestos pueden llegar a soportar un aumento en la carga de 33-50% o más de lo que las vigas de acero soportan trabajando por separado”. (McCormac J. C., 2012)

2.1.10 SOLDADURA

“Los beneficios del uso de la soldadura son los siguientes:

- Las estructuras soldadas son más rígidas, porque los miembros en su mayoría están soldados directamente el uno al otro, esto evita el uso de las placas de unión, que se deforman debido a la transferencia de carga haciendo más flexible la estructura.

- Resulta más económico realizar cambios en el diseño y corregir errores durante el montaje si se utiliza la soldadura.
- Se usan menos piezas y, por lo tanto, se ahorra tiempo en el diseño, fabricación y montaje del proyecto”. (McCormac J. C., 2012)

2.1.10.1 Tipos de soldadura

Entre los principales tipos de soldadura que se utilizan comúnmente son las de ranura y de filete. Aunque también existen de tapón y de muesca, las cuales no son frecuentes en el uso para diseño sismorresistente.

En la figura 2.7 se describen los tipos de soldaduras más comunes.

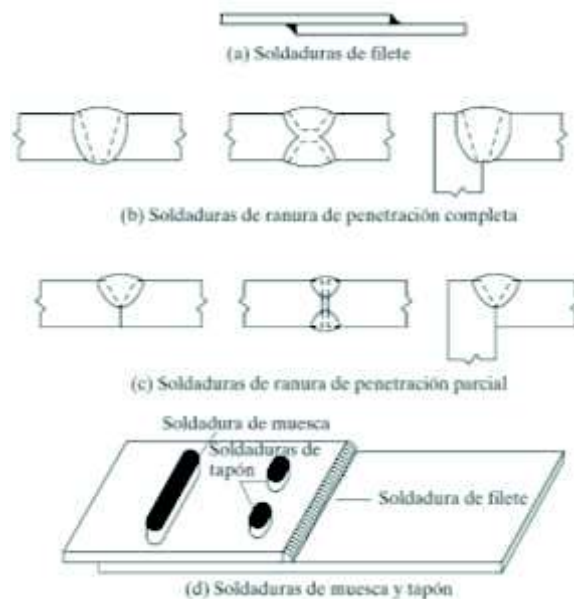


Figura 2.7. Cuatro tipos de Soldaduras Estructurales.

Fuente: (McCormac J. C., 2012)

2.2 RECOPIACIÓN DE NORMAS EXISTENTES

Las Normas referenciales usadas en la ejecución del presente trabajo son:

- NEC-SE-AC: “Norma Ecuatoriana de la Construcción – Estructuras de Acero”.
- NEC-SE-HA: “Norma Ecuatoriana de la Construcción – Hormigón Armado”.

NEC-SE-CG:	“Norma Ecuatoriana de la Construcción – Cargas no Sísmicas”.
ACI 18 S-14:	“American Concrete Institute – Requisitos para concreto Estructural”.
AISC 360-16:	“American Institute of Steel Construction – Specification for Structural Steel Buildings”.
AISC 341-16:	“American Institute of Steel Construction – Seismic Provision for Structural Steel Buildings”.
AISI 2002:	“Manual Cold-Formed Steel Design”.
EUROCODE 4:	“Design of composite steel and concrete structures”.
EUROCODE 2:	“Design of concrete structures”.
EUROCODE 3:	“Design of steel structures”.
ABNT NBR 8800:	“Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios”.

2.2.1 ANCHO EFECTIVO.

AISC 360-16

En la sección I regula que: “el ancho efectivo de la losa de hormigón es la suma de los anchos efectivos a cada lado del eje de la viga, cada uno de los cuales no puede exceder:

- Un octavo de la luz de la viga, medida centro a centro de los apoyos.
- Un medio de la distancia el eje de la viga adyacente.
- La distancia al borde de la losa”. (AISC Committee, 2016)

ABNT NBR 8800

La norma brasilera regula que: “el ancho efectivo de la losa de hormigón, a cada lado del centro de la viga, debe ser igual o menor a los siguientes valores:

- Un octavo de la luz de la viga, medida centro a centro de los apoyos.
- Un medio de la distancia el eje de la viga adyacente.

- La distancia al borde de la losa". (ABNT NBR 8800, 2008)

Se puede considerar también dos vanos de viga cuya distancia es entre puntos de momento nulo. Considerándose, simplificada, la adopción de los siguientes valores para las distancias:

a) Regiones de momento positivo:

- $4/5$ de la distancia entre los apoyos para los extremos.
- $7/10$ de distancia entre los apoyos, para los vanos internos

b) Regiones de momento negativo:

- $1/4$ de la suma de los vanos adyacentes.

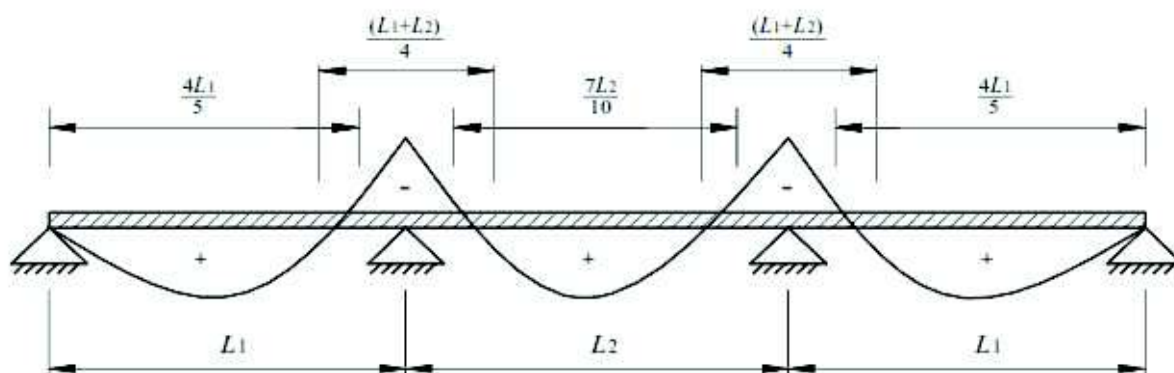


Figura 2.8 Ancho efectivo en losa compuesta.

Fuente: (ABNT NBR 8800, 2008)

2.2.2 BLOQUE DE ESFUERZOS

ACI 318S-14

“La distribución de esfuerzos en el hormigón cumple que la relación entre los esfuerzos de compresión y la deformación unitaria en el hormigón se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o en función de una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos.

La máxima deformación unitaria en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón toma un valor igual a 0.003. Para el cálculo de resistencia a flexión y resistencia axial no se considera la resistencia a la tracción del hormigón.

En la zona limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, también conocida como zona de compresión equivalente,

toma un valor de esfuerzo de $0.85f'_c$ uniformemente distribuido; la línea recta paralela al eje neutro se presenta a una distancia (a) de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión, calculando de la forma:

$$a = \beta_1 \cdot c \quad (2.72)$$

La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, c, se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro". (American Concrete Institute, 2014)

Los valores de β_1 dependen de la resistencia del hormigón, como se muestra en la tabla 2.1:

Tabla 2.1. Valores de β_1 para la distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón

f'_c (kgf/cm ²)	β_1
$175.76 \leq f'_c \leq 281.22$	0,85
$281.22 < f'_c < 562.44$	$0.85 - \frac{0.05(f'_c - 4000)}{1000}$
$f'_c \geq 562.44$	0.65

Fuente: (American Concrete Institute, 2014)

AISC 360-16

La norma menciona que: "para el caso del método de compatibilidad de las deformaciones, debe suponerse una distribución lineal de las deformaciones en la sección, con una deformación unitaria máxima del hormigón en compresión de 0.003". (AISC Committee, 2016)

NEC-15

Para el caso de la NEC-SE-HM menciona que: "las deformaciones unitarias en el refuerzo y en el hormigón deben suponerse directamente proporcionales a la distancia desde el eje neutro. La máxima deformación unitaria utilizable en la fibra extrema sometida a compresión del hormigón se supone igual a 0.003.

La resistencia a la tracción del hormigón no debe considerarse en los cálculos de elementos de hormigón reforzado sometidos a flexión y a carga axial.

La relación entre la distribución de los esfuerzos de compresión en el hormigón y la deformación unitaria en el hormigón se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica o de cualquier otra forma que dé origen a una predicción de la resistencia que coincida con los resultados de ensayos representativos. Estos requisitos se satisfacen con una distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón, definida como sigue:

- Un esfuerzo en el hormigón de $0.85f'_c$ uniformemente distribuido en una zona de compresión equivalente, limitada por los bordes de la sección transversal y por una línea recta paralela al eje neutro, a una distancia $a=\beta_1 \cdot c$ de la fibra de deformación unitaria máxima en compresión.
- La distancia desde la fibra de deformación unitaria máxima al eje neutro, c , se debe medir en dirección perpendicular al eje neutro.
- Para f'_c entre 17 y 28 MPa, el factor β_1 se debe tomar como 0.85. Para f'_c superior a 28 MPa, se debe disminuir en forma lineal a razón de 0.05 por cada 7 MPa de aumento sobre 28 MPa, sin embargo, β_1 , no debe ser menor de 0.65.
- Donde:
 - β_1 Factor que relaciona la profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro.
 - a Profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos (mm).
 - c Distancia medida desde la fibra extrema en compresión al eje neutro”.

(MIDUVI, 2015)

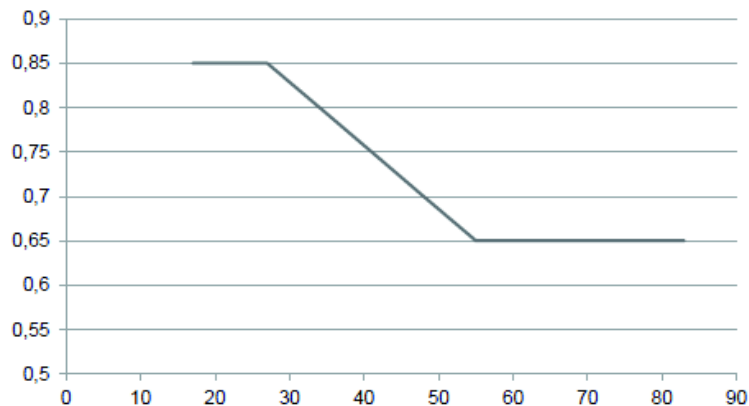


Figura 2.9 Determinación de β_1 en función de f'_c (MPa)

Fuente: (MIDUVI, 2015)

EUROCODE 2

Según esta norma, la distribución rectangular de esfuerzos debe ser asumida como se muestra en la figura 2.10. El factor λ define la altura efectiva de la zona de compresión y el factor η , define el esfuerzo efectivo efectiva, de la forma de:

$$\lambda = 0.8 \quad \text{para } f'_c < 50 \text{ MPa} \quad \lambda = 0.8 - (f'_c - 50) / 400 \quad \text{para } 50 < f'_c < 90 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1 \quad \text{para } f'_c < 50 \text{ MPa} \quad \eta = 1 - (f'_c - 50) / 200 \quad \text{para } 50 < f'_c < 90 \text{ MPa}$$

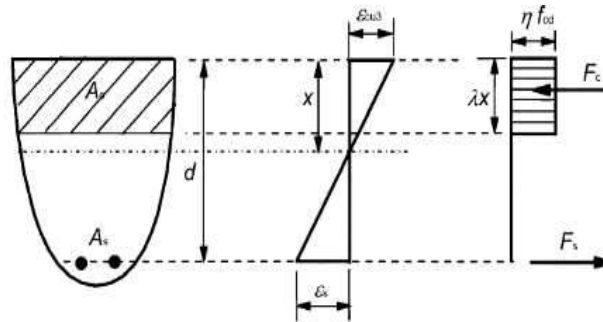


Figura 2.10 Distribución rectangular de esfuerzos.

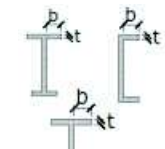



Fuente: (Eurocódigo, 2009)

2.2.3 CLASIFICACIÓN DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES.

NEC-15

En sistemas resistentes a cargas sísmicas se requiere altos niveles de inelasticidad, es decir, que se obtenga grandes niveles de deformaciones inelásticas; las relaciones ancho espesor son referenciados en la tabla 4 de la NEC-SE-AC 2015.

Tabla 2.2 Máximas relaciones ancho-espesor para elementos a compresión (adoptado de ANSI/AISC 341-10)

	Tipo de Elemento	Relación ancho/espesor	Limite de la Relación ancho/espesor	Ejemplo
			λ_{ps}	
Elementos no Rigidizados	Flexión en alas de vigas I roladas o armadas, canales y vigas T	b/t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Elementos Rigidizados	Almas de perfiles I armados o rolados usados para vigas o columnas (a)	h/tw	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1 - 0.93Ca)$ Para $Ca > 0.125$	
	Placas laterales de secciones laminadas I encajonados usados como vigas o columnas	h/t	$0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93 - Ca)$ $\geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ Donde: $Ca = \frac{P_u}{\phi b * P_y} (DFCR)$	
	Almas de perfiles I armados o rolados usados para vigas o columnas	h/t	$P_y = R_y * F_y * A_g$	

(a) Para las vigas I roladas usadas en sistemas PEM, donde Ca es menor o igual a 0.125, la máxima relación ancho-espesor h/tw no debe exceder $2.45 \sqrt{E/F_y}$.

Fuente: (MIDUVI, 2015)

ABNT NBR 8800


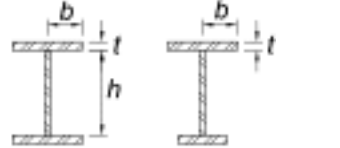
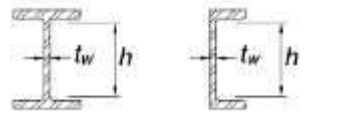
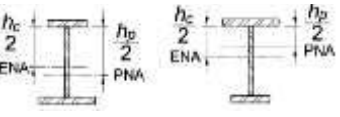
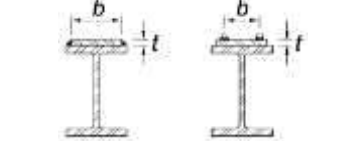
La Norma Brasileña clasifica las secciones de tal manera que dependa del valor del parámetro de esbeltez λ de los componentes comprimidos en relación a λ_p y λ_r , las secciones transversales son clasificadas en:

- Compactas:** secciones cuyos elementos comprimidos poseen λ inferior a λ_p y cuya losa esté conectada continuamente al alma de la viga.
- Semi compactas:** secciones que poseen uno o más elementos comprimidos con λ superior a λ_p e inferior a λ_r
- Esbeltas:** secciones que poseen uno o más elementos comprimidos con λ mayor a λ_r .

AISC 360-16

Para el (AISC Committee, 2016) muestra la tabla 2.3 con los valores límites para clasificar las secciones entre compactas, no-compactas y esbeltas.

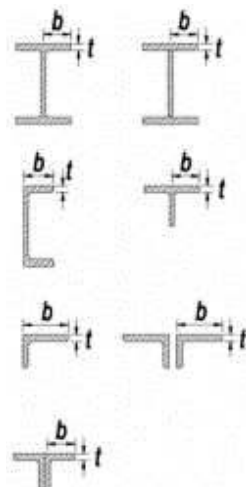

Tabla 2.3. Relación ancho espesor para elementos a compresión de miembros sujetos a flexión.

Elemento	Relación ancho/espesor	Limite de la Relación ancho/espesor		Ejemplos
		λ_p (compactas/ no compactas)	λ_r (no compactas/ esbeltas)	
Alas laminadas de secciones I, canales y Tees	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Alas de simple y doble simetría de secciones I armadas	b/t	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de doble simetría secciones I y canales	h/t _w	$3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Almas de simple simetría secciones I	h _c /t _w	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \leq \lambda_r$ $\left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2 \leq \lambda_r$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
Alas cubiertas de placas entre soldaduras o pernos	b/t	$1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Fuente: (AISC Committee, 2016)

Para el AISC 341-16 en su capítulo de Provisiones Sísmicas muestra la tabla 2.4 con los valores límites para clasificar las secciones entre miembros de alta ductilidad (sísmicamente compacta) y ductilidad moderada (compacta).

Tabla 2.4. Relación ancho espesor de elementos a compresión para miembros de ductilidad alta y moderada

Elemento	Relación ancho/espesor	Limite de la Relación ancho/espesor		Ejemplos
		λ_{hd} (miembros de alta ductilidad)	λ_{md} (miembros de moderada ductilidad)	
Alas laminadas o armadas de secciones I, canales y Tees	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$	
Almas armadas o laminadas de secciones I o canales	h/tw	<p>Para $Ca \leq 0.114$</p> $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} (1 - 1.04Ca)$ <p>Para $Ca > 0.114$</p> $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} (2.68 - Ca)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$ <p>Donde:</p> $Ca = \frac{Pu}{\phi_c * P_y} \text{ (LRFD)}$ $P_y = R_y * F_y * A_g$	<p>Para $Ca \leq 0.114$</p> $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} (1 - 3.04Ca)$ <p>Para $Ca > 0.114$</p> $1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}} (2.12 - Ca)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y * F_y}}$ <p>Donde:</p> $Ca = \frac{Pu}{\phi_c * P_y} \text{ (LRFD)}$ $P_y = R_y * F_y * A_g$	

Fuente: (AISC Committee, 2016)

Para valores de R_y referirse a la tabla A3.1 del AISC 341-16

2.2.4 ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO F_y .

AISC 360-16

“El esfuerzo de fluencia mínima especificada, F_y , de los miembros que forman rótulas plásticas, no debe exceder 3518 kgf/cm² (345 MPa)”. (AISC Committee, 2016)

Tabla 2.5. Valores límites de F_y

Especificación ASTM	Espesor, cm	Resistencia a la tracción F_u , kgf/cm ²	Esfuerzo de fluencia F_y , kgf/cm ²
Acero-Carbono			
A36	Hasta 20.32	4077.73-5624.46	2531
A529	Hasta 1.27	4218.34-5975.98	2952.84
Acero de alta resistencia y baja aleación			
A441	Hasta 1.91	4921.40	3515.29
	Entre 1.91 y 3.81	4710.48	3234
	Entre 3.81 y 10.16	4429.26	2952.84
A572	Gr 42: hasta 10.16	4218.34	2952.84
	Gr 50: hasta 3.81	4569.87	3515.29
	Gr 55: hasta 3.81	4921.4	3866.81
	Gr 60: hasta 2.54	5272.93	4218.34
	Gr 65: hasta 1.27	5624.46	4569.87
A588	Hasta 1.91	4921.4	3515.29
	Entre 10.16 a 12.7	4710.48	3234
	Entre 12.7 a 20.32	4429.26	2952.84
A992	Formas	4569.87	3515.29

Fuente: (AISC Committee, 2016)

ACI 318S-14

Para el caso del (American Concrete Institute, 2014), el valor máximo de resistencia a fluencia se encuentra limitado a 7030.57 kgf/cm² tanto para el refuerzo corrugado

no pre esforzado como para el refuerzo liso en espiral. A continuación, en la tabla 2.6, se muestra para diferentes usos los valores máximos permitidos de esfuerzo de fluencia para el cálculo de diseño.

Tabla 2.6. Refuerzo corrugado no preesforzado.

USO	APLICACIÓN	VALOR MINIMO DE F_y PERMITIDO PARA CALCULOS DE DISEÑO (kgf/cm²)
Flexión, fuerza axial y retracción y temperatura	Sistemas sísmicos especiales	4218.34
	Otro	5624.46
Apoyo Lateral de barras longitudinales o confinamiento de hormigón	Sistemas sísmicos especiales	7030.57
	Espirales	7030.57
	Otro	5624.46
Cortante	Sistemas sísmicos especiales	4218.34
	Espirales	4218.34
	Fricción cortante	4218.34
	Estribos, estribos cerrados de confinamiento	5624.46
Torsión	Longitudinal y transversal	4218.34

Fuente: (American Concrete Institute, 2014)

NEC-15

Lo especificado en la NEC-SE-AC, nos habla que “el mínimo esfuerzo de fluencia especificado, F_y , que debe tener el acero utilizado en miembros en los cuales se espera comportamiento inelástico no debe exceder de 345 MPa (50ksi)”. (MIDUVI, 2015)

Los valores de F_y de aceros de varios tipos se muestran en las tablas 2 y 3 de la NEC-SE-AC.

ABNT NBR 8800

La Norma Brasileña menciona que la resistencia máxima de fluencia del acero debe ser de 450 MPa y la relación entre la resistencia de ruptura y la de fluencia no debe ser inferior a 1.18.

2.2.5 ESPESOR DE LA LOSA DE TRABAJO CONJUNTO

AISC 360-16

“La altura nominal del nervio no debe ser mayor que 75mm y el ancho promedio del nervio de hormigón no debe ser menor que 50mm. El espesor de losa por sobre la placa colaborante de acero, no debe ser menor que 50mm”. (AISC Committee, 2016).

NEC-15

“La altura nominal del nervio no debe ser mayor que 75mm y el ancho promedio del nervio de hormigón no debe ser menor que 50mm. El espesor de losa por sobre la placa colaborante de acero, no debe ser menor que 50mm”. (MIDUVI, 2015).

EUROCODE 4

“La altura del hormigón por sobre la lámina de acero no debe ser menor a 80mm tomada desde el valle de la lámina. Tomando en cuenta desde la cresta de la lámina, la altura de hormigón no debe ser menor que 40mm.

En caso que no exista lamina de acero, la altura total de la losa compuesta no debe ser menor que 90mm y la altura de hormigón no debe ser menor que 50mm.

La cantidad de refuerzo en ambas direcciones, no debe ser menor que 80mm^2 por metro. El espaciamiento entre las varillas de refuerzo no debe exceder el doble de la altura de la losa o 350mm”. (Eurocódigo, 2009)

ABNT NBR 8800

“La altura nominal del nervio no debe ser mayor que 75mm y el ancho medio del nervio de hormigón no debe ser menor que 50mm. El espesor de losa por sobre la

placa colaborante de acero, no debe ser menor que 50mm. Para casos de losas macizas sin trabajo conjunto, se diferencian los siguientes casos: para el caso de losas de cubierta sin volados el espesor mínimo es de 5cm, para losas de piso o de cubierta con volado el espesor mínimo es de 7cm”. (ABNT NBR 8800, 2008)

ACI 318S-14

Para casos de espesores mínimos de losas macizas sin trabajo conjunto, la ACI 318S-14 diferencia entre los casos de una dirección y dos direcciones, siendo para el primero los espesores mínimos referidos a la tabla 7.3.1.1 y para el segundo caso las tablas 8.3.1.1 y 8.3.1.2.

2.2.6 RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN f'_c .

ACI 318S-14

“La resistencia a la compresión del hormigón, debe estar de acuerdo con los límites de la siguiente tabla, este límite puede ser excedido cuando la experimentación demuestra que los elementos estructurales hechos con hormigón liviano proporcionan una resistencia y tenacidad iguales o mayores que las de elementos comparables hechos con hormigón de peso normal de la misma resistencia. A menos de que se especifique lo contrario, f'_c debe basarse en ensayos a los 28 días. Sí el ensayo no es a los 28 días, se debe especificar la edad del ensayo para f'_c en los documentos de construcción”. (American Concrete Institute, 2014)

Tabla 2.7. Valores límites para f'_c

Aplicación	Hormigón	f'_c Mínimo (kgf/cm²)	f'_c Máximo (kgf/cm²)
General	Peso normal y liviano	175.76	Ninguno
Pórticos especiales resistentes a momentos y muros estructurales especiales	Peso normal	210.92	Ninguno
	Liviano	210.92	351.53

Fuente: (American Concrete Institute, 2014)

AISC 360-16

“Para la determinación de la resistencia requerida, el hormigón debe tener una resistencia de compresión, no menor que 215kgf/cm² (21 MPa) ni mayor que 715 kgf/cm² (70 MPa) en hormigón de peso normal y no menor que 215 kgf/cm² (21 MPa) ni mayor que 357 kgf/cm² (35 MPa) en el caso de hormigón liviano”. (AISC Committee, 2016)

NEC-15

La NEC-SE-HM sección 3.3 menciona que: “el hormigón debe cumplir con los siguientes requisitos para condiciones de exposición ambiental y satisfacer los requisitos de resistencia estructural:

- Valor mínimo para el hormigón normal: $f'_c = 21$ MPa
- Valor máximo para elementos de hormigón liviano: $f'_c = 35$ MPa”. (MIDUVI, 2015)

ABNT NBR 8800

Para la Norma Brasileña (ABNT NBR 8800, 2008) la resistencia característica a compresión de hormigones de densidad normal debe situarse entre 20 MPa y 50 MPa.

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA

3.1 CONSIDERACIONES GENERALES.

3.1.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO.

Se usarán las disposiciones del Diseño por Cargas y Resistencias Factorizadas (LRFD).

3.1.1.1 Bases para cálculo.

Se utiliza el método de estados límites donde la sección resistente es la de acero en la etapa de construcción o la compuesta en la etapa de explotación de la edificación.

Para el caso que la viga de acero no pueda soportar por si sola las cargas o si los desplazamientos son excesivos durante la etapa de construcción, se recomienda apuntalarle. La lámina, al fijarse a la viga, le provee el necesario soporte lateral en esta fase.

3.1.1.2 Cargas.

Las cargas con sus valores característicos se deben establecerse según la NEC-SE-CG, capítulo 3. Las combinaciones de cargas con sus factores de carga serán las establecidas en esta norma.

3.1.1.3 Método de cálculo.

Se empleará el método de los estados límites. Se considera el siguiente estado límite:

- Estados límites de resistencia, que son los correspondientes al valor máximo de la capacidad resistente.

3.2 MATERIALES.

Para la construcción de vigas compuestas, existe gran cantidad de materiales a nivel nacional, para la construcción de vigas compuestas con vigas de alma llena es posible usar los siguientes materiales:

- Varillas de acero corrugadas.
- Perfiles estructurales de acero.
- Hormigón.
- Paneles Steel Deck.
- Conectores de cortante.

3.3 TÉRMINOS Y DEFINICIONES.

A los fines de este trabajo se aplican los términos y las definiciones siguientes:

3.3.1 CONECTORES.

Elementos soldados al patín superior de la viga metálica, embebidos en la losa de trabajo conjunto. Pueden ser de los siguientes tipos:

- Canales laminadas en calientes o conformadas en frío.
- Tubos laminados en frío.
- Anclajes de ganchos cerrados (asas).
- Pernos

3.3.2 ENTREPISO COMPUESTO.

Formado por un entramado de vigas metálicas y una losa de hormigón armado, (con o sin lámina de acero) unidos mediante conectores, con el objetivo de lograr el trabajo conjunto a flexión.

3.3.3 ENTREPISO COMPUESTO CON LÁMINA DE ACERO.

Está formado por una losa de hormigón que va encima de una lámina de acero grecada usada como encofrado permanente y colaborante, y unida en los apoyos a las vigas de acero mediante conectores para lograr el trabajo conjunto.

3.3.4 ETAPA DE CONSTRUCCIÓN.

Etapa durante la cual se realiza el montaje de elementos metálicos, colocación del encofrado y el hormigonado de forma monolítica. En esta etapa las cargas deben ser soportadas por las vigas metálicas solas si la estructura no es apuntalada. Hasta que el hormigón alcance el 75% de su resistencia.

3.3.5 ETAPA DE EXPLOTACIÓN.

Etapa de trabajo de la estructura compuesta acorde a la función para la cual ha sido proyectada

3.3.6 HORMIGÓN.

Es una mezcla de cemento, agregado (fino y grueso), agua y con la incorporación optativa de aditivos.

De acuerdo a la NEC-SE-HM, el módulo de elasticidad es calculado para los modelos elásticos de estructuras diseñados para acciones sísmicas siguiendo los métodos de la NEC-SD-DS, utilizando un módulo secante de deformación igual a:

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} \quad [MPa] \quad (3. 1)$$

3.3.7 INTERACCIÓN COMPLETA.

“Interacción que se produce cuando se dispone un número suficiente de conectores de forma tal que se desarrolla la capacidad resistente máxima a la flexión de la sección compuesta”. (AISC Committee, 2016)

3.3.8 INTERACCIÓN PARCIAL.

Interacción que se produce cuando se dispone un número menor de conectores que el necesario, siendo la resistencia a flexión de la viga compuesta limitada por la capacidad resistente de los conectores.

3.3.9 LÁMINA DE ACERO.

Tiene una configuración grecada (canales de forma trapezoidal) y trae unos dispositivos para el trabajo conjunto con la losa. Es usada como encofrado permanente y refuerzo a tracción de la losa de hormigón, así como de plataforma de trabajo.

3.3.10 LOSA DE TRABAJO CONJUNTO.

Elemento componente de la sección compuesta construida de hormigón armado monolítico, unida a la viga metálica y a la lámina de acero, en caso de existir, mediante elementos de enlace (conectores).

3.3.11 LUZ LIBRE.

La luz de una viga de alma llena es aquella distancia medida entre las caras internas de los apoyos de la misma. En ocasiones se emplea el término “vano”.

3.3.12 SECCIÓN COMPACTA o SÍSMICAMENTE COMPACTA.

Es aquella que puede alcanzar la plastificación total de la sección transversal, antes de experimentar pandeo local, aunque no permita una redistribución de momentos.

Secciones compactas son miembros de moderada ductilidad que se espera que experimenten una rotación plástica moderada (0.02 rad o menor) por flexión o pandeo por flexión, bajo el sismo de diseño.

Secciones sísmicamente compactas son miembros de alta ductilidad que se espera que experimente una rotación plástica de más de 0.02 rad por flexión o pandeo por flexión, bajo el sismo de diseño. De acuerdo con los criterios especificados en las tablas 2.3 y 2.4.

3.3.13 VARILLAS CORRUGADAS.

Como refuerzo para el hormigón en la loseta de compresión y considerando el uso de conectores de corte en vigas compuestas las varillas son fabricadas bajo las normas INEN 2167 y ASTM A-706.

Según la NEC-SE-AC. Para los aceros ordinarios empleados corrientemente el módulo de elasticidad será igual a $2 \cdot 10^5$ MPa.

3.3.14 VIGA METÁLICA.

Sísmicamente compacta, compacta o no compacta, laminada o construida, simétrica o asimétrica, capaz por sí sola de admitir las cargas que se originan en la etapa en construcción en el caso de que la estructura no sea apuntalada. Para el presente estudio se van a usar perfiles existentes en el mercado los cuales van desde un perfil W1100 x 499 a W100 x 19.

3.4 APLICACIÓN DE LAS CONCLUSIONES REALIZADAS DEL MARCO TEÓRICO.

Una vez hecho un análisis de las fuentes bibliográficas y las normas existentes, se puede concluir que:

- Existe un criterio unificado para el ancho efectivo, es la suma de los anchos efectivos a cada lado del centro de la viga, cada cual no debe exceder: a) un octavo del claro de la viga, de centro a centro de los apoyos, b) la mitad de la distancia al ancho de la viga adyacente, o c) la distancia al borde de la losa.
- Para el caso de bloque de esfuerzos del hormigón sometido a compresión en vigas sometidas a flexión, cumple que la relación entre los esfuerzos de compresión y la deformación unitaria en el hormigón se debe suponer rectangular, trapezoidal, parabólica. La máxima deformación unitaria en la zona de compresión toma un valor igual a 0.003. Un esfuerzo de $0.85 f'_c$ distribuido uniformemente en la zona de compresión.
- Comparando los valores límites de la resistencia del hormigón detalladas en la bibliografía se ultima que esta no puede ser menor a 215 kg/cm^2 (21MPa) ni mayor que 715 kg/cm^2 (70 MPa) en hormigón de peso normal; para hormigón liviano los valores se consideran entre 215 kg/cm^2 (21 MPa) y 357 kg/cm^2 (35 MPa).
- Para el esfuerzo de fluencia mínima especificada (F_y) se tomará un valor que no debe exceder de 3518 kg/cm^2 (345 MPa).
- De acuerdo a las normas consultadas, se observa que la mayoría presenta las mismas consideraciones para la determinación del espesor de la losa de trabajo conjunto en vigas compuestas, es decir, el ancho promedio del nervio de hormigón no debe ser menor que 50mm y la altura nominal del nervio no debe exceder de 75mm para que exista un aporte significativo del hormigón. El espesor de losa por sobre la Deck, no debe ser menor que 50mm.
- Para la clasificación de secciones en sísmicamente compactas, compactas, no compactas y esbeltas, se utilizará la clasificación dada por las normas AISC 360-16 y AISC 341-16 debido a que muestran de manera más clara los valores límite entre las distintas clasificaciones, además de poseer mayores investigaciones sobre el tema.

3.5 EXPOSICIÓN Y VALIDACIÓN DE LA PROPUESTA.

El presente trabajo se expondrá mediante cuatro ejemplos de cálculo correspondientes a entrepisos compuestos.

Los materiales a usar en los ejemplos propuestos se explican a continuación, con sus respectivas propiedades:

Hormigón f'_c	210 kg/cm ²	20.5 MPa
Lámina de Acero F_{yL}	3800 kg/cm ²	373 MPa
Acero Estructural F_y	2531 kg/cm ²	248 MPa
Acero Estructural E_a	$2 \cdot 10^6$ kg/cm ²	196133 MPa
Peso Unitario de Hormigón w_c	2400 kg/m ³	23.54 kN/m ³
Hormigón E_c	219626 kg/cm ²	21538 MPa

La losa y la lámina a utilizar poseen las siguientes dimensiones:

Espesor de la losa por encima de los nervios h	5 cm
Altura nominal de los nervios h_r	6.35 cm
Espesor de la lámina de acero t_p	0.095 cm
Ancho de la lámina en la parte inferior b_{sdL}	14.56 cm
Ancho de la lámina en la parte superior b_{ss}	10.85 cm
Ancho del alma de hormigón en la parte superior de la lámina b_o	21.07 cm
Ancho promedio de las canales W_r	17.815 cm
Peralto total de la losa h_l	14.445 cm

En los ejemplos a tratarse se estudiará una losa de 6 por 6 metros con vigas secundarias espaciadas cada 1.5 metros en una sola dirección. Las vigas principales serán perfiles laminados W200x59. Para las conexiones se estudiarán interacción completa e interacción parcial (75%) usando pernos de 19mm.

Las cargas que actuarán sobre esta losa, se clasifican en cargas muertas y cargas vivas, siendo las cargas muertas: peso de la loseta, enlucido, masillado, recubrimiento de piso y mampostería. En cuanto a la carga viva la NEC-SE-CG

especifica un valor de 4.8 kN/m^2 . Para ningún caso actuarán cargas concentradas sobre la estructura. Se combinarán estas cargas con el fin de obtener momentos y cortantes de diseño. (MIDUVI, 2015)

El objetivo de cada ejemplo es conocer los momentos y cortantes resistentes y compararlos con los de diseño; además se pretende calcular las conexiones (número y espaciamiento) que se usaran entre la viga y la losa.

Para el Ejemplo 1 se tratará el caso de un entrepiso compuesto con nervaduras perpendiculares a la viga y conexión de tipo Interacción Completa. Momento Positivo.

Para el Ejemplo 2 se tratará el caso de un entrepiso compuesto de losa maciza de hormigón armado y conexión de tipo Interacción Completa. Momento Positivo.

Para el Ejemplo 3 se tratará el caso de un entrepiso compuesto con nervaduras perpendiculares a la viga y conexión de tipo Interacción Parcial. Momento Positivo.

Para el Ejemplo 4 se tratará el caso de un entrepiso compuesto con nervaduras perpendiculares a la viga y conexión de tipo Interacción Completa. Momento Negativo.

Para el Ejemplo 5 se tratará el caso de un entrepiso compuesto con nervaduras paralelas a la viga y conexión de tipo Interacción Completa.

CAPÍTULO 4

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 PRINCIPIOS PARA EL CÁLCULO DE VIGAS COMPUESTAS USANDO VIGAS DE ALMA LLENA.

4.1.1 DETERMINACIÓN DE LA SECCIÓN.

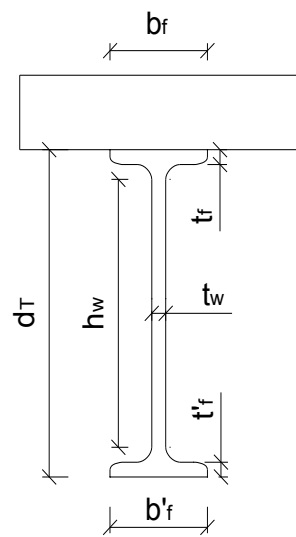
4.1.1.1 Sección de la viga compuesta.

La sección transversal de la viga compuesta cuando no existe lámina de acero está integrada por la sección transversal de la viga metálica y por la sección transversal efectiva de la losa de trabajo conjunto de hormigón armado.

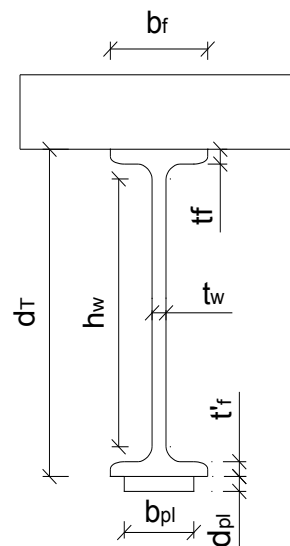
La sección de la viga compuesta cuando existe lámina de acero está integrada por la sección transversal de la viga metálica y por la sección transversal efectiva de la lámina de acero junto a la losa de hormigón. Esta difiere en el caso de que la lámina tenga las nervaduras ubicadas perpendiculares o paralelas a la viga (Figuras 4.2 y 4.3 respectivamente).

Para el presente estudio, se presenta la opción de despreciar el aporte de la Deck en la resistencia de la viga compuesta, cuando no se puede garantizar la durabilidad de esta debido a la corrosión, al tiempo de utilización, a la pérdida de capacidad durante el fuego. También puede no tomarse en consideración por ser su espesor muy pequeño.

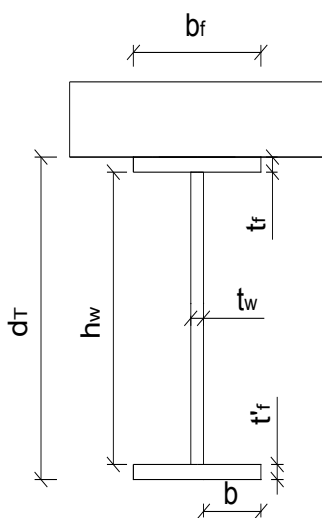
La viga metálica puede ser laminada o construida, simétrica o asimétrica. En la figura 4.1 se muestran algunos ejemplos de secciones transversales de vigas compuestas.



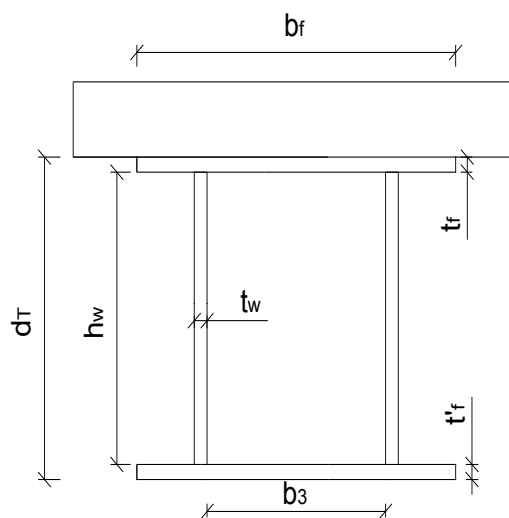
a) Viga Metálica Laminada



b) Viga Metálica reforzada con planchas



c) Viga Metálica construída (simétrica o asimétrica)



d) Viga Metálica construída de sección cajón

Figura 4.1. Tipos de vigas metálicas en secciones compuestas.

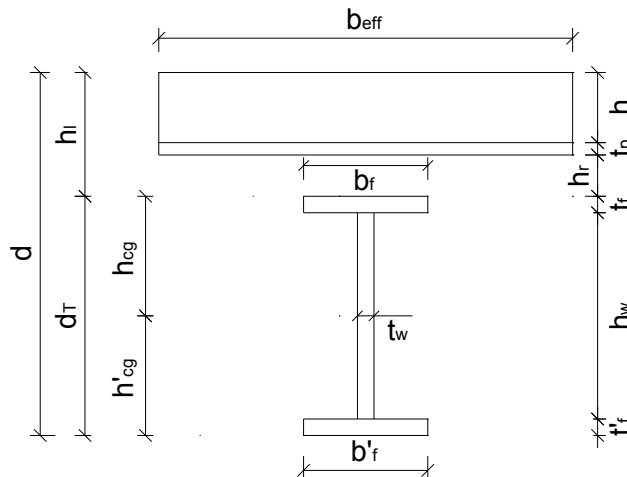


Figura 4.2. Representación general de la sección transversal compuesta. Viga perpendicular a las nervaduras de la lámina de acero.

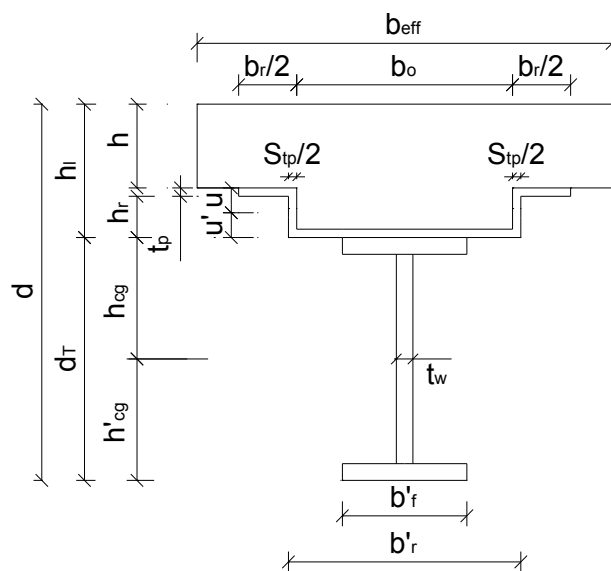


Figura 4.3. Representación general de la sección compuesta simplificada de cálculo. Viga paralela a las nervaduras de la lámina de acero.

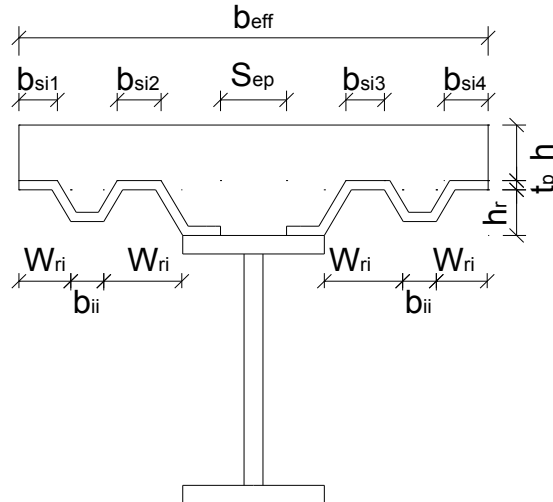


Figura 4.4. Sección transversal real. Viga paralela a las nervaduras de la lámina de acero.

Cuando se utiliza la lámina de acero con nervaduras paralelas a la viga se usa una sección transversal simplificada de cálculo obtenida a partir de la sección transversal real (figuras 4.3 y 4.4). La sección simplificada se obtiene:

b'_r : es la suma de S_{ep} más todas las distancias b_{ii}

b_o : es la suma de S_{ep} más todas las distancias promedio W_{ri}

b_r : es la suma de las distancias b_{si}

$S_{\delta_{sd}}$: es la multiplicación de la cantidad de nervios verticales que tiene la lámina de acero por:

$$(L_{inc} \cdot t_p) / (h_r - t_p) \quad (4.1)$$

Con $S_{\delta_{sd}}$ se pretende dar un espesor al alma de la sección simplificada de forma que el área de la sección transversal, así como su centroide sean igual que en la sección real. Esta idealización es para tomar la diferencia entre los nervios metálicos inclinados en la sección real, y verticales en la de cálculo.

Las láminas de acero pueden separarse o cortarse, a lo largo de la nervadura en la parte sobre la viga, una distancia S_{ep} para lograr mayor área de hormigón en contacto con el patín superior de la viga y por tanto mayor área en la sección transversal de cálculo. Caso contrario, no se realiza esta separación de las láminas sobre la viga, entonces $S_{ep} = 0$.

4.1.1.2 Sección transversal de la losa de trabajo conjunto.

La losa de hormigón puede ser considerada como parte de la sección transversal de la viga compuesta si:

- a) “Es continua a todo lo largo de la viga y su espesor (h) no es inferior que 50mm cuando existe la lámina y se recomienda un espesor mínimo de 75mm cuando no existe, para tener un aporte significativo de la losa de sección compuesta; así se garantiza además que el conector tenga al menos 38mm dentro de la losa y un recubrimiento superior de 25mm.
- b) Cuando existe lámina de acero el peralte total está compuesto por la altura nominal de los nervios (h_r) que no debe ser mayor que 75 mm, por el espesor de la lámina (t_p) y el espesor de la losa por encima de los nervios (h). El ancho promedio de las canales (W_r) no debe ser menor que 50mm y para el cálculo se tomará un valor no mayor que el ancho de la nervadura en la parte alta del encofrado”. (AISC Committee, 2016)

4.1.1.3 Secciones Homogeneizadas

“En la comprobación de los estados límites de utilización en la etapa de explotación de la estructura, se emplearán las secciones homogeneizadas utilizando un coeficiente de equivalencia correspondiente a la naturaleza de la acción considerada, diferenciándose los casos de actuación de cargas temporales de corta duración o cargas permanentes y temporales de larga duración.

Este coeficiente de equivalencia será igual a la relación entre el módulo de la elasticidad del acero para el módulo de elasticidad del hormigón.

