



UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

**“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE CONECTORES
DE CORTE EN SISTEMAS COMPUESTOS CON LOSA DE
HORMIGÓN Y VIGA DE ACERO”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTOR (ES):

ANTHONY ABEL PILCO RODRÍGUEZ
PAOLA ESTEFANÍA DORADO GUAMÁN

TUTOR:

ING. JAIME FERNANDO ARGUDO RODRÍGUEZ Ph.D

LA LIBERTAD, ECUADOR

2023

UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE CONECTORES DE CORTE
EN SISTEMAS COMPUESTOS CON LOSA DE HORMIGÓN Y VIGA DE
ACERO”

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTOR:

ANTHONY ABEL PILCO RODRÍGUEZ
PAOLA ESTEFANÍA DORADO GUAMÁN

TUTOR:

ING. JAIME FERNANDO ARGUDO RODRÍGUEZ Ph.D

LA LIBERTAD – ECUADOR

2023

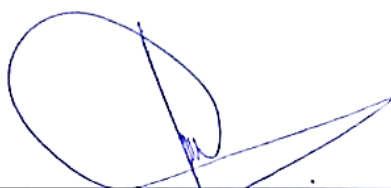
UPSE

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 

Ing. Jonny Villao Borbor, MSc.

DIRECTOR DE CARRERA

f. 

Ing. Jaime Argudo Rodríguez, PhD.

DOCENTE TUTOR

f. 

Ing. Vianna Pinoargote Rovello, MSc.

DIRECTOR ESPECIALISTA

f. 

Ing. Lucrecia Moreno Alcívar, PhD.

DOCENTE UIC

DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo de investigación, a mis padres. Quienes al entender el difícil camino que conlleva una carrera universitaria, siempre me apoyaron para poder culminarla.

A mis hermanos, por su constante apoyo y motivación.

A mi familia y amigos en general, muchos de ellos contribuyeron de alguna manera a llegar al final de este proceso de formación.

Anthony Abel Pilco Rodríguez

Dedico este trabajo de investigación a mi familia por apoyarme e impulsarme a culminar mis estudios académicos.

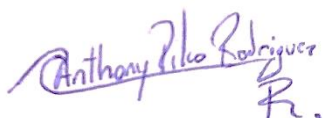
Paola Estefanía Dorado Guamán

DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, Anthony Abel Pilco Rodríguez y Paola Estefanía Dorado Guamán, declaro bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado **“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE CONECTORES DE CORTE EN SISTEMAS COMPUESTOS CON LOSA DE HORMIGÓN Y VIGA DE ACERO”**, no tiene antecedentes de haber sido elaborado en la Facultad de Ciencias de la Ingeniería, Carrera de Ingeniería Civil, por tanto, es un trabajo exclusivamente inédito y perteneciente de nuestra autoría.

Por medio de la presente declaración cedemos los derechos de autoría y propiedad intelectual, correspondientes a este trabajo, a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, según lo establecido por la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

Atentamente,



Anthony Abel Pilco Rodríguez

Autor de Tesis

C.I:2450016528



Paola Estefanía Dorado Guamán

Autor de Tesis

C.I:1104255052

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR

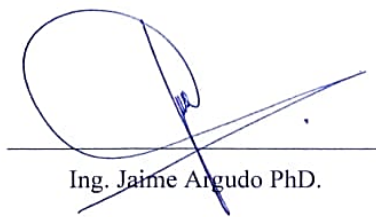
Ing. Jaime Argudo PhD

TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Universidad Estatal Península de Santa Elena

En mi calidad de Tutor del presente trabajo **“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE CONECTORES DE CORTE EN SISTEMAS COMPUESTOS CON LOSA DE HORMIGÓN Y VIGA DE ACERO”** previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil elaborado por el Sr. Anthony Abel Pilco Rodríguez y la Srta. Paola Estefanía Dorado Guamán, egresados de la carrera de Ingeniería Civil, Facultad Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, me permito declarar que luego de haber orientado, estudiado y revisado, la apruebo en todas sus partes.

FIRMA DEL TUTOR




Ing. Jaime Argudo PhD.

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

En calidad de tutor del trabajo de investigación para titulación del tema **“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE CONECTORES DE CORTE EN SISTEMAS COMPUESTOS CON LOÑA DE HORMIGÓN Y VIGA DE ACERO”** elaborado por los estudiantes, Anthony Abel Pilco Rodríguez y Paola Estefanía Dorado Guamán con CI:2450016528 y 1104255052 respectivamente, egresados de la carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal de Santa Elena, previo a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio **COMPILATIO**, luego de haber cumplido con los requerimientos exigidos de valoración, la presente tesis, se encuentra con un 4% de la valoración permitida.

Adjunto reporte de similitud.