De esta forma el ancho efectivo (b_{eff}) de la losa de trabajo conjunto para el cálculo de la viga se reduce a (b_e). Cuando los nervios de la lámina se encuentran paralelos al eje longitudinal de la viga, debe reducirse no sólo el ancho (b_{eff}), sino también el ancho del alma de la sección de hormigón (b_o).

En la determinación de la posición del eje neutro elástico deben diferenciarse los casos de ubicación en la losa de trabajo conjunto o en cualquier otra posición, siendo necesario en el primer caso despreciar la porción de la losa de trabajo ubicada por debajo del eje neutro elástico, por no considerarse el aporte del hormigón a tracción”. (Eurocode 4, 2004)

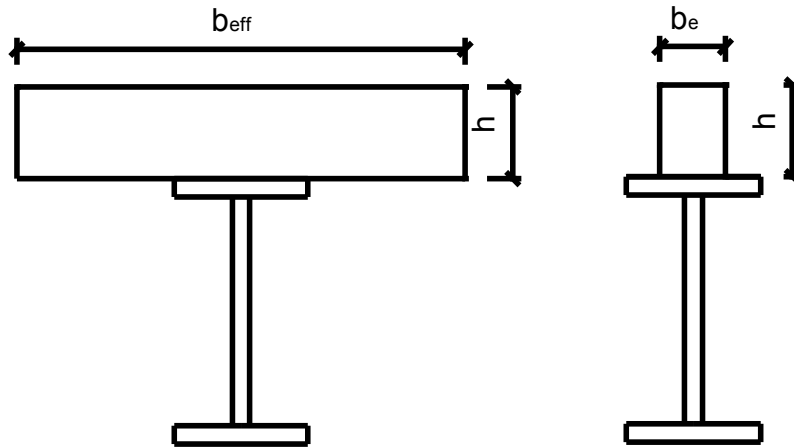


Figura 4.5 Sección Real y Sección Homogeneizada

4.1.2 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

4.1.2.1 Capacidad resistente a esfuerzos normales.

La comprobación de la capacidad resistente a esfuerzos normales se realizará diferenciándose los siguientes casos generales:

- a) Secciones con losa comprimida. Debe garantizarse que: $M_u \leq \phi M_n$
- b) Secciones con losa traccionada. Debe garantizarse que: $M_{un} \leq \phi M_{nn}$

En la comprobación de las secciones se garantizará que el momento resistente nominal de la sección compuesta (M_n o M_{nn}) multiplicado por el factor de resistencia (ϕ), sea mayor o igual que el momento de cálculo requerido.

Las secciones de las vigas simplemente apoyadas, así como de las vigas continuas en las zonas de momento positivo, en las cuales a consecuencia de la acción de las cargas externas la losa está sometida a compresión, se comprobará en la sección 4.2.1. En estos casos está asegurada la estabilidad general del elemento a pandeo lateral, producto del arriostamiento continuo de la losa de hormigón.

Las secciones de las vigas continuas en las zonas de momento negativo, se comprobarán en la sección 4.2.2, bajo la condición de que la parte comprimida de la viga metálica esté asegurada contra la pérdida de la estabilidad general.

4.2 EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE MOMENTO RESISTENTE ÚLTIMO.

Se distinguen los casos de interacción completa e interacción parcial.

4.2.1 SECCIONES CON LOSA COMPRIMIDA.

La capacidad resistente debe ser comprobada asumiendo las siguientes hipótesis generales:

- a) Se desprecia la resistencia a tracción del hormigón de la losa de trabajo conjunto.
- b) En el caso de la interacción completa se adopta como diagrama de cálculo de hormigón el diagrama rectangular equivalente a la parábola-rectángulo, el cual cuenta con una altura igual a $\beta_1 \cdot c$ siendo c la altura de la zona sometida a acortamiento por compresión (profundidad del eje plástico de la sección) y un ancho igual a $0.85f'_c$.
- c) En el caso de interacción parcial, se adopta como diagrama de cálculo del hormigón un diagrama rectangular con un ancho igual al del rectángulo equivalente a la parábola-rectángulo, contando con una profundidad tal que la fuerza resultante de compresión en el hormigón sea igual a la suma de las capacidades resistentes de cálculo de los elementos dispuestos entre el punto de momento máximo positivo y el punto de momento nulo adyacente.
- d) Se desprecia el aporte del acero en barras colocado en la losa de trabajo conjunto.
- e) Se adopta como diagrama de cálculo del acero de la viga y el acero de la lámina, el diagrama rectangular y se considera que toda el área de la sección trabaja a esfuerzos iguales al esfuerzo de fluencia a tracción o compresión.
- f) Las fuerzas resultantes de tracción y compresión están en equilibrio alrededor del eje neutro plástico (PNA).
- g) La losa de trabajo conjunto y la viga metálica o la losa, la lámina de acero y la viga según el caso, no se separan verticalmente en ningún punto a lo largo de la luz.

- h) El deslizamiento que ocurre en la superficie de contacto entre la losa de trabajo conjunto y la viga metálica, entre la losa y la lámina o entre la lámina y la viga según el caso, no reduce el valor del momento resistente último.
- i) En la determinación del momento resistente último, cuando el eje neutro está ubicado en la viga, se sustituye el diagrama real de esfuerzos en el acero por un diagrama de esfuerzos equivalentes, considerando esfuerzos de tracción uniforme e iguales al esfuerzo de fluencia en toda la altura de la viga metálica y esfuerzos de compresión uniformes e iguales al doble del esfuerzo de fluencia en la región comprimida de la viga metálica.
- j) En el caso de interacción parcial se admite la consideración del trabajo conjunto siempre que se disponga al menos del 50% de la capacidad resistente de los conectores requerida para que exista interacción completa.
- k) En la determinación del momento resistente nominal cuando el eje neutro plástico está ubicado en la lámina de acero, se sustituye el diagrama real de esfuerzos en el acero por un diagrama de esfuerzos equivalentes, considerando esfuerzos de tracción uniformes e iguales al esfuerzo de fluencia en toda la altura de la lámina, así como esfuerzos de compresión uniformes e iguales al doble del esfuerzo de fluencia en la región comprimida de la lámina.

4.2.1.1 Viga compuesta formada por viga metálica y losa de hormigón armado.

De acuerdo con la posición del eje neutro plástico se definen los siguientes casos particulares:

CASO 1: Interacción completa y eje neutro plástico en la losa de trabajo conjunto, cumpliéndose las siguientes condiciones:

$$N_{cc} \geq A_s \cdot F_y \quad (4. 2)$$

$$A_s \cdot F_y \leq 0.85\beta_1 \cdot b_{eff} \cdot h \cdot f'_c \quad (4. 3)$$

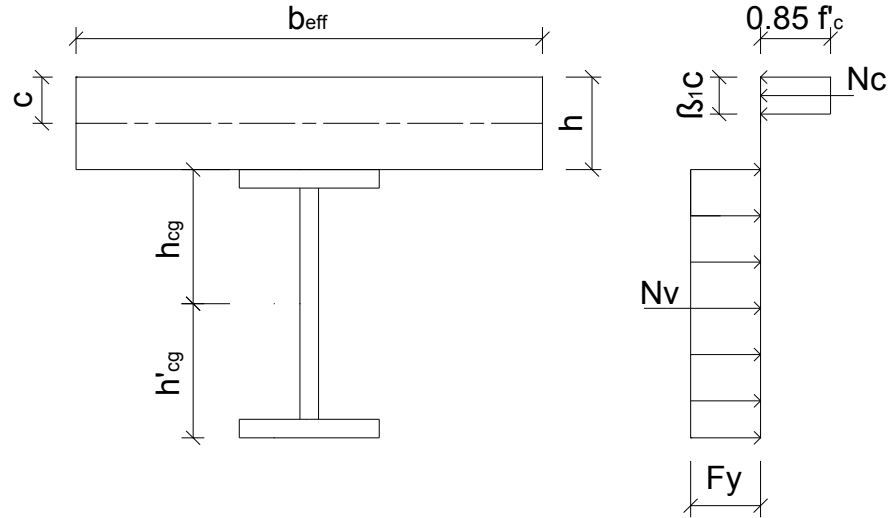


Figura 4.6. Caso 1. Interacción completa. Línea neutra plástica en la losa.

La profundidad del eje neutro plástico se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85\beta_1 \cdot b_{eff} \cdot f'_c} \quad (4.4)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_n = N_c \cdot \left[h_{cg} + \left(h - \frac{\beta_1}{2} \cdot c \right) \right] \quad (4.5)$$

$$N_c = 0.85\beta_1 \cdot b_{eff} \cdot c \cdot f'_c \quad (4.6)$$

Caso 2. Interacción completa y eje neutro plástico en la viga metálica, cumpliéndose las siguientes condiciones:

$$N_{cc} \geq N_c \quad (4.7)$$

$$0.85\beta_1 \cdot b_{eff} \cdot h \cdot f'_c < N_c < 0.85b_{eff} \cdot h \cdot f'_c \quad (4.8)$$

$$0.85\beta_1 \cdot b_{eff} \cdot h \cdot f'_c < A_s \cdot F_y \quad (4.9)$$

Caso 2A. Interacción completa y eje neutro plástico en el patín de la viga metálica, cumpliéndose la siguiente condición:

$$h < c \leq h + t_f \quad (4.10)$$

Caso 2A-1. El bloque de esfuerzos en el hormigón tiene una profundidad igual a h cuando se cumple la condición:

$$c \geq 1.25h \quad (4.11)$$

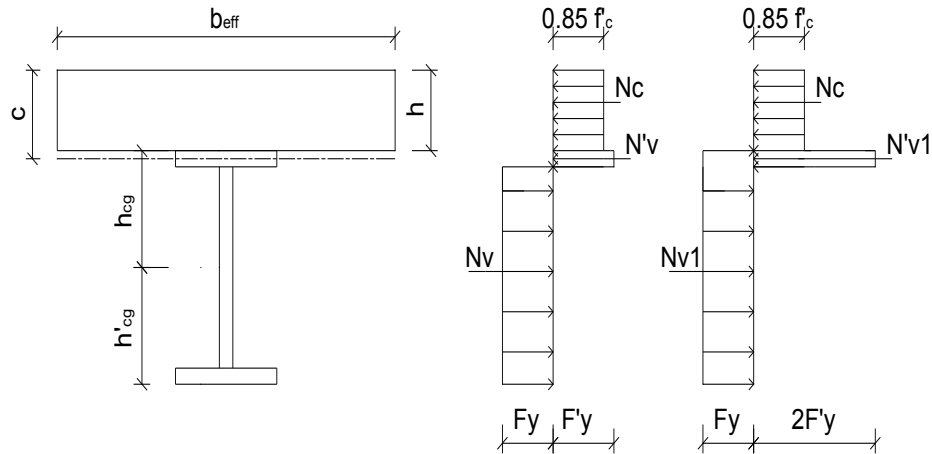


Figura 4.7. Caso 2A-1. Interacción completa. Línea neutra en el patín de la viga.

La profundidad del eje neutro plástico se determina según:

$$c = \left[\frac{F_y \cdot A_s - 0.85 f'_c \cdot h \cdot b_{eff}}{2 b_f \cdot F'_y} \right] + h \quad (4.12)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_n = 2F'_y \cdot b_f \cdot (c - h) \cdot \left[h_{cg} - \frac{c - h}{2} \right] + N_c \cdot \left(h_{cg} - \frac{h}{2} \right) \quad (4.13)$$

$$N_c = 0.85 f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \quad (4.14)$$

Caso 2A-2. El bloque de esfuerzos en el hormigón tiene una profundidad menor que h cuando se cumple la condición:

$$c < 1.25h \quad (4.15)$$

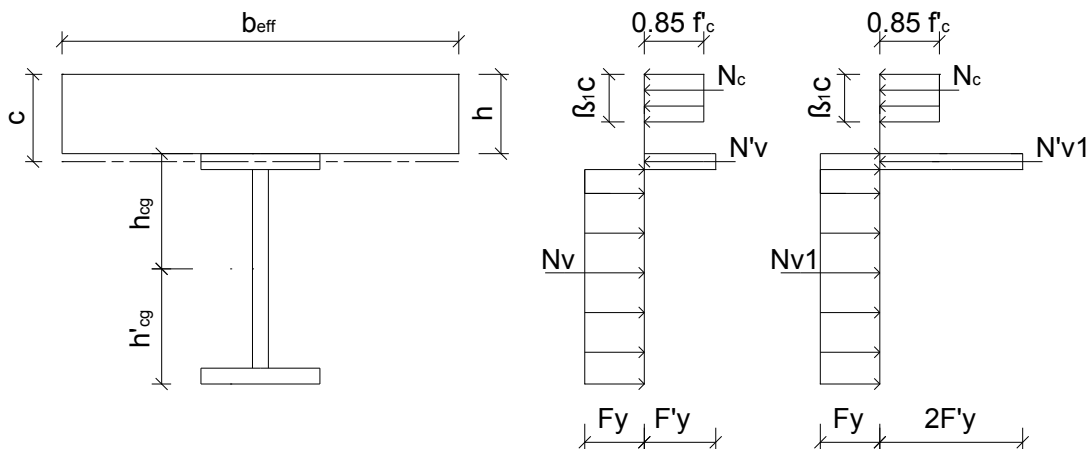


Figura 4.8. Caso 2A-2. Interacción completa. Línea neutra en el patín de la viga.

La profundidad del eje neutro plástico se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y + 2 \cdot F_y \cdot b_f \cdot h}{2b_f \cdot F'_y + 0.85 \cdot \beta_1 \cdot b_{eff} \cdot f'_c} \quad (4.16)$$

$$N_c = 0.85\beta_1 \cdot b_{eff} \cdot c \cdot f'_c \quad (4.17)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_n = 2F'_y \cdot b_f \cdot (c - h) \cdot \left[h_{cg} - \frac{c - h}{2} \right] + N_c \cdot \left(h_{cg} + h - \frac{\beta_1}{2} \cdot c \right) \quad (4.18)$$

Caso 2B. Interacción completa y eje neutro plástico en el alma de la viga metálica, cumpliéndose la siguiente condición:

$$c \geq h + t_f \quad (4.19)$$

Caso 2B-1. El bloque de esfuerzos en el hormigón tiene una profundidad igual a h cuando se cumple la condición:

$$c \geq 1.25h \quad (4.20)$$

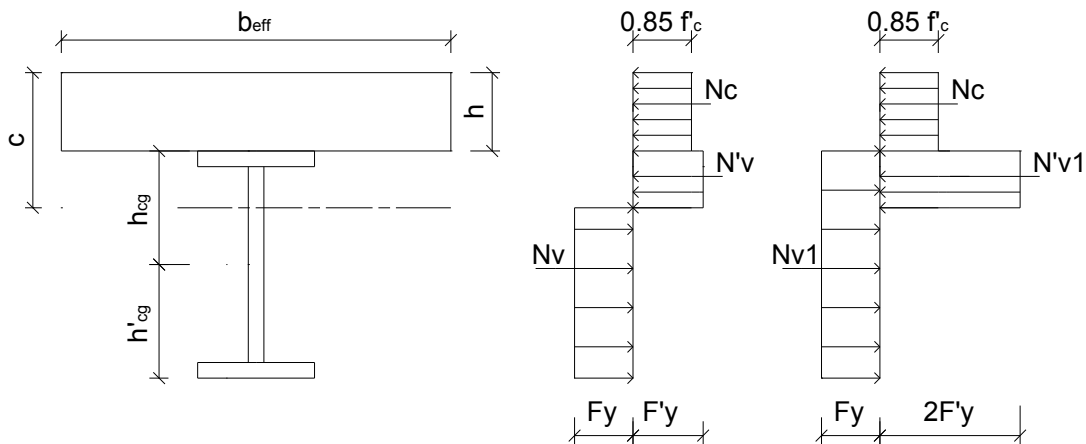


Figura 4.9. Caso 2B-1. Interacción completa. Línea neutra en el alma de la viga.

La profundidad del eje neutro plástico se determina según:

$$c = \left[\frac{A_s \cdot F_y - 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h - 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot F'_y}{2 \cdot t_w \cdot F'_y} \right] + (h + t_f) \quad (4.21)$$

$$N_c = 0.85b_{eff} \cdot h \cdot f'_c \quad (4.22)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_n = N_c \cdot \left(h_{cg} + \frac{h}{2} \right) + 2F'_y \cdot t_f \cdot b_{eff} \cdot b_f \cdot \left(h_{cg} - \frac{t_f}{2} \right) + 2 \cdot F'_y \cdot t_w \cdot (c - h - t_f) \cdot \left\{ h_{cg} - \left[t_f + \frac{c - h - t_f}{2} \right] \right\} \quad (4.23)$$

Caso 2B-2. El bloque de esfuerzos en el hormigón tiene una profundidad menor que h cuando se cumple la condición:

$$c < 1.25h \quad (4.24)$$

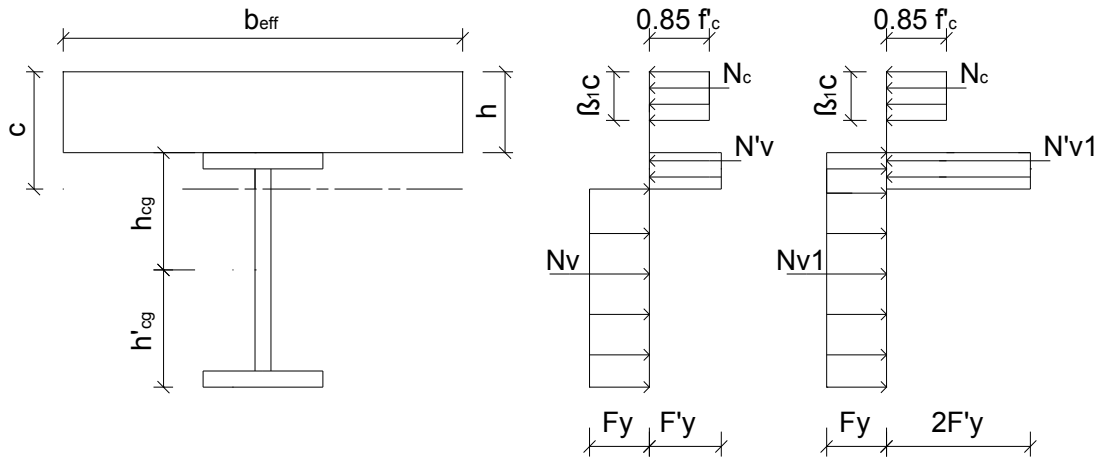


Figura 4.10. Caso 2B-2. Interacción completa. Línea neutra en el alma de la viga.

La profundidad del eje neutro plástico se determina según:

$$c = \frac{F_y \cdot A_s + 2F'_y \cdot t_w \cdot t_f - 2F'_y \cdot b_f \cdot t_f}{2F'_y \cdot t_w + 0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff}} \quad (4.25)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_n = N_c \cdot \left(h_{cg} + h - \frac{\beta_1}{2} \cdot c \right) + 2F'_y \cdot t_f \cdot b_f \cdot \left(h_{cg} - \frac{t_f}{2} \right) + 2F'_y \cdot t_w \cdot (c - h - t_f) \cdot \left\{ h_{cg} - \left[t_f + \frac{c - h - t_f}{2} \right] \right\} \quad (4.26)$$

$$N_c = 0.85b_{eff} \cdot \beta_1 \cdot c \cdot f'_c \quad (4.27)$$

CASO 3: Interacción parcial, cumpliéndose las siguientes condiciones:

$$N_{cc} < 0.8\beta_1 \cdot b_{eff} \cdot h \cdot f'_c \quad (4.28)$$

$$N_{cc} < A_s \cdot F_y \quad (4.29)$$

Caso 3A: Interacción parcial y el eje neutro plástico en el patín de la viga metálica, cumpliéndose la siguiente condición:

$$h < c < h + t_f \quad (4.30)$$

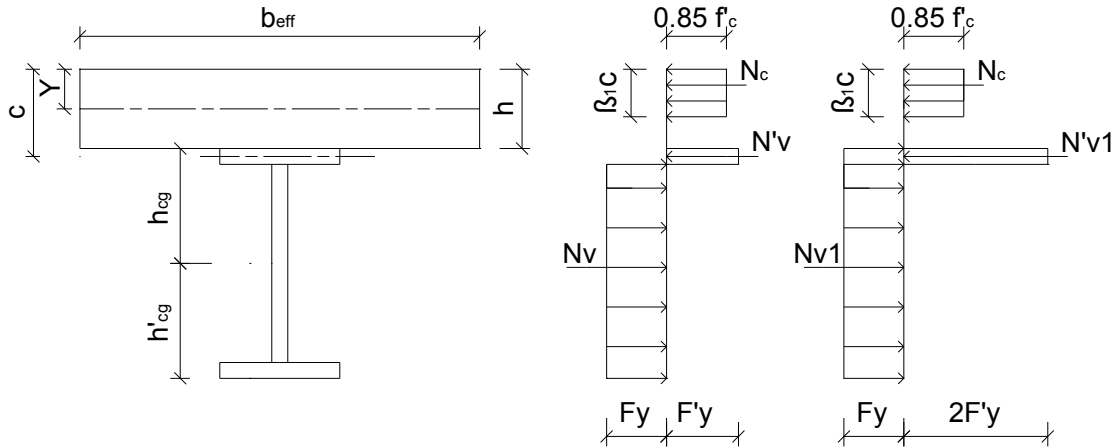


Figura 4.11. Caso 3A. Interacción parcial. Línea neutra en el patín de la viga.

La profundidad del eje neutro plástico se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y - N_{cc}}{2 \cdot b_f \cdot F'_y} + h \quad (4.31)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_n = N_c \cdot \left[h_{cg} + \left(h - \frac{Y}{2} \right) \right] + 2F'_y \cdot b_f \cdot (c - h) \cdot \left[h_{cg} - (c - h)/2 \right] \quad (4.32)$$

$$N_c = N_{cc} \quad (4.33)$$

$$N_c = 0.85 b_{eff} \cdot Y \cdot f'_c \quad (4.34)$$

$$Y = \frac{N_{cc}}{0.85 f'_c \cdot b_{eff}} \quad (4.35)$$

Caso 3B. Interacción parcial y el eje neutro plástico en el alma de la viga metálica, cumpliéndose la siguiente condición:

$$c > h + t_f \quad (4.36)$$

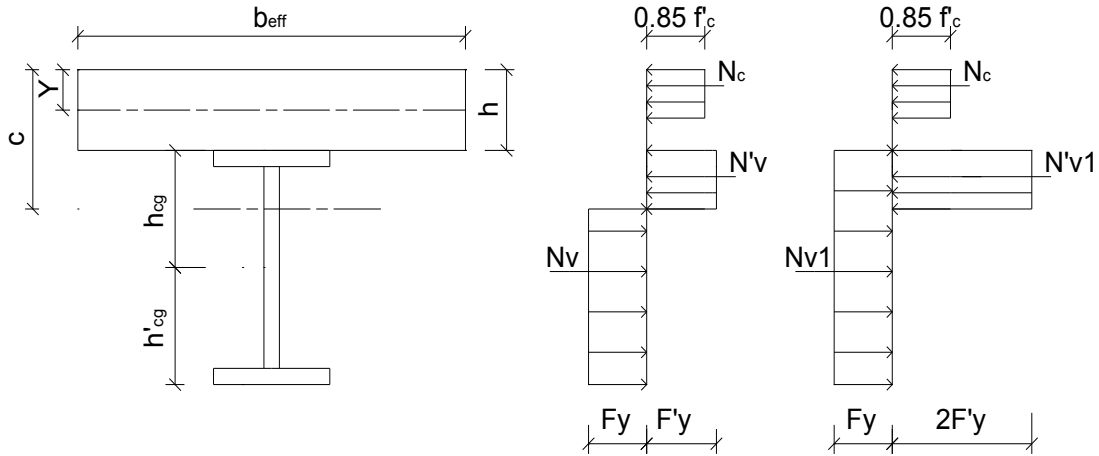


Figura 4.12 Caso 3B. Interacción parcial. Línea neutra en el alma de la viga.

La profundidad del eje neutro plástico se determine según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y - N_{cc} - 2b_f \cdot t_f \cdot F'_y}{2t_w \cdot F'_y} + (h + t_f) \quad (4.37)$$

$$N_{cc} = 0.85b_{eff} \cdot Y \cdot f'_c \quad (4.38)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_n = N_{cc} \cdot \left(h_{cg} + h - \frac{Y}{2} \right) + 2F'_y \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(h_{cg} - \frac{t_f}{2} \right) + 2F'_y \cdot t_w \cdot (c - h - t_f) \cdot \left\{ h_{cg} - \left[t_f + (c - h - t_f) / 2 \right] \right\} \quad (4.39)$$

$$N_c = N_{cc} \quad (4.40)$$

$$Y = \frac{N_{cc}}{0.85f'_c \cdot b_{eff}} \quad (4.41)$$

Se aclara que en las figuras desde la 4.7 hasta la 4.12, el diagrama de esfuerzos de la izquierda corresponde a las reales y el de la derecha a las equivalentes que son las usadas en los cálculos.

4.2.1.2 Viga compuesta formada por viga metálica, losa de hormigón y lámina de acero con nervaduras perpendiculares a la viga.

De acuerdo con la posición del eje neutro plástico se definen los siguientes casos particulares.

Caso 1. Interacción completa. Eje neutro en la losa de trabajo conjunto, cumpliéndose que:

$$c \leq h \quad (4.42)$$

$$N_{cc} \geq A_s \cdot F_y \quad (4.43)$$

$$A_s \cdot F_y < 0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \quad (4.44)$$

$$N_c = 0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot c \quad (4.45)$$

$$A_s \cdot F_y + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \leq 0.85\beta_1 \cdot b_{eff} \cdot h \cdot f'_c \quad (4.46)$$

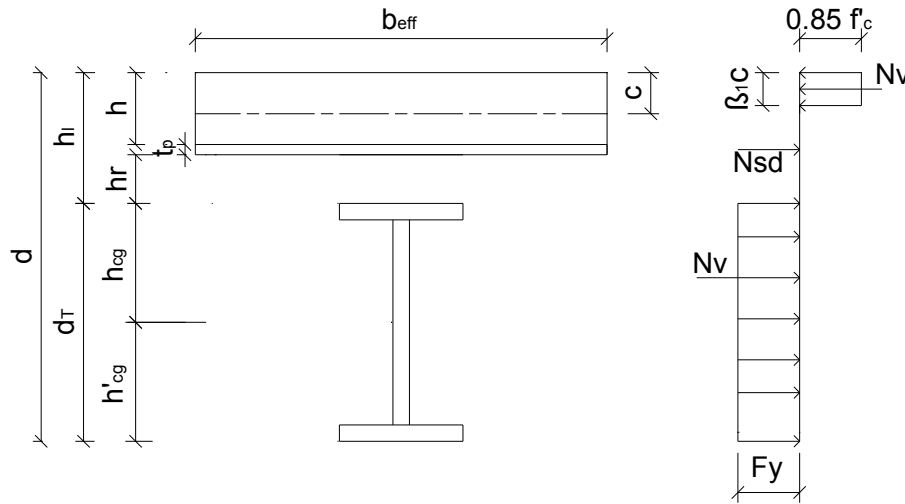


Figura 4.13. Caso 1. Interacción completa. Línea neutra plástica en la losa.

La profundidad de eje neutro plástico se determina según:

$$c = \frac{F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p + A_s \cdot F_y}{0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff}} \quad (4.47)$$

El momento nominal resistente se determina según:

$$M_n = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot \left(\beta_1 - \frac{\beta_1^2}{2}\right) \cdot c^2 + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \cdot \left(h + \left(\frac{t_p}{2}\right) - c\right) + A_s \cdot F_y \cdot (d - h'_{cg} - c) \quad (4.48)$$

Sin considerar el aporte de la lámina de acero

La profundidad de eje neutro plástico se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff}} \quad (4.49)$$

El momento nominal resistente se determina según:

$$M_n = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot \left(\beta_1 - \frac{\beta_1^2}{2}\right) \cdot c^2 + A_s \cdot F_y \cdot (d - h'_{cg} - c) \quad (4.50)$$

CASO 2. Interacción completa. Eje neutro en la lámina de acero cumpliéndose que:

$$h < c < h + t_p \quad (4.51)$$

$$N_{cc} \geq A_s \cdot F_y \quad (4.52)$$

$$A_s \cdot F_y < 0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot h + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \quad (4.53)$$

$$0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot h < N_c < 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \quad (4.54)$$

$$0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h < A_s \cdot F_y + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \quad (4.55)$$

El bloque de esfuerzos del hormigón tiene una profundidad menor que h cumpliéndose la siguiente condición:

$$c < 1.25h \quad (4.56)$$

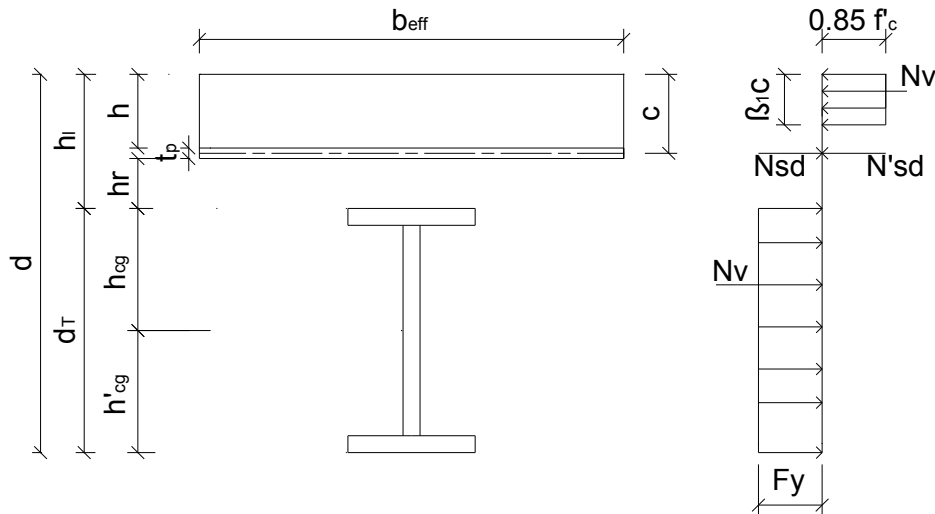


Figura 4.14. Caso 2. Interacción completa. Línea neutra en la lámina.

La profundidad del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{F_{yL} \cdot (2h + t_p) + (A_s \cdot F_y) / b_{eff}}{0.85\beta_1 \cdot f'_c + 2 \cdot F'_{yL}} \quad (4.57)$$

$$N_c = 0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot c \quad (4.58)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_n = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot \left(\beta_1 - \frac{\beta_1^2}{2} \right) \cdot c^2 + F_{yL}' \cdot b_{eff} \cdot (c - h)^2 + F_{yL}' \cdot b_{eff} \cdot t_p \cdot \left[h + \left(\frac{t_p}{2} \right) - c \right] + A_s \cdot F_y \cdot (d - h'_{cg} - c) \quad (4. 59)$$

En este caso al aporte de la lámina de acero en el cálculo de M_n es despreciable, puesto que en Ecuador se comercializan Deck con espesores muy pequeños, como se especificó en la sección 2.1.5. Por tanto, la expresión puede quedar:

$$M_n = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot \left(\beta_1 - \frac{\beta_1^2}{2} \right) \cdot c^2 + A_s \cdot F_y \cdot (d - h'_{cg} - c) \quad (4. 60)$$

CASO 3. Interacción completa. Eje neutro entre la lámina y el borde superior del patín superior de la viga metálica, cumpliéndose que:

$$h + t_p \leq c \leq h_l \quad (4. 61)$$

$$0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot h < N_c \leq 0.85f'_c \cdot h \cdot b_{eff} \quad (4. 62)$$

$$0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot h + F'_{yL} \cdot t_p \cdot b_{eff} < A_s \cdot F_y \leq 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h + F'_{yL} \cdot t_p \cdot b_{eff} \quad (4. 63)$$

$$N_{cc} \geq A_s \cdot F_y \quad (4. 64)$$

Caso 3A. El bloque de esfuerzos en el hormigón tiene una profundidad menor que h cumpliéndose la siguiente condición:

$$c < 1.25h \quad (4. 65)$$

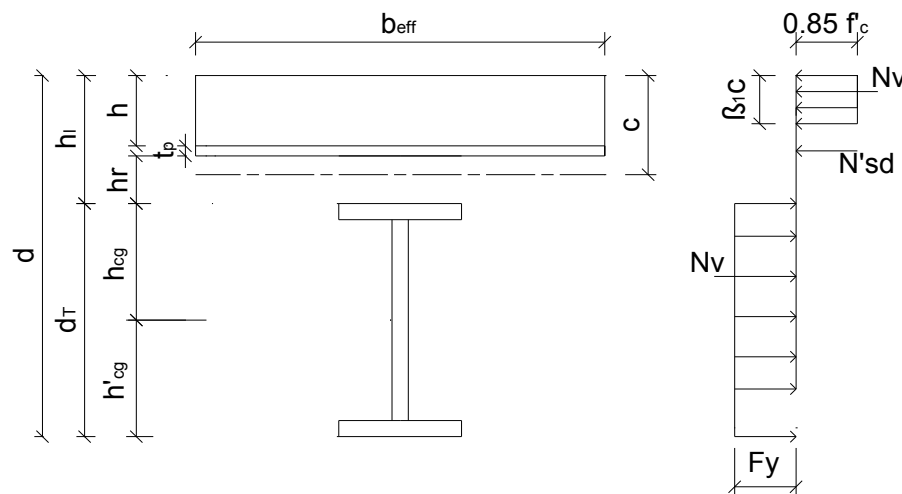


Figura 4.15. Caso 3A. Interacción completa. Línea neutra entre la lámina y la viga.

La profundidad del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y - F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff}} \quad (4. 66)$$

Nota: Si $A_s \cdot F_y < F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p$, el valor de c queda negativo ya que no se cumplen las condiciones planteadas al inicio del Caso 3.

$$N_c = 0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot c \quad (4. 67)$$

El momento nominal se determina según:

$$M_n = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot \left(\beta_1 - \frac{\beta_1^2}{2} \right) \cdot c^2 + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \cdot \left(c - h - \frac{t_p}{2} \right) + F_y \cdot A_s \cdot (d - h'_{cg} - c) \quad (4. 68)$$

Sin considerar el aporte de la lámina de acero

La profundidad del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff}} \quad (4. 69)$$

$$N_c = 0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot c \quad (4. 70)$$

El momento nominal se determina según:

$$M_n = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot \left(\beta_1 - \frac{\beta_1^2}{2} \right) \cdot c^2 + F_y \cdot A_s \cdot (d - h'_{cg} - c) \quad (4. 71)$$

Caso 3B. En este caso es una zona neutra que se encuentra entre la línea que corresponde al último valor de X en el caso 3a ($1.25 \cdot h$) y el borde superior de la viga metálica ($1.25 \cdot h$) $< c < h_f$.

El bloque de esfuerzos en el hormigón tiene una profundidad igual a h cumpliéndose que:

$$c \geq 1.25h \quad (4. 72)$$

$$N_c + N'_{sd} = N_v \quad (4. 73)$$

$$0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h + f_c \cdot b_{eff} \cdot t_p = A_s \cdot F_y \quad (4. 74)$$

$$N_c = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \quad (4. 75)$$

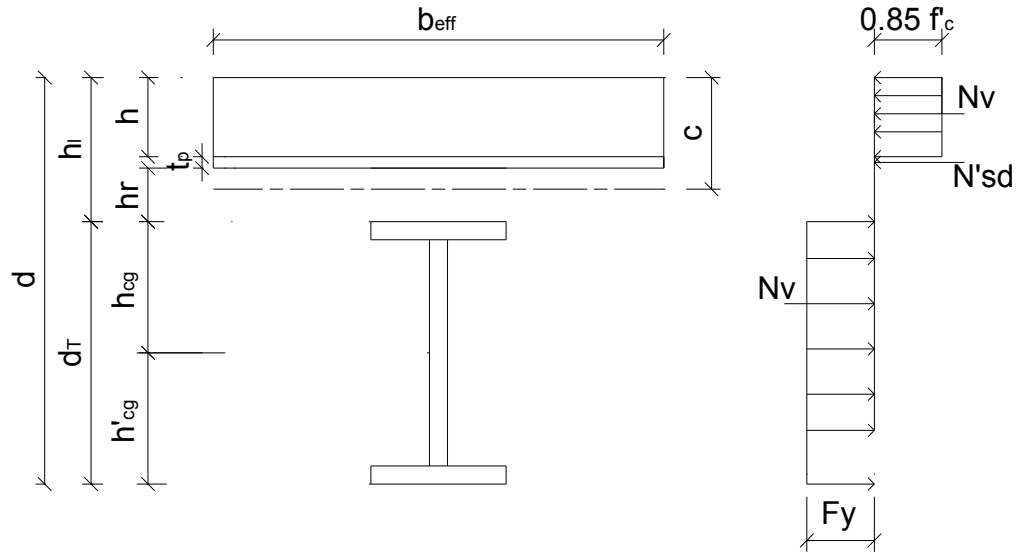


Figura 4.16. Caso 3B. Interacción completa. Línea neutra entre la lámina y la viga.

Para determinar el M_n se toma como punto de referencia el borde superior de la viga.

$$M_n = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \cdot \left(h_l - \frac{h}{2} \right) + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \cdot \left[\left(\frac{t_p}{2} \right) + h_r \right] + F_y \cdot A_s \cdot h_{cg} \quad (4.76)$$

Sin considerar el aporte de la lámina de acero:

$$M_n = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \cdot \left(h_l - \frac{h}{2} \right) + F_y \cdot A_s \cdot h_{cg} \quad (4.77)$$

Caso 4. Interacción completa. Eje neutro en la viga metálica, cumpliéndose las siguientes condiciones:

$$N_{cc} \geq 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \quad (4.78)$$

$$N_c = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \quad (4.79)$$

$$0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p < A_s \cdot F_y \quad (4.80)$$

Caso 4A. Eje neutro en el patín superior de la viga metálica, cumpliéndose la siguiente condición:

$$h_l < c \leq (h_l + t_f) \quad (4.81)$$

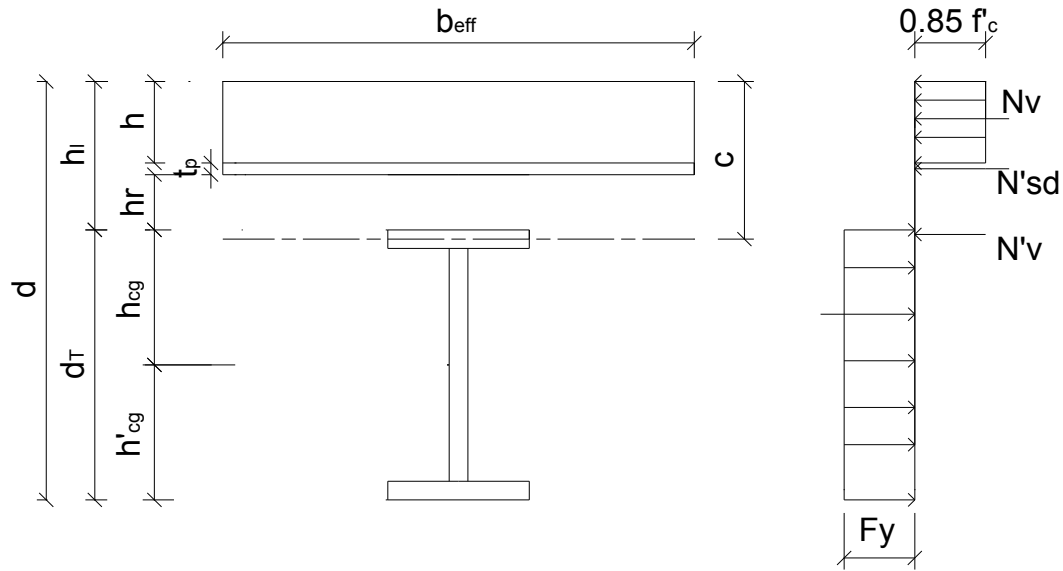


Figura 4.17. Caso 4A. Interacción completa. Línea neutra en el patín de la viga.

La profundidad del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{-F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p - 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h}{2F'_y \cdot b_f} + \frac{A_s}{2b_f} + h_l \quad (4.82)$$

El momento nominal se determina según:

$$M_n = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \cdot \left(c - \frac{h}{2}\right) + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \cdot \left(c - h - \frac{t_p}{2}\right) + F_y \cdot A_s \cdot (d - h'_{cg} - c) + F'_y \cdot b_f \cdot (c - h_l)^2 \quad (4.83)$$

Caso 4B. Eje neutro en el alma de la viga metálica, cumpliéndose la siguiente condición:

$$(d - h'_{cg}) > c > (h_l + t_f) \quad (4.84)$$

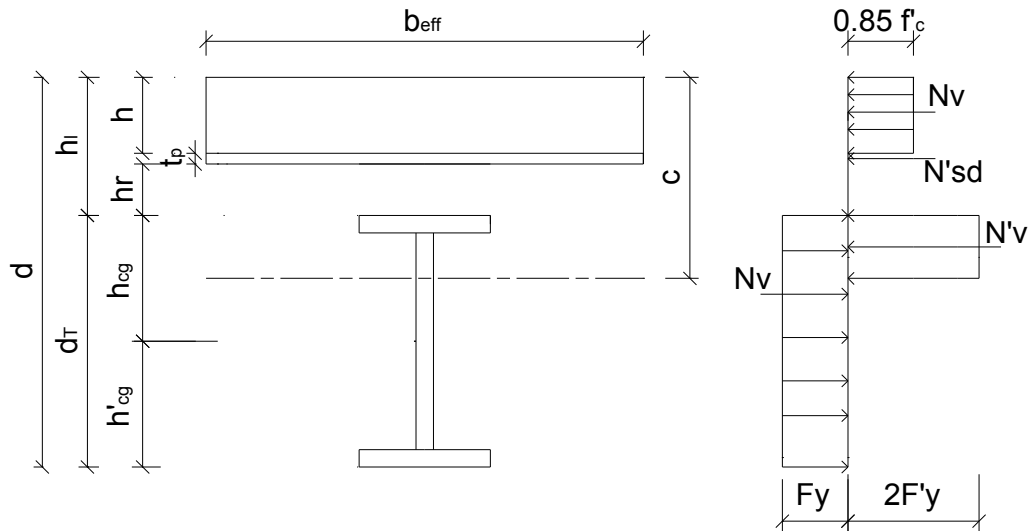


Figura 4.18. Caso 4B. Interacción completa. Línea neutra en el alma de la viga.

La profundidad del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p - 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h + A_s \cdot F_y}{2F'_y \cdot t_w} - \frac{b_f \cdot t_f}{t_w} + h_l + t_f \quad (4.85)$$

El momento nominal se determina según:

$$\begin{aligned} M_n = & 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \cdot \left(c - \frac{h}{2}\right) + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \cdot \left(c - h - \frac{t_p}{2}\right) + 2 \\ & \cdot F'_y \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(c - h_l - \frac{t_f}{2}\right) + F'_y \cdot t_w \cdot (c - h_l - t_f)^2 \quad (4.86) \\ & + F_y \cdot A_s \cdot (d - h'_{cg} - c) \end{aligned}$$

CASO 5. Interacción parcial. Eje neutro en la viga metálica, cumpliéndose que:

$$N_{cc} < 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \quad (4.87)$$

$$N_{cc} < A_s \cdot F_y \quad (4.88)$$

Estas fórmulas son comunes en los siguientes casos: (5A y 5B)

$$N_c = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot Y = N_{cc} \cdot COEF_H \quad (4.89)$$

$$Y = \frac{N_{cc} \cdot COEF_H}{0.85f'_c \cdot b_{eff}} \quad (4.90)$$

$$N'_{sd} = N_{cc} \cdot COEF_{sd} \quad (4.91)$$

$$N_{sup} = N'_{bm} + N'_{sdm} \quad (4.92)$$

$$COEF_H = \frac{N'_{bm}}{N_{sup}} \quad (4.93)$$

$$N'_{sdm} = f_c \cdot b_{eff} \cdot t_p \quad (4.94)$$

$$N'_{bm} = 0.85 f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \quad (4.95)$$

$$COEF_{sd} = \frac{N'_{sdm}}{N_{sup}} \quad (4.96)$$

$$COEF_H + COEF_{sd} = 1 \quad (4.97)$$

CASO 5A. Eje neutro en el patín superior de la viga metálica, cumpliéndose que:

$$h_l < c < (h_l + t_f) \quad (4.98)$$

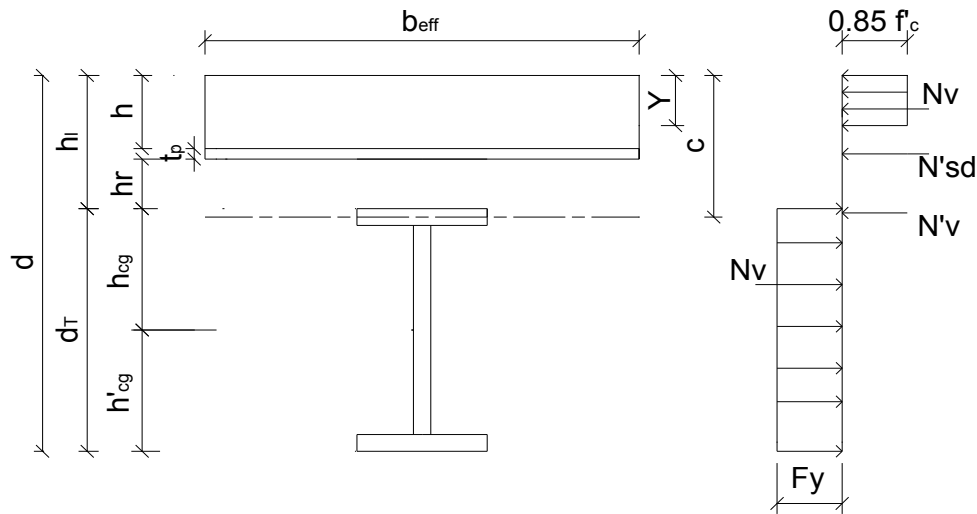


Figura 4.19. Caso 5. Interacción parcial. Línea neutra en el patín de la viga.

La posición de la línea neutra se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y - N_{cc}}{2F'_y \cdot b_f} + h_l \quad (4.99)$$

El momento nominal se determina según:

$$M_n = N_{cc} \cdot COEF_H \cdot \left(c - \frac{Y}{2}\right) + N_{cc} \cdot COEF_{sd} \cdot \left(c - h - \frac{t_p}{2}\right) + F'_y \cdot b_f \cdot (c - h_l)^2 + F_y \cdot A_s \cdot (d - h'_{cg} - c) \quad (4.100)$$

CASO 5B. Eje neutro en el alma de la viga metálica, cumpliéndose que:

$$c > h_l + t_f \quad (4.101)$$

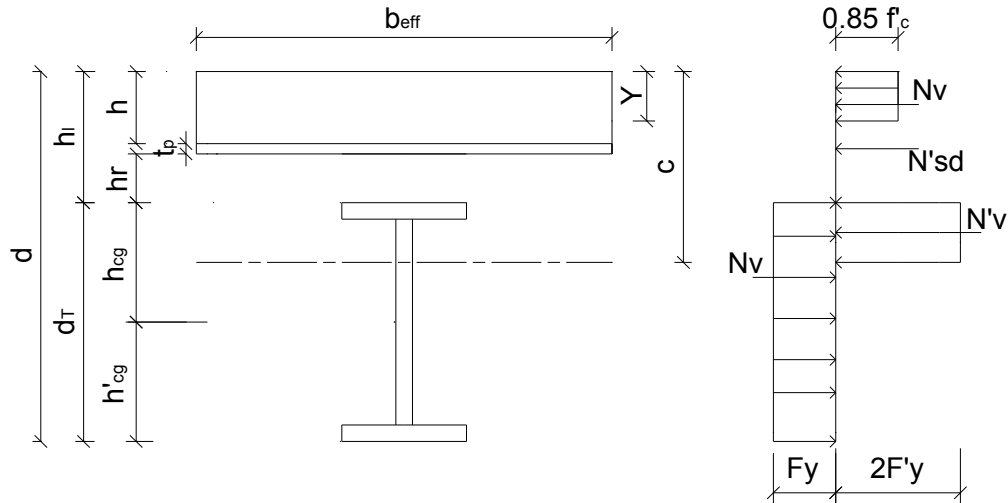


Figura 4.20. Caso 5B. Interacción parcial. Línea neutra en el alma de la viga.

La posición de la línea neutra se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y - N_{cc} - 2F'_y \cdot b_f \cdot t_f}{2F'_y \cdot t_w} + h_l + t_f \quad (4.102)$$

El momento nominal se determina según:

$$\begin{aligned} M_n = & N_{cc} \cdot COEF_H \cdot \left(c - \frac{Y}{2}\right) + N_{cc} \cdot COEF_{sd} \cdot \left(c - h - \frac{t_p}{2}\right) + 2F'_y \\ & \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(c - h_l - \frac{t_f}{2}\right) + F'_y \cdot t_w \cdot (c - h_l - t_f)^2 + F_y \\ & \cdot A_s \cdot (d - h'_{cg} - c) \end{aligned} \quad (4.103)$$

4.2.1.3 Viga compuesta formada por viga metálica, losa de hormigón y lámina de acero con nervaduras paralelas a la viga.

De acuerdo con la posición del eje neutro se definen los siguientes casos particulares:

CASO 1: Interacción completa. Eje neutro en la losa, cumpliéndose que:

$$c \leq h \quad (4.104)$$

$$N_{cc} \geq A_s \cdot F_y \quad (4.105)$$

$$A_s \cdot F_y + A_p \cdot F_{yL} \leq 0.85\beta_1 \cdot c \cdot b_{eff} \cdot f'_c \quad (4.106)$$

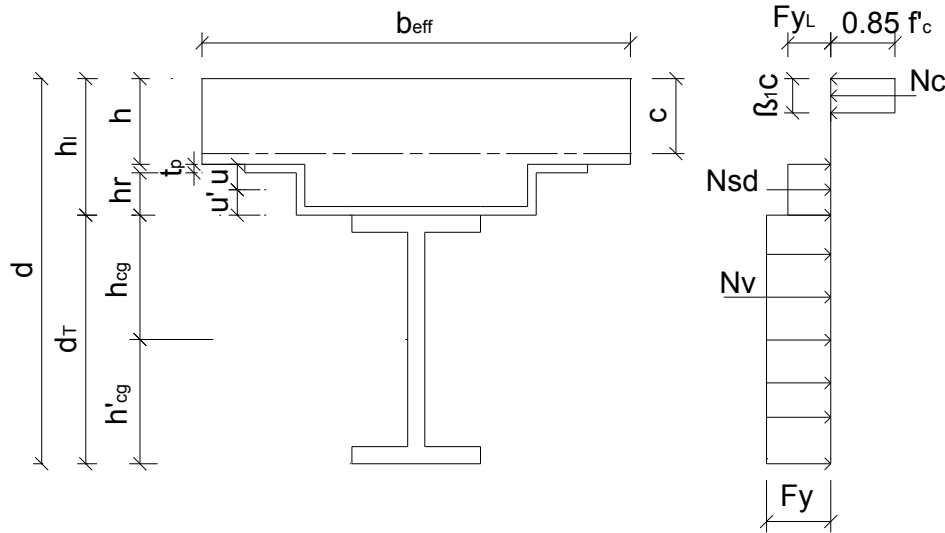


Figura 4.21. Caso 1. Interacción completa. Línea neutra en la losa.

La profundidad del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{A_p \cdot F_{yL} + A_s \cdot F_y}{0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff}} \quad (4.107)$$

$$N_c = 0.85\beta_1 \cdot c \cdot f'_c \cdot b_{eff} \quad (4.108)$$

El momento nominal se determina según: (Momento en el eje neutro)

$$M_n = 0.425\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot c^2 \cdot (2 - \beta_1) + F_{yL} \cdot A_p \cdot (h_i - c - u') + F_y \cdot A_s \cdot (d - h'_{cg} - c) \quad (4.109)$$

CASO 2. Interacción completa. Eje neutro en el patín superior de la lámina de acero, cumpliéndose que:

$$h < c \leq h + t_p \quad (4.110)$$

$$N_{cc} \geq A_s \cdot F_y \quad (4.111)$$

$$A_s \cdot F_y < N_c + A_p \cdot F'_{yL} \quad (4.112)$$

El bloque de esfuerzos del hormigón tiene una profundidad menor o igual que h cumpliéndose:

$$c \leq 1.25h \quad (4.113)$$

$$0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot \beta_1 \cdot c < N_c < 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \quad (4.114)$$

$$N_c < A_s \cdot F_y + A_p \cdot F'_{yL} \quad (4.115)$$

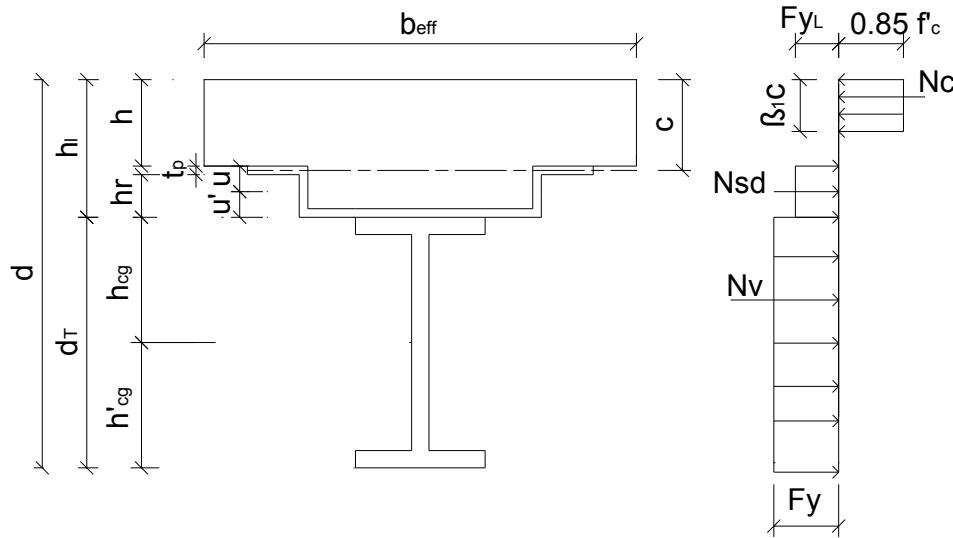


Figura 4.22. Caso 2. Interacción completa. Línea neutra en el patín de la lámina.

La posición del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{A_p \cdot F_{yL} + A_s \cdot F_y + 2F'_{yL} \cdot h \cdot b_r}{0.85f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_{eff} + 2F'_{yL} \cdot b_r} \quad (4.116)$$

$$N_c = 0.85f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_{eff} \cdot c \quad (4.117)$$

El momento nominal se determina según:

$$M_n = 0.425\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot c^2 \cdot (2 - \beta_1) + F_{yL} \cdot A_p \cdot (h_i - c - u') + F_y \cdot A_s \cdot (d - h'_{cg} - c) + F'_{yL} \cdot b_r \cdot (c - h)^2 \quad (4.118)$$

Por ser lámina de poco espesor el aporte de la parte en compresión de su patín superior al M_n es despreciable, ya que la línea neutra se encuentra en esa zona. Por lo tanto, el último término de la expresión puede no considerarse, quedando de la siguiente forma:

$$M_n = 0.425\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot c^2 \cdot (2 - \beta_1) + F_{yL} \cdot A_p \cdot (h_i - c - u') + F_y \cdot A_s \cdot (d - h'_{cg} - c) \quad (4.119)$$

CASO 3. Interacción completa. Eje neutro en el alma de la lámina, cumpliéndose:

$$N_{cc} \geq A_s \cdot F_y \quad (4.120)$$

$$h + t_p < c < h + h_r \quad (4.121)$$

$$A_s \cdot F_y < N_c + A_p + F'_{yL} \quad (4.122)$$

Caso 3A. El bloque de esfuerzos en el hormigón tiene una profundidad menor o igual que h cumpliéndose que:

$$c \leq 1.25h \quad (4.123)$$

$$0.85f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_{eff} \cdot c < N_c < 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \quad (4.124)$$

$$N_c < A_s \cdot F_y + A_p \cdot F'_{yL} \quad (4.125)$$

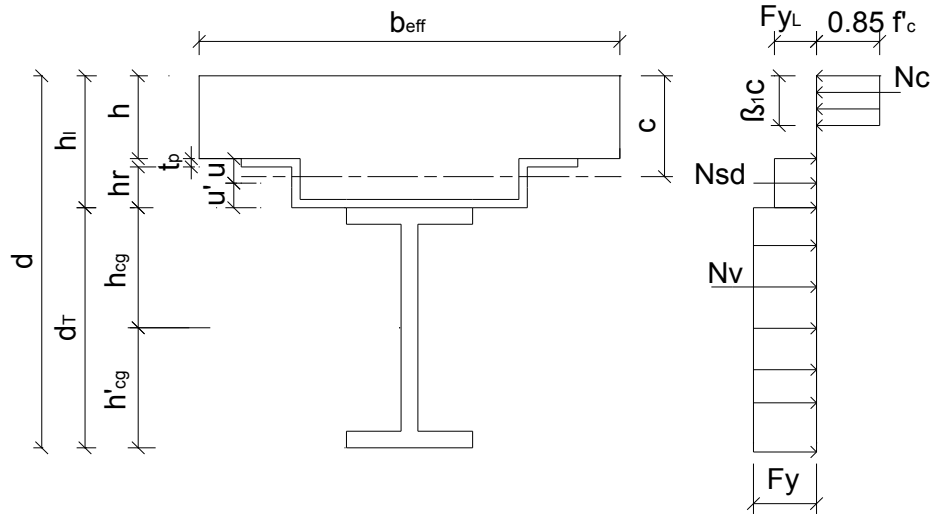


Figura 4.23. Caso 3A. Interacción completa. Línea neutra en el alma de la lámina.

La posición del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{A_p \cdot F_{yL} + A_s \cdot F_y - 2F'_{yL} \cdot b_r \cdot t_p + 2F'_{yL} \cdot St_p \cdot (h + t_p)}{0.85f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_{eff} + 2 \cdot F'_{yL} \cdot St_p} \quad (4.126)$$

$$N_c = 0.85f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_{eff} \cdot c \quad (4.127)$$

El momento nominal se determina según:

$$\begin{aligned} M_n = & 0.425\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot c^2 \cdot (2 - \beta_1) + F_{yL} \cdot A_p \cdot (h_i - c - u') \\ & + F_y \cdot A_s \cdot (d - h'_{cg} - c) + 2F'_{yL} \cdot b_r \cdot t_p \\ & \cdot \left(c - h - \frac{t_p}{2} \right) + F'_{yL} \cdot St_p \cdot (c - h - t_p)^2 \end{aligned} \quad (4.128)$$

Caso 3B. El bloque de esfuerzos del hormigón tiene una profundidad mayor que h cumpliéndose:

$$c > 1.25h \quad (4.129)$$

$$N_c < A_s \cdot F_y + A_p \cdot F'_{yL} \quad (4.130)$$

$$N_c = 0.85f'_c \cdot b_o \cdot \beta_1 \cdot c + 0.85f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h \quad (4.131)$$

$$N_{c\text{ ala}} = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \quad (4.132)$$

$$N_c > N_{c\text{ ala}} \quad (4.133)$$

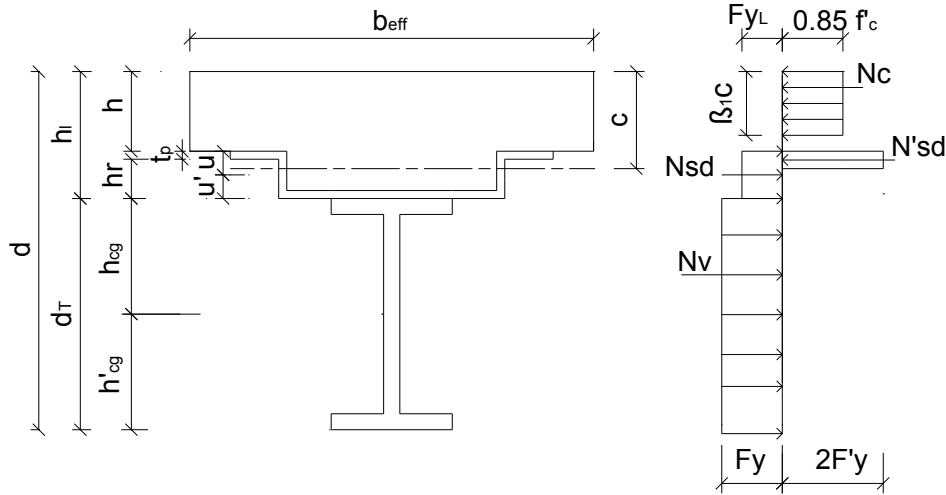


Figura 4.24. Caso 3B. Interacción completa. Línea neutra en el alma de la lámina.

La posición del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{A_p \cdot F_{yL} + A_s \cdot F_y - 2F'_{yL} \cdot b_r \cdot t_p + 2F'_{yL} \cdot St_p \cdot (h + t_p)}{0.85f'_c \cdot b_o \cdot \beta_1 + 2F'_{yL} \cdot St_p} - \frac{0.85f'_c \cdot h \cdot (b_{eff} - b_o)}{0.85f'_c \cdot b_o \cdot \beta_1 + 2F'_{yL} \cdot St_p} \quad (4.134)$$

El momento nominal se determina según: (en el eje neutro)

$$M_n = 0.425\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_o \cdot c^2 \cdot (2 - \beta_1) + F_{yL} \cdot A_p \cdot (h_l - c - u') + F_y \cdot A_s \cdot (d - h'_{cg} - c) + 2 \cdot F'_{yL} \cdot b_r \cdot t_p \cdot \left(c - h - \frac{t_p}{2}\right) + F'_{yL} \cdot St_p \cdot (c - h - t_p)^2 + 0.85 \cdot f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h \cdot \left(c - \frac{h}{2}\right) \quad (4.135)$$

CASO 4. Interacción completa. Eje neutro en la parte inferior de la lámina, cumpliéndose que:

$$h + h_r \leq c \leq h_l \quad (4.136)$$

$$N_c > N_{c\text{ ala}} \quad (4.137)$$

$$N_{cc} \geq A_s \cdot F_y \quad (4.138)$$

$$A_s \cdot F_y < N_c + A_p \cdot F'_{yL} \quad (4.139)$$

El bloque de compresión del hormigón tiene una profundidad menor que $(h+h_r)$, cumpliéndose que:

$$1.25(h + h_r) > c > 1.25h \quad (4.140)$$

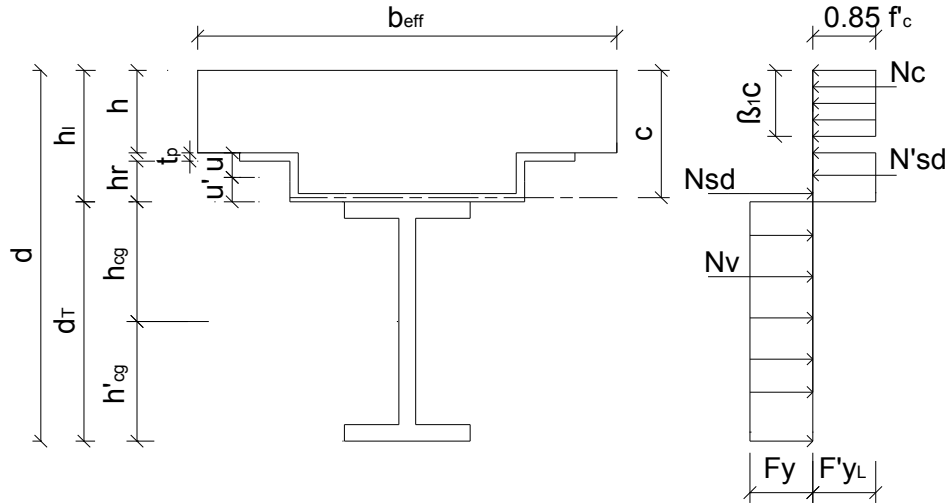


Figura 4.25. CASO 4. Interacción completa. Línea neutra en la parte inferior de la lámina.

La profundidad del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y - A_p \cdot F'_{yL} + 2F_{yL} \cdot b'_r \cdot h_l - 0.85f'_c \cdot h \cdot (b_{eff} - b_o)}{0.85f'_c \cdot b_o \cdot \beta_1 + 2F_{yL} \cdot b'_r} \quad (4.141)$$

$$N_c = 0.85f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h + 0.85f'_c \cdot b_o \cdot \beta_1 \cdot c \quad (4.142)$$

El momento nominal se determina según: (en el eje neutro)

$$\begin{aligned} M_n = & 0.425\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_o \cdot c^2 \cdot (2 - \beta_1) + F'_{yL} \cdot A_p \cdot (c - h - u) \\ & + F_y \cdot A_s \cdot (d - h'_{cg} - c) + F_{yL} \cdot b'_r \cdot (h_l - c)^2 \\ & + 0.85f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h \cdot (c - \frac{h}{2}) \end{aligned} \quad (4.143)$$

Por ser la lámina de poco espesor el aporte de la parte en tracción de su patín inferior al M_n es despreciable, ya que la línea neutra se encuentra en esa zona. Por tanto, el cuarto término de la expresión puede no considerarse, quedando:

$$M_n = 0.425\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_o \cdot c^2 \cdot (2 - \beta_1) + F'_{yL} \cdot A_p \cdot (c - h - u) + F_y \cdot A_s \cdot (d - h'_{cg} - c) + 0.85 \cdot f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h \cdot \left(c - \frac{h}{2}\right) \quad (4. 144)$$

CASO 5. Interacción completa. Eje neutro en el patín de la viga metálica, cumpliéndose que:

$$h_l < c \leq t_f + h_l \quad (4. 145)$$

$$N_{cc} \geq N_c + A_p \cdot F_{yL} \quad (4. 146)$$

$$N_c > N_{c\text{ala}} \quad (4. 147)$$

Caso 5A. El bloque de compresiones del hormigón tiene una profundidad menor que $(h+h_r)$, cumpliéndose que:

$$c < 1.25(h + h_r) \quad (4. 148)$$

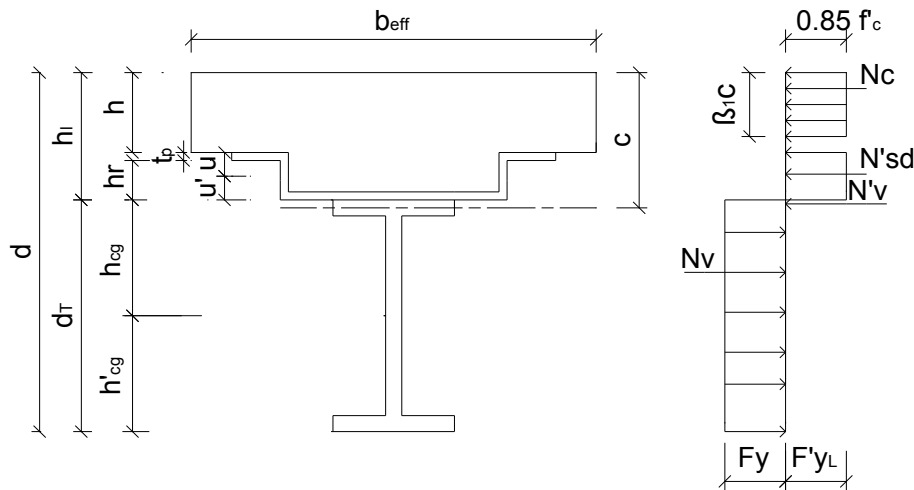


Figura 4.26. Caso 5A. Interacción completa. Línea neutra en el patín de la viga.

La profundidad del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y - A_p \cdot F'_{yL} + 2F'_y \cdot b_f \cdot h_l - 0.85f'_c \cdot h \cdot (b_{eff} - b_o)}{0.85f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_o + 2F'_y \cdot b_f} \quad (4. 149)$$

$$N_c = 0.85f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h + 0.85f'_c \cdot b_o \cdot \beta_1 \cdot c \quad (4. 150)$$

El momento nominal se determina según:

$$\begin{aligned}
 M_n = & 0.425\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_o \cdot c^2 \cdot (2 - \beta_1) + F'_{yL} \cdot A_p \cdot (c - h - u) \\
 & + A_s \cdot F_y \cdot (h - h'_{cg} - c) + F'_y \cdot b_f \cdot (c - h_l)^2 \\
 & + 0.85f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h \cdot \left(c - \frac{h}{2}\right)
 \end{aligned} \quad (4. 151)$$

CASO 5B. El bloque de compresiones del hormigón tiene una profundidad igual a $(h+h_r)$, cumpliéndose que:

$$c \geq 1.25(h + h_r) \quad (4. 152)$$

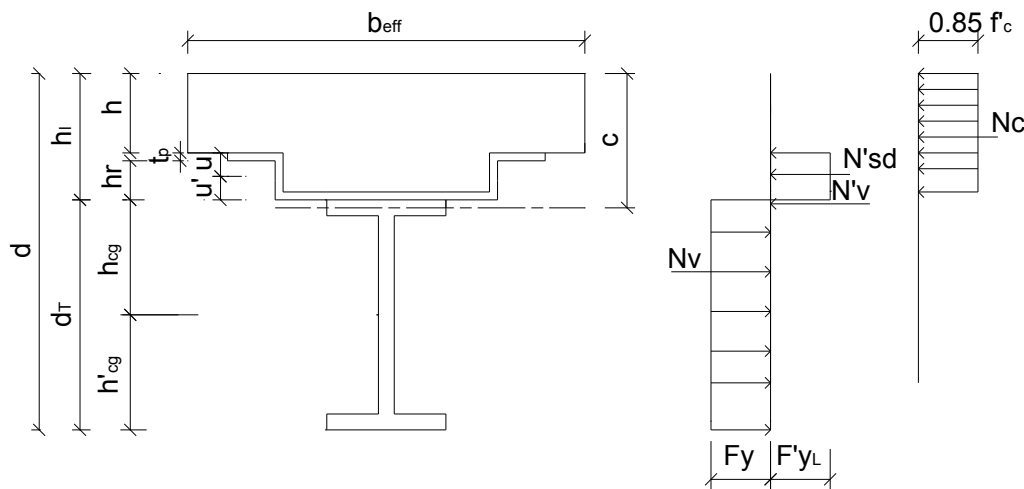


Figura 4.27. Caso 5B. Interacción completa. Línea neutra en el patín de la viga.

La profundidad del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y - A_p \cdot F'_{yL} - 0.85f'_c \cdot h \cdot b_{eff} - 0.85f'_c \cdot h_r \cdot b_o}{2F'_y \cdot b_f} \quad (4. 153)$$

$$N_c = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h + 0.85f'_c \cdot b_o \cdot h_r \quad (4. 154)$$

El momento nominal se determina según:

$$\begin{aligned}
 M_n = & F'_{yL} \cdot A_p \cdot (c - h - u) + A_s \cdot F'_y \cdot (d - h'_{cg} - c) + F_y \cdot b_f \\
 & \cdot (c - h_l)^2 + 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \cdot \left(c - \frac{h}{2}\right) + 0.85f'_c \cdot b_o \\
 & \cdot h_r \cdot \left(c - h - \frac{h_r}{2}\right)
 \end{aligned} \quad (4. 155)$$

CASO 6. Interacción completa. Eje neutro en el alma de la viga metálica, cumpliéndose que:

$$t_f + h_l < c < d - h'_{cg} \quad (4. 156)$$

$$N_{cc} \geq N_c + A_p \cdot F'_{yL} \quad (4. 157)$$

$$N_c > N_{c\text{ala}} \quad (4. 158)$$

$$A_s \cdot F_y > N_c + A_p \cdot F'_{yL} \quad (4. 159)$$

CASO 6A. El bloque de compresiones del hormigón tiene una profundidad menor que $(h+h_r)$ cumpliéndose que:

$$c < 1.25(h + h_r) \quad (4. 160)$$

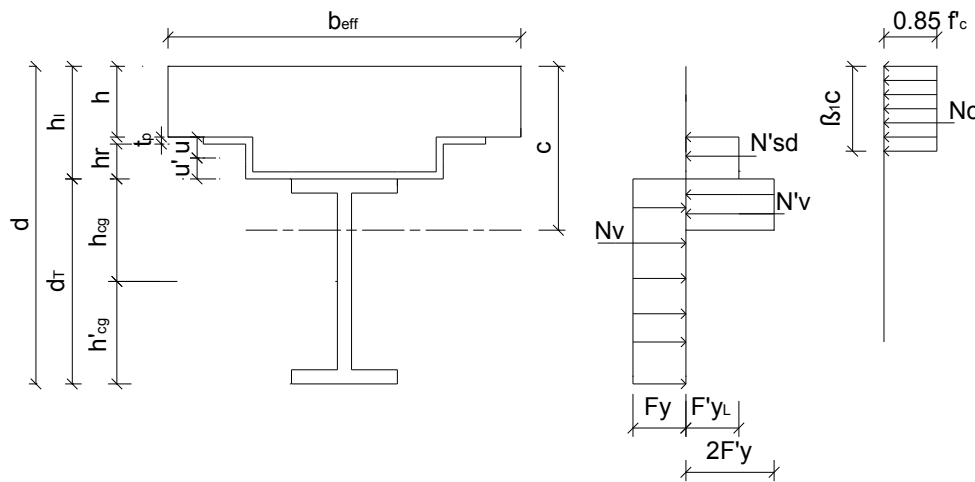


Figura 4.28. Caso 6A. Interacción completa. Línea neutra en el alma de la viga.

La profundidad del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y - A_p \cdot F'_{yL} - 2F'_y \cdot b_f \cdot t_f - 0.85f'_c \cdot h \cdot (b_{eff} - b_o)}{0.85f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_o + 2 \cdot F'_y \cdot t_w} + \frac{2F'_y \cdot t_w \cdot (h_l + t_f)}{0.85f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_o + 2F'_y \cdot t_w} \quad (4. 161)$$

$$N_c = 0.85f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h + 0.85f'_c \cdot b_o \cdot \beta_1 \cdot c \quad (4. 162)$$

El momento nominal se determina según:

$$\begin{aligned}
 M_n = & 0.425\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_o \cdot c^2 \cdot (2 - \beta_1) + F'_{yL} \cdot A_p \cdot (c - h - u) \\
 & + A_s \cdot F_y \cdot (d - h'_{cg} - c) + 2F'_y \cdot b_f \cdot t_f \\
 & \cdot \left(c - h_l - \frac{t_f}{2} \right) + 0.85f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h \cdot \left(c - \frac{h}{2} \right) \\
 & + F'_y \cdot t_w \cdot (c - h_l - t_f)^2
 \end{aligned} \quad (4. 163)$$

CASO 6B. El bloque de compresiones del hormigón tiene una profundidad mayor que $(h+h_r)$ cumpliéndose que:

$$c \geq 1.25(h + h_r) \quad (4. 164)$$

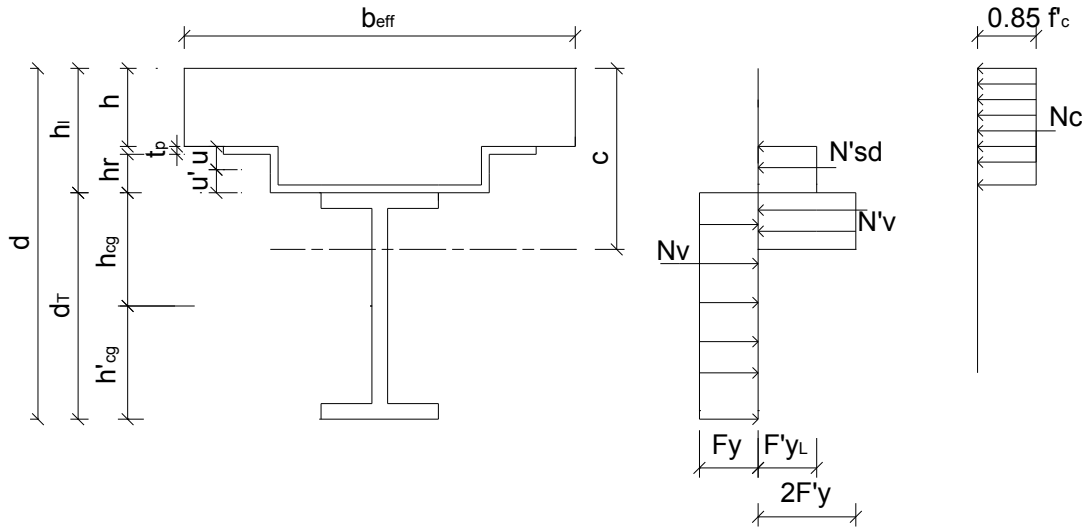


Figura 4.29. Caso 6B. Interacción completa. Línea neutra en el alma de la viga.

La profundidad del eje neutro se determina según:

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{A_s \cdot F_y - A_p \cdot F'_{yL} - 0.85f'_c \cdot h \cdot b_{eff} - 0.85f'_c \cdot h_r \cdot b_o - 2F'_y \cdot b_f \cdot t_f}{2F'_y \cdot t_w} \\
 &+ h_l + t_f
 \end{aligned} \quad (4. 165)$$

$$N_c = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h + 0.85f'_c \cdot b_o \cdot h_r \quad (4. 166)$$

El momento nominal se determina según:

$$\begin{aligned}
 M_n = & F'_{yL} \cdot A_p \cdot (c - h - u) + A_s \cdot F_y \cdot (d - h'_{cg} - c) + 2F'_y \cdot b_f \\
 & \cdot t_f \cdot \left(c - h_l - \frac{t_f}{2}\right) + 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \cdot \left(c - \frac{h}{2}\right) \\
 & + 0.85f'_c \cdot b_o \cdot h_r \cdot \left(c - h - \frac{h_r}{2}\right) + F'_y \cdot t_w \\
 & \cdot (c - h_l - t_f)^2
 \end{aligned} \tag{4. 167}$$

CASO 7. Interacción parcial Eje neutro en el patín de la viga metálica, cumpliéndose que:

$$t_f + h_l \geq c > h_l \tag{4. 168}$$

$$\begin{aligned}
 N_{cc} < & 0.85f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h + 0.85f'_c \cdot b_o \cdot (h_r + h) \cdot \beta_1 + F'_{yL} \\
 & \cdot A_p
 \end{aligned} \tag{4. 169}$$

$$N_{cc} < A_s \cdot F_y \tag{4. 170}$$

Las siguientes fórmulas son válidas para los casos 7 y 8 (Interacción parcial).

$$N'_{sup} = N'_{bm} + N'_{sdm} \tag{4. 171}$$

$$COEF_H = \frac{N'_{bm}}{N'_{sup}} \tag{4. 172}$$

$$COEF_H + COEF_{sd} = 1 \tag{4. 173}$$

$$N'_{sd} = N_{cc} \cdot COEF_{sd} \tag{4. 174}$$

$$N'_{sdm} = F'_{yL} \cdot A_p \tag{4. 175}$$

$$COEF_{sd} = \frac{N'_{sdm}}{N'_{sup}} \tag{4. 176}$$

$$N_{cc} = N_c + N'_{sd} \tag{4. 177}$$

$$N_c = N_{cc} \cdot COEF_H \tag{4. 178}$$

Caso 7A. La profundidad del bloque de compresiones es menor o igual que h cumpliéndose que:

$$Y \leq h \tag{4. 179}$$

$$N'_{bm} = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \tag{4. 180}$$

$$N_c = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot Y = N_{cc} \cdot COEF_H \tag{4. 181}$$

$$Y = \frac{N_{cc} \cdot COEF_H}{0.85f'_c \cdot b_{eff}} \tag{4. 182}$$

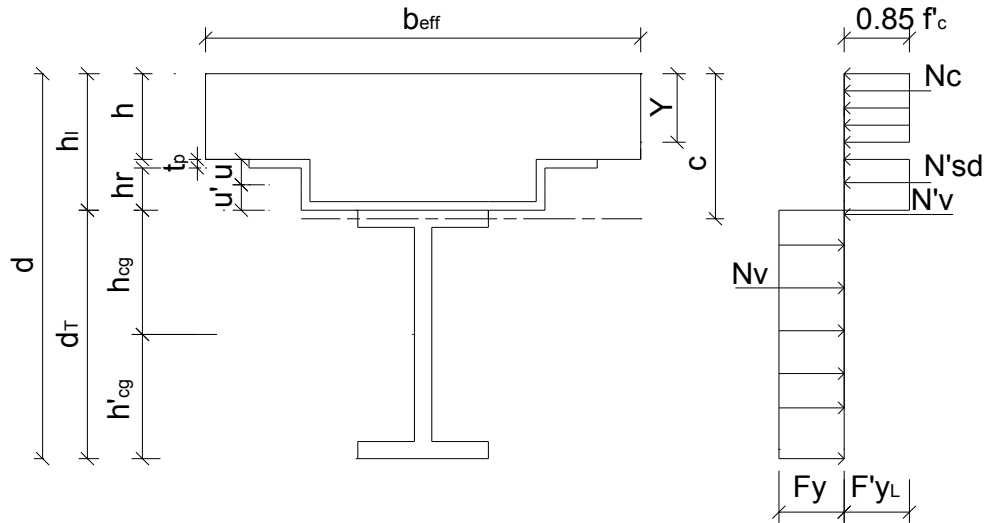


Figura 4.30. Caso 7A. Interacción parcial. Línea neutra en el patín de la viga.

La posición del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y - N_{cc}}{2F'_y \cdot b_f} + h_l \quad (4.183)$$

El momento nominal se determina según:

$$M_n = N_{cc} \cdot COEF_H \cdot \left(c - \frac{Y}{2} \right) + N_{cc} \cdot COEF_{sd} \cdot (c - h - u) + F'_y \cdot b_f \cdot (c - h_l)^2 + A_s \cdot F_y \cdot (d - h'_{cg} - c) \quad (4.184)$$

Caso 7B. La profundidad del bloque de compresión del hormigón es mayor que h cumpliéndose que:

$$Y > h \quad (4.185)$$

$$N'_{bm} = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h + 0.85f'_c \cdot b_o \cdot Y = N_{cc} \cdot COEF_H \quad (4.186)$$

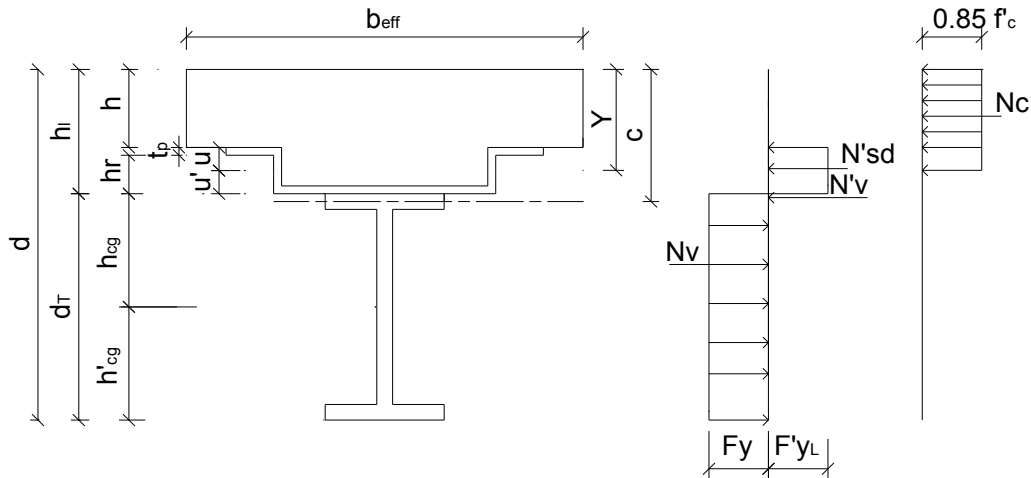


Figura 4.31. Caso 7B. Interacción parcial. Línea neutra en el patín de la viga.

$$Y = \frac{N_{cc} \cdot COEF_H - 0.85f'_c \cdot h \cdot (b_{eff} - b_o)}{0.85f'_c \cdot b_o} \quad (4.187)$$

La posición del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y - N_{cc}}{2F'_y \cdot b_f} + h_l \quad (4.188)$$

El momento nominal se determina según:

$$\begin{aligned} M_n = & N_{cc} \cdot COEF_{sd} \cdot (c - h - u) + A_s \cdot F_y \cdot (d - h'_{cg} - c) + F'_y \\ & \cdot b_f \cdot (c - h_l)^2 + 0.85f'_c \cdot h \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot \left(c - \frac{h}{2}\right) \\ & + 0.85 \cdot f'_c \cdot b_o \cdot Y \cdot \left(c - \frac{Y}{2}\right) \end{aligned} \quad (4.189)$$

CASO 8. Interacción parcial. Eje neutro en el alma de la viga metálica, cumpliéndose que:

$$t_f + h_l < c < d - h'_{cg} \quad (4.190)$$

$$N_{cc} < 0.85f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h + 0.68f'_c \cdot b_o \cdot (h_r + h) + f'_c \cdot A_p \quad (4.191)$$

$$N_{cc} < A_s \cdot F_y \quad (4.192)$$

Caso 8A. La profundidad del bloque de compresiones del hormigón es menor o igual que h cumpliéndose que:

$$Y \leq h \quad (4.193)$$

$$N'_{bm} = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \quad (4.194)$$

$$N_c = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot Y = N_{cc} \cdot COEF_H \quad (4.195)$$

$$Y = \frac{N_{cc} \cdot COEF_H}{0.85f'_c \cdot b_{eff}} \quad (4.196)$$

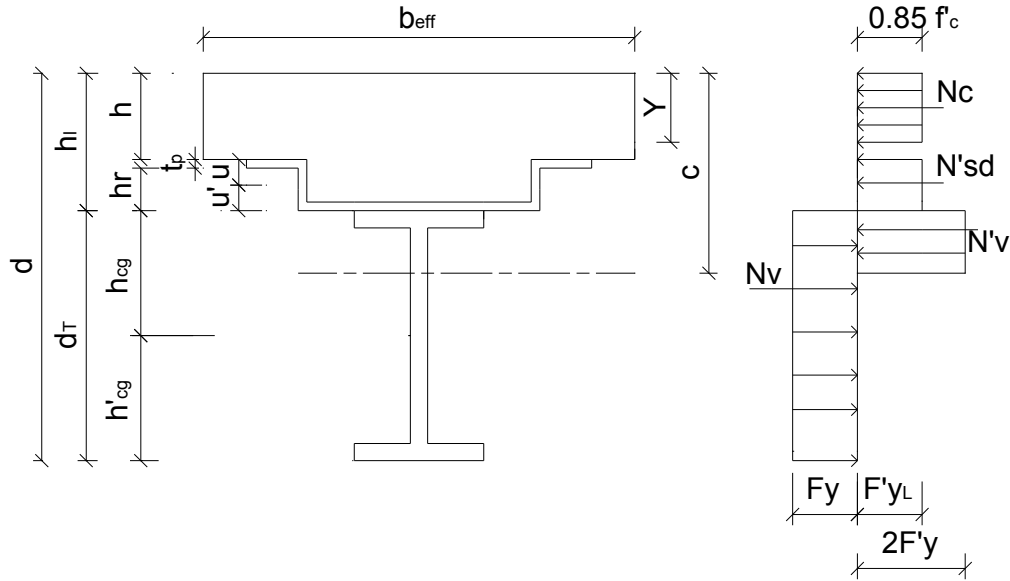


Figura 4.32. Caso 8A. Interacción parcial. Línea neutra en el alma de la viga.

La profundidad del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y - N_{cc} - 2F'_y \cdot b_f \cdot t_f}{2F'_y \cdot t_w} + h_l + t_f \quad (4.197)$$

El momento nominal se determina según:

$$M_n = N_{cc} \cdot COEF_H \cdot (c - h - u) + F'_y \cdot t_w \cdot (c - h_l - t_f)^2 + 2F'_y \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(c - h_l - \frac{t_f}{2}\right) + A_s \cdot F_y \cdot (h - h'_{cg} - c) \quad (4.198)$$

Caso 8B. La profundidad del bloque de compresiones del hormigón es mayor que h, cumpliéndose que:

$$Y > h \quad (4.199)$$

$$N'_{bm} = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h + 0.85f'_c \cdot b_o \cdot h_r \quad (4.200)$$

$$N_c = 0.85f'_c \cdot h \cdot (b_{eff} - b_o) + 0.85f'_c \cdot b_o \cdot Y = N_{cc} \cdot COEF_H \quad (4.201)$$

$$Y = \frac{N_{cc} \cdot COEF_H - 0.85f'_c \cdot h \cdot (b_{eff} - b_o)}{0.85f'_c \cdot b_o} \quad (4.202)$$

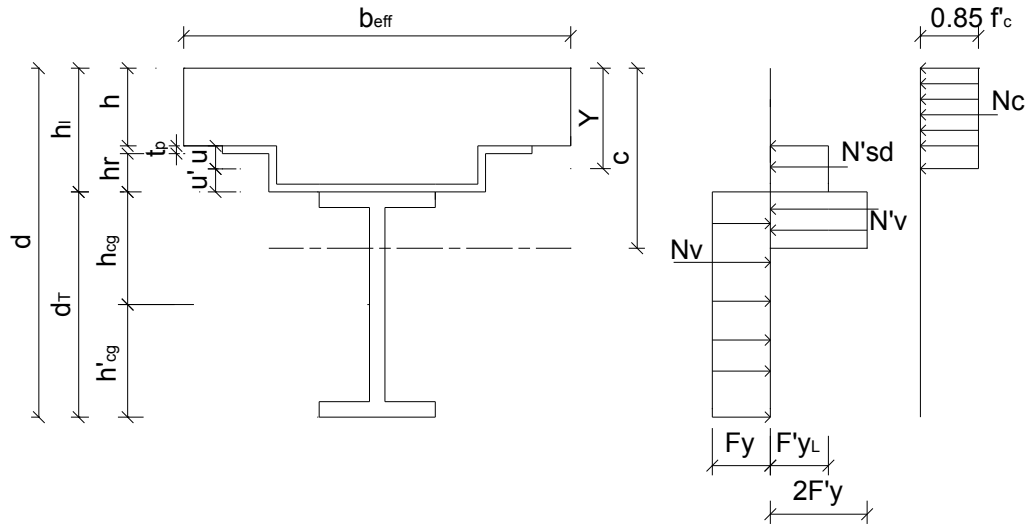


Figura 4.33. Caso 8B. Interacción parcial. Línea neutra en el alma de la viga.

La profundidad del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y - N_{cc} - 2F'_y \cdot b_f \cdot t_f}{2F'_y \cdot t_w} + h_l + t_f \quad (4. 203)$$

El momento nominal se determina según:

$$\begin{aligned} M_u = & N_{cc} \cdot COEF_H \cdot (c - h - u) + A_s \cdot F_y \cdot (d - h'_{cg} - c) + 0.85f'_c \\ & \cdot h \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot \left(c - \frac{h}{2}\right) + 0.85f'_c \cdot b_o \cdot Y \cdot \left(c - \frac{Y}{2}\right) \\ & + 2F'_y \cdot b_f \cdot t_f \cdot \left(c - h_l - \frac{t_f}{2}\right) + F'_y \cdot t_w \\ & \cdot (c - h_l - t_f)^2 \end{aligned} \quad (4. 204)$$

4.2.2 SECCIONES CON LOSA EN TRACCIÓN.

Se considerará la siguiente alternativa de diseño: la capacidad resistente a flexión se determina tomando en cuenta la sección de la viga metálica y el acero de refuerzo longitudinal ubicado en el ancho efectivo de la losa de trabajo conjunto, así como la lámina de acero en caso de existir, cuando se disponen conectores en la región de momentos negativos.