Ing. Jaime Argudo PhD.
C.I.:0908377229



TESIS PILCO Y DORADO final

4%
Textos sospechosos



4% Similitudes
< 1% similitudes entre comillas
0% Idioma no reconocido
0% Textos potencialmente generados por la IA

Nombre del documento: TESIS PILCO Y DORADO final.docx
ID del documento: c3f20efad2827d45c54d534090cb8b5f050e7b7b
Tamaño del documento original: 8,51 MB

Depositante: JAIME FERNANDO ARGUDO RODRIGUEZ
Fecha de depósito: 1/12/2023
Tipo de carga: interface
fecha de fin de análisis: 1/12/2023

Número de palabras: 23.859
Número de caracteres: 157.500

Ubicación de las similitudes en el documento:



Fuentes principales detectadas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	Documento de otro usuario #075e0e El documento proviene de otro grupo 13 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (154 palabras)
2	repositorio.upse.edu.ec Estudio comparativo de los diseños sísmicos, de una est... https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/4966/1/JPSE-TIC-20109-0008.pdf 21 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (117 palabras)
3	dspace.ucuenca.edu.ec Análisis por desempeño de una estructura especial de a... http://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/31482/3/Trabajo de Titulación.pdf.txt 11 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (62 palabras)
4	Evaluación de la conexión precalificada: viga de sección reducida-columna cajón ... http://dspace.bitstream/15000/17493/3/CD-7994.pdf.txt 9 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (66 palabras)
5	zaloamati.azc.uam.mx http://za.oamati.azc.uam.mx/bitstream/11191/6266/1/Evaluacion_de_conexiones_a_ornamento_Sifu... 8 fuentes similares	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (68 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	dspace.ucacue.edu.ec Lineamientos para el diseño arquitectónico de viviendas d... https://dspace.ucacue.edu.ec/bitstream/ucacue/11855/3/Lineamientos para el diseño arquitectóni...	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (40 palabras)
2	www.ecp.ec https://www.ecp.ec/wp-content/uploads/2023/01/GUIA_3.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (38 palabras)
3	Documento de otro usuario #e63bcc El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (21 palabras)
4	repositorio.upse.edu.ec Estudio y análisis de materiales granulares de la canter... https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5224/1/JPSE-TIC-2019-0019.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (29 palabras)
5	Documento de otro usuario #f618ef El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (26 palabras)

Fuentes ignoradas Estas fuentes han sido retiradas del cálculo del porcentaje de similitud por el propietario del documento.

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	repositorio.upse.edu.ec https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/8439/1/JPSE-TIC-2022-0032.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (195 palabras)
2	repositorio.upse.edu.ec https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/10066/1/JPSE-TIC-2023-0027.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (170 palabras)
3	repositorio.upse.edu.ec https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/9929/1/JPSE-TIC-2023-0022.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (142 palabras)
4	Documento de otro usuario #f6bd27 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (56 palabras)
5	Documento de otro usuario #d913c5 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (38 palabras)
6	Documento de otro usuario #086f24 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (30 palabras)
7	Documento de otro usuario #71ac7b El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (30 palabras)

CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA

Certificación de Gramatólogo

Lic. ALEXI JAVIER HERRERA REYES

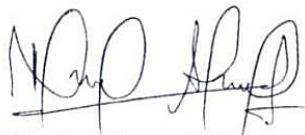
*Magíster En Diseño Y Evaluación
De Modelos Educativos*

La Libertad, noviembre 28 del 2023.

Certifica:

Que después de revisar el contenido del trabajo de integración curricular en opción al título de INGENIERO/A CIVIL de: PILCO RODRÍGUEZ ANTHONY ABEL & DORADO GUAMÁN PAOLA ESTEFANÍA, cuyo tema es: “ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE CONECTORES DE CORTE EN SISTEMAS COMPUESTOS CON LOSA DE HORMIGÓN Y VIGA DE ACERO”, me permito declarar que el trabajo investigativo se encuentra idóneo y puede ser expuesto ante el jurado respectivo para la defensa del tema en mención.

Es todo cuanto puedo manifestar en honor a la verdad.



Lic. Alexi Herrera R, MSc.

Docente de Español A: Literatura

Cel: 0962989420

e-mail: alexiherrerareyes@hotmail.com

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, a Dios, gracias a su bondad inmerecida, me ha dado fuerzas y sabiduría.

A mi padre, Medardo Pilco, quien con mucha dedicación ha sostenido nuestra familia y me ha apoyado en todos los aspectos de mi vida, por sus enseñanzas y consejos, forjando mi carácter y perseverancia.

A mi madre, María Esther Rodríguez, quien, con mucho amor, me ha incentivado a tomar las mejores decisiones y destinó todos sus esfuerzos al desarrollo de sus hijos, siempre me dirigió sabiamente en cada decisión y sigue cuidando de mí.