Hipótesis

Son válidas las hipótesis a), e), f) y g) asumidas en 4.2.1, tomándose en cuenta además las siguientes:

- a) Se adopta como diagrama de cálculo del acero de refuerzo longitudinal, el diagrama rectangular y se considera trabajando a un esfuerzo igual a su esfuerzo de fluencia a tracción. Para el caso de la viga esto se aplica siempre que la suma de las capacidades resistentes de cálculo de los conectores dispuestos entre el punto de momento máximo negativo y el punto de momento nulo adyacente sea superior a la fuerza de cálculo longitudinal, en caso contrario el acero de refuerzo trabajará a un esfuerzo inferior a su esfuerzo de fluencia, que dependerá del valor que adopte la citada suma.
- b) En la determinación del momento resistente nominal cuando la línea neutra cae sobre la viga metálica, se sustituye el diagrama real de esfuerzos en esta por un diagrama de esfuerzos equivalentes, considerando esfuerzos de compresión uniformes e iguales al esfuerzo de fluencia en toda la altura de la viga metálica, así como esfuerzos de tracción uniformes e iguales al doble del esfuerzo de fluencia en la zona traccionada.
- c) En la determinación del momento resistente nominal cuando la línea neutra plástica está ubicada sobre la lámina de acero, se sustituye el diagrama real de esfuerzos por un equivalente, considerando esfuerzos de compresión uniformes e iguales al esfuerzo de fluencia en toda la altura de la lámina de acero, así como esfuerzos de tracción uniformes e iguales al doble del esfuerzo de fluencia en la zona traccionada.
- d) Se desprecia el aporte del acero en barras colocado en la parte inferior de la losa por temperatura o protección contra incendios en la zona traccionada.

Para evitar el pandeo local en el patín inferior de la viga principal, se sugiere arriostrar la viga principal a la viga secundaria, mediante una sección I, la cual se conecta su patín superior al patín inferior de la viga secundaria y su alma se corta a 45° hasta tener contacto con el patín inferior de la viga principal.

4.2.2.1 Viga compuesta formada por viga metálica y losa de hormigón armado.

De acuerdo con la posición del eje neutro plástico se definen los siguientes casos particulares:

CASO 1. Interacción completa, cumpliéndose la siguiente condición:

$$N_{cc} \geq A'_{sr} \cdot f_y + A_{sr} \cdot f_y \quad (4.205)$$

Caso 1A: Eje neutro plástico en el patín superior de la viga metálica, cumpliéndose la siguiente condición:

$$h_w + t'_f < c_n < d_T \quad (4.206)$$

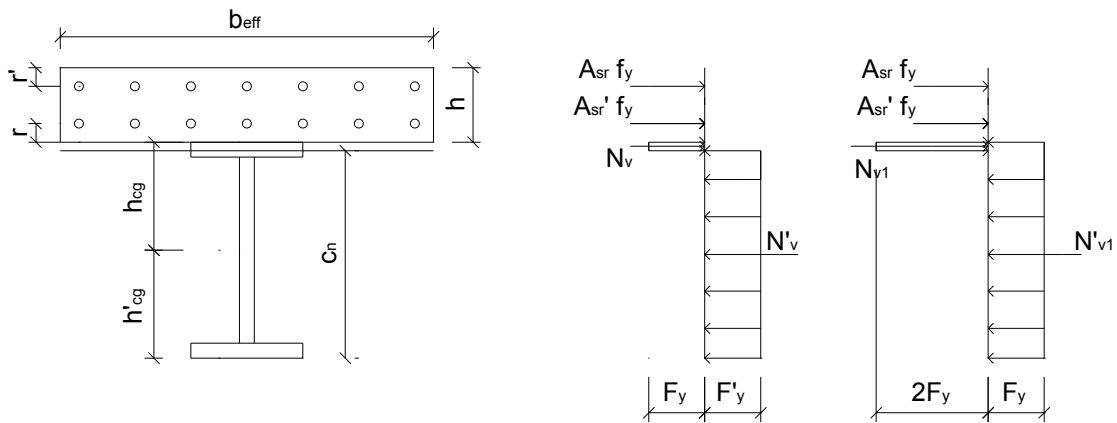


Figura 4.34. Caso 1A. Interacción completa. Línea neutra en el patín de la viga.

La profundidad del eje neutro plástico se determina según:

$$c_n = \frac{A'_{sr} \cdot f_y + A_{sr} \cdot f_y - A_s \cdot F'_y}{2b_f \cdot F_y} + d_T \quad (4.207)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_{nn} = A'_{sr} \cdot f_y \cdot [h_{cg} + (h - r')] + A_{sr} \cdot f_y \cdot (h_{cg} + r) + 2(d_T - c_n) \cdot b_f \cdot F_y \cdot \left[h_{cg} - \frac{d_T - c_n}{2} \right] \quad (4.208)$$

Caso 1B. Eje neutro plástico en el alma de la viga metálica, cumpliéndose la siguiente condición:

$$h_w + t'_f > c_n > h'_{cg} \quad (4.209)$$

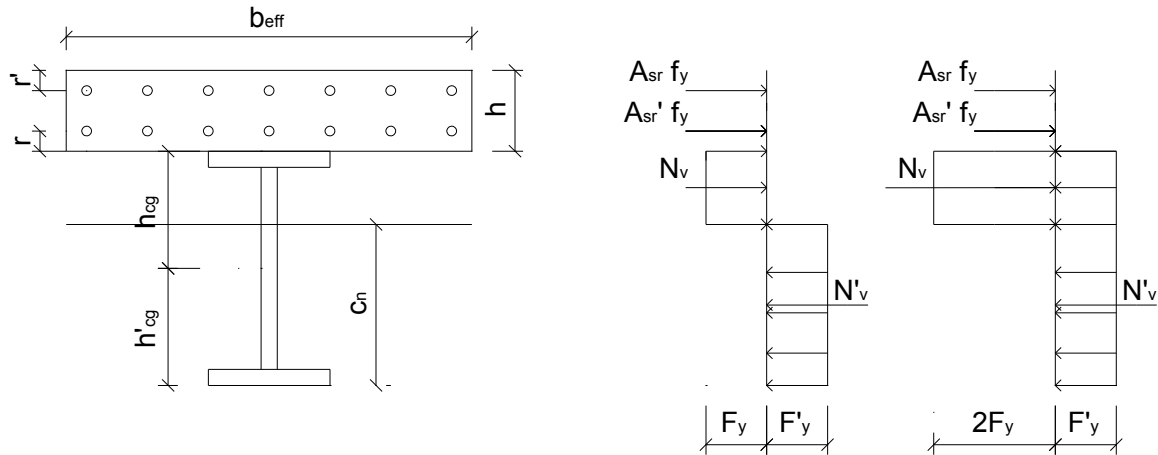


Figura 4.35. Caso 1B. Interacción completa. Línea neutra en el alma de la viga.

La profundidad del eje neutro plástico se determina según:

$$c_n = \frac{A'_{sr} \cdot f_y + A_{sr} \cdot f_y - A_s \cdot F'_y + 2b_f \cdot t_f \cdot F_y}{2t_w \cdot F_y} + d_T - t_f \quad (4.210)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$\begin{aligned} M_{nn} = & A'_{sr} \cdot f_y \cdot [h_{cg} + (h - r')] + A_{sr} \cdot f_y \cdot (h_{cg} + r) + 2t_f \cdot b_f \\ & \cdot F_y \cdot \left(h_{cg} - \frac{t_f}{2} \right) + 2(d_T - c_n - t_f) \cdot t_w \cdot F_y \\ & \cdot \left[h_{cg} - t_f - \frac{d_T - c_n - t_f}{2} \right] \end{aligned} \quad (4.211)$$

CASO 2. Interacción parcial, cumpliéndose la siguiente condición:

$$N_{cc} < A'_{sr} \cdot f_y + A_{sr} \cdot f_y \quad (4.212)$$

Caso 2A. Eje neutro plástico en el patín superior de la viga metálica, cumpliéndose la siguiente condición:

$$h_w + t'_f < c_n < d_T \quad (4.213)$$

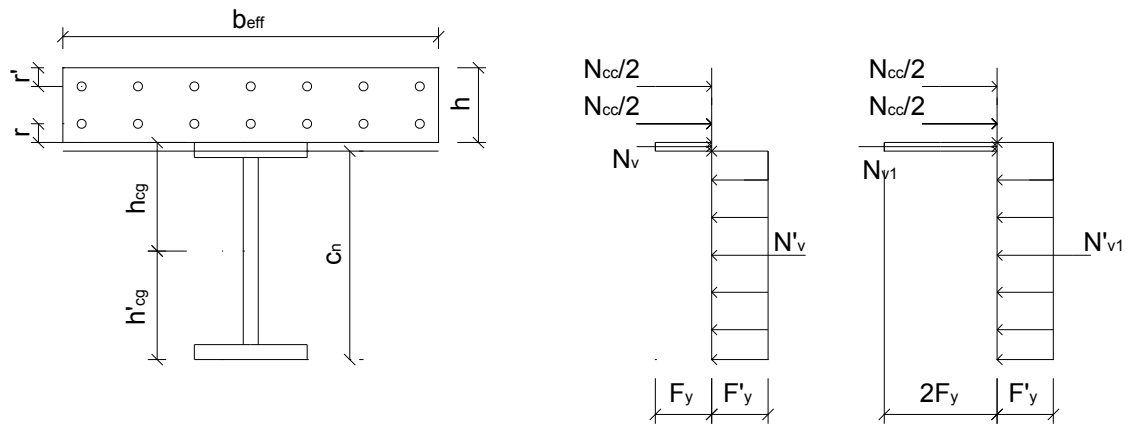


Figura 4.36. Caso 2A. Interacción parcial. Línea neutra en el patín de la viga.

La profundidad del eje neutro plástico se determina según:

$$c_n = \frac{N_{cc} - A_s \cdot F'_y}{2 \cdot b_f \cdot F_y} + d_T \quad (4.214)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_{nn} = \left(\frac{N_{cc}}{2}\right) \cdot [h_{cg} + (d - r')] + \left(\frac{N_{cc}}{2}\right) \cdot (h_{cg} + r) + 2(d_T - c_n) \cdot b_f \cdot F_y \cdot \left[h_{cg} - \frac{d_T - c_n}{2}\right] \quad (4.215)$$

Caso 2B. Eje neutro plástico en el alma de la viga metálica, cumpliéndose la siguiente condición:

$$h_w + t'_f > c_n > h'_{cg} \quad (4.216)$$

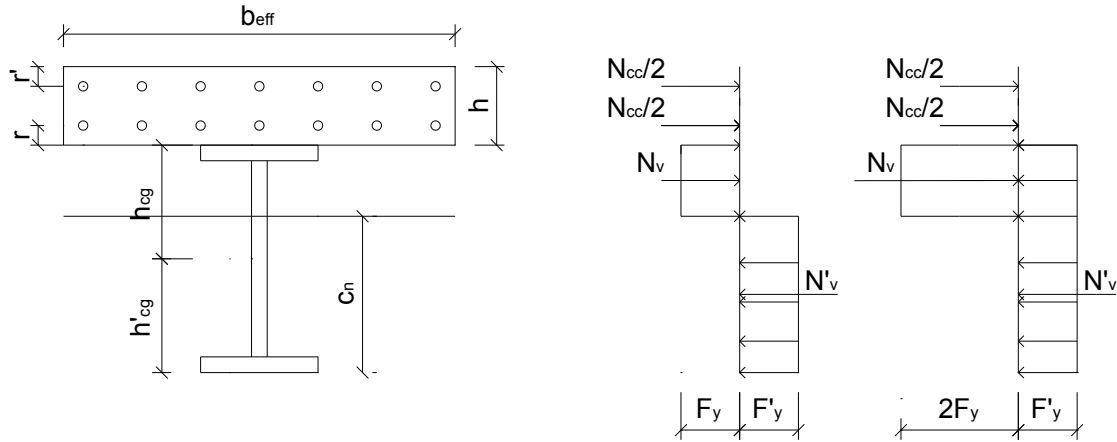


Figura 4.37. Caso 2B. Interacción parcial. Eje neutro en el alma de la viga.

La profundidad del eje neutro plástico se determina según:

$$c_n = \frac{N_{cc} - A_s \cdot F'_y + 2b_f \cdot t_f \cdot F_y}{2t_w \cdot F_y} + d_T - t_f \quad (4.217)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_{nn} = \left(\frac{N_{cc}}{2}\right) \cdot [h_{cg} + (d - r')] + \left(\frac{N_{cc}}{2}\right) \cdot (h_{cg} + r) + 2t_f \cdot b_f \cdot F_y \cdot \left(h_{cg} - \frac{t_f}{2}\right) + 2(d_T - c_n - t_f) \cdot t_w \cdot F_y \cdot [h_{cg} - t_f - \frac{d_T - c_n - t_f}{2}] \quad (4.218)$$

4.2.2.2 Viga compuesta formada por viga metálica, losa de hormigón y lámina de acero con nervaduras perpendiculares a la viga.

De acuerdo con la posición del eje neutro plástico se definen los siguientes casos particulares:

CASO 1. Interacción completa. Eje neutro plástico en la viga metálica, cumpliéndose las siguientes condiciones:

$$N_c \geq A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot t_p \cdot b_{eff} \quad (4.219)$$

$$A_s \cdot F'_y > A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot t_p \cdot b_{eff} \quad (4.220)$$

Caso 1A: Eje neutro en el alma de la viga metálica, cumpliéndose que:

$$h'_{cg} < c_n < d_T - t_f \quad (4. 221)$$

$$d_T - t_f = h_w + t'_f \quad (4. 222)$$

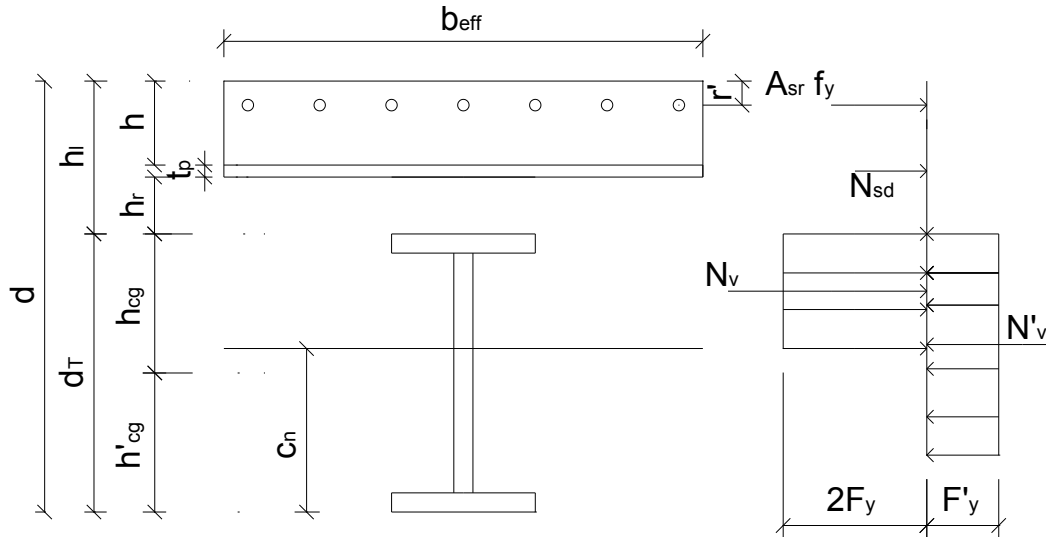


Figura 4.38. Caso 1A. Interacción completa. Eje neutro en el alma de la viga.

La posición de la línea neutra se determina según:

$$c_n = \frac{A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot t_p \cdot b_{eff} - A_s \cdot F'_y + 2b_f \cdot t_f \cdot F_y}{2t_w \cdot F_y} + d_T - t_f \quad (4. 223)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$\begin{aligned} M_{nn} = & A'_{sr} \cdot f_y \cdot (d - c_n - r') + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \cdot \left(d - c_n - h - \frac{t_p}{2} \right) \\ & + 2t_f \cdot b_f \cdot F_y \cdot \left(d_T - c_n - \frac{t_f}{2} \right) + (d_T - c_n - t_f)^2 \\ & \cdot t_w \cdot F_y + F'_y \cdot A_s \cdot (c_n - h'_{cg}) \end{aligned} \quad (4. 224)$$

CASO 1B: Eje neutro en el patín superior de la viga metálica, cumpliéndose que:

$$d_T > c_n \geq d_T - t_f \quad (4. 225)$$

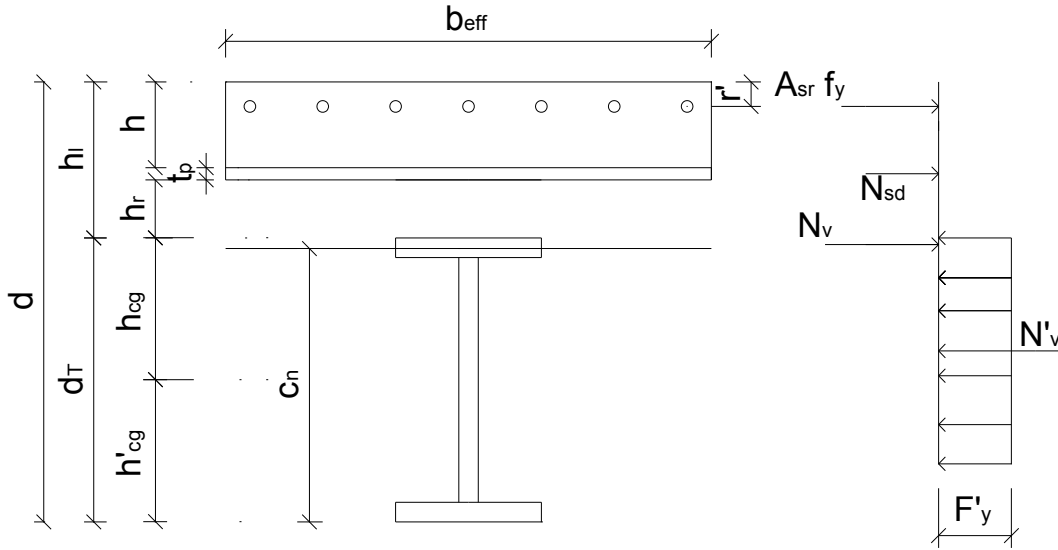


Figura 4.39. Caso 1B. Interacción completa. Eje neutro en el patín de la viga.

La posición del eje neutro se determina según:

$$c_n = \frac{A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p - A_s \cdot F'_y}{2 \cdot b_f \cdot F_y} + d_T \quad (4. 226)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_{nn} = A'_{sr} \cdot f_y \cdot (d - c_n - r') + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \cdot \left(d - c_n - h - \frac{t_p}{2} \right) + b_f \cdot F_y \cdot (d_T - c_n)^2 + F'_y \cdot A_s \cdot (c_n - h'_{cg}) \quad (4. 227)$$

Para los casos 2 y 3 mostrados a continuación, se aclara que es muy poco probable la ocurrencia de estos en la realidad debido a que las varillas de acero no podrían soportar la misma fuerza que la sección de la viga metálica en su totalidad, a pesar de esto por fines didácticos se estudian los casos en mención.

CASO 2. Interacción completa. Eje neutro entre el patín superior de la viga y la lámina de acero cumpliéndose que:

$$d_T \leq c_n \leq d_T + h_r \quad (4. 228)$$

$$N_{cc} \geq A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \quad (4. 229)$$

Debe cumplirse que:

$$A_s \cdot F'_y = A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \quad (4. 230)$$

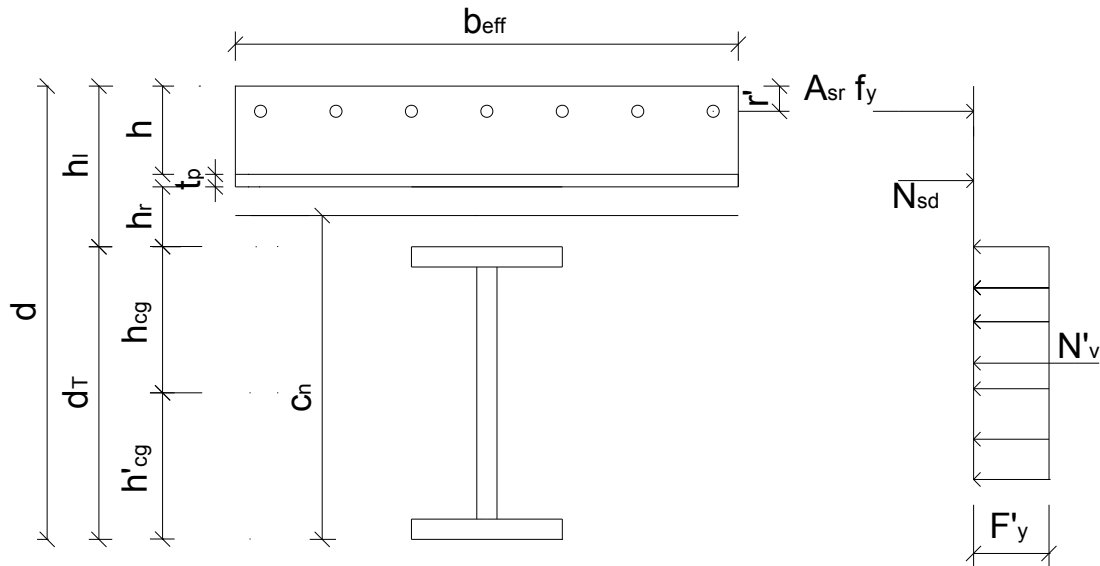


Figura 4.40. Caso 2. Interacción completa. Eje neutro entre la lámina y la viga.

La línea neutra más bien es una franja, pues se puede ubicar en cualquier parte del intervalo $d_T \leq c_n \leq d_T + h_r$ no variando el diagrama de esfuerzos ni el momento último. Para calcular el momento nominal se toma como referencia el borde superior de la viga.

$$M_{nn} = A'_{sr} \cdot f_y \cdot (h_l - r') + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \cdot \left(h_r + \frac{t_p}{2} \right) + F'_y \cdot A_s \cdot h_{cg} \quad (4. 231)$$

CASO 3. Interacción completa. Eje neutro en la lámina, cumpliéndose que:

$$A_s \cdot F'_y < A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \quad (4. 232)$$

$$N_{cc} \geq A_s \cdot F'_y \quad (4. 233)$$

$$d_T + h_r < c_n < d - h \quad (4. 234)$$

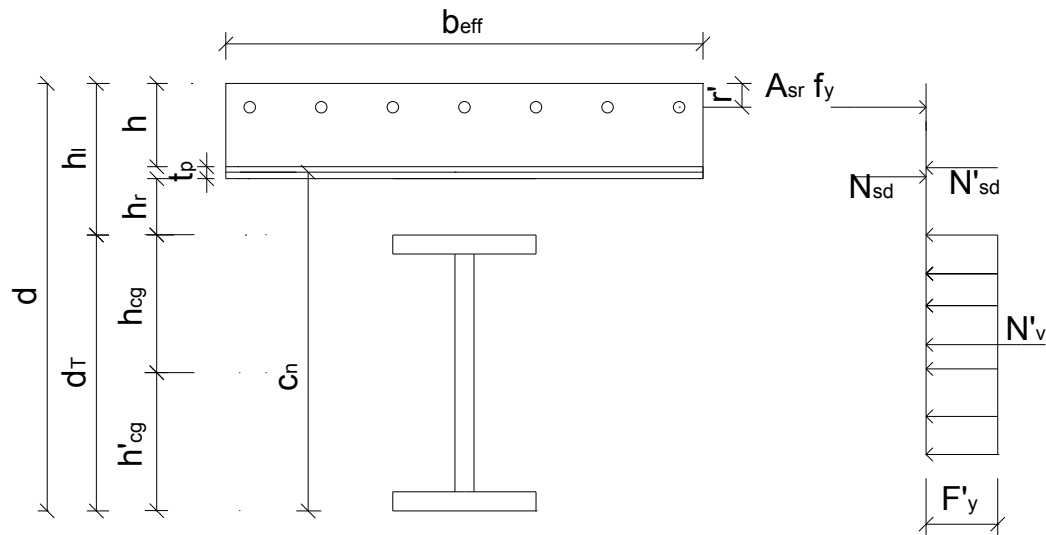


Figura 4.41. Caso 3. Interacción completa. Eje neutro entre la lámina.

La posición del eje neutro se determina según:

$$c_n = \frac{A'_{sr} \cdot f_y + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p - A_s \cdot F'_y}{2b_{eff} \cdot F_{yL}} + d - h \quad (4. 235)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$\begin{aligned} M_{nn} = & A'_{sr} \cdot f_y \cdot (d - c_n - r') + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \\ & \cdot \left(c_n - d_T - h_r - \frac{t_p}{2} \right) + b_{eff} \cdot F_{yL} \cdot (d - c_n - h)^2 \quad (4. 236) \\ & + A_s \cdot F'_y \cdot (c_n - h'_{cg}) \end{aligned}$$

CASO 4. Interacción parcial. Eje neutro en la viga, cumpliéndose que:

$$N_{cc} < A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot t_p \cdot b_{eff} \quad (4. 237)$$

$$N_{a1} = A'_{sr} \cdot f_y \quad (4. 238)$$

$$N_{sup} = N_{a1} + N_{sd} \quad (4. 239)$$

$$COEF_a = \frac{N_{a1}}{N_{sup}} \quad (4. 240)$$

$$N_{sd} = F_{yL} \cdot t_p \cdot b_{eff} \quad (4. 241)$$

$$COEF_a + COEF_d = 1 \quad (4. 242)$$

$$COEF_d = \frac{N_{sd}}{N_{sup}} \quad (4. 243)$$

Caso 4A. Eje neutro en el alma de la viga metálica, cumpliéndose la siguiente condición:

$$h'_{cg} < c_n < d_T - t_f \quad (4. 244)$$

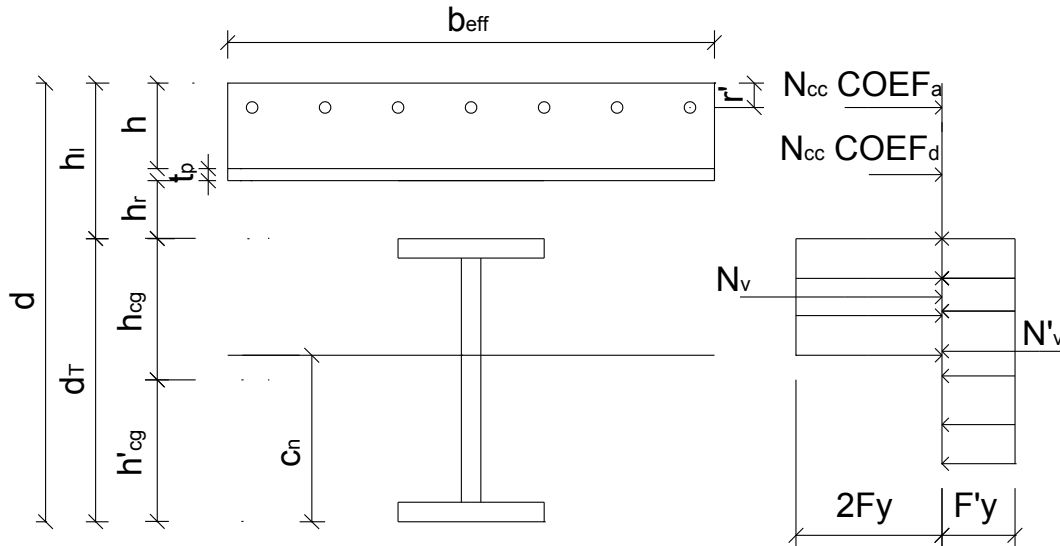


Figura 4.42. Caso 4A. Interacción parcial. Eje neutro en el alma de la viga.

La posición del eje neutro se determina según:

$$c_n = \frac{N_{cc} - A_s \cdot F'_y + 2b_f \cdot t_f \cdot F_y}{2t_w \cdot F_y} + d_T - t_f \quad (4. 245)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$\begin{aligned} M_{nn} = & N_{cc} \cdot COEF_a \cdot (d - c_n - r') + N_{cc} \cdot COEF_d \\ & \cdot \left(d - c_n - h - \frac{t_p}{2} \right) + 2b_f \cdot t_f \cdot F_y \cdot \left(d_T - c_n \cdot \frac{t_f}{2} \right) \\ & + (d_T - c_n - t_f)^2 \cdot t_w \cdot F_y + F'_y \cdot A_s \cdot (c_n - h'_{cg}) \end{aligned} \quad (4. 246)$$

Caso 4B. Eje neutro en el patín superior de la viga metálica, cumpliéndose que:

$$d_T > c_n \geq d_T - t_f \quad (4. 247)$$

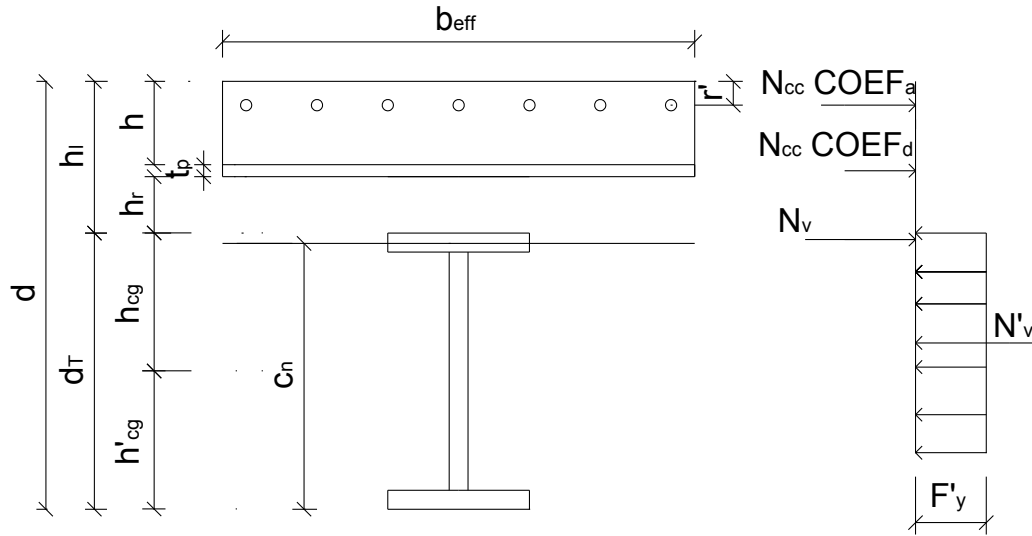


Figura 4.43. Caso 4B. Interacción parcial. Eje neutro en el patín de la viga.

La posición del eje neutro se determina según:

$$c_n = \frac{N_{cc} - A_s \cdot F'_y}{2b_f \cdot F_y} + d_T \quad (4. 248)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_{nn} = N_{cc} \cdot COEF_a \cdot (d - c_n - r') + N_{cc} \cdot COEF_d \cdot \left(d - c_n - h - \frac{t_p}{2} \right) + b_f \cdot F_y \cdot (d_T - c_n)^2 + F'_y \cdot A_s \cdot (c_n - h'_{cg}) \quad (4. 249)$$

4.2.2.3 Viga compuesta formada por viga metálica, losa de hormigón y lámina de acero con nervaduras paralelas a la viga.

De acuerdo con la posición del eje neutro plástico se definen los siguientes casos particulares.

CASO 1. Interacción completa. Eje neutro en la viga, cumpliéndose las siguientes condiciones:

$$N_{cc} \geq A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot A_p \quad (4. 250)$$

$$A_s \cdot F'_y > A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot A_p \quad (4. 251)$$

Caso 1A. Eje neutro en el alma de la viga, cumpliéndose la siguiente condición:

$$h'_{cg} < c_n < d_T - t_f \quad (4. 252)$$

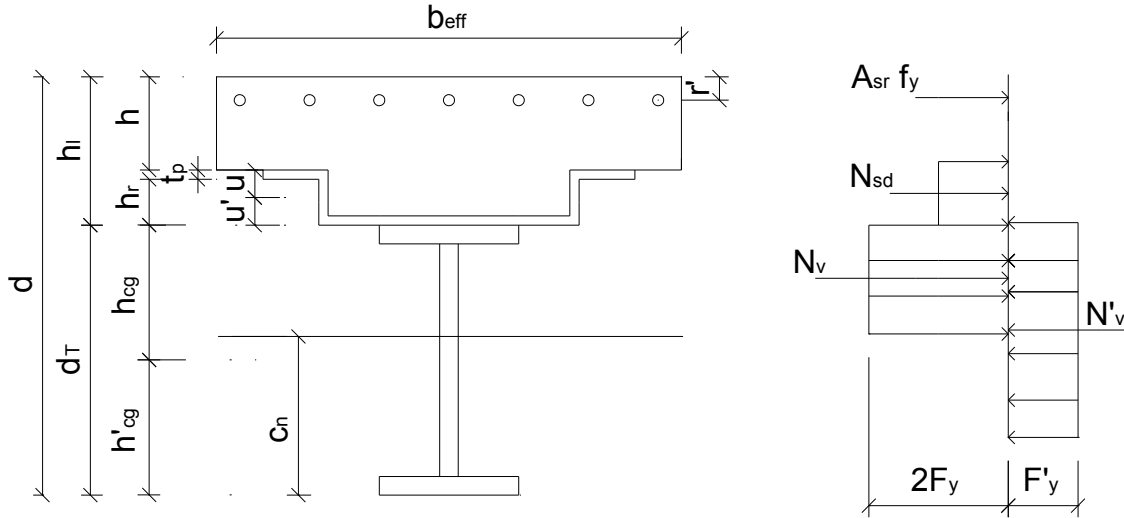


Figura 4.44. Caso 1A. Interacción completa. Eje neutro en el alma de la viga.

La posición del eje neutro se determina según:

$$c_n = \frac{A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot A_p - A_s \cdot F'_y + 2b_f \cdot t_f \cdot F_y}{2t_w \cdot F_y} + d_T - t_f \quad (4. 253)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$\begin{aligned} M_{nn} = & A'_{sr} \cdot f_y \cdot (d - c_n - r') + F_{yL} \cdot A_p \cdot (d_T - c_n + u') + A_s \\ & \cdot F'_y \cdot (c_n - h'_{cg}) + 2t_f \cdot b_f \cdot F_y \cdot \left(d_T - c_n - \frac{t_f}{2} \right) \\ & + t_w \cdot F_y \cdot (d_T - c_n - t_f)^2 \end{aligned} \quad (4. 254)$$

Caso 1B. Eje neutro en el patín de la viga metálica, cumpliéndose que:

$$d_T \geq c_n \geq d_T - t_f \quad (4. 255)$$

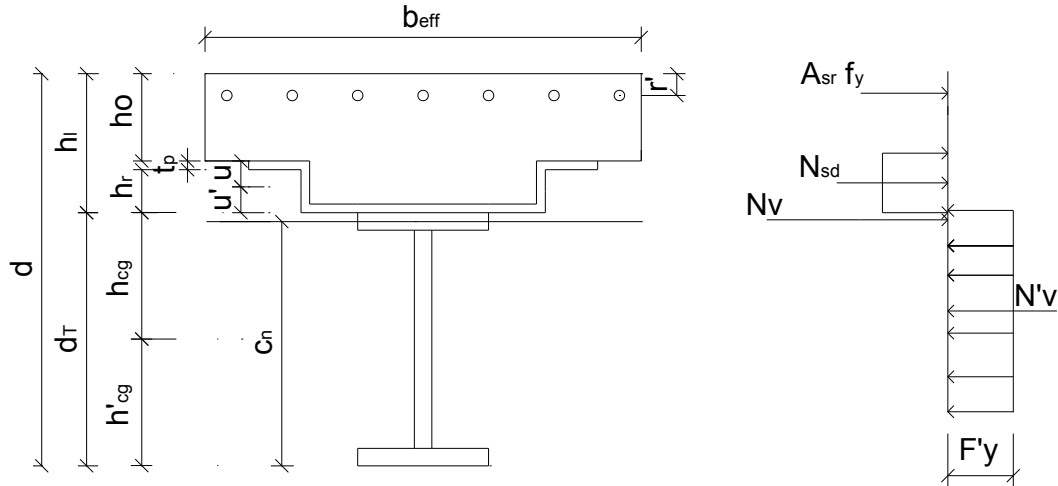


Figura 4.45. Caso 1B. Interacción completa. Eje neutro en el patín de la viga.

La posición del eje neutro se determina según:

$$c_n = \frac{A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot A_p - A_s \cdot F'_y}{2b_f \cdot F_y} + d_T \quad (4. 256)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_{nn} = A'_{sr} \cdot f_y \cdot (d - c_n - r') + F_{yL} \cdot A_p \cdot (d_T - c_n + u') + b_f \cdot F_y \cdot (d_T - c_n)^2 + F'_y \cdot A_s \cdot (c_n - h'_{cg}) \quad (4. 257)$$

Para el caso 2 mostrado a continuación, se aclara que es muy poco probable la ocurrencia de este en la realidad debido a que las varillas de acero no podrían soportar la misma fuerza que la sección de la viga metálica en su totalidad, a pesar de esto por fines didácticos se estudia el caso en mención.

CASO 2. Interacción completa. Eje neutro en la lámina, cumpliéndose que:

$$N_{cc} \geq A_s \cdot F_y \quad (4. 258)$$

$$A_s \cdot F'_y < A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot A_p \quad (4. 259)$$

Caso 2A. Eje neutro en el patín inferior de la lámina, cumpliéndose que:

$$d_T < c_n < d_T + t_p \quad (4. 260)$$

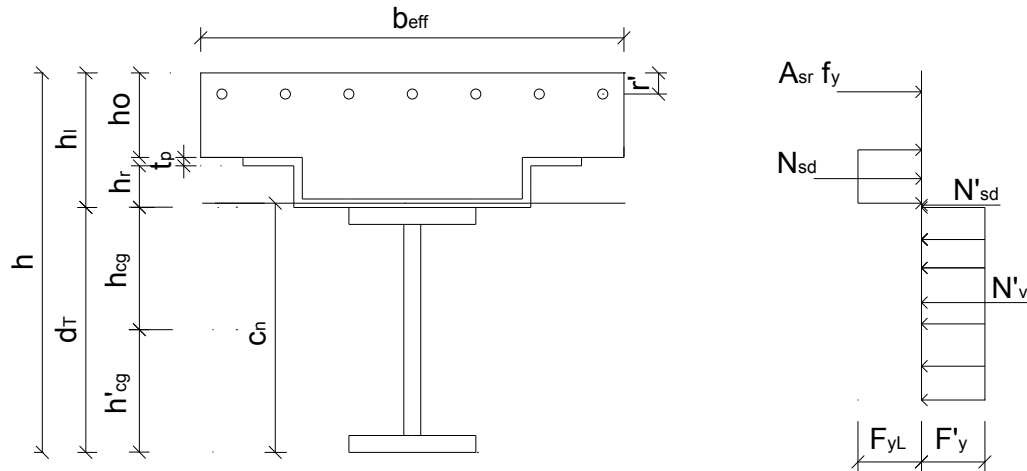


Figura 4.46. Caso 2A. Interacción completa. Eje neutro en el patín de la lámina.

La posición del eje neutro se determina según:

$$c_n = \frac{A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot A_p - A_s \cdot F'_y}{2b'_r \cdot F'_{yL}} \quad (4. 261)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_{nn} = A'_{sr} \cdot f_y \cdot (d - c_n - r') + F_{yL} \cdot A_p \cdot (d_T - c_n + u') + b'_r \cdot F'_{yL} \cdot (c_n - d_T)^2 + A_s \cdot F'_y \cdot (c_n - h'_{cog}) \quad (4. 262)$$

Caso 2B. Eje neutro en el alma de la lámina de acero, cumpliéndose que:

$$d_T + h_r > c_n > d_T + t_p \quad (4. 263)$$

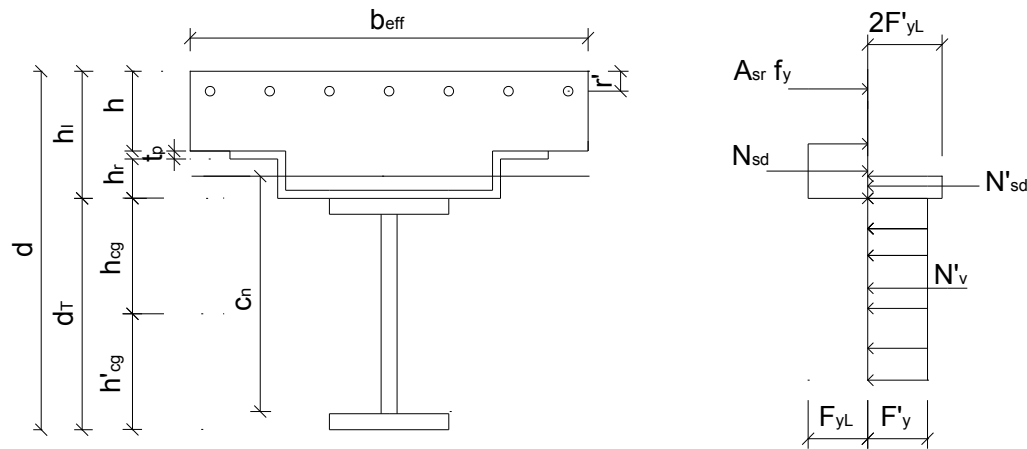


Figura 4.47. Caso 2B. Interacción completa. Eje neutro en el alma de la lámina.

La posición del eje neutro se determina según:

$$c_n = \frac{A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot A_p - A_s \cdot F'_y - 2F'_{yL} \cdot b'_r \cdot t_p}{2St_p \cdot F'_{yL}} \quad (4. 264)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$\begin{aligned} M_{nn} = & A'_{sr} \cdot f_y \cdot (d - c_n - r') + F_{yL} \cdot A_p \cdot (d_T - c_n + u') + A_s \\ & \cdot F'_y \cdot (c_n - h'_{cg}) + St_p \cdot F'_{yL} \cdot (c_n - d_T - t_p)^2 \\ & + 2t_p \cdot b'_r \cdot F'_{yL} \cdot \left(c_n - d_T - \frac{t_p}{2} \right) \end{aligned} \quad (4. 265)$$

Caso 2C. Eje neutro en el patín superior de la lámina, cumpliéndose que:

$$d_T + h_r \leq c_n \leq d - h \quad (4. 266)$$

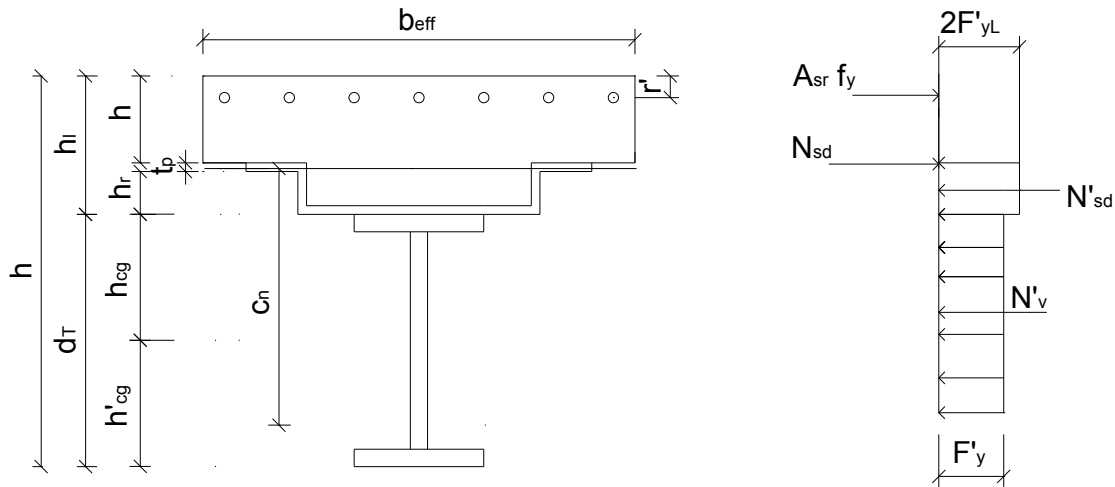


Figura 4.48. Caso 2C. Interacción completa. Eje neutro en el patín de la lámina.

La posición del eje neutro se determina según:

$$c_n = \frac{A'_{sr} \cdot f_y - F'_{yL} \cdot A_p - A_s \cdot F'_y}{2b_r \cdot F_{yL}} + d + h \quad (4. 267)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$\begin{aligned} M_{nn} = & A'_{sr} \cdot f_y \cdot (d - c_n - r') + F'_{yL} \cdot A_p \cdot (c_n - d_T - u') + b_r \\ & \cdot F_{yL} \cdot (d - c_n - h)^2 + A_s \cdot F'_y \cdot (c_n - h'_{cg}) \end{aligned} \quad (4. 268)$$

CASO 3. Interacción parcial. Eje neutro en la viga, cumpliéndose que:

$$N_{cc} < A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot A_p \quad (4.269)$$

$$N_{a1} = A'_{sr} \cdot f_y \quad (4.270)$$

$$N_{sd} = F_{yL} \cdot A_p \quad (4.271)$$

$$COEF_a = \frac{N_{a1}}{N_{sup}} \quad (4.272)$$

$$COEF_d = \frac{N_{sd}}{N_{sup}} \quad (4.273)$$

$$COEF_a + COEF_d = 1 \quad (4.274)$$

$$N_{sup} = N_{a1} + N_{sd} \quad (4.275)$$

Caso 3A. Eje neutro en el alma de la viga metálica, cumpliéndose que:

$$h'_{cg} < c_n < d_T - t_f \quad (4.276)$$

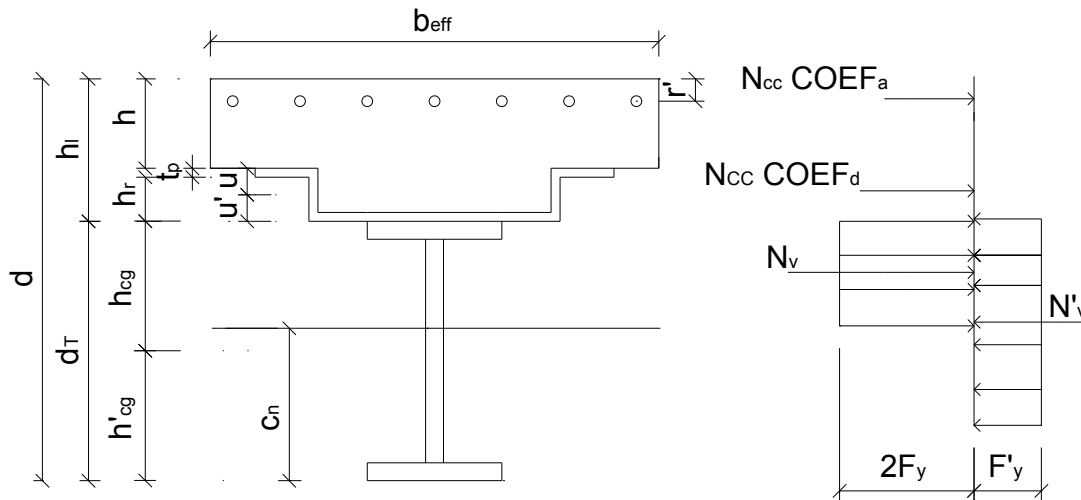


Figura 4.49. Caso 3A. Interacción parcial. Eje neutro en el alma de la viga.

La posición del eje neutro se determina según:

$$c_n = \frac{N_{cc} - A_s \cdot F'_y + 2b_f \cdot t_f \cdot F_y}{2t_w \cdot F_y} + d_T - t_f \quad (4.277)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$\begin{aligned}
 M_{nn} = & N_{cc} \cdot COEF_a \cdot (d - c_n - r') + N_{cc} \cdot COEF_d \cdot (d_T - c_n + u') \\
 & + 2t_f \cdot b_f \cdot F_y \cdot \left(d_T - c_n - \frac{t_f}{2} \right) + (d_T - c_n - t_f)^2 \\
 & \cdot t_w \cdot F_y + F'_y \cdot A_s \cdot (c_n - h'_{cg})
 \end{aligned} \quad (4. 278)$$

Caso 3B. Eje neutro en el patín superior de la viga metálica, cumpliéndose que:

$$d_T - t_f \leq c_n \leq d_T \quad (4. 279)$$

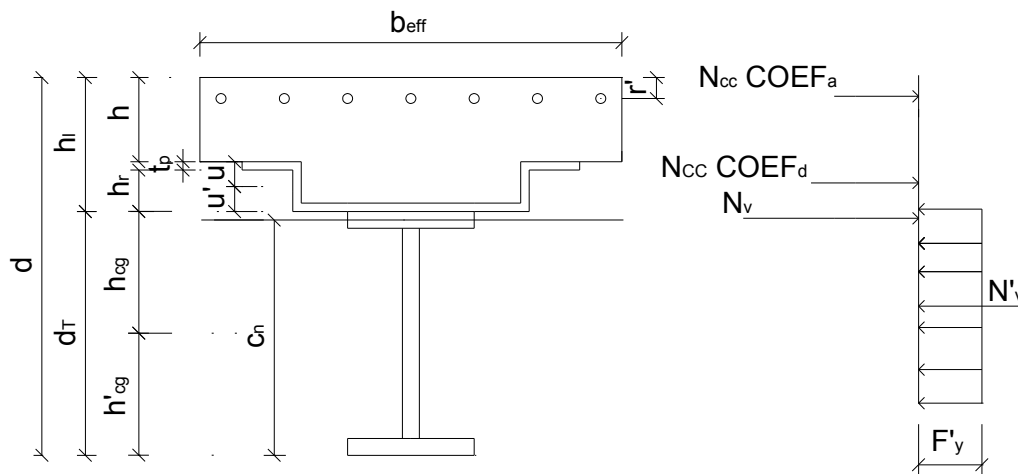


Figura 4.50. Caso 3B. Interacción parcial. Eje neutro en el patín de la viga.

La posición del eje neutro se determina según:

$$c_n = \frac{N_{cc} - A_s \cdot F'_y}{2b_f \cdot F_y} + d_T \quad (4. 280)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$\begin{aligned}
 M_{nn} = & N_{cc} \cdot COEF_a \cdot (d - c_n - r') + N_{cc} \cdot COEF_d \cdot (d_T - c_n + u') \\
 & + b_f \cdot F_y \cdot (d_T - c_n)^2 + F'_y \cdot A_s \cdot (c_n - h'_{cg})
 \end{aligned} \quad (4. 281)$$

4.2.3 SECCIONES NO COMPACTAS.

Para el caso de vigas secundarias, si estas no forman parte del sistema resistente a cargas sísmicas estas pueden ser sísmicamente compactas, compactas, o no compactas. (MIDUVI, 2015).

4.2.3.1 Viga compuesta formada por viga metálica y losa de hormigón armado.

CASO 1: Interacción completa y eje neutro plástico en la losa de trabajo conjunto, cumpliéndose las siguientes condiciones:

$$N_{cc} \geq A_s \cdot F_y \quad (4.282)$$

$$A_s \cdot F_y \leq 0.85\beta_1 \cdot b_{eff} \cdot h \cdot f'_c \quad (4.283)$$

Como el eje neutro está en la losa, la viga metálica está sometida a tracción por lo que coincide con el caso 1 del epígrafe 4.2.1.1

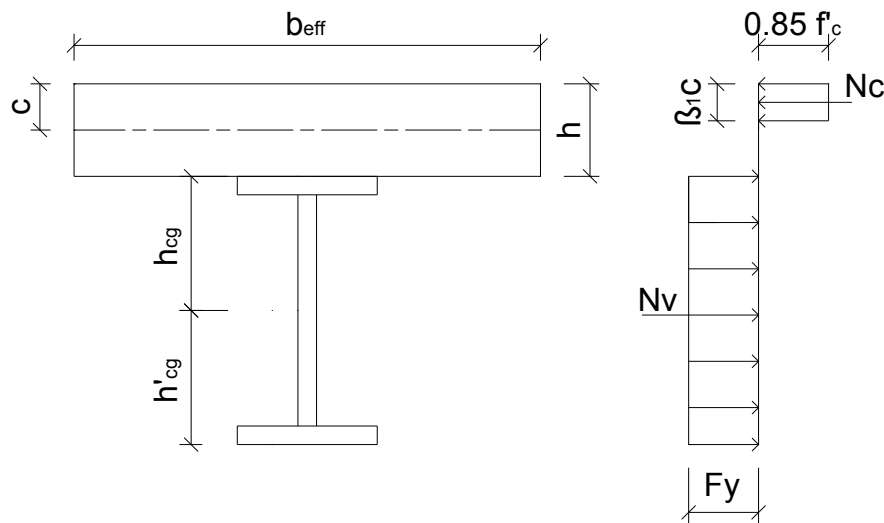


Figura 4.51. Caso 1. Interacción completa. Línea neutra plástica en la losa.

La profundidad del eje neutro plástico se determina según:

$$c = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85\beta_1 \cdot b_{eff} \cdot f'_c} \quad (4.284)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_n = 0.85\beta_1 \cdot b_{eff} \cdot c \cdot f'_c \cdot \left[h_{cg} + \left(h - \frac{\beta_1}{2} \cdot c \right) \right] \quad (4.285)$$

Caso 2. Interacción completa y eje neutro plástico en la viga metálica, cumpliéndose las siguientes condiciones:

$$N_{cc} \geq N_c \quad (4.286)$$

$$0.85\beta_1 \cdot b_{eff} \cdot h \cdot f'_c < N_c < 0.85 \cdot b_{eff} \cdot h \cdot f'_c \quad (4.287)$$

$$0.85 \cdot \beta_1 \cdot b_{eff} \cdot h \cdot f'_c < A_s \cdot F_y \quad (4.288)$$

Caso 2A. Interacción completa y eje neutro plástico en el patín de la viga metálica, cumpliéndose la siguiente condición:

$$h < c \leq h + t_f \quad (4.289)$$

Caso 2A-1. El bloque de esfuerzos en el hormigón tiene una profundidad igual a h cuando se cumple la condición:

$$c \geq 1.25h \quad (4.290)$$

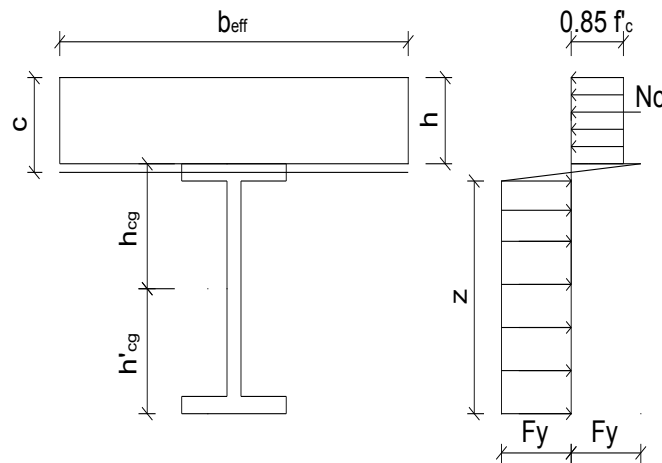


Figura 4.52. Caso 2A-1. Interacción completa. Línea neutra en el patín de la viga.

La profundidad del eje neutro plástico se determina según:

$$c = \frac{h \cdot b'_f \cdot \frac{F_y}{2} + t'_f \cdot b_f \cdot \frac{F_y}{2} + h_w \cdot t_w \cdot F_y + h \cdot b'_f \cdot \frac{F'_y}{2} - 0.85 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot h}{b'_f \cdot F_y + b'_f \cdot F'_y} \quad (4.291)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_n = 0.85f'_c \cdot h \cdot b_{eff} \left(c - \frac{h}{2} \right) + \frac{F'_y}{3} \cdot b'_f \cdot (c - h)^2 + \frac{F_y}{3} \cdot b'_f \cdot (h + t'_f - c)^2 + h_w \cdot t_w \cdot F_y \cdot (h + h_{cg} - c) + b_f \cdot t_f \cdot F_y \cdot \left(h + d_T - c - \frac{t_f}{2} \right) \quad (4.292)$$

Caso 2A-2. El bloque de esfuerzos en el hormigón tiene una profundidad menor que h cuando se cumple la condición:

$$c < 1.25h \quad (4.293)$$

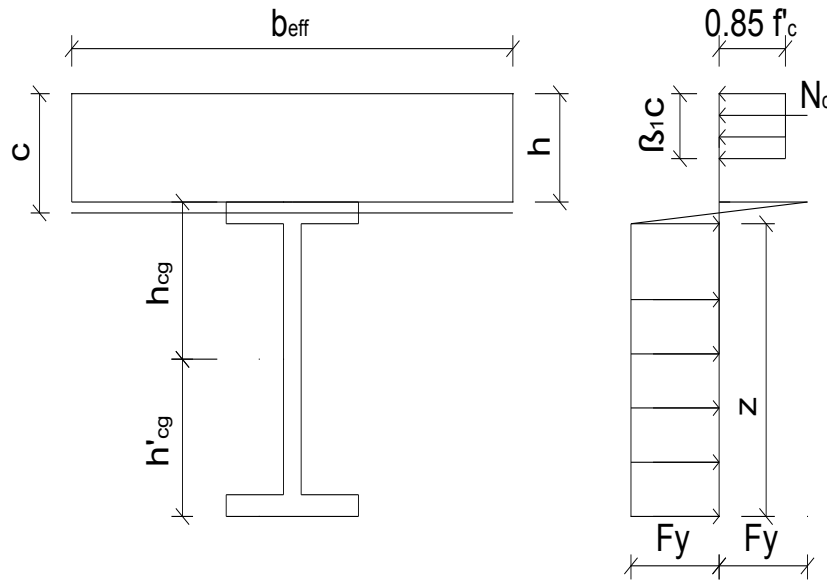


Figura 4.53. Caso 2A-2. Interacción completa. Línea neutra en el patín de la viga.

La profundidad del eje neutro plástico se determina según:

$$c = \frac{h \cdot b'_f \cdot \frac{F_y}{2} + t'_f \cdot b_f \cdot \frac{F_y}{2} + h_w \cdot t_w \cdot F_y + b_f \cdot t_f \cdot F_y + h \cdot b'_f \cdot \frac{F'_y}{2}}{b'_f \cdot F_y + b'_f \cdot F'_y + 0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot h} \quad (4.294)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$M_n = 0.85f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b_{eff} \left(c - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + \frac{F'_y}{3} \cdot b'_f \cdot (c - h)^2 + \frac{F_y}{3} \cdot b'_f \cdot (h + t'_f - c)^2 + h_w \cdot t_w \cdot F_y \cdot (h + h_{cg} - c) + b_f \cdot t_f \cdot F_y \cdot \left(h + d_T - c - \frac{t_f}{2} \right) \quad (4. 295)$$

Caso 2B. Interacción completa y eje neutro plástico en el alma de la viga metálica, cumpliéndose la siguiente condición:

$$c \geq h + t_f \quad (4. 296)$$

Caso 2B-1. El bloque de esfuerzos en el hormigón tiene una profundidad igual a h cuando se cumple la condición:

$$c \geq 1.25h \quad (4. 297)$$

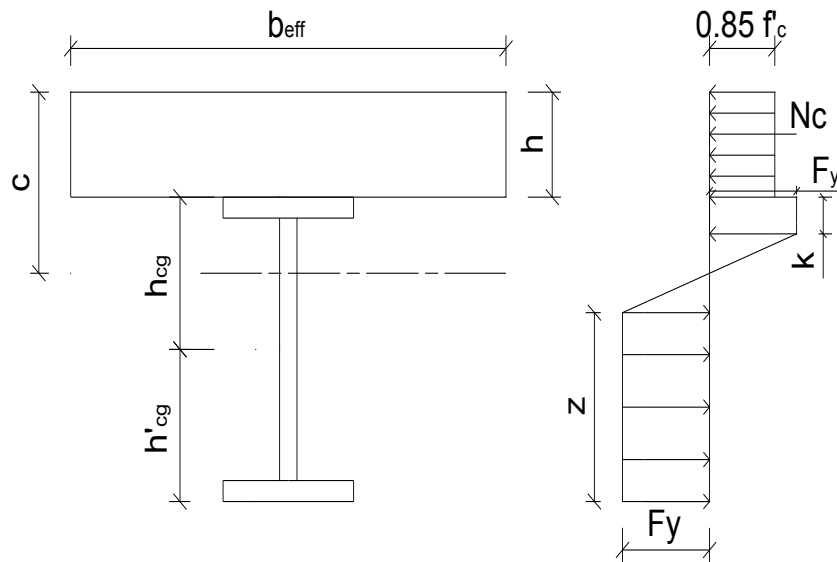


Figura 4.54. Caso 2B-1. Interacción completa. Línea neutra en el alma de la viga.

La profundidad del eje neutro plástico se determina según:

$$c = - \frac{-\frac{F_y t_w (h+k)}{2} + F_y t_w (k-t_f) - \frac{d F'_y t_w}{2} - \frac{F'_y t_w Z}{2} + b_y F_y t_f + F'_y t'_f t_w - F'_y b'_f t'_f}{\frac{17 \beta_1 b_{eff} f'_c}{20} + \frac{F_y t_w}{2} + \frac{F'_y t_w}{2}} \quad (4. 298)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$\begin{aligned}
 M_n = & 0.85f'_c \cdot h \cdot b_{eff} \left(c - \frac{h}{2} \right) + F_y \cdot b_f \cdot t_f \left(c - h - \frac{t_f}{2} \right) + t_w \\
 & \cdot F_y (k - t_f) \left(c - h - \frac{k - t_f}{2} - t_f \right) \\
 & + \frac{F_y}{3} t_w (c - h - k)(c - h - k) + F'_y \\
 & \cdot b'_f \cdot t'_f \left(d - c - \frac{t'_f}{2} \right) + F'_y \\
 & \cdot t_w (z - t'_f) \left(d - c - \frac{z - t'_f}{2} - t'_f \right) \\
 & + \frac{F'_y}{3} t_w (d - c - z)^2
 \end{aligned} \tag{4. 299}$$

Caso 2B-2. El bloque de esfuerzos en el hormigón tiene una profundidad menor que h cuando se cumple la condición:

$$c < 1.25h \tag{4. 300}$$

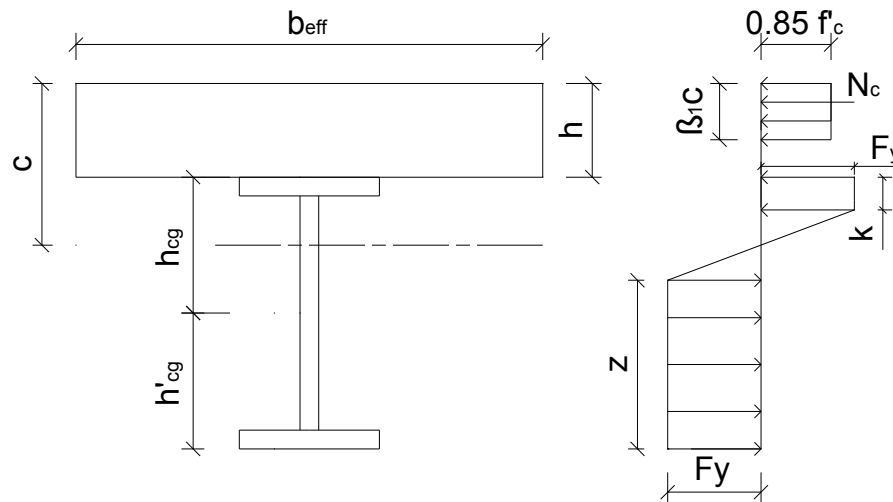


Figura 4.55. Caso 2B-2. Interacción completa. Línea neutra en el alma de la viga.

La profundidad del eje neutro plástico se determina según:

$$c = -2 \left(\frac{-\frac{F_y \cdot t_w (h + k)}{2} + F_y \cdot t_w (k - t_f) - \frac{F'_y \cdot d \cdot t_w}{2} - \frac{F'_y \cdot t_w \cdot z}{2}}{F'_y \cdot t_w + F_y \cdot t_w} + \frac{b_f \cdot F_y \cdot t_f + F'_y \cdot t'_f \cdot t_w - F'_y \cdot t'_f \cdot b'_f + \frac{17 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_{eff}}{20}}{F'_y \cdot t_w + F_y \cdot t_w} \right) \quad (4.301)$$

El momento resistente nominal se determina según:

$$\begin{aligned} M_n = & 0.85 f'_c \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b_{eff} \left(c - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + F_y b_f t_f \left(c - h - \frac{t_f}{2} \right) \\ & + t_w F_y (k - t_f) \left(c - h - \frac{k - t_f}{2} - t_f \right) \\ & + \frac{F_y}{3} t_w (c - h - k) (c - h - k) \\ & + F'_y b'_f t'_f \left(d - c - \frac{t_f}{2} \right) \\ & + F'_y t_w (z - t'_f) \left(d - c - \frac{z - t'_f}{2} - t'_f \right) \\ & + \frac{F'_y}{3} t_w (d - c - z)^2 \end{aligned} \quad (4.302)$$

4.2.3.2 Viga compuesta formada por viga metálica, losa de hormigón y lámina de acero con nervaduras perpendiculares a la viga.

De acuerdo con la posición del eje neutro plástico se definen los siguientes casos particulares.

Caso 1. Interacción completa. Eje neutro en la losa de trabajo conjunto, cumpliéndose que:

$$c \leq h \quad (4.303)$$

$$N_{cc} \geq A_s \cdot F_y \quad (4.304)$$

$$A_s \cdot F_y < 0.85 \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \quad (4.305)$$

$$N_c = 0.85 \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot c \quad (4.306)$$

$$A_s \cdot F_y + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \leq 0.85 \beta_1 \cdot b_{eff} \cdot h \cdot f'_c \quad (4.307)$$

Como el eje neutro está en la losa, la viga metálica está sometida a tracción por lo que coincide con el caso 1 del epígrafe 4.2.1.2

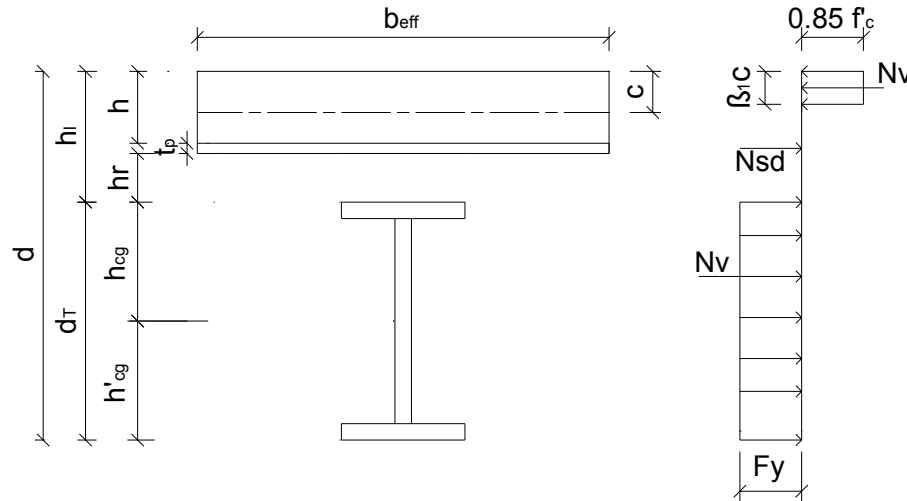


Figura 4.56. Caso 1. Interacción completa. Línea neutra plástica en la losa.

La profundidad de eje neutro plástico se determina según:

$$c = \frac{F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p + A_s \cdot F_y}{0.85 \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff}} \quad (4.308)$$

El momento nominal resistente se determina según:

$$M_n = 0.85 f'_c \cdot b_{eff} \cdot \left(\beta_1 - \frac{\beta_1^2}{2} \right) \cdot c^2 + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \cdot \left(h + \left(\frac{t_p}{2} \right) - c \right) + A_s \cdot F_y \cdot (d - h'_{cg} - c) \quad (4.309)$$

Sin considerar el aporte de la lámina de acero

La profundidad de eje neutro plástico se determina según:

$$c = \frac{F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p + A_s \cdot F_y}{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff}} \quad (4.310)$$

El momento nominal resistente se determina según:

$$M_n = 0.85 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot \left(\beta_1 - \frac{\beta_1^2}{2} \right) \cdot c^2 + A_s \cdot F_y \cdot (d - h'_{cg} - c) \quad (4.311)$$

Caso 2. Interacción completa. Eje neutro en la viga metálica, cumpliéndose las siguientes condiciones:

$$N_{cc} \geq 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \quad (4.312)$$

$$N_c = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \quad (4.313)$$

$$0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p < A_s \cdot F_y \quad (4.314)$$

Caso 2A. Eje neutro en el patín superior de la viga metálica, cumpliéndose la siguiente condición:

$$h_f < c \leq (h_f + t_f) \quad (4.315)$$

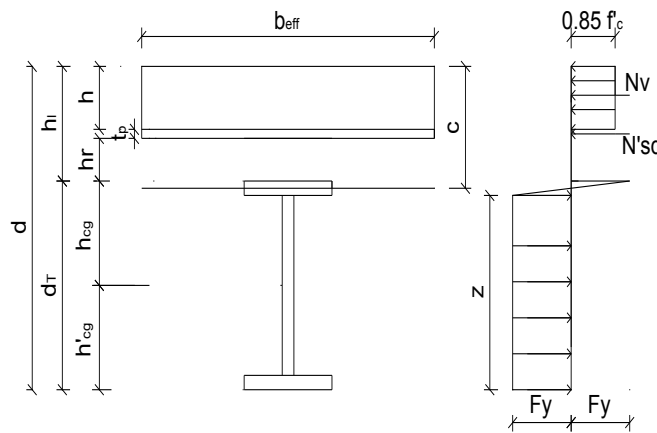


Figura 4.57. Caso 2A. Interacción completa. Línea neutra en el patín de la viga.

La profundidad del eje neutro se determina según:

$$c = \frac{h_l \cdot b'_f \cdot \frac{F_y}{2} + t'_f \cdot b_f \cdot \frac{F_y}{2} + h_w \cdot t_w \cdot F_y + b_f \cdot t_f \cdot F_y}{b'_f \cdot F_y + b'_f \cdot F'_y} + \frac{h_l \cdot b'_f \cdot \frac{F'_y}{2} - 0.85 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot h - N_{sd}}{b'_f \cdot F_y + b'_f \cdot F'_y} \quad (4.316)$$

El momento nominal se determina según:

$$M_n = 0.85f'_c \cdot h \cdot b_{eff} \left(c - \frac{h}{2} \right) + N_{sd} \left(c - h - \frac{t_p}{2} \right) + \frac{F'_y}{3} \cdot b'_f \cdot (c - h_l)^2 + \frac{F_y}{3} \cdot b'_f \cdot (h_l + t'_f - c)^2 + h_w \cdot t_w \cdot F_y \cdot (h + h_{cg} - c) + b_f \cdot t_f \cdot F_y \cdot \left(h_l + d_T - c - \frac{t_f}{2} \right) \quad (4.317)$$

Caso 2B. Eje neutro en el alma de la viga metálica, cumpliéndose la siguiente condición:

$$(d - h'_{cg}) > c > (h_f + t_f) \quad (4. 318)$$

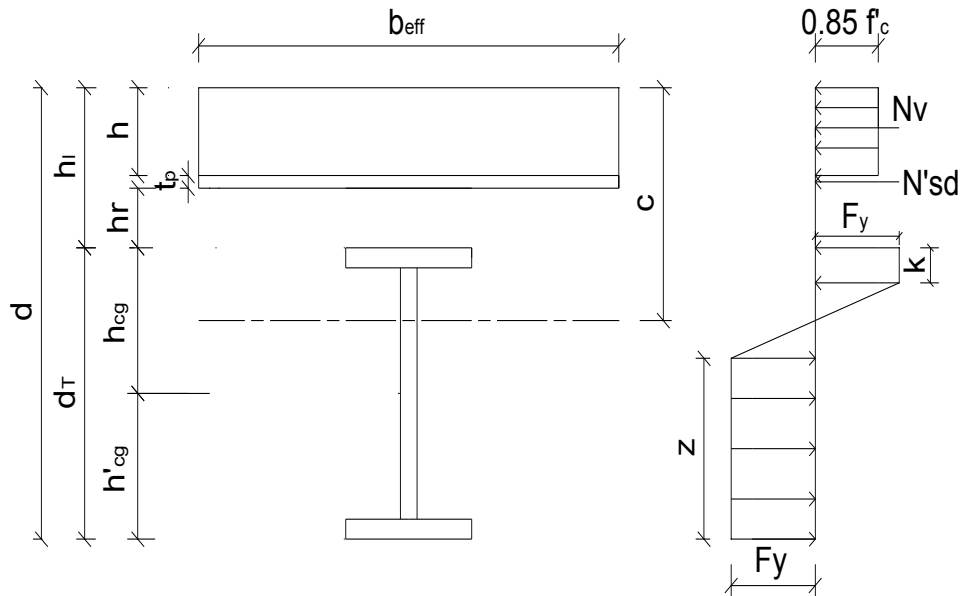


Figura 4.58. Caso 2B. Interacción completa. Línea neutra en el alma de la viga.

La profundidad del eje neutro se determina según:

$$c = - \frac{2 \left(- \frac{F_y \cdot t_w (k + h_l)}{2} + F_y \cdot t_w (k - t_f) - \frac{d \cdot F'_y \cdot t_w}{2} - \frac{z \cdot F'_y \cdot t_w}{2} + t'_f \cdot F'_y \cdot t_w + b_f \cdot F_y \cdot t_f - t'_f \cdot F'_y \cdot b'_f + \frac{17 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot h}{20} + N_{sd} \right)}{F_y \cdot t_w + F'_y \cdot t_w} \quad (4. 319)$$

El momento nominal se determina según:

$$\begin{aligned}
 M_n = & 0.85f'_c \cdot h \cdot b_{eff} \left(c - \frac{\beta_1 \cdot c}{2} \right) + F_y \cdot b_f \cdot t_f \left(c - h - \frac{t_f}{2} \right) + t_w \\
 & \cdot F_y (k - t_f) \left(c - h - \frac{k - t_f}{2} - t_f \right) \\
 & + \frac{F_y}{3} t_w (c - h - k)(c - h - k) + F'_y \\
 & \cdot b'_f \cdot t'_f \left(d - c - \frac{t_f}{2} \right) + F'_y \\
 & \cdot t_w (z - t'_f) \left(d - c - \frac{z - t'_f}{2} - t'_f \right) \\
 & + \frac{F'_y}{3} t_w (d - c - z)^2
 \end{aligned} \tag{4. 320}$$

4.2.3.3 Viga compuesta formada por viga metálica, losa de hormigón y lámina de acero con nervaduras paralelas a la viga.

Para nuestro caso de estudio se ha tomado consideraciones de la (MIDUVI, 2015), la cual no considera el caso de vigas principales con lámina de acero con nervaduras paralelas a la viga, debido a que los elementos estructurales que forman parte del sistema resistente a cargas sísmicas deben ser compactos o sísmicamente compactos, es decir, que se plastifique la sección.

4.3 EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE ESFUERZOS CORTANTES.

“La resistencia al corte disponible de vigas compuestas con conectores de corte, se determinará basadas solamente en las propiedades de la sección de acero”, según se indica en el Capítulo 11 de la NEC-SE-AC. (MIDUVI, 2015).

Debe cumplirse la siguiente condición:

$$V_u \leq \phi_v V_n \tag{4. 321}$$

En el cálculo de V_n se desprecia el aporte de la losa de trabajo conjunto y se determina según:

$$V_n = 0.6 \cdot F_y \cdot h_w \cdot t_w \cdot C_v \tag{4. 322}$$

Para almas de miembros laminados de sección H con $\frac{h_w}{t_w} \leq 2.24 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

$$\phi_v = 1 \text{ y } C_v = 1$$

Para las secciones que no cumplan la condición, referirse a la NEC-SE-AC capítulo 11.

4.4 EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE LA CONEXIÓN VIGA – LOSA.

Los conectores son los que garantizan el funcionamiento conjunto del hormigón y el acero. Se consideran los casos de interacción completa, cuando se coloca un número suficiente de conectores, de forma tal que se desarrolla la capacidad resistente máxima a la flexión de la sección compuesta e interacción parcial cuando se dispone un número menor, pero no inferior al 50%.

En el diseño de la conexión se considerará:

- a) Determinación de la fuerza cortante horizontal que resistirá la conexión.
- b) Determinación de la capacidad resistente del conector.
- c) Determinación del número de conectores necesarios y su disposición.

4.4.1 FUERZA CORTANTE HORIZONTAL QUE RESISTE LA CONEXIÓN.

La determinación de la fuerza horizontal que resiste la conexión se realizará diferenciado las regiones de momento positivo y momento negativo.

4.4.1.1 Fuerza cortante horizontal que resiste la conexión en zonas de momento positivo.

La fuerza cortante horizontal (P_t) que resiste la conexión entre el punto de máximo momento positivo y el punto de momento nulo adyacente, se determina de la forma siguiente:

Si se cumple para la losa de hormigón armado la expresión (4.323), para lámina con nervaduras perpendiculares la (4.324) o paralelas la (4.325):

$$0.85b_{eff} \cdot h \cdot f'_c \geq A_s \cdot F_y \quad (4.323)$$

$$0.85b_{eff} \cdot h \cdot f'_c + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \geq A_s \cdot F_y \quad (4.324)$$

$$\begin{aligned} 0.85(b_{eff} - b_o) \cdot h \cdot f'_c + 0.85\beta_1 \cdot b_o \cdot (h + h_r) \cdot f'_c + F'_{yL} \cdot A_p \\ \geq A_s \cdot F_y \end{aligned} \quad (4.325)$$

Entonces:

Se aplica la ecuación para el estado límite de fluencia en tracción de la sección de acero.

$$P_t = p \cdot A_s \cdot F_y \quad (4.326)$$

Por el contrario, si no se cumple, se utiliza la ecuación para el estado límite de aplastamiento del hormigón; para losa de hormigón armado se usa la expresión (4.327), para lámina con nervaduras perpendiculares la (4.328) y para paralelas la (4.329):

$$P_t = p \cdot 0.85 \cdot f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \quad (4.327)$$

$$P_t = p(0.85b_{eff} \cdot h \cdot f'_c + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p) \quad (4.328)$$

$$P_t = p \cdot [0.85(b_{eff} - b_o) \cdot h \cdot f'_c + 0.85\beta_1 \cdot b_o \cdot (h + h_r) \cdot f'_c + F'_{yL} \cdot A_p] \quad (4.329)$$

p: grado de interacción, adoptando el valor uno para interacción completa y valores mayores o iguales a 0.5 y menores que uno para el caso de interacción parcial.

4.4.1.2 Fuerza cortante horizontal que resiste la conexión en zonas de momento negativo.

Cuando se utiliza la alternativa general de diseño descrita en 4.2.2 se diferencian los casos generales de interacción completa e interacción parcial.

Para el diseño por interacción completa para losa de hormigón armado, se garantizará que:

$$P'_t = A'_{sr} \cdot f_y + A_{sr} \cdot f_y \quad (4.330)$$

Para el diseño por interacción completa para losa con lámina, se garantizará que:

$$P'_t = A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot A_p \quad (4.331)$$

Para láminas con nervaduras perpendiculares:

$$A_p = b_{eff} \cdot t_p \quad (4.332)$$

Para el diseño por interacción parcial para losa de hormigón armado, debe cumplirse que:

$$P'_t < A'_{sr} \cdot f_y + A_{sr} \cdot f_y \quad (4.333)$$

Para el diseño por interacción parcial para losa con Deck, debe cumplirse que:

$$P'_t < A'_{sr} \cdot f_y + F'_{yL} \cdot A_p \quad (4. 334)$$

Entonces:

$$P'_t = p[A'_{sr} \cdot f_y + F'_{yL} \cdot A_p] \quad (4. 335)$$

4.4.2 CAPACIDAD RESISTENTE DEL CONECTOR.

La capacidad resistente de cada uno de los tipos de conectores ha sido determinada a partir de investigaciones realizadas en las normas y en trabajos de investigación de la EPN, desarrollados con tal propósito.

4.4.2.1 Conector de tipo canal laminado en caliente.

“La resistencia nominal de un conector de corte tipo canal embebido en una losa de hormigón sólido debe ser determinado por:

$$Q_n = 0.3(t_f + 0.5t_w)l_a\sqrt{f'_c \cdot E_c} \quad (4. 336)$$

Donde:

l_a longitud del canal, mm

t_f espesor del ala del canal, mm

t_w espesor del alma del canal, mm

La resistencia del conector de corte debe ser desarrollada soldando al canal el ala de la viga para una fuerza igual a Q_n , considerando la excentricidad del conector”.
(AISC Committee, 2016)

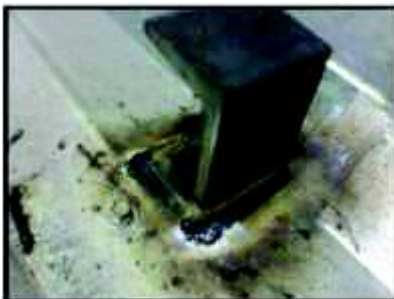


Figura 4.59. Detalle de conector de corte tipo canal laminado en caliente.

Fuente (Galán Burneo & Jaramillo Gutiérrez, 2012).

4.4.2.2 Conector de tipo canal laminado en frío.

La capacidad del conector se determina según:

$$Q_n = 0.0415 \cdot t_{cf} \cdot l_a \cdot \sqrt{f'_c} \quad (4. 337)$$

Dónde:

- Q_n = Resistencia del conector de corte, kN.
- t_{cf} = Espesor del canal laminado en frío, mm.
- l_a = Longitud del canal, mm.
- f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón, MPa.

4.4.2.3 Conector de tipo ganchos cerrados a partir de varillas corrugadas.

En el actual estudio se estudiarán los conectores de corte de tipo gancho cerrado ya que estos son los más usados en el Ecuador y se han realizado ensayos experimentales de este tipo de conectores en la facultad, como es el caso de la tesis de pregrado de Galán V., y Jaramillo D.

La resistencia del conector se calcula como sigue:

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{f'_c \cdot Ec} \leq A_{sc} \cdot f_y \quad (4. 338)$$

Donde:

- Q_n = Resistencia del conector de corte, kN (tonf).
- A_{sc} = Área de la sección transversal de las varillas, cm^2 (mm^2).
- f_y = Esfuerzo de fluencia mínima especificada de las varillas, kg/cm^2 (MPa).
- f'_c = Resistencia a la compresión del hormigón, MPa (kg/cm^2).
- Ec = Módulo de elasticidad del hormigón, MPa (kg/cm^2).

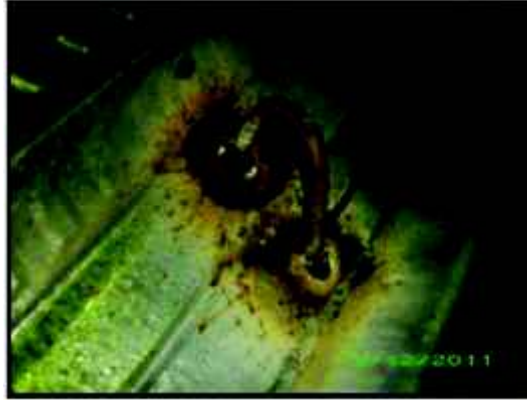


Figura 4.60. Detalle de conectores de corte en forma de arco con varilla corrugada de 10mm.

Fuente: (Galán Burneo & Jaramillo Gutiérrez, 2012).

4.4.2.4 Conector de tipo perno.

“Se proporciona los valores de las resistencias de los pernos de acero con cabeza y de longitud, después de instalados, no menor a 4 diámetros y también de las canales de acero laminadas en caliente. Sin embargo, no proporciona los factores de resistencia para el cálculo de la resistencia de los conectores de cortante. Esto es así porque se considera que el factor utilizado para determinar la resistencia por flexión del hormigón es suficiente para tomar en cuenta las variaciones en dicha resistencia, incluyendo las variaciones asociadas con los conectores de cortante.

La resistencia nominal por cortante de un perno embebido en una losa sólida de hormigón se determina con la siguiente expresión:

$$Q_n = 0.5A_{sa}\sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot F_u \quad (4. 339)$$

Donde:

A_{sa} Área de la sección transversal del mango del conector en mm²

f'_c Esfuerzo de compresión especificado del hormigón.

E_c Módulo de Elasticidad del hormigón

F_u Resistencia a tensión mínima especificada del conector de acero en MPa

R_g Coeficiente que se usa para considerar el efecto de grupo de conectores

R_p Efecto de posición de los conectores”. (AISC Committee, 2016)

Para valores de R_p y R_g referirse a la sección I8. 2a de AISC 360-16.

4.4.2.5 Otros tipos de conectores.

Cuando sean utilizados conectores diferentes a los descritos anteriormente, la capacidad resistente de los mismos se determinará a partir de los resultados de un programa experimental diseñado con ese propósito, o se adoptaran valores recomendados por el fabricante en los casos posibles.

4.4.3 NÚMERO DE CONECTORES Y SU DISPOSICIÓN.

El espaciamiento uniforme de los conectores es generalmente satisfactorio puesto que debido a la flexibilidad de los mismos se produce la redistribución de los esfuerzos en la interfase. Para garantizar que se alcance suficiente capacidad resistente en los puntos de ubicación de cargas concentradas se establece la cantidad de conectores a colocar entre estos y la sección de momento nulo.

El número de conectores necesarios entre la región de máximo momento (positivo o negativo) y la región contigua de momento nulo es igual a la fuerza horizontal (P_t) obtenida según 4.4.1, dividida entre la capacidad resistente del conector (Q_n), determinada según 4.4.2., esto es:

Para momento positivo:

$$n_c = P_t / Q_n \quad (4. 340)$$

(Para momento negativo):

$$n_c = P'_t / Q_n \quad (4. 341)$$

4.4.4 ESPECIFICACIONES GENERALES.

A continuación, se detalla las especificaciones generales de los conectores en cuanto a espaciamientos máximos y mínimos, formas de colocación, dimensiones máximas, recubrimientos, así como los anclajes necesarios de las láminas a las vigas. Todos estos son un grupo de aspectos que se deben tener en cuenta para un trabajo eficiente de la conexión. Al fijar la lámina de forma definitiva impide que los vientos las puedan mover y facilita una segura plataforma de trabajo durante la etapa constructiva.

“Para resistir el levantamiento, la lámina de acero debe ser anclada a todos los elementos soportantes a un espaciamiento no menor de 46 cm.

El espaciamiento de los conectores no será mayor que 90 cm u ocho veces el espesor total de la losa de trabajo conjunto.

El espaciamiento mínimo entre pernos es seis veces su diámetro en el sentido longitudinal de la viga y cuatro veces en el transversal. Si se usa lámina con nervaduras perpendiculares es cuatro veces su diámetro en cualquier sentido.

Para el caso de lámina con nervaduras paralelas y con h_r mayor o igual que 38 mm, cuando haya más de una fila de pernos, el valor de W_r debe ser como mínimo de 50 mm más cuatro diámetros de pernos por cada fila adicional. Si se requieren más conectores que los que pueden colocarse dentro de la nervadura, se permite la división de la lámina de modo que se tenga espacio suficiente.

Cuando existe lámina de acero el perno debe sobresalir al menos en 38 mm por encima de la parte superior de esta ($H_s > h_r + 38\text{mm}$).

El diámetro máximo a usar en el perno es 19 mm y si no está ubicado en el eje del alma de la viga no debe exceder de 2.5 veces el espesor del patín superior.

Se garantizará un recubrimiento mínimo del conector de 25mm en la dirección perpendicular a la fuerza de corte, en los tipos canal, pernos y tubos, excepto para conectores instalados en los nervios de las planchas colaborantes. En los conectores de ganchos cerrados, se garantizará un recubrimiento superior a tres veces el diámetro de la barra de acero.

Los conectores de los tipos canales (laminadas en caliente o conformados en frío) y anclajes (de ganchos cerrados) se dispondrán convenientemente de acuerdo a la dirección de la fuerza cortante horizontal (P_t). En el punto de máximo momento positivo, donde la dirección de P_t cambia, se invertirá la forma de colocación de los conectores.

En todos los casos los conectores serán unidos al patín superior de la viga metálica con cordones de soldadura continuos, que deben ser diseñados para tomar una fuerza igual a la capacidad resistente de un conector.” (AISC Committee, 2016)

4.5 ESTADOS LIMITES DE UTILIZACIÓN

4.5.1 FLECHA

“El comportamiento en entresijos compuestos bajo cargas de servicio es elástico, el momento de inercia de las secciones transversales con el que se obtienen las deflexiones se determinan con las hipótesis de la teoría de la elasticidad, en donde la losa de concreto se reemplaza por un área de acero equivalente, con el mismo centro de gravedad, con lo que se obtiene una sección transformada ficticia de acero”. (McCormac J. C., 2012)

La flecha de la estructura debe calcularse de forma independiente en las etapas de construcción y explotación. “Las flechas son de dos tipos: instantáneas y diferidas; las primeras se deben al peso de hormigón colocado sobre las vigas de acero no apuntaladas, o se presentan cuando se quitan los puntales, y a cargas vivas de corta duración; las segundas se producen por contracción, flujo plástico del hormigón y el cambio de sus propiedades a largo tiempo. Siendo el flujo plástico el acortamiento diferido que experimenta bajo esfuerzos de compresión de larga duración.” (de Buen López de Heredia, 2004)

“Los valores límites de comportamiento estructural para condiciones de servicio (deformaciones máximas, aceleraciones) deben ser elegidas con la debida atención a la función que se espera que la estructura satisfaga.” (AISC Committee, 2016)

Al no poseer valores máximos de flecha para vigas compuestas en las normas, se sugiere utilizar las limitaciones establecidas en la tabla 24.2.2 del ACI 318-14.

En el caso de vigas que se construyan apuntaladas, la flecha producida se considera nula.

“Las deformaciones no deben afectar desfavorablemente al uso, eficiencia o apariencia de la estructura. Los elementos compuestos deben estar dimensionados de tal manera que las flechas de vigas y desplazamientos laterales de pórticos no arriostrados, estén dentro de los límites aceptados; los límites apropiados dependen de las propiedades de cualquier componente no estructural, del uso y ocupación previstos para la estructura”. (Eurocódigo, 2009)

4.5.2 RIGIDEZ DE LA VIGA COMPUESTA

En el cálculo de la rigidez de la viga compuesta se toman en cuenta las siguientes hipótesis generales:

- a) Se desprecia el aporte en tracción del hormigón de la losa de trabajo conjunto.
- b) La distribución de las deformaciones en la sección de la viga compuesta es discontinua en el plano de contacto de la viga metálica y la losa de trabajo conjunto, de la losa y la lámina o de la lámina y la viga metálica según el caso, a causa del deslizamiento relativo producto de la flexibilidad de los conectores.
- c) La existencia del deslizamiento relativo en la superficie de contacto de la viga metálica y la losa de trabajo conjunto, de la losa y la lámina o de la lámina y la viga metálica según el caso, reduce la rigidez de la viga compuesta, independientemente del tipo de interacción utilizada (completa o parcial).
- d) Se considera una reducción adicional de la rigidez de la viga compuesta en el caso de utilizarse interacción parcial.
- e) En el caso de interacción parcial se admite la consideración del trabajo conjunto siempre que se disponga al menos del 50% de la capacidad de carga de los conectores requerida para que exista interacción completa.
- f) Se consideran criterios elásticos en la determinación de la rigidez.

Acorde con estas hipótesis la inercia efectiva de la viga compuesta se calcula según la siguiente expresión:

$$I_e = I_s + 0.85 \cdot p^{0.25} \cdot (I_{tr} + I_s) \quad (4.342)$$

El valor de I_e toma valores intermedios entre la inercia de la viga metálica y la inercia de la sección homogeneizada.

4.5.3 DETERMINACIÓN DE LA INERCIA DE LA SECCIÓN HOMEGENEIZADA

“En el proyecto de edificios, exceptuando el caso del análisis global de pórticos traslacionales, para tener en cuenta la fluencia, basta con sustituir en el cálculo el área de hormigón por un área equivalente de acero. Se debe, por tanto, utilizar dos valores nominales de E_c : E_c para cargas instantáneas de corta duración y $E_c/3$ para cargas permanentes y temporales de larga duración”. (Eurocode 4, 2004)

Para obtener el ancho efectivo reducido de la viga compuesta se procede de dos maneras:

- Cargas Temporales de corta duración.

$$b_e = \frac{b_{eff}}{n} \quad (4.343)$$

- Cargas Permanentes y temporales de larga duración.

$$b_e = \frac{b_{eff}}{3 \cdot n} \quad (4.344)$$

4.5.3.1 Viga compuesta formada por viga metálica y losa de hormigón armado.

De acuerdo con la posición del eje neutro se definen los siguientes casos particulares:

CASO 1: Eje neutro elástico en la losa, cumpliéndose que:

$$S_1 > S_2 \quad (4.345)$$

$$S_1 = \frac{b_e \cdot h^2}{2} \quad (4.346)$$

$$S_2 = A_s \cdot h_{cg} \quad (4.347)$$

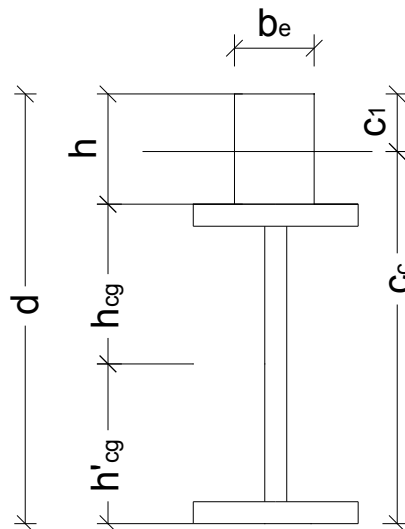


Figura 4.61 Sección compuesta homogeneizada. Losa de hormigón armado. Eje neutro en la losa.

La posición del eje neutro elástica se obtiene a través de la siguiente expresión.

$$c_1 = -\frac{A_s}{b_e} + \frac{\sqrt{A_s \cdot (A_s + 2 \cdot b_e \cdot (d - h'_{cg}))}}{b_e} \quad (4. 348)$$

La inercia de la sección homogeneizada se obtiene de la siguiente expresión:

$$I_{tr} = I_s + A_s \cdot (c_c - h'_{cg})^2 + \frac{b_e \cdot (c_1)^3}{3} \quad (4. 349)$$

$$c_c = d - c_1 \quad (4. 350)$$

CASO 2: Eje neutro elástico en la viga, cumpliéndose que:

$$S_1 \leq S_2 \quad (4. 351)$$

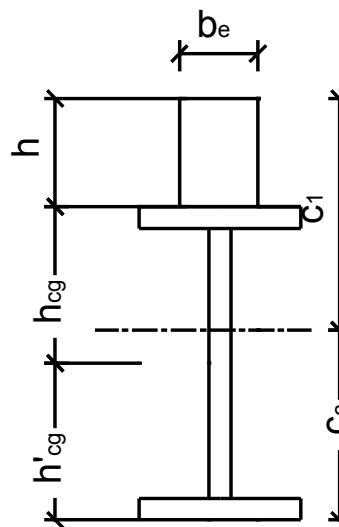


Figura 4.62 Sección compuesta homogeneizada. Losa de hormigón armado. Eje neutro en la viga.

La posición del eje neutro elástica se obtiene a través de la siguiente expresión.

$$c_1 = \frac{A_s(d - h'_{cg}) + b_e \left(\frac{h}{2}\right)^2}{A_s + b_e \cdot h} \quad (4. 352)$$

La inercia de la sección homogeneizada se obtiene de la siguiente expresión:

$$I_{tr} = I_s + A_s \cdot (c_c - h'_{cg})^2 + \frac{b_e \cdot (h)^3}{12} + b_e \cdot h \cdot \left(c_1 - \frac{h}{2}\right)^2 \quad (4. 353)$$

$$c_c = d - c_1 \quad (4. 354)$$

Para los casos 1 y 2 se diferenciarán los cálculos correspondientes a:

- Cargas Permanentes y temporales de larga duración.
- Cargas Temporales de corta duración.

4.5.3.2 Viga compuesta formada por viga metálica, losa de hormigón y lámina de acero con nervaduras perpendiculares a la viga.

Debido a la presencia de las nervaduras perpendiculares, la sección transversal no es constante a todo lo largo de la viga, existiendo en unas un espesor de hormigón igual a h , en otras igual a $(h + h_r)$, y donde coincide con la parte inclinada de la lámina sería variable y estaría entre estas dos magnitudes.

Por esta razón la sección transversal de cálculo para determinar la inercia se toma como el promedio de las distintas secciones posibles, las que están en función de la relación entre b_{sdl} y b_{ss} . Entonces en los cálculos se trabajará con h_{op} (valor promedio del espesor de hormigón) y h_{rp} .

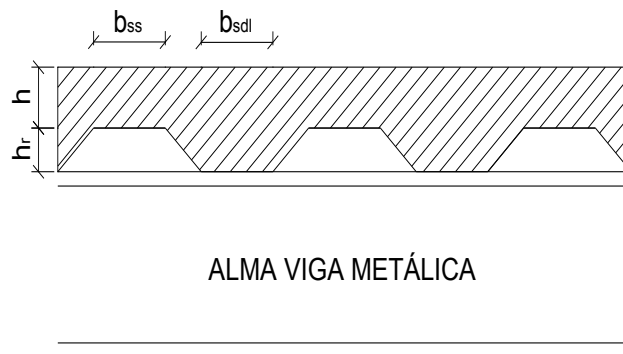


Figura 4.63 Detalle de la sección longitudinal.

$$h_{op} = h + \left(\frac{\left(\frac{b_{sdl}}{b_{ss}} \right)}{\left(\frac{b_{sdl}}{b_{ss}} \right) + 1} \right) \cdot h_r \quad (4. 355)$$

$$h_{rp} = h + h_r - h_{op} \quad (4. 356)$$

Aunque es conservador, para determinar la inercia también se puede considerar a la sección transversal, como solamente la zona donde existe el espesor de hormigón (h) a lo largo de toda la viga.

De acuerdo con la posición del eje neutro se definen los siguientes casos particulares:

CASO 1: Eje neutro elástico en la losa, cumpliéndose que:

$$S_1 > S_2 \quad (4.357)$$

$$S_1 = \frac{b_e \cdot h_{op}^2}{2} \quad (4.358)$$

$$S_2 = A_s \cdot (h_{rp} + t_p + h_{cg}) + b_{eff} \cdot t_p^2 / 2 \quad (4.359)$$

$$c_c = d - c_1 \quad (4.360)$$

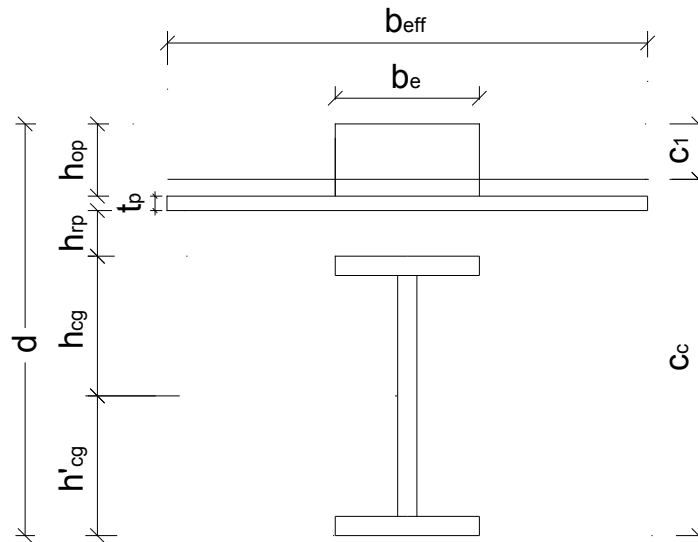


Figura 4.64 Sección compuesta homogeneizada. Nervaduras perpendiculares. Eje neutro en la losa.

La posición del eje neutro elástica se obtiene a través de la siguiente expresión.

$$c_1 = \frac{\sqrt{b_{eff} \cdot t_p \left(b_{eff} \cdot t_p + 2 \cdot A_s + 2 \cdot b_e \cdot \left(\frac{t_p}{2} + h_{op} \right) \right) + A_s^2 + 2 \cdot A_s \cdot b_e (d - h'_{cg})}}{b_e} \quad (4.361)$$

$$- \frac{A_s + b_{eff} \cdot t_p}{b_e}$$

La inercia de la sección homogeneizada se obtiene de la siguiente expresión:

$$I_{tr} = I_s + A_s \cdot (c_c - h'_{cg})^2 + \frac{b_e \cdot (c_1)^3}{3} + \frac{b_{eff} \cdot t_p^3}{12} + b_{eff} \cdot t_p \left(\frac{t_p}{2} + h_{op} - c_1 \right)^2 \quad (4.362)$$

La inercia de la lámina de acero respecto a su eje centroidal local es muy insignificante debido a su poco espesor, por lo que la expresión puede quedar de la siguiente forma:

$$I_{tr} = I_s + A_s \cdot (c_c - h'_{cg})^2 + \frac{b_e \cdot (c_1)^3}{3} + b_{eff} \cdot t_p \left(\frac{t_p}{2} + h_{op} - c_1 \right)^2 \quad (4.363)$$

CASO 2: Eje neutro elástico fuera de la losa, cumpliéndose que:

$$S_1 \leq S_2 \quad (4.364)$$

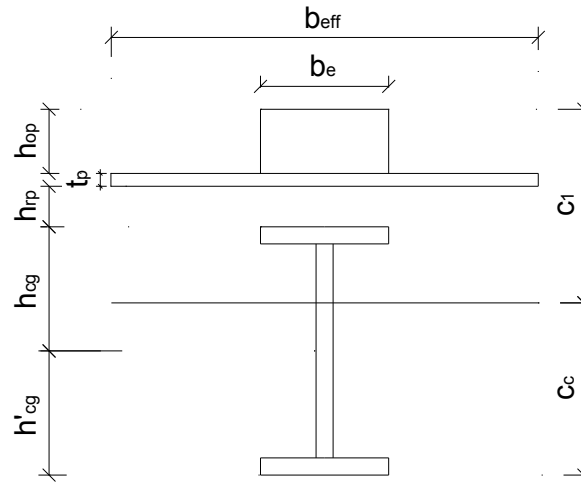


Figura 4.65 Sección compuesta homogeneizada Nervaduras perpendiculares. Eje neutro fuera de la losa.

La posición del eje neutro elástica se obtiene a través de la siguiente expresión.

$$c_1 = \frac{(b_e \cdot h_{op}^2)/2 + b_{eff} \cdot t_p \left(\frac{t_p}{2} + h_{op}\right) + A_s(d - h'_{cg})}{b_e \cdot h_{op} + b_{eff} \cdot t_p + A_s} \quad (4.365)$$

La inercia de la sección homogeneizada se obtiene de la siguiente expresión:

$$I_{tr} = I_s + A_s \cdot (c_c - h'_{cg})^2 + \frac{b_e \cdot (h_{op})^3}{12} + \frac{b_{eff} \cdot (t_p)^3}{12} + b_{eff} \cdot t_p \left(c_1 - h_{op} - \frac{t_p}{2}\right)^2 + b_e \cdot h_{op} \left(c_1 - \frac{h}{2}\right)^2 \quad (4.366)$$

La inercia de la lámina de acero respecto a su eje centroidal local es muy insignificante debido a su poco espesor, por lo que la expresión puede quedar de la siguiente forma:

$$I_{tr} = I_s + A_s \cdot (c_c - h'_{cg})^2 + \frac{b_e \cdot (h_{op})^3}{12} + b_{eff} \cdot t_p \left(c_1 - h_{op} - \frac{t_p}{2}\right)^2 + b_e \cdot h_{op} \left(c_1 - \frac{h}{2}\right)^2 \quad (4.367)$$

4.5.3.3 Viga compuesta formada por viga metálica, losa de hormigón y lámina de acero con nervaduras paralelas a la viga.

Para obtener el ancho efectivo reducido del alma de la losa se procede de dos maneras:

- Cargas Temporales de corta duración.

$$b_{or} = \frac{b_o}{n} \quad (4.368)$$

- Cargas Permanentes y temporales de larga duración.

$$b_{or} = \frac{b_o}{3 \cdot n} \quad (4.369)$$

De acuerdo con la posición del eje neutro se definen los siguientes casos particulares:

CASO 1: Eje neutro elástico en la losa, cumpliéndose que:

$$S_1 \geq S_2 \quad (4.370)$$

$$S_1 = \frac{b_e \cdot h^2}{2} \quad (4.371)$$

$$S_2 = A_s \cdot (h_r + t_p + h_{cg}) + A_p \cdot u \quad (4.372)$$

$$c_c = d - c_1 \quad (4.373)$$

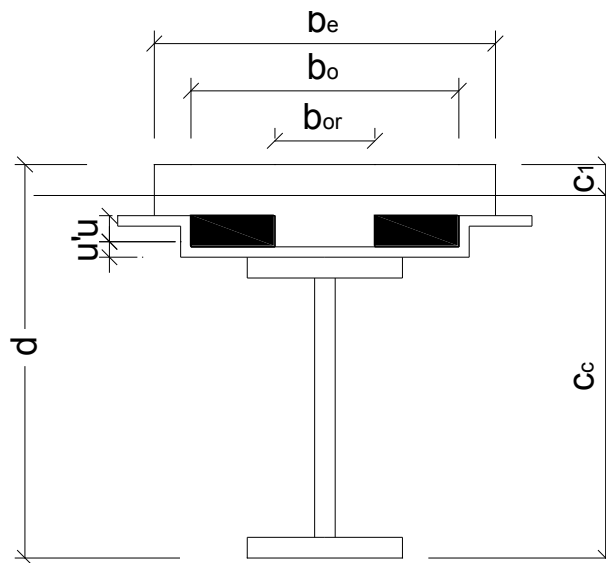


Figura 4.66 Sección compuesta homogeneizada. Nervaduras paralelas. Eje neutro en la losa.

La posición del eje neutro elástica se obtiene a través de la siguiente expresión.

$$c_1 = \frac{\sqrt{(A_p + A_s)^2 + 2 \cdot b_e (A_p(h + u) + A_s(d - h'_{cg}))}}{b_e} - \frac{A_s + A_p}{b_e} \quad (4. 374)$$

La inercia de la sección homogeneizada se obtiene de la siguiente expresión:

$$I_{tr} = I_s + A_s(c_c - h'_{cg})^2 + \frac{b_e \cdot (c_1)^3}{3} + A_p(h + u - c_1)^2 + I_{sd} \quad (4. 375)$$

CASO 2: Eje neutro elástico en el alma de la sección de hormigón, cumpliéndose que:

$$S_1 < S_2 \quad (4. 376)$$

$$S_3 > S_4 \quad (4. 377)$$

$$S_3 = b_e \cdot h \left(\frac{h}{2} + h_r \right) + b_{or} \cdot \frac{h_r^2}{2} + b_r \cdot t_p \left(h_r - \frac{t_p}{2} \right) + S_{tp} \left(\frac{h_r - t_p}{2} \right) \quad (4. 378)$$

$$S_4 = A_s(t_p + h_{cg}) + b'_r \cdot \frac{t_p^2}{2} \quad (4. 379)$$

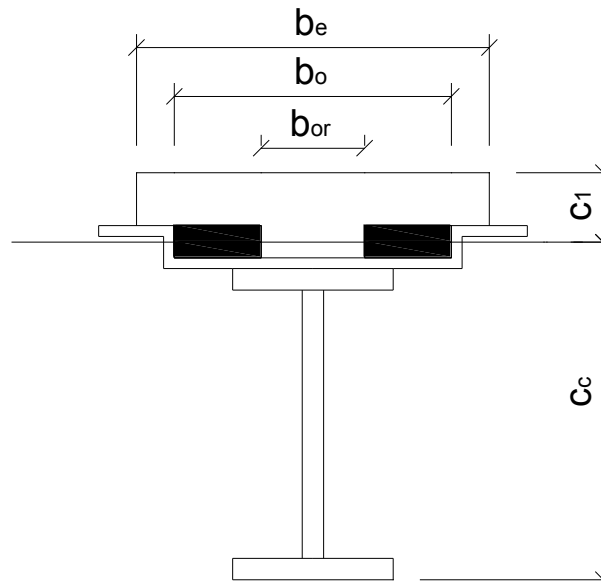


Figura 4.67 Sección compuesta homogeneizada. Nervaduras paralelas. Eje neutro en el alma de la sección de hormigón.

La posición del eje neutro elástica se obtiene a través de la siguiente expresión.

$$c_1 = \frac{\sqrt{(A_p + A_s + h(b_e - b_{or}))^2 + b_{or}(2 \cdot A_p(h + u) + 2 \cdot A_s(d - h'_{cg}) + (b_e - b_{or}) \cdot h^2)}}{b_{or}} - \frac{A_p + A_s + h(b_e - b_{or})}{b_{or}} \quad (4. 380)$$

La inercia de la sección homogeneizada se obtiene de la siguiente expresión:

$$I_{tr} = I_s + A_s \cdot (c_c - h'_{cg})^2 + \frac{b_{or} \cdot (c_1)^3}{3} + A_p \cdot (h + u - c_1)^2 + I_{sd} + \frac{(b_e - b_{or}) \cdot h^3}{12} + (b_e - b_{or}) \cdot h \left(c_1 - \frac{h}{2} \right)^2 \quad (4. 381)$$

CASO 3: Eje neutro elástico fuera de la sección de hormigón, cumpliéndose que:

$$S_3 \leq S_4 \quad (4. 382)$$

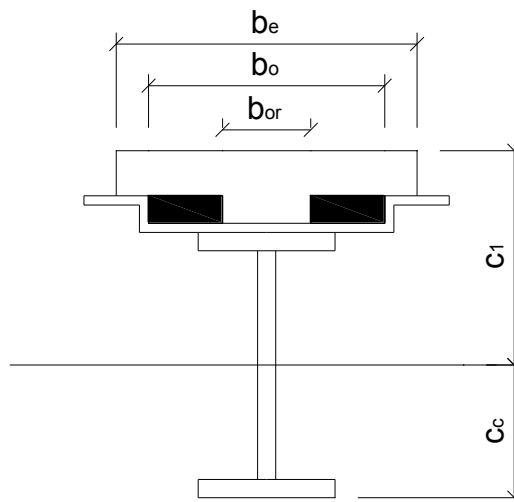


Figura 4.68 Sección compuesta homogeneizada. Nervaduras paralelas. Eje neutro fuera de la sección de hormigón.

La posición del eje neutro elástica se obtiene a través de la siguiente expresión.

$$c_1 = \frac{b_e \cdot \frac{h^2}{2} + b_{or} \cdot h_r \left(\frac{h_r}{2} + h \right) + A_p(h + u) + A_s(d - h'_{cg})}{b_e \cdot h + b_{or} \cdot h_r + A_p + A_s} \quad (4. 383)$$

La inercia de la sección homogeneizada se obtiene de la siguiente expresión:

$$I_{tr} = I_s + A_s(c_c - h'_{cg})^2 + \frac{b_e \cdot (h)^3}{12} + \frac{b_{or} \cdot h^3}{12} + A_p(c_1 - h - u)^2 + I_{sd} + b_e \cdot h \left(c_1 - \frac{h}{2}\right)^2 + b_{or} \cdot h_r \left(c_1 - h - \frac{h_r}{2}\right)^2 \quad (4. 384)$$

4.5.4 CÁLCULO DE LA FLECHA

4.5.4.1 Flecha producto de las cargas actuantes.

La flecha producto de las cargas actuantes se determinará teniendo en cuenta el esquema de análisis y de cargas de la estructura, utilizando las expresiones adecuadas de la estática y la rigidez correspondiente, según 4.5.3.

En el cálculo de la flecha en la etapa de construcción las cargas que intervienen son el peso propio de la viga, de la lámina y del hormigón. No se consideran las cargas temporales durante la misma (peso de los obreros y sus equipos), pues, como existe un trabajo elástico, esta flecha se recuperará una vez retiradas estas cargas. La inercia corresponde la viga metálica sola, pues el hormigón no se ha endurecido y no forma parte aun de la sección compuesta.

4.5.4.2 Flecha producto de otras acciones.

El incremento de la flecha producto de la fluencia del hormigón se toma en cuenta con el uso de un coeficiente de equivalencia, diferenciándose la determinación de la flecha producto de las cargas permanentes y temporales de larga duración

La flecha inducida en la estructura producto de la retracción del hormigón se considera equivalente al efecto producido por dos cargas concentradas ubicadas en el centro de gravedad de la losa, en ambos extremos de la viga

4.6 EXPRESIONES PARA EL CÁLCULO DE LA CONEXIÓN.

4.6.1 CONEXIÓN SOLDADA.

Para el presente trabajo se analizarán únicamente las soldaduras de tipo filete.

4.6.1.1 Tipo filete.

El AISC 360-16 expresa que: “la longitud total de la soldadura de filete es la distancia desde el cráter, que se encuentra en el borde de inicio, hasta el cráter que

se encuentra en el borde del fin. Según J2-2a, el área efectiva de una soldadura de filete es la longitud efectiva multiplicada por la garganta efectiva; siendo la garganta efectiva la distancia más corta desde la raíz de la unión y la hipotenusa del triángulo inscrito.

Es decir:

$$A_w = 0.707w \cdot L \quad (4. 385)$$

Donde:

A_w = Área efectiva de la soldadura, en mm^2

w = Tamaño del filete de soldadura, en mm^2

L = Longitud efectiva del filete de soldadura, dada por la longitud total del cordón completo, incluyendo las vueltas en las esquinas, en mm^2 ". (AISC Committee, 2016)

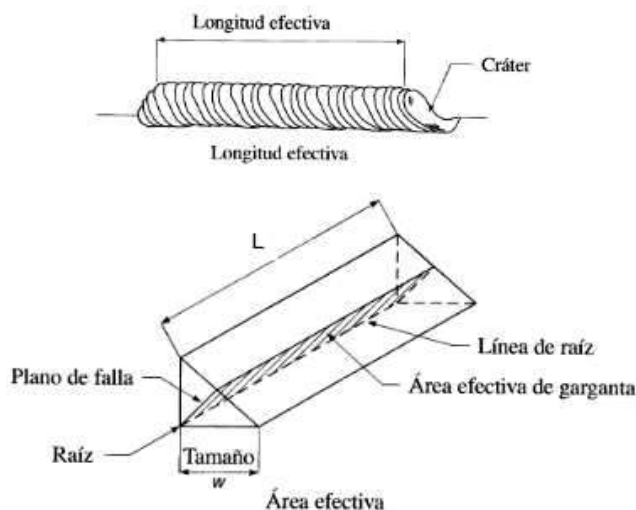


Figura 4.69. Longitud Efectiva y área efectiva de una soldadura de filete.

Fuente: (Capa Guachón, 2009)

En la sección J2-2b, “para la soldadura de filete con una longitud de hasta 100 veces la dimensión w , es permitido adoptar la longitud actual. Cuando la longitud de soldadura de filete excede 100 veces el tamaño de w , la longitud efectiva deberá ser determinada multiplicando la longitud actual por un factor de reducción β :

$$\beta = 1.2 - 0.002 \cdot \left(\frac{L}{w}\right) \leq 1 \quad (4. 386)$$

Donde:

L = Longitud actual de la soldadura, en mm²

w = Tamaño del filete de soldadura, en mm²

Cuando la longitud de la soldadura sobrepasa 300 veces el tamaño de w , el valor de β deberá de ser tomado como 0.60.

La resistencia de diseño de una soldadura específica (ϕR_n), se toma como el menor valor entre la resistencia del metal base determinada de acuerdo a los estados límite de fractura a la tensión y de fractura al cortante, y la resistencia del metal de soldadura determinada de acuerdo con el estado límite de la fluencia, como se menciona a continuación:

- a) Para el metal base, la resistencia nominal está dada por la ecuación J2-2 del AISC.

$$R_n = F_{nBM} \cdot A_{BM} \quad (4. 387)$$

- b) Para el metal de la soldadura, la resistencia nominal está dada por la ecuación J2-3 del AISC.

$$R_n = F_{nw} \cdot A_w \quad (4. 388)$$

Donde:

F_{nBM} = Tensión nominal del metal base, MPa (kgf/cm²)

F_{nw} = Tensión nominal del metal de soldadura, MPa (kgf/cm²)

A_{BM} = Área de la sección transversal del metal base, mm² (cm²)

A_w = Área efectiva de la soldadura, mm² (cm²)

Los valores ϕ , F_{nw} , F_{nBM} , y las limitaciones respectivas son detalladas en la tabla J2.5 del AISC". (AISC Committee, 2016)

4.6.1.2 Tipo penetración completa.

“Para diseñar una conexión resistente a momento, se calcula la magnitud de las fuerzas internas de compresión y tensión. Se supone que estas fuerzas se concentran en los centros de los patines”. (McCormac J. C., 2012)

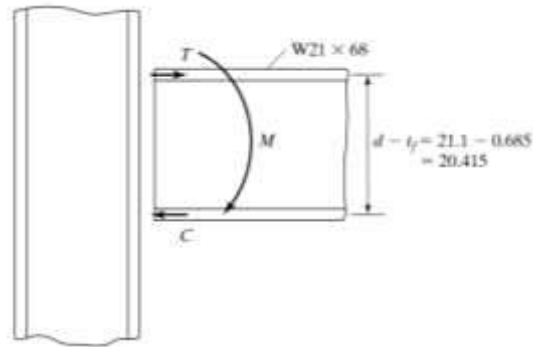


Figura 4.70. Ubicación de las fuerzas de compresión y tensión.

Fuente: (McCormac J. C., 2012)

A continuación, “se determinan las áreas de las soldaduras de penetración completa contra la columna. Estas son iguales a las fuerzas internas de compresión o tensión dividida entre el esfuerzo de diseño de una soldadura de ranura de penetración completa, como se establece en la tabla J2.5 del AISC360-16, con $\phi=0.9$.

$$\text{Área requerida} = \frac{(C \text{ o } T)}{\phi \cdot F_y} \quad (4.389)$$

Por medio de la cual se puede obtener un área de soldadura mayor que el área de la sección transversal del patín, por tanto, es necesario usar una placa auxiliar en el patín para resistir la fuerza adicional”. (AISC Committee, 2016)

4.6.2 CONEXIÓN PERNADA: TIPO APLASTAMIENTO (APRIETE AJUSTADO).

La condición de apriete ajustado es el apriete requerido para que las partes conectadas queden en unidas firmemente.

En este tipo de conexiones, la carga se trasmite por medio del contacto entre los pernos y las caras de las perforaciones de las partes conectadas.

El uso del apriete ajustado de los pernos en este tipo de conexiones, permite que entre las superficies de contacto que se conectan, se produzca un deslizamiento relativo. Este fenómeno produce aplastamiento y esfuerzos cortantes en los pernos.

Los modos de falla en este tipo de conexiones son:

a) Resistencia de los pernos:

“La resistencia de diseño a tensión o a cortante, f , para pernos de alta resistencia o partes roscadas, con apriete ajustado o pre tensionados, se determinará de acuerdo con los estados límites de rotura por tensión y rotura por cortante, con base en” (AISC Committee, 2016)

$$\phi = 0.75 \quad (4. 390)$$

$$R_n = F_n \cdot A_b \quad (4. 391)$$

Donde:

F_n = Resistencia nominal a tensión, F_{nt} , o a cortante, F_{nv} , MPa.

Para los valores de F_{nt} y F_{nv} están detallados en la tabla J3.2 del AISC 360-16.

A_b = Área nominal del perno o parte roscada antes de roscar, mm².

“La resistencia requerida a tensión incluirá cualquier tensión que resulte del efecto de palanca producido por la deformación de las partes conectadas.

La resistencia de diseño a tensión de un perno sometido a una combinación de esfuerzos de tensión y cortante será determinada de acuerdo con los estados límites de rotura por tensión y rotura por cortante, con base en” (AISC Committee, 2016)

$$\phi = 0.75 \quad (4. 392)$$

$$R_n = F'_{nt} \cdot A_b \quad (4. 393)$$

Donde:

“ F'_{nt} = Resistencia nominal a tensión por unidad de área, modificada para incluir los efectos del esfuerzo cortante, MPa.

$$F'_{nt} = 1.3F_{nt} - \left(\frac{F_{nt}}{\phi \cdot F_{nv}} \cdot f_v \right) \leq F_{nt} \quad (4. 394)$$

F_{nt} = Resistencia nominal a tensión por unidad de área, MPa.

F_{nv} = Resistencia nominal a cortante por unidad de área, MPa.

f_v = Resistencia requerida a cortante por unidad de área, MPa”. (AISC Committee, 2016)

“La resistencia de diseño a cortante por unidad de área de los conectores será mayor o igual que la resistencia requerida a cortante por unidad de área, f_v .

Cuando la resistencia requerida por unidad de área, f , ya sea en cortante o en tensión, sea menor o igual que el 30% de la resistencia de diseño por unidad de área correspondiente, no se requerirá verificar los efectos de esfuerzos combinados”. (AISC Committee, 2016)

b) Resistencia al Aplastamiento en las perforaciones de los elementos conectados.

“La resistencia de diseño al aplastamiento de las perforaciones con pernos, ϕR_n , se determinará con base en:

$$\phi = 0.75 \quad (4. 395)$$

Y R_n calculado como sigue:

1. Para un perno en una perforación estándar, agrandada o de ranura corta, independientemente de la dirección de aplicación de la carga, o en una perforación de ranura larga con la ranura paralela a la dirección de la fuerza de aplastamiento:

- a. Cuando la deformación alrededor de la perforación del perno, bajo cargas de servicio, es una consideración de diseño:

$$R_n = 1.2L_c \cdot t \cdot F_u \leq 2.4d \cdot t \cdot F_u \quad (4. 396)$$

- b. Cuando la deformación alrededor de la perforación del perno, bajo cargas de servicio, no es una consideración de diseño:

$$R_n = 1.5L_c \cdot t \cdot F_u \leq 3d \cdot t \cdot F_u \quad (4. 397)$$

2. Para un perno en una perforación de ranura larga con la ranura perpendicular a la dirección de la fuerza:

$$R_n = 1 \cdot L_c \cdot t \cdot F_u \leq 2d \cdot t \cdot F_u \quad (4. 398)$$

Donde:

d = diámetro nominal del perno, mm.

F_u = resistencia a tensión mínima especificada del material conectado, MPa.

L_c = distancia libre, en la dirección de la fuerza, entre el borde de la perforación considerada y el borde de la perforación adyacente, o el borde del material, mm.

t = espesor del material conectado, mm.

Para una conexión, la resistencia al aplastamiento se tomará como la suma de las resistencias al aplastamiento de los pernos tomados individualmente”. (AISC Committee, 2016)

4.6.2.1 Tipos de Pernos.

a) **Pernos A307:**

Tienen un nivel de resistencia similar al acero A36. Tienen una resistencia nominal a tensión de 310 MPa (45 ksi). Son raramente utilizados actualmente para conexiones. No se deben usar en conexiones resistente a momento. No se deben usar en conexiones de deslizamiento crítico.

b) **Pernos A325 (Alta Resistencia):**

Son los pernos más utilizados en construcción. Tienen una resistencia nominal a tensión de 620 MPa (90 ksi). Requiere una arandela debajo del elemento que es girado.

c) **Perno A490:**

Son utilizados cuando una resistencia más alta es requerida. Tienen una resistencia nominal a tensión de 780 MPa (113 ksi). Requiere arandelas en las tuercas y en las cabezas de los pernos.

4.6.2.2 Perforaciones.

El AISC 360-16 (AISC Committee, 2016) determina los tamaños máximos de las perforaciones dependiendo del diámetro de perno como se detalla en la tabla J3.3M de la norma antes mencionada.

4.6.2.3 Requisitos de Espaciamiento.

a) **Espaciamiento mínimo:**

“La distancia entre centros de perforaciones estándar, agrandadas o ranuradas no podrá ser menor que $8/3$ veces el diámetro nominal del conector (se

recomienda usar como mínimo 3 veces el diámetro nominal del conector)".
(AISC Committee, 2016)

b) Distancia mínima al borde:

“La distancia del centro de una perforación estándar a cualquier borde de la parte conectada, en cualquier dirección, no será inferior al valor aplicable de la siguiente tabla”: (AISC Committee, 2016)

Tabla 4.1. Distancia Mínima al Borde.

Diámetro del Perno mm	Distancia mínima al borde mm
16	22
24	30
30	38
36	46
≥ 36	1.25xd

Fuente: (AISC Committee, 2016)

“La distancia del centro de una perforación agrandada o de ranura a un borde de la parte conectada no será inferior a la requerida para una perforación estándar sumado el incremento aplicable C_2 de la siguiente tabla”: (AISC Committee, 2016)

Tabla 4.2. Valores de incremento de la distancia al borde.

Diámetro Nominal del conector mm	Perforaciones Agrandadas mm	Perforaciones Ranuradas		
		Ranura Perpendicular al Borde		Ranura Paralela al Borde
		Ranuras Cortas (mm)	Ranuras Largas ^(a)	
≤ 22	2	3	0.75d	0
24	3	3		
≥ 27	3	5		

Fuente: (AISC Committee, 2016)

4.7 METODOLOGÍA DE CÁLCULO DETALLADA DE ENTREPISOS COMPUESTOS BAJO CARGAS ESTÁTICAS.

Resulta conveniente establecer el ordenamiento lógico de los diferentes tópicos recogidos en los principios para el cálculo, así como brindar un mayor grado de detalle a algunos aspectos que, dado el carácter de los principios, son abordados de manera muy general. Por otra parte, el establecimiento de una secuencia lógica

constituye el nexo imprescindible entre los principios y la automatización del proceso de cálculo.

Secuencia de cálculo detallada para vigas compuestas.

1. Definición de las resistencias propias de los materiales y sus módulos de deformación longitudinal.
2. Pre dimensionamiento de la estructura. Características geométricas de la sección.
 - 2.1 Selección del tipo de losa para trabajo conjunto.
 - a) Losa con láminas con nervaduras perpendiculares al eje de la viga.
 - b) Losa con láminas con nervaduras paralelas al eje de la viga.
 - c) Losa de hormigón armado.
 - 2.2 Dimensiones de la losa.
 - a) Espesor de la losa por encima de los nervios (h).
 - b) Altura nominal de los nervios (h_r).
 - c) Espesor de la lámina de acero (t_p).
 - d) Ancho de la lámina en la parte inferior (b_{sdL}).
 - e) Ancho de la lámina en el ala superior (b_{ss}).
 - f) Ancho del alma de hormigón en la parte superior de la lámina (b_o).
 - g) Ancho promedio de las canales (W_r).
 - h) Peralto total de la losa (h): $h_l = h + t_p + h_r$
 - 2.3 Luz de la viga (L).
 - 2.4 Espaciamiento entre vigas.
 - a) b_{oi} : (separación entre los ejes de la analizada y la adyacente a la izquierda).
 - b) b_{od} (separación entre los ejes de la analizada y la adyacente a la derecha).
 - c) C (distancia del eje de la viga extrema al extremo de la losa).
 - 2.5 Selección del tipo de sección transversal de la viga.
 - a) Viga laminada.
 - b) Viga construida simétrica.
 - c) Viga construida asimétrica.
 - 2.6 Determinación de las características geométricas de la sección transversal de la viga metálica.
 - a) Distancia del borde inferior de la viga a su centro de gravedad (h'_{cg}).

- b) Distancia del borde superior de la viga a su centro de gravedad (h_{cg}).
- c) Área de la sección transversal (A_s).
- d) Altura total de la viga (d_T).
- e) Espesor del patín superior (t_f).
- f) Espesor del patín inferior (t'_f).
- g) Espesor del alma (t_w).
- h) Altura del alma (h_w): $h_w = d_T - t_f - t'_f$
- i) Ancho del patín superior (b_f).
- j) Ancho del patín inferior (b'_f).
- k) Peralto total de la sección compuesta (d): $d = h_i + d_T$
- l) Peso por unidad de longitud de la viga (W)

3. Datos de la conexión.

3.1 Selección del tipo de interacción.

- a) Interacción Completa ($p = 1$).
- b) Interacción Parcial ($0,5 < p < 1$).

3.2 Selección del tipo de conector a usar.

- a) Perno.
 - Valor del área de la sección transversal del perno. A_{sa}
 - Valor de la resistencia característica del perno. Q_n
- b) Canal laminada en caliente.
 - Valor del espesor del alma de la canal: t_w
 - Valor del espesor medio del ala de la canal: t_f
 - Valor de la longitud del canal: l_a
- c) Canal laminado en frío.
 - Valor del espesor del canal laminado en frío: t_{cf}
 - Valor de la longitud del canal: l_a
- d) Gancho cerrado a partir de varillas corrugadas.
 - Valor del área de la sección transversal de las varillas. A_{sc}

3.3 Si actúa carga concentrada sobre la estructura:

- a) Momento actuante obtenido de las combinaciones de carga M_c .
- b) Momento resistente nominal de la viga metálica sola: M_{nm}

3.4 Otros datos.

- a) Longitud del conector después de soldado: l
 - b) Si es lamina con nervaduras perpendiculares: Numero de conectores en una nervadura: n
4. Determinación de las cargas características
- a) Cargas Permanentes.
 - b) Cargas Vivas.

Establecimiento de las combinaciones de carga.

4.1 Determinación de las sollicitaciones características.

Existencia de momentos positivos solamente o positivos y negativos.

Si hay momento negativo se necesita definir los valores de A_{sr} y r' .

- a) Momento de cálculo requerido M_u .
 - b) Cortante de cálculo requerido V_u .
5. Comprobación del cumplimiento de las condiciones de sección sísmicamente compacta o compacta, de acuerdo a las dimensiones del patín y el alma en compresión. Debe comprobarse el cumplimiento de las condiciones señaladas en 2.2.3.

No obstante, después de la revisión de los cálculos si el alma de la viga metálica no resulta sometida a compresión no se comprueba la condición 2.2.3, de lo contrario λ se determina por la tabla 2.4.

6. Determinación de la sección transversal de la losa de trabajo conjunto.

6.1 Determinación del ancho efectivo según la ubicación de la viga (b_{eff}).

6.1.1 Viga central:

- a) Ancho efectivo a la izquierda del eje de la viga (b_{effl}). Se tomará el menor valor entre: $b_{oi}/2$ ó $L/8$.
- b) Ancho efectivo a la derecha del eje de la viga (b_{effd}). Se tomará el menor valor entre: $b_{od}/2$ o $L/8$.

6.1.2 Viga extrema a la izquierda:

- a) Ancho efectivo a la izquierda del eje de la viga (b_{effl}). Se tomará el menor valor entre: C o $L/8$.
- b) Ancho efectivo a la derecha del eje de la viga (b_{effd}). Se tomará el menor valor entre: $b_{od}/2$ o $L/8$.

6.1.3 Viga extrema a la derecha:

- a) Ancho efectivo a la izquierda del eje de la viga (b_{effi}). Se tomará el menor valor entre: $b_{oi}/2$ ó $L/8$.
- b) Ancho efectivo a la derecha del eje de la viga (b_{effd}). Se tomará el menor valor entre: C o $L/8$.

6.1.4 Ancho efectivo total (b_{eff}).

Para cualquiera de los casos se determinará según: $b_{eff} = b_{effi} + b_{effd}$

6.2 Datos de la sección transversal de cálculo de la lámina de acero (solo para nervaduras paralelas).

Para obtener la sección transversal de cálculo ver el epígrafe 4.1 del capítulo 4.

- a) Ancho de la lámina en la parte superior (medido hacia ambos lados): (b_r).
- b) Ancho de la lámina en la parte inferior: (b'_r)
- c) Ancho del alma de la sección de hormigón: (b_o).
- d) Ancho del alma (considerando las dos juntas): (St_p)
- e) Área total de la lámina de acero: (A_p).
- f) Distancia desde el borde superior al centro de gravedad: (u).
- g) Distancia desde el borde inferior al centro de gravedad: (u').

7. Comprobación de los estados límites de resistencia.

4.7.1 Viga metálica con losa de hormigón.

Determinación de M_n y M_{nn} para interacción completa y parcial.

A. Interacción completa. Momento positivo.

- (1) $c =$ expresión (4.4). Si $c < h$ ir a (2) si no (3).
- (2) $M_n =$ expresión (4.5). ► Ir a (C).
- (3) $c =$ expresión (4.12).
- (4) Si cumple $h < c \leq h + t_f$. ► Ir a (5). Si no (9).
- (5) Si cumple $c \geq 1.25h$. ► Ir a (6). Si no (7).
- (6) $M_n =$ expresión (4.13). ► Ir a (C).
- (7) $c =$ expresión (4.16).
- (8) $M_n =$ expresión (4.18). ► Ir a (C).
- (9) $c =$ expresión (4.21).

(10) Si cumple $c \geq 1.25h$. Ir a (11), si no ir a (12).

(11) M_n = expresión (4.23). ► Ir a (C).

(12) c = expresión (4.25).

(13) M_n = expresión (4.26). ► Ir a (C).

B. Interacción parcial: Momento Positivo

(14) Si cumple (4.323). Ir a (15). Si no ir a (16).

(15) P_t = expresión (4.326).

(16) P_t = expresión (4.327).

$$N_{cc} = P_t$$

$$N_c = N_{cc}$$

(17) Y = expresión (4.35).

(18) c = expresión (4.31).

(19) Si cumple (4.30). Ir a (20), si no (21).

(20) M_n = expresión (4.32). ► Ir a (D).

(21) c = expresión (4.37).

(22) M_n = expresión (4.39). ► Ir a (D).

C. Interacción completa. Momento Negativo.

Si no hay momento negativo ir a (M).

(23) c_n =expresión (4.207).

(24) Si cumple $h_w + t_f' < c_n < d_T$. Ir a (25), si no (26).

(25) M_{nn} = expresión (4.208). ► Ir a (M).

(26) c_n =expresión (4.210).

(27) M_{nn} = expresión (4.211). ► Ir a (M).

D. Interacción Parcial. Momento Negativo.

(28) Si cumple (4.323). Ir a (29). Si no ir a (30).

(29) P_t = expresión (4.326).

(30) P_t = expresión (4.327).

$$N_{cc} = P_t$$

- (31) $c_n =$ expresión (4.214)
- (32) Si cumple $h_w + t_f' < c_n < d_T$. Ir a (33), si no ir a (34)
- (33) $M_{nn} =$ expresión (4.215). ► Ir a (M).
- (34) $c_n =$ expresión (4.217)
- (35) $M_{nn} =$ expresión (4.218). ► Ir a (M).

4.7.2 Viga metálica con losa de hormigón y lámina de acero. Nervaduras de la lámina perpendiculares a la viga.

Determinación de M_n y M_{nn} para interacción completa y parcial.

E. Interacción completa. Momento positivo.

- (1) $c =$ expresión (4.47).
- (2) Si cumple $c \leq h$ ir a (3) si no (4).
- (3) $M_n =$ expresión (4.48). ► Ir a (G).
- (4) $c =$ expresión (4.57)
- (5) Si cumple $h < c < h + t_p$. ► Ir a (6). Si no (7).
- (6) $M_n =$ expresión (4.59). ► Ir a (G).
- (7) $c =$ expresión (4.66).
- (8) Si cumple $h + t_p \leq c \leq h_l$. ► Ir a (9). Si no (12).
- (9) Si cumple $c < 1.25h$. ► Ir a (10). Si no (11).
- (10) $M_n =$ expresión (4.68). ► Ir a (G).
- (11) $M_n =$ expresión (4.76). ► Ir a (G).
- (12) $c =$ expresión (4.82).
- (13) Si cumple $h_l < c \leq (h_l + t_f)$. ► Ir a (14). Si no (15).
- (14) $M_n =$ expresión (4.83). ► Ir a (G).
- (15) $c =$ expresión (4.85).
- (16) $M_n =$ expresión (4.86). ► Ir a (G).

F. Interacción parcial: Momento Positivo

- (17) Si cumple (4.324). Ir a (19). Si no ir a (20).
- (18) $P_t =$ expresión (4.326).
- (19) $P_t =$ expresión (4.328).

$$N_{cc} = P_t$$

$$N'_{bm} = 0.85 b_{eff} \cdot h \cdot f'_c$$

$$N'_{sdm} = F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p$$

$$N_{sup} = N'_{bm} + N'_{sdm}$$

$$COEF_H = \frac{N'_{bm}}{N_{sup}}$$

$$COEF_{sd} = \frac{N'_{sdm}}{N_{sup}}$$

Se debe chequear que: $COEF_H + COEF_{sd} = 1$

- (20) Y= expresión (4.90).
- (21) c= expresión (4.99).
- (22) Si cumple $h_l < c < (h_l + t_f)$. Ir a (23), si no (24).
- (23) M_n = expresión (4.100). ► Ir a (H).
- (24) c= expresión (4.102).
- (25) M_n = expresión (4.103). ► Ir a (H).

G. Interacción completa. Momento Negativo.

Si no hay momento negativo ir a (M).

- (26) c_n =expresión (4.223).
- (27) Si cumple $h'_{cg} < c_n < d_T - t_f$. Ir a (28), si no (29).
- (28) M_{nn} = expresión (4.224). ► Ir a (M).
- (29) c_n =expresión (4.226).
- (30) Si cumple $d_T > c_n \geq d_T - t_f$. Ir a (31), si no (32).
- (31) M_{nn} = expresión (4.227). ► Ir a (M).
- (32) Si cumple $d_T \leq c_n \leq d_T + h_r$. Ir a (33), si no (34).
- (33) M_{nn} = expresión (4.231). ► Ir a (M).
- (34) c_n =expresión (4.235).
- (35) M_{nn} = expresión (4.236). ► Ir a (M).

H. Interacción Parcial. Momento Negativo.

- (36) Si cumple (4.324). Ir a (37). Si no ir a (38).
- (37) P_t = expresión (4.326).

(38) $P_t =$ expresión (4.328).

$$N_{cc} = P_t$$

$$N_{a1} = A'_{sr} \cdot f_y$$

$$N_{sd} = F_{yL} \cdot t_p \cdot b_{eff}$$

$$N_{sup} = N_{a1} + N_{sd}$$

$$COEF_a = \frac{N_{a1}}{N_{sup}}$$

$$COEF_d = \frac{N_{sd}}{N_{sup}}$$

Se debe chequear que:

$$COEF_a + COEF_d = 1$$

(39) $c_n =$ expresión (4.245)

(40) Si cumple $h'_{cg} < c_n < d_T - t_f$. Ir a (41), si no ir a (42)

(41) $M_{nn} =$ expresión (4.246). ► Ir a (M).

(42) $c_n =$ expresión (4.248)

(43) $M_{nn} =$ expresión (4.249). ► Ir a (M).

4.7.3 Viga metálica con losa de hormigón y lamina de acero. Nervaduras de la lámina paralelas a la viga.

Determinación de M_n y M_{nn} para interacción completa y parcial.

I. Interacción completa. Momento positivo.

(1) $c =$ expresión (4.107).

(2) Si cumple $c \leq h$. Ir a (3). Si no ir a (4).

(3) $M_n =$ expresión (4.109). ► Ir a (K).

(4) $c =$ expresión (4.116)

(5) Si cumple $h < c \leq h + t_p$. ► Ir a (6). Si no (7).

(6) $M_n =$ expresión (4.118). ► Ir a (K).

(7) $c =$ expresión (4.126).

(8) Si cumple $h + t_p < c < h + h_r$. ► Ir a (9). Si no (11).

- (9) Si cumple $c \leq 1.25h$. ► Ir a (10). Si no (11).
- (10) $M_n =$ expresión (4.128). ► Ir a (K).
- (11) $c =$ expresión (4.134).
- (12) Si cumple $h + t_p < c < h + h_r$. ► Ir a (13). Si no (14).
- (13) $M_n =$ expresión (4.135). ► Ir a (K).
- (14) $c =$ expresión (4.141).
- (15) Si cumple $h + h_r \leq c \leq h_l$. ► Ir a (16). Si no (17).
- (16) $M_n =$ expresión (4.143). ► Ir a (K).
- (17) $c =$ expresión (4.149).
- (18) Si cumple $h_l < c \leq t_f + h_l$. ► Ir a (19). Si no (21).
- (19) Si cumple $c < 1.25(h + h_r)$. ► Ir a (20). Si no (21).
- (20) $M_n =$ expresión (4.151). ► Ir a (K).
- (21) $c =$ expresión (4.153).
- (22) Si cumple $h_l < c \leq t_f + h_l$. ► Ir a (23). Si no (24).
- (23) $M_n =$ expresión (4.155). ► Ir a (K).
- (24) $c =$ expresión (4.161).
- (25) Si cumple $t_f + h_l < c < d - h'_{cg}$. ► Ir a (26). Si no (28).
- (26) Si cumple $c < 1.25(h + h_r)$. ► Ir a (27). Si no (28).
- (27) $M_n =$ expresión (4.163). ► Ir a (K).
- (28) $c =$ expresión (4.165).
- (29) $M_n =$ expresión (4.167). ► Ir a (K).

J. Interacción parcial: Momento Positivo

- (30) Si cumple (4.325). Ir a (45). Si no ir a (46).
- (31) $P_t =$ expresión (4.326).
- (32) $P_t =$ expresión (4.329).

$$N_{cc} = P_t$$

$$N'_{bm} = 0.85 b_{eff} \cdot h \cdot f'_c$$

$$N'_{sdm} = F'_{yL} \cdot A_p$$

$$N_{sup} = N'_{bm} + N'_{sdm}$$

$$COEF_H = \frac{N'_{bm}}{N_{sup}}$$

$$COEF_{sd} = \frac{N'_{sdm}}{N_{sup}}$$

Se debe chequear que: $COEF_H + COEF_{sd} = 1$

- (33) $Y =$ expresión (4.182).
- (34) $c =$ expresión (4.183).
- (35) Si cumple $t_f + h_l \geq c > h_l$. Ir a (36), si no (38).
- (36) Si cumple $Y \leq h$. Ir a (37), si no (38).
- (37) $M_n =$ expresión (4.184). ► Ir a (L).
- (38) $Y =$ expresión (4.187).
- (39) $c =$ expresión (4.188).
- (40) Si cumple $t_f + h_l \geq c > h_l$. Ir a (41), si no (42).
- (41) $M_n =$ expresión (4.189). ► Ir a (L).
- (42) $Y =$ expresión (4.196).
- (43) $c =$ expresión (4.197).
- (44) Si cumple $t_f + h_l < c < d - h'_{cg}$. Ir a (45), si no (47).
- (45) Si cumple $Y \leq h$. Ir a (46), si no (47).
- (46) $M_n =$ expresión (4.198). ► Ir a (L).
- (47) $Y =$ expresión (4.202).
- (48) $c =$ expresión (4.203).
- (49) $M_n =$ expresión (4.204). ► Ir a (L).

K. Interacción completa. Momento Negativo.

Si no hay momento negativo ir a (M).

- (50) $c_n =$ expresión (4.253).
- (51) Si cumple $h'_{cg} < c_n < d_T - t_f$. Ir a (52), si no (53).
- (52) $M_{nn} =$ expresión (4.254). ► Ir a (M).
- (53) $c_n =$ expresión (4.256).
- (54) Si cumple $d_T \geq c_n \geq d_T - t_f$. Ir a (55), si no (56).
- (55) $M_{nn} =$ expresión (4.257). ► Ir a (M).
- (56) $c_n =$ expresión (4.261).

- (57) Si cumple $d_T < c_n < d_T + t_p$. Ir a (58), si no (59).
 (58) M_{nn} = expresión (4.262). ► Ir a (M).
 (59) c_n =expresión (4.264).
 (60) Si cumple $d_T + h_r > c_n > d_T + t_p$. Ir a (61), si no (62).
 (61) M_{nn} = expresión (4.265). ► Ir a (M).
 (62) c_n =expresión (4.267).
 (63) M_{nn} = expresión (4.268). ► Ir a (M).

L. Interacción Parcial. Momento Negativo.

- (64) Si cumple (4.325). Ir a (65). Si no ir a (66).
 (65) P_t = expresión (4.326).
 (66) P_t = expresión (4.329).

$$N_{cc} = P_t$$

$$N_{a1} = A'_{sr} \cdot f_y$$

$$N_{sd} = F_{yL} \cdot A_p$$

$$N_{sup} = N_{a1} + N_{sd}$$

$$COEF_a = \frac{N_{a1}}{N_{sup}}$$

$$COEF_d = \frac{N_{sd}}{N_{sup}}$$

Se debe chequear que:

$$COEF_a + COEF_d = 1$$

- (67) c_n = expresión (4.277)
 (68) Si cumple $h'_{cg} < c_n < d_T - t_f$. Ir a (69), si no ir a (70)
 (69) M_{nn} = expresión (4.278). ► Ir a (M).
 (70) c_n = expresión (4.280)
 (71) M_{nn} = expresión (4.281). ► Ir a (M).

4.7.4 Para todas las variantes de vigas compuestas.

M. Comprobación de la capacidad resistente a esfuerzos normales.

Debe garantizarse el cumplimiento de las condiciones:

$$M_u \leq \phi \cdot M_n$$

De no cumplirse debe modificarse la sección transversal.

N. Comprobación del cumplimiento de las condiciones de sección compacta para las dimensiones del alma de la viga metálica.

Si en el paso 8 el alma resulta ser sísmicamente compacta o compacta, este paso no se chequea. Caso contrario, debe chequearse el cumplimiento de la condición 2.2.3, para lo cual se determina λ diferenciando los siguientes casos:

O. Determinación de la capacidad resistente a esfuerzos cortantes.

Debe seguir los lineamientos de la sección 4.3.

De no cumplirse debe modificarse la sección de la viga metálica.

P. Cálculo de la conexión.

(1) Si solamente existe losa maciza. Ir a (2), si no (9).

(2) Si hay momento positivo. Ir a (3), si no (6).

(3) Si cumple (4.323). Ir a (4), si no (5).

(4) $P_t =$ expresión (4.326). Ir a (6).

(5) $P_t =$ expresión (4.327).

(6) Si hay momento negativo. Ir a (7), si no (25).

(7) Para interacción completa $P'_t =$ expresión (4.330). Ir a (25).

(8) Para interacción parcial $P'_t =$ expresión (4.333). Ir a (25).

(9) Si están las nervaduras perpendiculares. Ir a (10), si no (17).

(10) Si hay momento positivo. Ir a (11), si no (14).

(11) Si cumple (4.324). Ir a (12), si no (13).

(12) $P_t =$ expresión (4.326). Ir a (14).

(13) $P_t =$ expresión (4.328).

(14) Si hay momento negativo. Ir a (15), si no (25).

(15) Para interacción completa $P'_t =$ expresión (4.331). Ir a (25).

(16) Para interacción parcial $P'_t =$ expresión (4.335). Ir a (25).

- (17) Si están las nervaduras paralelas. Ir a (18), si no (25).
- (18) Si hay momento positivo. Ir a (19), si no (22).
- (19) Si cumple (4.325). Ir (20), si no (21).
- (20) $P_t =$ expresión (4.326). Ir a (21).
- (21) $P_t =$ expresión (4.329).
- (22) Si hay momento negativo. Ir a (23), si no (25).
- (23) Para interacción completa $P'_t =$ expresión (4.331). Ir a (25).
- (24) Para interacción parcial $P'_t =$ expresión (4.335). Ir a (25).
- (25) Cálculo de la capacidad resistente del conector.
- (26) Si es canal laminado en caliente: $Q_n =$ expresión (4.336).
- (27) Si es canal laminado en frío: $Q_n =$ expresión (4.337).
- (28) Si son ganchos cerrados a partir de varillas corrugadas:
 $Q_n =$ expresión (4.338).
- (29) Si es perno: $Q_n =$ expresión (4.339).
- (30) Cálculo del número de conectores.
- (31) Para zona de momento positivo: $n = P_t / Q_n$
- (32) Para zona de momento negativo: $n = P'_t / Q_n$

4.8 EJEMPLOS DE CÁLCULO. ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE RESULTADOS.

4.8.1 EJEMPLO 1: LÁMINA CON NERVADURAS PERPENDICULARES A LA VIGA. INTERACCIÓN COMPLETA.

Para la solución de este ejemplo se seguirá la secuencia explicada en la metodología de cálculo.

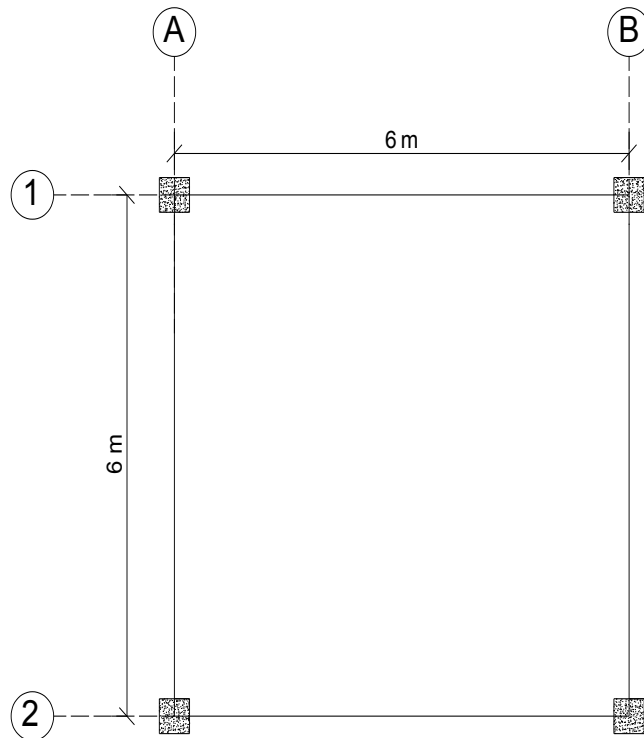


Figura 4.71 Paño de losa para el ejemplo de cálculo.

Las vigas secundarias en el paño están ubicadas a cada 1.5m de distancia como muestra la figura 4.72

El área tributaria de las vigas secundarias, es tomada como un rectángulo paralelo a la línea media entre los ejes de las dos vigas secundarias cercanas.

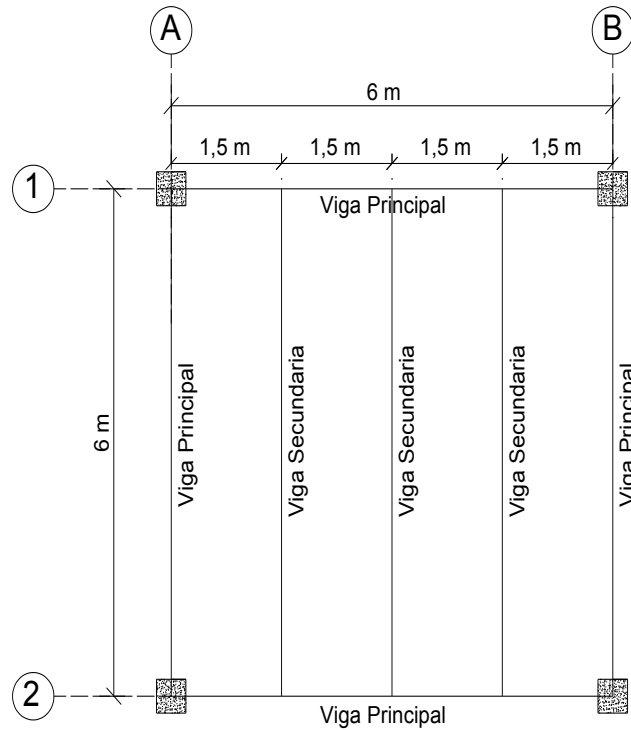


Figura 4.72 Detalle de la colocación de las vigas secundarias.

1. Definición de las resistencias propias de los materiales y sus módulos de deformación longitudinal.

Hormigón f'_c	210 kg/cm ²	20.5 MPa
Lámina de Acero F_{yL}	3800 kg/cm ²	380 MPa
Acero Estructural F_y	2531 kg/cm ²	253.1 MPa
Acero Estructural E_a	$2 \cdot 10^6$ kg/cm ²	196133 MPa
Peso Unitario de Hormigón w_c	2400 kg/m ³	23.54 kN/m ³
Hormigón E_c	219626 kg/cm ²	21538 MPa

$$E_c = 4.7 \sqrt{f'_c} = 4.7 \cdot \sqrt{21} = 21.538 \text{ GPa} = 21538.11 \text{ MPa}$$

2. Pre dimensionamiento de la estructura. Características geométricas de la sección.

2.1 Selección del tipo de losa para trabajo conjunto.

Losa con láminas con nervaduras perpendiculares al eje de la viga.

2.2 Dimensiones de la losa

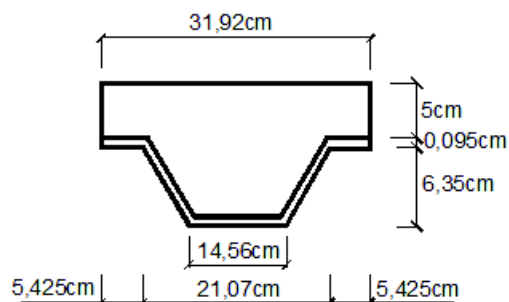


Figura 4.73 Detalle de las dimensiones de la losa.

Espesor de la losa por encima de los nervios h	5 cm
Altura nominal de los nervios h_r	6.35 cm
Espesor de la lámina de acero t_p	0.095 cm
Ancho de la lámina en la parte inferior b_{sdL}	14.56 cm
Ancho de la lámina en la parte superior b_{ss}	10.85 cm
Ancho del alma de hormigón en la parte superior de la lámina b_o	21.07 cm
Ancho promedio de las canales $W_f = b_o + b_{sdL}/2$	17.815 cm
Peralto total de la losa $h_l = h + h_r + t_p$	11.445 cm

2.3 Luz de la viga. $L=6$ m

2.4 Espaciamiento entre vigas.

a) $b_{oi}=1.5$ m

b) $b_{od}=1.5$ m

2.5 Selección del tipo de sección transversal de la viga.

a) Viga laminada W200x59

2.6 Determinación de las características geométricas de la sección transversal de la viga metálica.

Distancia del borde superior de la viga a su centro de gravedad h_{cg}	10.48 cm
Distancia del borde inferior de la viga a su centro de gravedad h'_{cg}	10.48 cm
Área de la sección transversal A_s	75.48 cm ²
Altura total de la viga d_T	20.96 cm
Espesor del patín superior t_f	1.42 cm

Espesor del patín inferior t'_f	1.42 cm
Espesor del alma t_w	0.91 cm
Altura del alma $h_w = d_T - t_f - t'_f$	18.12 cm
Ancho del patín superior b_f	20.5 cm
Ancho del patín inferior b'_f	20.5 cm
Peralte total de la sección compuesta $d = h_l + d_T$	32.41 cm
Peso por unidad de longitud de la viga W	0.580 kN/m

3. Datos de la conexión

3.1 Selección del tipo de interacción: Interacción Completa

3.2 Selección del tipo de conector a usar: Pernos de 19 mm

- Valor del área de la sección transversal del perno: $A_{sa} = 2.8352 \text{ cm}^2$
- $F_u = 450 \text{ MPa}$

3.3 No actúa carga concentrada sobre la estructura

3.4 Otros Datos:

- Longitud del perno después de soldado $l = h_r + 3.8 = 10.15 \text{ cm}$
- Número de pernos en una nervadura $n = 3$

4. Determinación de las cargas características

DESCRIPCIÓN	kN/m ²	kgf/ m ²
Peso loseta de compresión = $1.00 \cdot 1.00 \cdot 0.05 \cdot 24$ (Para un metro cuadrado)	1.2	122.37
Enlucido y masillado = $1.00 \cdot 1.00 \cdot 0.04 \cdot 22$ (2cm de espesor de enlucido y 2cm de masillado)	0.88	89.74
Recubrimiento de piso = $1.00 \cdot 1.00 \cdot 0.02 \cdot 19$ (2cm de espesor de cerámica gres)	0.38	38.75
Mampostería	1.96	200
Carga Permanente	4.42	450.83
Carga Viva*	4.8	489.47

* Dado que las luces entre columnas son de seis metros, sobre el paño se colocará un salón de recepciones, por tanto, la carga viva de diseño aplicada es de 4.8 kN/m^2 , dicha carga esta especificada en la tabla 9 de la NEC-SE-CG. No se realiza disminución de carga viva debido a que la norma estipula que para cargas menores a 4.8 kN/m^2 , no está permitido disminuir las cargas vivas.

4.1 Determinación de las solicitaciones características

Al ser una viga simplemente apoyada existe solo un momento positivo.

La carga distribuida aplicada a la viga compuesta de alma llena, es calculada al multiplicar la carga de diseño obtenida anteriormente, por el ancho tributario de la viga secundaria.

$$q_u = ((4.42 \cdot 1.5) + 0.58) \cdot 1.2 + 4.8 \cdot 1.6 = 16.332 \text{ kN/m}$$

a) Determinación del momento de cálculo requerido.

Al tratarse de una viga simplemente apoyada

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

$$M_u = \frac{16.332 \cdot 6^2}{8} = 73.49 \text{ kN.m} = 7499.39 \text{ kgf.m}$$

b) Determinación del cortante de cálculo requerido.

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$V_u = \frac{16.332 \cdot 6}{2} = 48.99 \text{ kN} = 4999.59 \text{ kgf}$$

5. Comprobación del cumplimiento de las condiciones de sección compacta, de acuerdo a las lineaciones de las dimensiones de viga metálica.

5.1 Patín de la viga metálica

Siguiendo lo planteado por la tabla 2.4:

Siendo R_y , el factor de esfuerzo de fluencia probable, para el ejemplo se usa acero A36 por tanto R_y según la tabla A3.1 toma el valor de 1.5.

Para patín de doble simetría secciones I y canales:

$$\frac{b}{t} = \frac{4.035}{0.56} = 7.21$$

Condición elementos sísmicamente compactos (AISC 341-16):

$$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 0.32 \sqrt{\frac{1.96 \cdot 10^5}{1.5 \cdot 248}} = 7.34$$

Condición elementos compactos (AISC 341-16):

$$0.4 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 0.4 \sqrt{\frac{1.96 \cdot 10^5}{1.5 \cdot 248}} = 9.18$$

Por tanto, se trata de patín sísmicamente compacta.

Patín		
b/t	7.21830986	
b/t	7.21830986	
AISC 341-16	7.27333535	9.091669185
	SISMICAMENTE COMPACTO	
	SISMICAMENTE COMPACTO	

Figura 4.74 Captura de Pantalla, Comprobación de la Sección Compacta para el Patín de la viga.

5.2 Alma de la viga metálica

Siguiendo lo planteado por la tabla 2.4:

Para almas de doble simetría secciones I y canales:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{18.12}{0.91} = 19.91$$

$$P_y = R_y \cdot F_y \cdot A_s = 1.5 \cdot 248 \cdot 7.53 \cdot 10^{-3} = 2.8 \text{ MN} = 2801.16 \text{ kN}$$

$$P_u = \frac{0.06 R_y \cdot F_y \cdot Z}{d - t_f} = \frac{0.06 \cdot 1.5 \cdot 248 \cdot 6.5 \cdot 10^{-4}}{0.324 - 0.014} = 0.0468 \text{ MN} = 46.8 \text{ kN}$$

Siendo Z el módulo plástico de la sección.

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_y} = \frac{46.8}{0.9 \cdot 2801.16} = 0.0185$$

Condición elementos sísmicamente compactos (AISC 341-16):

Para $C_a < 0.114$

$$2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} (1 - 1.04 C_a)$$

$$2.57 \sqrt{\frac{1.96 \cdot 10^5}{1.5 \cdot 248}} (1 - 1.04 \cdot 0.0185) = 57.87$$

Condición elementos compactos (AISC 341-16):

$$3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} (1 - 3.04 C_a)$$

$$3.96 \sqrt{\frac{1.96 \cdot 10^5}{1.5 \cdot 248}} (1 - 3.04 \cdot 0.0185) = 85.81$$

Por tanto, se trata de alma sísmicamente compacta.

Alma		
h/tw	19.9120879	
Py=	2.87E+00 MN	
Pu=	4.78E-02 MN	
Ca=	1.85E-02	
	57.2883623	84.9377216
SISMICAMENTE COMPACTO		

Figura 4.75 Captura de Pantalla, Comprobación de la Sección Compacta para el Alma de la viga.

6. Determinación de la sección transversal de la losa de trabajo conjunto

6.1 Determinación del ancho efectivo según la ubicación de la viga (b_{eff})

6.1.1 Viga Central:

a) Ancho efectivo a la izquierda del eje de la viga.

$$\frac{b_{oi}}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75 \text{ m}$$

$$\frac{L}{8} = \frac{6}{8} = 0.75 \text{ m}$$

Se tomará el menor valor entre los dos. $b_{ei} = 0.75 \text{ m}$

b) Ancho efectivo a la derecha del eje de la viga.

$$\frac{b_{od}}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75 \text{ m}$$

$$\frac{L}{8} = \frac{6}{8} = 0.75 \text{ m}$$

Se tomará el menor valor entre los dos. $b_{ed} = 0.75 \text{ m}$

c) Ancho Efectivo Total (b_{eff})

$$b_{eff} = b_{ei} + b_{ed} = 0.75 + 0.75 = 1.5 \text{ m}$$

En los siguientes ejemplos se tienen las mismas luces; por tanto, no se calcula el ancho efectivo y se toman los valores calculados en el presente ejemplo.

7. Comprobación de los estados límites de resistencia

Calculando "c" por la expresión (4.47)

$$c = \frac{F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p + A_s \cdot F_y}{0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff}} = \frac{380 \cdot 1.5 \cdot 9.5 \cdot 10^{-4} + 7.548 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1}{0.85 \cdot 0.8 \cdot 21 \cdot 1.5}$$

$$c = 0.114 \text{ m}$$

Comprobar que:

$$c \leq h$$

$$0.114 \text{ m} > 0.05 \rightarrow (\text{NO CUMPLE})$$

Calculando "c" por la expresión (4.57)

$$c = \frac{F_{yL} \cdot (2h + t_p) + (A_s \cdot F_y)/b_{eff}}{0.85\beta_1 \cdot f'_c + 2F'_{yL}}$$

$$c = \frac{380(2 \cdot 0.05 + 9.5 \cdot 10^{-4}) + \frac{(7.548 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1)}{1.5}}{0.85 \cdot 0.8 \cdot 21 + 2 \cdot 380} = 0.051 \text{ m}$$

Comprobar que:

$$h < c < h + t_p$$

$$0.05 < 0.051 > 0.05095 \rightarrow (\text{NO CUMPLE})$$

Calculando "c" por la expresión (4.66)

$$c = \frac{A_s \cdot F_y - F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p}{0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff}}$$

$$c = \frac{7.548 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1 - 380 \cdot 1.5 \cdot 9.5 \cdot 10^{-4}}{0.85 \cdot 0.8 \cdot 21 \cdot 1.5} = 0.064 \text{ m}$$

Comprobar que:

$$h + t_p \leq c < h_l$$

$$0.05095 < 0.064 < 0.11445 \rightarrow (SI \ CUMPLE)$$

Comprobar que:

$$c < 1.25 * h$$

$$0.064 > 0.0625 \rightarrow (NO \ CUMPLE)$$

Comprobar que:

$$c > 1.25 * h$$

$$0.064 > 0.0625 \rightarrow (SI \ CUMPLE)$$

c= 0.11446773 m	NO CUMPLE	
c= 0.05118897 m	NO CUMPLE	
c= 0.06390751 m	CUMPLE	NO CUMPLE
c= 0.11474053 m	CUMPLE	
c= 5.04E-02 m		

Figura 4.76 Captura de Pantalla, Calculo de la profundidad del eje neutro, Ejemplo 1.

Calculando M_n por la expresión (4.76)

$$M_n = 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h \cdot \left(h_l - \frac{h}{2}\right) + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \cdot \left[\left(\frac{t_p}{2}\right) + h_r\right] + F_y \cdot A_s \cdot h_{cg}$$

$$M_n = 0.85 \cdot 21 \cdot 1.5 \cdot 0.05 \cdot \left(0.114 - \frac{0.05}{2}\right) + 380 \cdot 1.5 \cdot 9.5 \cdot 10^{-4} \cdot \left[\left(\frac{9.5 \cdot 10^{-4}}{2}\right) + 0.0635\right] + 253.1 \cdot 7.548 \cdot 10^{-3} \cdot 0.11$$

$$M_n = 0.355 \text{ MN.m} = 355.60 \text{ kN.m}$$

Mn=	3.34E-01	MNm
Mn=	5.41E-01	MNm
Mn=	5.42E-01	MNm
Mn=	3.55E-01	MNm
Mn=	5.40E-01	MNm
Mn=	4.52E-01	MNm

RESULTADO

Figura 4.77 Captura de Pantalla, Calculo del Momento Nominal Resistente, Ejemplo 1.

7.1 Comprobación de la capacidad resistente a esfuerzos normales

Debe garantizarse el cumplimiento de la condición: $M_u \leq \phi M_n$; $\phi = 0.9$

$$73.49 \text{ kN.m} \leq 0.9 \cdot 355.60 \text{ kN.m}$$

$$74.94 \text{ kN.m} < 319.14 \text{ kN.m} \rightarrow (\text{SI CUMPLE})$$

7.2 Comprobación del cumplimiento de las condiciones de sección compacta para las dimensiones del alma de la viga metálica.

7.2.1 Momento Positivo (Losa en Compresión):

Como el alma de la viga metálica no resulta sometida a compresión, no se comprueba esta condición.

7.3 Determinación de la capacidad resistente a esfuerzos cortantes

Una vez comprobada la condición del epígrafe 4.3 se concluye un $C_v=1$

Calculando V_n por la expresión (4.322)

$$V_n = 0.6F_y \cdot h_w \cdot t_w \cdot C_v$$

$$V_n = 0.6 \cdot 253.1 \cdot 0.1812 \cdot 0.0091 \cdot 1 = 0.25 \text{ MN} = 250.41 \text{ kN}$$

Debe garantizarse el cumplimiento de la condición: $V_u \leq \phi_v V_n$; $\phi_v = 1$

$$49.95 \text{ kN} \leq 1 \cdot 250.41 \text{ kN}$$

$$49.95 \text{ kN} < 250.41 \text{ kN} \rightarrow (\text{SI CUMPLE})$$

8. Cálculo de la Conexión

Chequeando la condición (4.324)

$$0.85b_{eff} \cdot h \cdot f'_c + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \geq A_s \cdot F_y$$

$$0.85 \cdot 1.5 \cdot 0.05 \cdot 21 + 380 \cdot 1.5 \cdot 9.5 \cdot 10^{-4} \geq 7.548 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1$$

$$1.880 > 1.91 \rightarrow (NO \ CUMPLE)$$

P_t se calcula por la expresión (4.328)

$$P_t = p(0.85b_{eff} \cdot h \cdot f'_c + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p)$$

$$P_t = 1(0.85 \cdot 1.5 \cdot 0.05 \cdot 21 + 380 \cdot 1.5 \cdot 9.5 \cdot 10^{-4})$$

$$P_t = 1.88 \text{ MN} = 1880.25 \text{ kN}$$

Para pernos el valor de Q_n se obtiene por:

$$Q_n = 0.5 \cdot A_{sa} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot F_u$$

$$Q_n = 0.5 \cdot 2.83 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{21 \cdot 2.15 \cdot 10^4} \leq 0.85 \cdot 0.6 \cdot 2.83 \cdot 10^{-4} \cdot 450$$

$$Q_n = 0.095 \text{ MN} \leq 0.065 \text{ MN}$$

$$Q_n = 0.065 \text{ MN}$$

PERNO	
D=	19 mm
Asa=	0.000283529 m2
Rp=	0.85
Rg=	0.6
Fu=	450 MPa
	0.095341172
	0.065069845
Qn=	0.065069845 MN

Figura 4.78 Captura de Pantalla, Capacidad Resistente del Conector, Ejemplo 1.

Calculo del número de conectores:

$$n_c = \frac{P_t}{Q_n} = \frac{1.88}{0.065} = 28.92 \rightarrow 29 \text{ conectores}$$

Estos conectores deben colocarse entre el centro de la viga (Momento Max.) y el apoyo (Momento Nulo). La misma cantidad (por simetría) debe ubicarse en la otra parte de la viga por lo que da un total de 58 conectores. Se colocarán 3 pernos en cada nervadura quedando espaciados a 31.92 cm, a excepción de las nervaduras

de inicio y fin, en las cuales se colocarán 4 pernos, para un total de 58 conectores en toda la viga.

Fueron chequeadas las especificaciones generales del epígrafe 4.4.4 las cuales se cumplen.

4.8.2 EJEMPLO 2: VIGA COMPUESTA FORMADA POR VIGA METÁLICA Y LOSA DE HORMIGÓN ARMADO. INTERACCIÓN COMPLETA.

2. Pre dimensionamiento de la estructura. Características geométricas de la sección.

2.1 Selección del tipo de losa para trabajo conjunto.

Losa maciza de hormigón armado.

2.2 Dimensiones de la losa

Espesor de la losa por encima de la viga h 7.5 cm

2.3 Luz de la viga. $L=6$ m

2.4 Espaciamiento entre vigas.

c) $b_{oi}=1.5$ m

d) $b_{od}=1.5$ m

2.5 Selección del tipo de sección transversal de la viga.

b) Viga laminada W200x59

2.6 Determinación de las características geométricas de la sección transversal de la viga metálica.

Distancia del borde superior de la viga a su centro de gravedad h_{cg} 10.48 cm

Distancia del borde inferior de la viga a su centro de gravedad h'_{cg} 10.48 cm

Área de la sección transversal A_s 75.48 cm²

Altura total de la viga d_T 20.96 cm

Espesor del patín superior t_f 1.42 cm

Espesor del patín inferior t'_f 1.42 cm

Espesor del alma t_w 0.91 cm

Altura del alma $h_w = d_T - t_f - t'_f$ 18.12 cm

Ancho del patín superior b_f	20.5 cm
Ancho del patín inferior b'_f	20.5 cm
Peralte total de la sección compuesta $d = h_l + d_T$	32.41 cm
Peso por unidad de longitud de la viga W	0.580 kN/m

3 Datos de la conexión

3.1 Selección del tipo de interacción: Interacción Completa

3.2 Selección del tipo de conector a usar: Pernos de 19 mm

- Valor del área de la sección transversal del perno: $A_{sa} = 2.8352 \text{ cm}^2$
- $F_u = 450 \text{ MPa}$

3.3 No actúa carga concentrada sobre la estructura

3.4 Otros Datos:

- Longitud del perno después de soldado $l = h_r + 3.8 = 10.15 \text{ cm}$
- Número de pernos en una nervadura $n = 3$

4 Determinación de las cargas características

DESCRIPCIÓN	kN/m ²	kgf/ m ²
Peso loseta de compresión = $1.00 \cdot 1.00 \cdot 0.075 \cdot 24$ (Para un metro cuadrado)	1.8	183.55
Enlucido y masillado = $1.00 \cdot 1.00 \cdot 0.04 \cdot 22$ (2cm de espesor de enlucido y 2cm de masillado)	0.88	89.74
Recubrimiento de piso = $1.00 \cdot 1.00 \cdot 0.02 \cdot 19$ (2cm de espesor de cerámica gres)	0.38	38.75
Mampostería	1.96	200
Carga Permanente	5.02	512.04
Carga Viva	4.8	489.47

4.1 Determinación de las solicitaciones características

Al ser una viga simplemente apoyada existe solo un momento positivo.

La carga distribuida aplicada a la viga compuesta de alma llena, es calculada al multiplicar la carga de diseño obtenida anteriormente, por el ancho tributario de la viga secundaria.

$$q_u = ((5.02 \cdot 1.5) + 0.58) \cdot 1.2 + 4.8 \cdot 1.6 = 17.412 \text{ kN/m}$$

c) Determinación del momento de cálculo requerido.

Al tratarse de una viga simplemente apoyada

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8}$$

$$M_u = \frac{17.412 \cdot 6^2}{8} = 78.35 \text{ kN.m} = 78354 \text{ kgf.m}$$

d) Determinación del cortante de cálculo requerido.

$$V_u = \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$V_u = \frac{17.412 \cdot 6}{2} = 52.236 \text{ kN} = 52236 \text{ kgf}$$

5 Comprobación del cumplimiento de las condiciones de sección compacta, de acuerdo a las lineaciones de las dimensiones de viga metálica.

Mismo proceso que para el ejemplo 1.

6 Determinación de la sección transversal de la losa de trabajo conjunto

6.1 Determinación del ancho efectivo según la ubicación de la viga (b_{eff})

6.1.1 Viga Central:

d) Ancho efectivo a la izquierda del eje de la viga.

$$\frac{b_{oi}}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75 \text{ m}$$

$$\frac{L}{8} = \frac{6}{8} = 0.75 \text{ m}$$

Se tomará el menor valor entre los dos. $b_{ei} = 0.75 \text{ m}$

e) Ancho efectivo a la derecha del eje de la viga.

$$\frac{b_{od}}{2} = \frac{1.5}{2} = 0.75 \text{ m}$$

$$\frac{L}{8} = \frac{6}{8} = 0.75 \text{ m}$$

Se tomará el menor valor entre los dos. $b_{ed} = 0.75 \text{ m}$

f) Ancho Efectivo Total (b_{eff})

$$b_{\text{eff}} = b_{ei} + b_{ed} = 0.75 + 0.75 = 1.5 \text{ m}$$

En los siguientes ejemplos se tienen las mismas luces; por tanto, no se calcula el ancho efectivo y se toman los valores calculados en el presente ejemplo.

7 Comprobación de los estados límites de resistencia

Calculando “c” por la expresión (4.4)

$$c = \frac{A_s \cdot F_y}{0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff}} = \frac{7.548 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1}{0.85 \cdot 0.8 \cdot 21 \cdot 1.5}$$

$$c = 0.089 \text{ m}$$

Comprobar que:

$$c \leq h$$

$$0.089 \text{ m} > 0.05 \rightarrow (\text{NO CUMPLE})$$

Calculando “c” por la expresión (4.12)

$$c = \left[\frac{F_y \cdot A_s - 0.85f'_c \cdot h \cdot b_{eff}}{2b_f \cdot F'_y} \right] + h$$

$$c = \left[\frac{253.1 \cdot 7.548 \cdot 10^{-3} - 0.85 \cdot 21 \cdot 0.075 \cdot 1.5}{2 \cdot 0.205 \cdot 253.1} \right] + 0.075 = 0.07406 \text{ m}$$

Comprobar que:

$$h < c \leq h + t_f$$

$$0.075 > 0.07406 < 0.0892 \rightarrow (\text{NO CUMPLE})$$

Calculando “c” por la expresión (4.21)

$$c = \left[\frac{A_s \cdot F_y - 0.85f'_c \cdot b_{eff} \cdot h - 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot F'_y}{2 \cdot t_w \cdot F'_y} \right] + (h + t_f)$$

$$c = \left[\frac{253.1 \cdot 7.548 \cdot 10^{-3} - 0.85 \cdot 21 \cdot 0.075 \cdot 1.5 - 2 \cdot 0.205 \cdot 0.0142 \cdot 253.1}{2 \cdot 0.0091 \cdot 253.1} \right] + (0.075 + 0.0142) = 0.064 \text{ m}$$

Comprobar que:

$$c \geq 1.25h$$

$$0.064 < 0.09375 \rightarrow (\text{NO CUMPLE})$$

Calculando “c” por la expresión (4.25)

$$c = \frac{F_y \cdot A_s + 2F'_y \cdot t_w \cdot t_f - 2F'_y \cdot b_f \cdot t_f}{2F'_y \cdot t_w + 0.85\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff}}$$

$$c = \frac{253.1 \cdot 7.548 \cdot 10^{-3} + 2 \cdot 253.1 \cdot 0.00991 \cdot 0.0142 - 2 \cdot 253.1 \cdot 0.205 \cdot 0.0142}{2 \cdot 253.1 \cdot 0.00991 + 0.85 \cdot 0.8 \cdot 21 \cdot 1.5}$$

$$= 0.1929 \text{ m}$$

c= 0.08918762 m	NO CUMPLE
c= 0.07405825 m	NO CUMPLE CUMPLE
c= 0.07742748 m	NO CUMPLE
c= -0.2519053 m	NO CUMPLE
c= 0.01929815 m	

Figura 4.79 Captura de Pantalla, Calculo de la profundidad del eje neutro, Ejemplo 1.

Calculando M_n por la expresión (4.26)

$$M_n = N_c \cdot \left(h_{cg} + h - \frac{\beta_1}{2} \cdot c \right) + 2F'_y \cdot t_f \cdot b_f \cdot \left(h_{cg} - \frac{t_f}{2} \right) + 2F'_y \cdot t_w \cdot (c - h - t_f) \cdot \left\{ h_{cg} - \left[t_f + \frac{c - h - t_f}{2} \right] \right\}$$

$$M_n = 4.13919 \cdot \left(0.1058 + 0.075 - \frac{0.8}{2} \cdot 0.1929 \right) + 2 \cdot 253.1 \cdot 0.0142 \cdot 0.205 \cdot \left(0.1048 - \frac{0.0142}{2} \right) + 2 \cdot 253.1 \cdot 0.0091 \cdot (0.1929 - 0.075 - 0.0142) \cdot \left\{ 0.1048 - \left[0.0142 + \frac{0.1929 - 0.075 - 0.0142}{2} \right] \right\}$$

$$M_n = 0.172 \text{ MN.m} = 172.39 \text{ kN.m}$$

Mn= 0.27533614 MNm
Mn= 0.12485909 MNm
Mn= 0.27292601 MNm
Mn= 0.09136218 MNm
Mn= 0.17238481 MNm

RESULTADO

Figura 4.80 Captura de Pantalla, Calculo del Momento Nominal Resistente, Ejemplo 1.

7.1 Comprobación de la capacidad resistente a esfuerzos normales

Debe garantizarse el cumplimiento de la condición: $M_u \leq \phi M_n$; $\phi = 0.9$

$$78.35 \text{ kN.m} \leq 0.9 \cdot 172.39 \text{ kN.m}$$

$$78.35 \text{ kN.m} < 155.15 \text{ kN.m} \rightarrow (SI \text{ CUMPLE})$$

7.2 Comprobación del cumplimiento de las condiciones de sección compacta para las dimensiones del alma de la viga metálica.

Proceso igual al ejemplo 1.

7.3 Determinación de la capacidad resistente a esfuerzos cortantes

Una vez comprobada la condición del epígrafe 4.3 se concluye un $C_v=1$

Calculando V_n por la expresión (4.322)

$$V_n = 0.6F_y \cdot h_w \cdot t_w \cdot C_v$$

$$V_n = 0.6 \cdot 253.1 \cdot 0.1812 \cdot 0.0091 \cdot 1 = 0.25 \text{ MN} = 250.41 \text{ kN}$$

Debe garantizarse el cumplimiento de la condición: $V_u \leq \phi_v V_n$; $\phi_v = 1$

$$52.24 \text{ kN} \leq 1 \cdot 250.41 \text{ kN}$$

$$52.24 \text{ kN} < 250.41 \text{ kN} \rightarrow (SI \text{ CUMPLE})$$

8 Cálculo de la Conexión

Chequeando la condición (4.323)

$$0.85b_{eff} \cdot h \cdot f'_c \geq A_s \cdot F_y$$

$$0.85 \cdot 1.5 \cdot 0.075 \cdot 21 \geq 7.548 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1$$

$$2.008 > 1.91 \rightarrow (SI \text{ CUMPLE})$$

P_t se calcula por la expresión (4.326)

$$P_t = p(A_s \cdot F_y)$$

$$P_t = 1(7.548 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1)$$

$$P_t = 1.91 \text{ MN} = 1910.39 \text{ kN}$$

Para pernos el valor de Q_n se obtiene por:

$$Q_n = 0.5 \cdot A_{sa} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot F_u$$

$$Q_n = 0.5 \cdot 2.83 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{21 \cdot 2.15 \cdot 10^4} \leq 0.75 \cdot 1 \cdot 2.83 \cdot 10^{-4} \cdot 450$$

$$Q_n = 0.095 \text{ MN} \leq 0.0955 \text{ MN}$$

$$Q_n = 0.09534 \text{ MN}$$

PERNO	
D=	19 mm
Asa=	0.000283529 m ²
Rp=	0.75
Rg=	1
Fu=	450 MPa
	0.095341172
	0.095690949
Qn=	0.095341172 MN

Figura 4.81 Captura de Pantalla, Capacidad Resistente del Conector, Ejemplo 1.

Calculo del número de conectores:

$$n_c = \frac{P_t}{Q_n} = \frac{1.91}{0.095} = 20.1 \rightarrow 21 \text{ conectores}$$

Estos conectores deben colocarse entre el centro de la viga (Momento Max.) y el apoyo (Momento Nulo). La misma cantidad (por simetría) debe ubicarse en la otra parte de la viga por lo que da un total de 42 conectores espaciados a 14 cm.

Fueron chequeadas las especificaciones generales del epígrafe 4.4.4 las cuales se cumplen.

4.8.3 EJEMPLO 3: LÁMINA CON NERVADURAS PERPENDICULARES A LA VIGA. INTERACCIÓN PARCIAL.

Se resolverá el mismo ejemplo de cálculo 1, pero considerando ahora interacción parcial.

Los pasos a seguir del 1 al 6 son similares.

3. Datos de la conexión

Selección del tipo de interacción: Interacción parcial de un 75% ($p=0.75$).

7. Comprobación de los estados límites de resistencia

Chequeando la condición (4.324)

$$0.85b_{eff} \cdot h \cdot f'_c + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \geq A_s \cdot F_y$$

$$0.85 \cdot 1.5 \cdot 0.05 \cdot 21 + 380 \cdot 1.5 \cdot 9.5 \cdot 10^{-4} \geq 7.548 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1$$

$$1.880 > 1.91 \rightarrow (NO CUMPLE)$$

P_t se calcula por la expresión (4.328)

$$P_t = p(0.85b_{eff} \cdot h \cdot f'_c + F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p)$$

$$P_t = 0.75(0.85 \cdot 1.5 \cdot 0.05 \cdot 21 + 380 \cdot 1.5 \cdot 9.5 \cdot 10^{-4})$$

$$P_t = 1.41 \text{ MN} = 1410.19 \text{ kN}$$

$$N_{cc} = P_t = 1.41 \text{ MN}$$

$$N'_{bm} = 0.85b_{eff} \cdot h \cdot f'_c$$

$$N'_{bm} = 0.85 \cdot 1.5 \cdot 0.05 \cdot 21$$

$$N'_{bm} = 1.338 \text{ MN} = 1338.75 \text{ kN}$$

$$N'_{sdm} = F'_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p$$

$$N'_{sdm} = 380 \cdot 1.5 \cdot 9.5 \cdot 10^{-4}$$

$$N'_{sdm} = 0.541 \text{ MN} = 541.5 \text{ kN}$$

$$N_{sup} = N'_{bm} + N'_{sdm} = 1.338 + 0.541$$

$$N_{sup} = 1.879 \text{ MN}$$

$$COEF_H = \frac{N'_{bm}}{N_{sup}} = \frac{1.338}{1.879} = 0.712$$

$$COEF_{sd} = \frac{N'_{sdm}}{N_{sup}} = \frac{0.541}{1.879} = 0.288$$

Chequeando que: $COEF_H + COEF_{sd} = 1$

$$0.712 + 0.288 = 1 \rightarrow (SI\ CUMPLE)$$

Determinando Y por la expresión (4.90)

$$Y = \frac{N_{cc} \cdot COEF_H}{0.85 f'_c \cdot b_{eff}}$$

$$Y = \frac{1.41 \cdot 0.712}{0.85 \cdot 21 \cdot 1.5}$$

$$Y = 0.037\ m$$

Pt=	1.4101875	MN
N'bm=	1.33875	MN
N'sdm=	5.42E-01	MN
COEFH=	7.12E-01	
COEFsd=	2.88E-01	
Y=	3.75E-02	m

Figura 4.82 Captura de Pantalla, Profundidad del bloque de compresiones del hormigón en interacción parcial, Ejemplo 3.

Calculando "c" por la expresión (4.99)

$$c = \frac{A_s \cdot F_y - N_{cc}}{2 F'_y \cdot b_f} + h_l$$

$$c = \frac{7.548 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1 - 1.41}{2 \cdot 253.1 \cdot 0.205} + 0.114$$

$$c = 0.119\ m$$

Comprobar que:

$$h_l < c < (h_l + t_f)$$

$$0.114 < 0.119 < (0.114 + 0.0142)$$

$$0.114 < 0.119 < 0.128 \rightarrow (SI\ CUMPLE)$$

c=	1.15E-01 m	CUMPLE
c=	-1.85E-01 m	

Figura 4.83 Captura de Pantalla, Profundidad del eje neutro, Ejemplo 3.

Calculando M_n por la expresión (4.100)

$$M_n = N_{cc} \cdot COEF_H \cdot \left(c - \frac{Y}{2}\right) + N_{cc} \cdot COEF_{sd} \cdot \left(c - h - \frac{t_p}{2}\right) + F_y' \cdot b_f \cdot (c - h_l)^2 + F_y \cdot A_s \cdot (d - h'_{cg} - c)$$

$$M_n = 1.41 \cdot 0.712 \cdot \left(0.148 - \frac{0.037}{2}\right) + 1.41 \cdot 0.288 \cdot \left(0.148 - 0.05 - \frac{9.5 \cdot 10^{-4}}{2}\right) + 253.1 \cdot 0.205 \cdot (0.148 - 0.144)^2 + 253.1 \cdot 7.548 \cdot 10^{-3} \cdot (0.354 - 0.1048 - 0.148)$$

$$M_n = 0.363 \text{ MN.m} = 363.77 \text{ kN.m}$$

Mn=	5.23E-01 MNm
Mn=	3.24E-01 MNm

RESULTADO

Figura 4.84 Captura de Pantalla, Cálculo del Momento Resistente, Ejemplo 3.

7.1 Comprobación de la capacidad resistente a esfuerzos normales.

Debe garantizarse el cumplimiento de la condición:

$$M_u \leq \phi M_n ; \phi = 0.9$$

$$73.49 \text{ kN.m} \leq 0.9 \cdot 363.77$$

$$73.49 \text{ kN.m} < 327.40 \text{ kN.m} \rightarrow (\text{SI CUMPLE})$$

7.2 Comprobación del cumplimiento de las condiciones de sección compacta para las dimensiones del alma de la viga metálica.

Momento Positivo (Losa en Compresión):

Como el alma de la viga metálica no resulta sometida a compresión esta condición no se comprueba.

7.3 Determinación de la capacidad resistente a esfuerzos cortantes.

Este cálculo no difiere de interacción completa.

$$V_u \leq \phi_v \cdot V_n ; \phi_v = 1$$

$$48.99 \text{ kN} \leq 1 \cdot 328.02 \text{ kN}$$

$$48.99 \text{ kN} < 328.02 \text{ kN} \rightarrow (\text{SI CUMPLE})$$

8. Cálculo de la Conexión

$$P_t = 1.41 \text{ MN}$$

Calculo del número de conectores:

PERNO	
D=	19 mm
Asa=	0.000283529 m ²
Rp=	0.85
Rg=	0.6
Fu=	450 MPa
	0.095341172
	0.065069845
Qn=	0.065069845 MN

Figura 4.85 Captura de Pantalla, Calculo de la capacidad resistente del conector, Ejemplo 3.

$$n_c = \frac{P_t}{Q_n} = \frac{1.41}{0.065} = 21.69 \rightarrow 22 \text{ conectores}$$

Estos conectores deben colocarse entre el centro de la viga (Momento Max.) y el apoyo (Momento Nulo). La misma cantidad (por simetría) debe ubicarse en la otra parte de la viga por lo que da un total de 44 conectores. Se colocarán 2 pernos en 10 de las 18 nervaduras. Y se colocaran 3 pernos en cada nervadura restante (8 nervaduras restantes). De preferencia se colocarán 3 pernos sobre las nervaduras ubicadas en la mitad de la losa.

Fueron chequeadas las especificaciones generales del epígrafe 4.4.4 las cuales se cumplen.

4.8.4 EJEMPLO 4: LÁMINA CON NERVADURAS PERPENDICULARES A LA VIGA. INTERACCIÓN COMPLETA. MOMENTO NEGATIVO.

Determinación de las solicitaciones características

a) Determinación del momento de cálculo requerido

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{12}$$

$$M_u = \frac{16.332 \cdot 6^2}{12} = 48.99 \text{ kN.m} = 4999.59 \text{ kgf.m}$$

b) Determinación del cortante de cálculo requerido.

$$V_u = V_{isos} + V_{hipers}$$

$$V_{isos} = \frac{16.332 \cdot 6}{2} = 48.99 \text{ kN}$$

$$V_{hipers} = \frac{M}{L} = \frac{48.99}{6} = 8.17 \text{ kN}$$

$$V_u = 48.99 + 8.17 = 57.16 \text{ kN}$$

7. Comprobación de los estados límites

Calculando "c_n" por la expresión (4.223)

Asumiendo un armado en el ancho efectivo de 5 varillas Φ12mm tanto para el cordón superior como para el cordón inferior.

$$c_n = \frac{A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot t_p \cdot b_{eff} - A_s \cdot F'_y + 2 \cdot b_f \cdot t_f \cdot F_y}{2t_w \cdot F_y} + d_T - t_f$$

c_n

$$= \frac{5.65 \cdot 10^{-4} \cdot 420 + 380 \cdot 9.5 \cdot 10^{-4} \cdot 1.5 - 7.548 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1 + 2 \cdot 0.205 \cdot 0.0142 \cdot 253.1}{2 \cdot 0.0091 \cdot 253.1}$$

$$+ 0.209 - 0.0142$$

$$c_n = 0.27 \text{ m}$$

Comprobar que:

$$h'_{cg} < c_n < d_T - t_f$$

$$0.1048 < 0.27 < 0.209 - 0.0142$$

$$0.1048 < 0.27 < 0.194 \rightarrow (NO \ CUMPLE)$$

Calculando "c_n" por la expresión (4.226)

$$c_n = \frac{A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p - A_s \cdot F'_y}{2b_f \cdot F_y} + d_T$$

$$c_n = \frac{5.65 \cdot 10^{-4} \cdot 420 + 380 \cdot 9.5 \cdot 10^{-4} \cdot 1.5 - 7.548 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1}{2 \cdot 0.205 \cdot 253.1} + 0.209$$

$$c_n = 0.198 \text{ m}$$

Comprobar que:

$$d_T > c_n \geq d_T - t_f$$

$$0.209 > 0.198 > 0.194 \rightarrow SI \ CUMPLE$$

cn= 0.21090093 m	NO CUMPLE
cn= 0.19608809 m	CUMPLE
	NO CUMPLE
cn= 2.72E-01 m	CUMPLE

Figura 4.86 Captura de Pantalla, Profundidad del eje neutro, Ejemplo 5.

Calculando M_{nn} por la expresión (4.227)

$$M_{nn} = A'_{sr} \cdot f_y \cdot (d - c_n - r') + F_{yL} \cdot b_{eff} \cdot t_p \cdot \left(d - c_n - h - \frac{t_p}{2} \right) + b_f \cdot F_y \cdot (d_T - c_n)^2 + F'_y \cdot A_s \cdot (c_n - h'_{cg})$$

$$M_{nn} = 5.65 \cdot 10^{-4} \cdot 420 \cdot (0.324 - 0.198 - 0.005) + 380 \cdot 9.5 \cdot 10^{-4} \cdot 1.5 \cdot \left(0.324 - 0.198 - 0.05 - \frac{9.5 \cdot 10^{-4}}{2} \right) + 0.205 \cdot 253.1 \cdot (0.209 - 0.198)^2 + 253.1 \cdot 7.548 \cdot 10^{-3} \cdot (0.198 - 0.1048)$$

$$M_{nn} = 0.42 \text{ MN} \cdot \text{m} = 420.8 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Mnn= 5.23E-01 MNm	RESULTADO
Mnn= 4.20E-01 MNm	
Mnn= 2.44E-01 MNm	
Mnn= 5.17E-01 MNm	

Figura 4.87 Captura de Pantalla, Momento Resistente, Ejemplo 5.

7.1 Comprobación de la capacidad resistente a esfuerzos normales

Debe garantizarse el cumplimiento de la condición: $M_u \leq \phi M_{nn}$; $\phi = 0.9$

$$48.99 \text{ kN.m} \leq 0.9 \cdot 420.8 \text{ kN.m}$$

$$48.99 \text{ kN.m} < 378.72 \text{ kN.m} \rightarrow (SI \text{ CUMPLE})$$

7.2 Comprobación del cumplimiento de las condiciones de sección compacta para las dimensiones de la viga metálica.

Como el alma de la viga metálica no resulta sometida a compresión esta condición no se comprueba.

7.3 Determinación de la capacidad resistente a esfuerzos cortantes

Calculando V_n por la expresión (4.322)

$$V_n = 0.6F_y \cdot h_w \cdot t_w \cdot C_v$$

$$V_n = 0.6 \cdot 253.1 \cdot 0.1812 \cdot 0.0091 \cdot 1 = 0.25 \text{ MN} = 250.41 \text{ kN}$$

Debe garantizarse el cumplimiento de la condición: $V_u \leq \phi_v \cdot V_n$; $\phi_v = 1$

$$57.16 \text{ kN} \leq 1 \cdot 250.41 \text{ kN}$$

$$57.16 \text{ kN} < 250.41 \text{ kN} \rightarrow (SI \text{ CUMPLE})$$

4.8.5 EJEMPLO 5: LÁMINA CON NERVADURAS PARALELAS A LA VIGA. INTERACCIÓN COMPLETA.

Para este ejemplo se tomará como viga principal a una viga de 310x52

2.6 Determinación de las características geométricas de la sección transversal de la viga metálica.

Distancia del borde superior de la viga a su centro de gravedad h_{cg}	15.85 cm
Distancia del borde inferior de la viga a su centro de gravedad h'_{cg}	15.85 cm
Área de la sección transversal A_s	67 cm ²
Altura total de la viga d_T	31.7 cm
Espesor del patín superior t_f	1.32 cm

Espesor del patín inferior t'_f	1.32 cm
Espesor del alma t_w	0.76 cm
Altura del alma $h_w = d_T - t_f - t'_f$	29.06 cm
Ancho del patín superior b_f	16.7 cm
Ancho del patín inferior b'_f	16.7 cm
Peralte total de la sección compuesta $d = h_l + d_T$	43.145 cm
Peso por unidad de longitud de la viga W	0.51 kN/m

4.1 Determinación de las solicitaciones características

Al ser una viga con unión rígida en ambos extremos, existe momentos positivos y momentos negativos. Éstos últimos son máximos en sus extremos y para el caso de momento positivo tiene su máximo valor en la región central; si hay simetría se ubica en el centro de la viga.

Al ser este un ejemplo didáctico, se idealiza como viga empotrada-empotrada, para análisis más eficientes se recomienda considerar los pórticos completos.

La carga distribuida aplicada a la viga compuesta de alma llena, es calculada al multiplicar la carga de diseño obtenida anteriormente, por el ancho tributario de la viga principal.

e) Determinación del momento de cálculo requerido.

Al tratarse de una viga conectada rigidamente en sus extremos

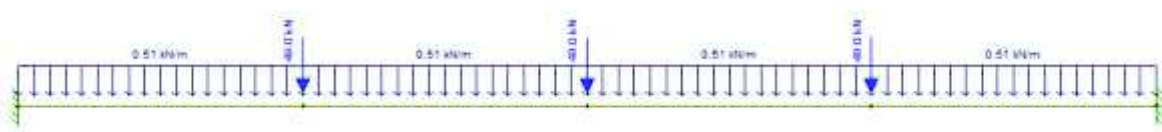


Figura 4.88 Captura de Pantalla de la distribución de cargas sobre la viga principal

Como simplificación se consideran que todas las cargas permanentes y cargas vivas son soportadas por las vigas secundarias lo que a su vez genera una reacción sobre la viga principal en forma de carga puntual por tanto no se considera el aporte de cargas vivas y muertas en la viga principal.

Sobre la viga actúa una carga distribuida de valor del peso propio de la viga de 0.51 kN/m y además a una separación de 1.5m como representación de la reacción de

apoyo de la viga secundaria actúan fuerzas puntuales de 49 kN. El momento requerido de cálculo positivo es de 55.9 kN.m y como valor negativo se obtuvo 93.4 kN.m

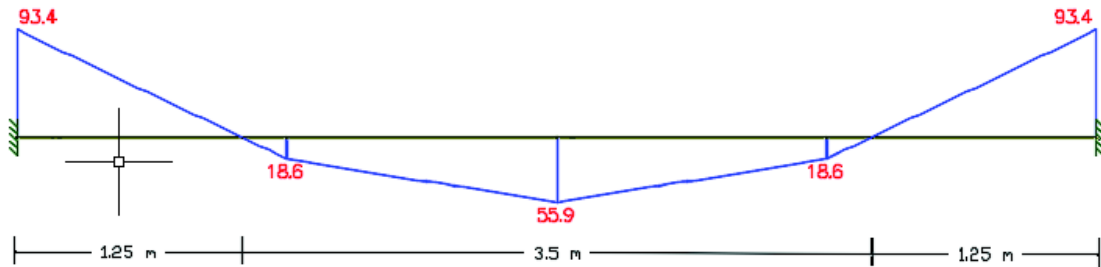


Figura 4.89 Captura de Pantalla, diagrama de momentos de Ejemplo 5.

$$M_u = 55.9 \text{ kN.m} = 5700.21 \text{ kgf.m}$$

$$M_{un} = 93.4 \text{ kN.m} = 9524.15 \text{ kgf.m}$$

f) Determinación del cortante de cálculo requerido.

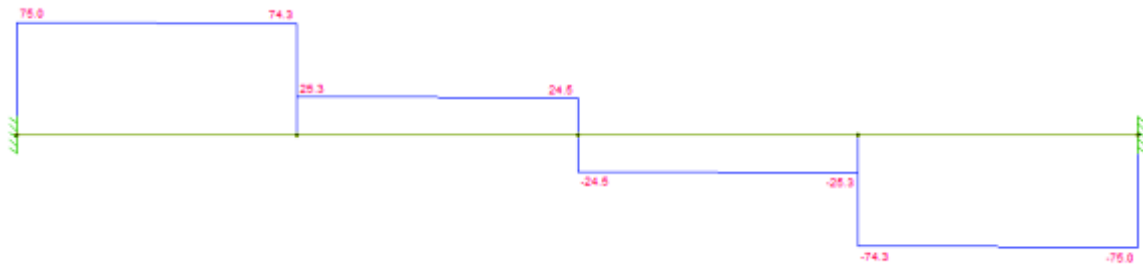


Figura 4.90 Captura de Pantalla. Diagrama de Corte de ejemplo 5.

$$V_u = 75 \text{ kN} = 7647.87 \text{ kgf}$$

5. Comprobación del cumplimiento de las condiciones de sección compacta, de acuerdo a las lineaciones de las dimensiones de viga metálica.

5.1 Patín de la viga metálica

Siguiendo lo planteado por la tabla 2.4:

Siendo R_y , el factor de esfuerzo de fluencia probable, para el ejemplo se usa acero A36 por tanto R_y según la tabla A3.1 toma el valor de 1.5.

Para patín de doble simetría secciones I y canales:

$$\frac{b}{t} = \frac{0.0835}{0.0132} = 6.33$$

Condición elementos sísmicamente compactos (AISC 341-16):

$$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 0.32 \sqrt{\frac{1.96 \cdot 10^5}{1.5 \cdot 248}} = 7.34$$

Condición elementos compactos (AISC 341-16):

$$0.4 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} = 0.4 \sqrt{\frac{1.96 \cdot 10^5}{1.5 \cdot 248}} = 9.18$$

Por tanto, se trata de patín sísmicamente compacta.

Patín		
b/t	6.325757576	
b/t	6.325757576	
AISC 341-16	7.273335348	9.091669185
SISMICAMENTE COMPACTO		
SISMICAMENTE COMPACTO		

Figura 4.91 Captura de Pantalla, Comprobación de la Sección Compacta para el Patín de la viga.

5.2 Alma de la viga metálica

Siguiendo lo planteado por la tabla 2.4:

Para almas de doble simetría secciones I y canales:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{0.2906}{0.076} = 38.23$$

$$P_y = R_y \cdot F_y \cdot A_s = 1.5 \cdot 253.1 \cdot 6.7 \cdot 10^{-3} = 2.54 \text{ MN} = 2543.7 \text{ kN}$$

$$P_u = \frac{0.06 R_y \cdot F_y \cdot Z}{d - t_f} = \frac{0.06 \cdot 1.5 \cdot 253.1 \cdot 8.43 \cdot 10^{-4}}{0.317 - 0.0132} = 0.0632 \text{ MN} = 63.208 \text{ kN}$$

Siendo Z el módulo plástico de la sección.

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c \cdot P_y} = \frac{63.208}{0.9 \cdot 2543.7} = 0.0276$$

Condición elementos sísmicamente compactos (AISC 341-16):

Para $C_a > 0.114$

$$0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} (2.68 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}}$$

$$53.03 \geq 35.67$$

Condición elementos compactos (AISC 341-16):

$$1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}} (2.12 - C_a) \geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y \cdot F_y}}$$

$$61.33 \geq 35.67$$

Por tanto, se trata de alma sísmicamente compacta.

Alma	
h/tw	38.23684211
Py=	2.54E+00 MN
Pu=	6.32E-02 MN
Ca=	2.76E-02
	56.73662395 82.45266971
SISMICAMENTE COMPACTO	

Figura 4.92 Captura de Pantalla, Comprobación de la Sección Compacta para el Alma de la viga.

7. Comprobación de los estados límites de resistencia

Momento Positivo.

Calculando "c" por la expresión (4.107)

$$c = \frac{A_p \cdot F_{yL} + A_s \cdot F_y}{0.85 \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_{eff}}$$

$$c = \frac{1.72 \cdot 10^{-3} \cdot 380 + 6.67 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1}{0.85 \cdot 0.8 \cdot 21 \cdot 1.5}$$

$$c = 0.10968 \text{ m}$$

Chequeando la condición

$$c \leq h$$

$$0.10968 > 0.05 \rightarrow (NO \ CUMPLE)$$

Calculando "c" por la expresión (4.116)

$$c = \frac{A_p \cdot F_{yL} + A_s \cdot F_y + 2F'_{yL} \cdot h \cdot b_r}{0.85f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_{eff} + 2F'_{yL} \cdot b_r}$$

$$c = \frac{1.72 \cdot 10^{-3} \cdot 380 + 6.67 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1 + 2 \cdot 380 \cdot 0.05 \cdot 0.4928}{0.85 \cdot 21 \cdot 0.8 \cdot 1.5 + 2 \cdot 380 \cdot 0.4928}$$

$$c = 0.05323 \ m$$

Chequeando la condición

$$h < c \leq h + t_p$$

$$0.05 < 0.053 > 0.051 \rightarrow (NO \ CUMPLE)$$

Calculando "c" por la expresión (4.126)

$$c = \frac{A_p \cdot F_{yL} + A_s \cdot F_y - 2F'_{yL} \cdot b_r \cdot t_p + 2F'_{yL} \cdot St_p \cdot (h + t_p)}{0.85f'_c \cdot \beta_1 \cdot b_{eff} + 2 \cdot F'_{yL} \cdot St_p}$$

$$c = \frac{1.72 \cdot 10^{-3} \cdot 380 + 6.67 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1 - 2 \cdot 380 \cdot 0.4928 \cdot 9.5 \cdot 10^{-4}}{0.8521 \cdot 21 \cdot 0.8 \cdot 1.5 + 2 \cdot 380 \cdot 9.96 \cdot 10^{-3}}$$

$$+ \frac{2 \cdot 380 \cdot 9.96 \cdot 10^{-3} \cdot (0.05 + 9.5 \cdot 10^{-4})}{0.8521 \cdot 21 \cdot 0.8 \cdot 1.5 + 2 \cdot 380 \cdot 9.96 \cdot 10^{-3}}$$

$$c = 8.21 \cdot 10^{-2} m$$

Chequeando la condición

$$h + t_p < c < h + h_r$$

$$0.05095 < 8.21 \cdot 10^{-2} < 0.1135 \rightarrow (SI \ CUMPLE)$$

$$c \leq 1.25h$$

$$8.21 \cdot 10^{-2} \leq 0.0625 \rightarrow (NO \ CUMPLE)$$

Calculando "c" por la expresión (4.134)

$$c = \frac{A_p \cdot F_{yL} + A_s \cdot F_y - 2F'_{yL} \cdot b_r \cdot t_p + 2F'_{yL} \cdot St_p \cdot (h + t_p)}{0.85f'_c \cdot b_o \cdot \beta_1 + 2F'_{yL} \cdot St_p}$$

$$- \frac{0.85f'_c \cdot h \cdot (b_{eff} - b_o)}{0.85f'_c \cdot b_o \cdot \beta_1 + 2F'_{yL} \cdot St_p}$$

$$c = \frac{1.72 \cdot 10^{-3} \cdot 380 + 6.67 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1 - 2 \cdot 380 \cdot 0.4928 \cdot 9.5 \cdot 10^{-4}}{0.85 \cdot 21 \cdot 0.8593 \cdot 0.8 + 2 \cdot 380 \cdot 0.4928} + \frac{2 \cdot 380 \cdot 0.4928 \cdot (0.05 + 9.5 \cdot 10^{-4}) - 0.85 \cdot 21 \cdot 0.05 \cdot (1.5 - 0.8593)}{0.85 \cdot 21 \cdot 0.8593 \cdot 0.8 + 2 \cdot 380 \cdot 0.4928}$$

$$c = 0.09108 \text{ m}$$

Chequeando la condición

$$h + t_p < c < h + h_r$$

$$0.05095 < 0.09108 < 0.1135 \rightarrow (SI \text{ CUMPLE})$$

c= 0.109676616 m	NO CUMPLE	
c= 0.053227935 m	NO CUMPLE	
c= 8.21E-02 m	CUMPLE	NO CUMPLE
c= 0.091086324 m	CUMPLE	

Figura 4.93 Captura de Pantalla, Calculo de la profundidad del eje neutro, Ejemplo 5.

Calculando M_n por la expresión (4.135)

$$M_n = 0.425\beta_1 \cdot f'_c \cdot b_o \cdot c^2 \cdot (2 - \beta_1) + F_{yL} \cdot A_p \cdot (h_l - c - u') + F_y \cdot A_s \cdot (d - h'_{cg} - c) + 2 \cdot F'_{yL} \cdot b_r \cdot t_p \cdot \left(c - h - \frac{t_p}{2}\right) + F'_{yL} \cdot S_{t_p} \cdot \left(c - h - t_p\right)^2 + 0.85 \cdot f'_c \cdot (b_{eff} - b_o) \cdot h \cdot \left(c - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_n = 0.425 \text{ MNm} = 425.21 \text{ kNm}$$

Mn= 4.17E-01 MNm
Mn= 0.433085023 MNm
Mn= 4.28E-01 MNm
Mn= 0.425205737 MNm

RESULTADO

Figura 4.94 Captura de Pantalla, Calculo del Momento Nominal Resistente, Ejemplo 5.

Momento Negativo.

Calculando “ c_n ” por la expresión (4.253)

$$c_n = \frac{A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot A_p - A_s \cdot F'_y + 2b_f \cdot t_f \cdot F_y}{2t_w \cdot F_y} + d_T - t_f$$

c_n

$$= \frac{0.00056 \cdot 420 + 380 \cdot 1.72 \cdot 10^{-3} - 6.7 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1 + 2 \cdot 0.167 \cdot 0.0132 \cdot 253.1}{2 \cdot 0.0076 \cdot 253.1}$$

$$+ 0.0317 - 0.0132$$

$$c_n = 0.384 \text{ m}$$

Chequeando la condición

$$h'_{cg} < c_n < d_T - t_f$$

$$0.1585 < 0.384 < 0.303 \rightarrow (\text{NO CUMPLE})$$

Calculando “ c_n ” por la expresión (4.256)

$$c_n = \frac{A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot A_p - A_s \cdot F'_y}{2b_f \cdot F_y} + d_T$$

$$c_n = \frac{0.00056 \cdot 420 + 380 \cdot 1.72 \cdot 10^{-3} - 6.7 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1}{2 \cdot 0.167 \cdot 253.1} + 0.317$$

$$c_n = 0.307 \text{ m}$$

Chequeando la condición

$$d_T \geq c_n \geq d_T - t_f$$

$$0.317 \geq 0.307 \geq 0.303 \rightarrow (\text{SI CUMPLE})$$

Calculando M_n por la expresión (4.257)

$$M_{nn} = A'_{sr} \cdot f_y \cdot (d - c_n - r') + F_{yL} \cdot A_p \cdot (d_T - c_n + u') + b_f \cdot F_y \cdot (d_T - c_n)^2 + F'_y \cdot A_s \cdot (c_n - h'_{cg})$$

$$M_{nn} = 0.3088 \text{ MNm} = 308.83 \text{ kNm}$$

7.1 Comprobación de la capacidad resistente a esfuerzos normales

Debe garantizarse el cumplimiento de la condición: $M_u \leq \phi M_n$; $\phi = 0.9$

Momento Positivo

$$55.9 \text{ kN.m} \leq 0.9 \cdot 425.21 \text{ kN.m}$$

$$55.9 \text{ kN.m} < 382.69 \text{ kN.m} \rightarrow (\text{SI CUMPLE})$$

Momento Negativo

$$93.4 \text{ kN.m} \leq 0.9 \cdot 308.83 \text{ kN.m}$$

$$79.5 \text{ kN.m} < 277.95 \text{ kN.m} \rightarrow (\text{SI CUMPLE})$$

7.2 Comprobación del cumplimiento de las condiciones de sección compacta para las dimensiones del alma de la viga metálica.

Esta comprobación se realizó en el paso 5 de este ejemplo.

7.3 Determinación de la capacidad resistente a esfuerzos cortantes

Una vez comprobada la condición del epígrafe 4.3 se concluye un $C_v=1$

Calculando V_n por la expresión (4.322)

$$V_n = 0.6F_y \cdot h_w \cdot t_w \cdot C_v$$

$$V_n = 0.6 \cdot 253.1 \cdot 0.2906 \cdot 0.0076 \cdot 1 = 0.335 \text{ MN} = 335.4 \text{ kN}$$

Debe garantizarse el cumplimiento de la condición: $V_u \leq \phi_v V_n$; $\phi_v = 1$

$$75 \text{ kN} \leq 1 \cdot 335.4 \text{ kN}$$

$$75 \text{ kN} < 335.4 \text{ kN} \rightarrow (\text{SI CUMPLE})$$

8. Cálculo de la Conexión

Momento Positivo

Chequeando la condición (4.325)

$$0.85(b_{eff} - b_o) \cdot h \cdot f'_c + 0.85\beta_1 \cdot b_o \cdot (h + h_r) \cdot f'_c + F'_{yL} \cdot A_p \geq A_s \cdot F_y$$

$$0.85(1.5 - 0.856) \cdot 0.05 \cdot 21 + 0.85 \cdot 0.8 \cdot 0.856 \cdot (0.05 + 0.0635) \cdot 21 + 380 \cdot 1.72 \cdot 10^{-3} \geq 6.7 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1$$

$$1.97 \geq 1.7$$

P_t se calcula por la expresión (4.326)

$$P_t = p \cdot A_s \cdot F_y$$

$$P_t = 1 \cdot 6.7 \cdot 10^{-3} \cdot 253.1$$

$$P_t = 1.69 \text{ MN} = 1695.8 \text{ kN}$$

Para pernos el valor de Q_n se obtiene por:

$$Q_n = 0.5 \cdot A_{sa} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot F_u$$

$$Q_n = 0.5 \cdot 2.83 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{21 \cdot 2.15 \cdot 10^4} \leq 1 \cdot 0.75 \cdot 2.83 \cdot 10^{-4} \cdot 450$$

$$Q_n = 0.09534 \text{ MN} \leq 0.0957 \text{ MN}$$

$$Q_n = 0.9534 \text{ MN}$$

PERNO	
D=	19 mm
Asa=	0.000283529 m2
Rp=	0.75
Rg=	1
Fu=	450 MPa
	0.095341172
	0.095690949
Qn=	0.095341172 MN

Figura 4.95 Captura de Pantalla, Capacidad Resistente del Conector, Ejemplo 5.

Calculo del número de conectores:

$$n_c = \frac{P_t}{Q_n} = \frac{1.69}{0.09534} = 17.73 \rightarrow 18 \text{ conectores}$$

Estos conectores deben colocarse entre el centro de la viga (Momento Max.) y el apoyo (Momento Nulo). La misma cantidad (por simetría) debe ubicarse en la otra parte de la viga por lo que da un total de 36 conectores. Espaciados a 16.7 cm.

Momento Negativo

P'_t se calcula por la expresión (4.331)

$$P'_t = A'_{sr} \cdot f_y + F_{yL} \cdot A_p$$

$$P'_t = 0.0005655 \cdot 420 + 380 \cdot 1.72 \cdot 10^{-3}$$

$$P'_t = 0.891 \text{ MN} = 891.01 \text{ kN}$$

Para pernos el valor de Q_n se obtiene por:

$$Q_n = 0.5 \cdot A_{sa} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot F_u$$

$$Q_n = 0.5 \cdot 2.83 \cdot 10^{-4} \cdot \sqrt{21 \cdot 2.15 \cdot 10^4} \leq 1 \cdot 0.75 \cdot 2.83 \cdot 10^{-4} \cdot 450$$

$$Q_n = 0.09534 \text{ MN} \leq 0.0957 \text{ MN}$$

$$Q_n = 0.9534 \text{ MN}$$

PERNO	
D=	19 mm
Asa=	0.000283529 m ²
Rp=	0.75
Rg=	1
Fu=	450 MPa
	0.095341172
	0.095690949
Qn=	0.095341172 MN

Figura 4.96 Captura de Pantalla, Capacidad Resistente del Conector, Ejemplo 5.

Calculo del número de conectores:

Momento Positivo

$$n_c = \frac{P_t}{Q_n} = \frac{1.69}{0.09534} = 17.73 \rightarrow 18 \text{ conectores}$$

Estos conectores deben colocarse entre el centro de la viga (Momento Max.) y el Momento Nulo. La misma cantidad (por simetría) debe ubicarse en la otra parte de la viga por lo que da un total de 36 conectores. Se colocaran dos pernos cada 19 cm.

Momento Negativo

$$n_c = \frac{P_t}{Q_n} = \frac{0.891}{0.09534} = 9.35 \rightarrow 10 \text{ conectores}$$

Estos conectores deben colocarse entre el Momento Max. Negativo y el Momento Nulo. La misma cantidad (por simetría) debe ubicarse en la otra parte de la viga por lo que da un total de 20 conectores. Espaciados a 12 cm.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Para la determinación del ancho efectivo en vigas compuestas, no existe diferencia para los casos que se tenga losa maciza o losa compuesta con Deck y se aprecia como tendencia no considerar el espesor de la losa.
- Las bases para el cálculo resumen los resultados del estudio de la experiencia nacional e internacional y el desarrollado a partir de la aplicación del conjunto de ecuaciones físicas y de equilibrio a la sección compuesta.
- En losa compuesta con Deck y nervaduras paralelas se emplearon secciones de cálculo simplificadas con un comportamiento similar a la real, además de la utilización de diagramas de esfuerzos equivalentes en el acero en secciones de momento positivo o negativo, aprovechando las ventajas que esto proporciona en la determinación de las expresiones de cálculo.
- Las expresiones obtenidas en este documento están vinculadas con las normas vigentes en Ecuador específicamente con las relacionadas con el cálculo de estructuras de hormigón armado o de acero.
- Las expresiones de cálculo a emplear en cada comprobación fueron desarrolladas a partir de la formulación de las hipótesis correspondientes.
- La lámina de acero en el cálculo de la resistencia de la sección compuesta, aporta resistencia y otros beneficios, sin embargo, si se considera que la misma se puede deteriorar por corrosión por estar la edificación en un ambiente muy agresivo o que no puede soportar fuegos intensos, puede no considerarse su aporte a la sección resistente, por lo cual en el presente trabajo se proponen las dos condiciones, justificándolas en cada caso.
- La posición del eje neutro para una sección compuesta se obtiene mediante el equilibrio de fuerzas de tensión y compresión presentes en la sección. Mientras que el momento resistente nominal de la sección, se consigue mediante la aplicación de la sumatoria de momentos de dichas fuerzas en cualquier punto de la sección.

- Para la viga compuesta se consideran criterios generales de diseño de interacción completa e interacción parcial en zonas de momento positivo o negativo.
- Para los sistemas resistentes a cargas sísmicas, las secciones deben ser sísmicamente compactas o también compactas; si se comprueba que el alma no está sometida a compresión esta puede resultar esbelta o no compacta debido a que como está sometida a tracción no se produce en ella falla por pandeo local.
- En base a la recopilación de información en investigaciones y normas citadas en el presente trabajo, no se encontró información relevante acerca del uso y aplicación de esfuerzos combinados en el análisis y diseño de vigas compuestas de alma llena. Por lo que se concluyó que este aspecto no es indispensable para el diseño, razón por la cual este análisis no fue desarrollado en los principios para el cálculo y por supuesto en la metodología de cálculo.
- El comportamiento compuesto se consigue mediante la conexión entre el acero y el hormigón, causando que los dos trabajen como una unidad. Este comportamiento se consigue previniendo deslizamientos horizontales entre los dos materiales mediante conectores. Los conectores limitan los desplazamientos relativos entre las superficies de contacto, haciendo que el elemento tienda a deformarse como uno solo.
- Para sistemas resistentes a cargas sísmicas, las conexiones deben presentar una condición rígida, mientras que para elementos que no forman parte del sistema resistente a cargas sísmicas, las conexiones pueden ser rígidas o flexibles, como puede ser el caso de las vigas secundarias.
- En el presente trabajo, se resume en un solo documento aspectos novedosos y actualizados que no aparecen recogidos en conjunto en ningún texto de los consultados.

5.2 RECOMENDACIONES

- El uso de la presente metodología se recomienda principalmente para el territorio ecuatoriano, sin embargo, esta puede ser utilizada en otros países, tomando en cuenta la simbología y normas utilizadas en los mismos.
- Se recomienda el uso de elementos sísmicamente compactos para un diseño sismorresistente, sin embargo, con un adecuado diseño de conexiones, se pueden utilizar secciones compactas.
- Se recomienda, para futuros estudios, automatizar y programar la metodología presentada en el siguiente estudio, con el fin de reducir tiempos de cálculo y errores humanos.
- Se recomienda realizar un estudio complementario, donde se considere el efecto de muros de corte en entresijos compuestos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR 8800. (2008). *Norma brasileira. Projecto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edificios*. Brasil.
- AHMSA Altos Hornos de México. (2013). *Manual para el diseño de la construcción con acero.pdf*.
- AISC Committee. (2016). *Seismic Provision for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341-16)*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISC Committee. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-16)*. Chicago, Illinois, United States: American Institute of Steel Construction.
- AISC Committee. (July 17, 2016). *Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360-10)*. Chicago, Illinois, United States: American Institute of Steel Construction.
- ALACERO. (2010). *Módulo de uniones apernadas y soldadas*. Departamento de Ingeniería Macro Steel Project.
- Álvarez Valadez, O., & Cházaro Rosario, C. (2014). Construcción Compuesta Acero-Concreto. (G. CORSA, Ed.) *El Acero Hoy*, 50.
- Álvarez Valadez, O., & Cházaro Rosario, C. (2014). Miembros en Compresión. *Al Acero Hoy*, 44.
- Álvarez Valadez, O., & Cházaro Rosario, C. (2014). Miembros en Flexión Traves y Vigas. (G. CORSA, Ed.) *El Acero Hoy*, 59.
- Álvarez Valadez, O., & Cházaro Rosario, C. (s.f.). Miembros en Compresión. *Al Acero Hoy*, 44.
- American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)*. Estados Unidos: ACI.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Connections Teaching Toolkit*.
- ANSI/AISC 341-16. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois, United States: American Institute of Steel Construction.
- AWS, D. (2010). *Structural welding code-Steel*.

- Azmi, M. H. (1972). *Composite Open-Wes Trusses whit Metal Cellular Floor*. Hamilton, Ontario: McMaster University.
- Basha, H. S., & Goel, S. C. (1994). Seismic Resistant Truss Moment Frames with Ductile. *Research Report No. UMCEE 94-29*. Ann Arbor: The University of Michigan.
- Beer, F., Russell Johnston, E., & Eisenberg , E. R. (2007). *Mecánica Vectorial para Ingenieros Estática* (Octava ed.). Ciudad de México: McGraw-Hill Interamericana.
- Brattland, A., & Kennedy, D. L. (1992). *Flexural tests of two full-scale composite trusses* (Vol. 19). Canadá: Canadian Journal of Civil Engineering.
- Capa Guachón, V. (2009). *DISEÑO DE CONEXIONES SOLDADAS*. Quito, Ecuador.
- Chao, S., & Goel, S. C. (2008). Performance Based Plastic Desing of Special Truss Moment Frames. *Engineering Journal / Second Quarter*.
- Columba Morocho, M., & Crespo Palma, G. (2016). *Estudio de elementos compuestos de una losa de hormigón sobre una viga de acero de alma no compacta y patines compactos, sometidos a flexión con momentos negativos*. Quito, Ecuador: EPN-FICA.
- Crisafulli, F. (2014). *Diseño Sismoresistente de Construcciones de Acero* (4 ed.). Mendoza, Argentina: Alacero.
- CSA S16-14. (2014). *Canadian Standars Association. Design of steel structures*. (CSA, Ed.)
- de Buen López de Heredia, O. (2004). *Diseño de estructuras de acero. Construcción Compuesta*. México, D.F, México: Fundación ICA, A.C.
- esj. (18 de octubre de 2017). esj. *Largero de Alma Abierta, Detalles de Conexión*, 34. Obtenido de <http://www.esj.mx>
- Espinoza. (2004). *Cálculo de momentos resistentes y esfuerzos en vigas tipo I compuestas bajo especificaciones LRFD*. Quito.

- Espinoza C, J. M. (2011). *Curso de Estructuras III*. Quito: Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental.
- Eurocode 4. (2004). *Design of composite steel and concrete structures*.
- Eurocódigo. (2009). *Eurocódigo 2: Diseño de estructuras de Hormigón*.
- Eurocódigo. (2009). *Eurocódigo 3: Diseño de Estructuras de Acero*.
- Eurocódigo. (2009). *Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de hormigón*.
- Galambos, T. V., & Tide, R. H. (1970). *Composite Open-Web Steel Joists*. AISC Engineering Journal.
- Galán Burneo, V., & Jaramillo Gutiérrez, D. (2012). *Ensayo experimental de los conectores de corte de las losas tipo Deck*. Quito, Ecuador: EPN-FICA.
- Hernández Benítez, A. L., Linarez García, D. A., & Soriano Sorto, E. A. (2012). *Guía de Análisis y Diseño para Vigas de Alma Abierta y Armaduras Metálicas en Estructuras de Soporte de Techos y Entrepisos*. San Salvador: Universidad de el Salvador.
- Hernández Rodríguez, L. (2003). Cálculo de entresijos compuestos. Algunas consideraciones. *Cimientos*(7).
- Ibrahim Muhammad, A. (2015). *Behaviour of Open Web Steel Joist in Composite Deck Floor System*. Windsor, Ontario, Canadá: University of Windsor.
- Ingemecánica. (19 de Septiembre de 2017). *Ingemecánica.com*. Obtenido de <http://ingemecanica.com/tutorialsemanal/tutorialn47.html>
- Itani, A., & Goel, S. C. (1991). *Earthquake Resistant Design of Open Web Framing Systems*. Ann Arbor: University of Michigan, Department of Civil and Environmental Engineering.
- Johnson, R. P., & H, Y. (1998). *Models and design rules for stud shear connectors in troughs of profiled sheeting, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings* (Vol. 128).
- Lembeck, J. H. (1965). *Composite Design of Open Web Steel Joists, M.Sc. Thesis*. St. Louis: Washington University.

- Leon, R. T., & Curry, J. H. (1987). *Behavior of Long-Span Composite Joists*. Florida: ASCE Structures Congress Proceedings.
- McCormac, J. C. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero* (5 ed.). Alfaomega.
- McCormac, J. C., & Cernak, S. F. (2012). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO* (Quinta ed.). México: Alfaomega.
- Metal Decking. (25 de July de 2017). *keywordsuggest.org*. Obtenido de <http://keywordsuggest.org/gallery/681068.html>
- MIDUVI. (2015). *NEC-SE-AC: Estructuras de Acero*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- MIDUVI. (2015). *NEC-SE-CG: Cargas No Sísmicas*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- MIDUVI. (2015). *NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado*. Quito, Ecuador: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- Moromenacho Pillajo, V. E., & Toapanta Pinta, Á. P. (2017). *Estudio Teórico Experimental sobre el Comportamiento a Flexión de Vigas I Compuestas para el caso de Almas no Compactas con Atiesadores Verticales y Horizontales*. Quito: FICA.
- Murray, T., Allen, D., & Ungar, E. (1997). Steel Design Guide Series 11. En *Floor Vibrations Due to Human Activity*. Chicago, IL: AISC.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2014). *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente NEC-SE-DS*. Quito: MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (Diciembre 2014). *Cargas no Sísmicas NEC-SE-CG*. Quito: NEC.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (Diciembre 2014). *Cargas no Sísmicas NEC-SE-CG*. Quito: MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (Diciembre 2014). *Hormigón Armado NEC-SE-HM*. Quito: NEC.

- NOVACERO. (15 de noviembre de 2017). Obtenido de El acero del futuro NOVACERO: <http://www.novacero.com/catalogo-productos/sistemas-constructivos-estructurales/novalosa.html#novalosa-55>
- NRMC 080. (2007). *Cálculo de entresijos compuestos de hormigón y acero con vigas de alma llena sometidos a cargas estáticas*. Cuba: Ministerio de la Construcción.
- Pfenniger, F. (s.f.). *Arquitectura en Acero*. Obtenido de <http://www.arquitecturaenacero.org>
- Rivas Guamán, P., & Vinueza Hidalgo, J. (Abril, 2015). *ESTUDIO DE VIGAS DE ACERO CON LOSAS DE HORMIGÓN SOMETIDAS A FLEXIÓN CON MOMENTOS POSITIVOS MEDIANTE EL ENSAYO DE ELEMENTOS Y MODELACIÓN TEÓRICA*. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- Rivas, & Vinueza. (2015). *Estudio de vigas de acero con losas de hormigón sometidas a flexión con momentos positivos mediante el ensayo de elementos y modelación teórica*. Quito.
- Robinson, H., & Fahmy, E. H. (1978). *The Design of Partially Connected Composite Open-Web Joists* (Vol. 5). Canadian Journal of Civil Engineering.
- Samuelson, D. (2002). Composite Steel Joists. *AISC Engineering Journal*, Third Quarter, 111-120.
- Samuelson, D., & Fares, S. (2017). Composite Joist: New 2 Edition Specifications and New Technical Digest No. 13. *Steel Joist Institute* (pág. 96). SJI.
- Samuelson, D., & Green, P. S. (2008). The SJI Composite Steel Joist Catalog First Edition 2007 for use by the Design Professional. *NASCC*, 16.
- Steel Joist Institute. (2015). *Standard Specification for Composite Steel Joists, CJ-Series*. Florence, Estados Unidos: SJI-CJ-2015.
- Wang, P., & Kaley, D. J. (1997). *Composite Action of Concrete Slab and Open Web Joist (Without the Use of shear Connectors)* (Vol. 4). AISC Engineering Journal.