A mis hermanos, Heidy Pilco y Gabriel Pilco, por siempre apoyarme en todas las facetas de mi vida, por compartir conmigo y motivarme siempre.

A Paola Dorado, quien ha sido un apoyo incondicional durante toda la carrera, y una gran compañera. Una investigadora tenaz con quién he concluido satisfactoriamente este trabajo.

A mis Profesores, todos quienes contribuyeron a mi formación.

Dando un especial agradecimiento al Dr. Jaime Argudo Rodríguez, por su guía en la investigación y sus importantes enseñanzas.

A la Dra. Lucrecia Moreno Alcívar, quien siempre me brindó su apoyo, motivándome al continuo crecimiento académico.

Concluyo expresando mi agradecimiento a todos los seres queridos que fueron y/o son parte de mi desarrollo como persona y como profesional.

Anthony Abel Pilco Rodríguez

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a Dios por la oportunidad de culminar una etapa académica e iniciar una etapa profesional.

A mi familia por el esfuerzo, apoyo, impulso y motivación que me han brindado para salir adelante con mis estudios.

A los docentes que han contribuido con su conocimiento a mi contingente profesional.

En especial al Dr. Argudo quien ha brindado sus esfuerzos para direccionar y tutoriar este trabajo de investigación.

También, un especial agradecimiento a la Dra. Lucrecia Moreno Alcívar por el apoyo y motivación constante durante toda la carrera.

Agradezco también a Anthony Pilco por a portar con sus conocimientos, tiempo y dedicación a la culminación de este trabajo de investigación y por ser un gran apoyo durante toda carrera.

Finalmente, agradezco a todos aquellos amigos que me brindaron su apoyo cuando lo necesité.

Paola Estefanía Dorado Guamán

CONTENIDO

	Pág.
DEDICATORIA	iv
DECLARACIÓN DE AUTORÍA	v
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	vi
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO	vii
CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA	ix
AGRADECIMIENTOS	x
CONTENIDO	xii
LISTA DE FIGURAS	xvii
LISTA DE TABLAS	xx
LISTA DE ECUACIONES	xxii
CAPITULO I: INTRODUCCIÓN	1
1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	4
1.2. ANTEDECENTES	6
1.3. Hipótesis	8
1.3.1. Hipótesis Específicas.	9
1.4. OBJETIVOS.	9
1.4.1. Objetivo General.	9
1.4.2. Objetivos Específicos	9
1.5. ALCANCE	10
1.6. VARIABLES	11
	xii

1.6.1. Variables Dependientes.....	11
1.6.2. Variables Independientes.	11
CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	12
2.1. SISTEMAS COMPUESTOS	12
2.2. VIGA COMPUESTA.....	12
2.2.1. Vigas embebidas.	13
2.2.2. Vigas rellenas de hormigón.....	13
2.2.3. Viga compuesta con conectores de corte.	14
2.2.4. Acción Compuesta.	16
2.2.5. Estados Límites de Falla de una Viga Compuesta.	18
2.3. CONECTORES RESISTENTES A ESFUERZOS CORTANTES	20
2.3.1. Tipos de Conectores de Corte.	21
2.3.2. Conectores de corte Nelson Stud.	22
2.3.3. Diseño de Conectores de Corte.	23
2.4. DISEÑO SISMORRESISTENTE.....	23
2.4.1. Pórticos Resistentes a Momento Especialmente diseñado para sismos (SMRF).	24
2.5. Mecanismos de Plastificación EN SISTEMAS SMRF.....	26
2.5.1. Columna Fuerte-Viga Débil.....	26
2.5.2. Corte equivalente en Vigas.	27
2.5.3. Corte Equivalente en el Panel de Conexión.	30
CAPÍTULO III: METODOLOGÍA	34
3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN	34

3.1.1. Tipo.....	34
3.1.2. Nivel.....	34
3.2. MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	34
3.2.1. Método.....	34
3.2.2. Enfoque.....	34
3.2.3. Diseño.....	35
3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO.....	35
3.3.1. Población.....	35
3.3.2. Muestra.....	35
3.3.3. Muestreo.....	35
3.4. UBICACIÓN DEL SECTOR DE ESTUDIO.....	35
3.5. Metodología.....	35
3.5.1. Características Generales de la Edificación.....	36
3.6. Diseño Del sistema compuesto viga de acero-losa de HORMIGÓN (O.E.1)	39
3.6.1. Especificaciones de AISC 360-22 para el diseño de vigas compuestas.	39
3.6.2. Procedimiento de Cálculo.....	41
3.6.3. Prediseño.....	43
3.6.4. Sistema Compuesto Vigas Principales.....	53
3.6.5. Flexión Negativa / Momento Negativo con sobrerresistencia.....	60
3.7. DISEÑO ELÁSTICO DEL PERNO CONECTOR DE CORTE (O.E.2)..	64
3.7.1. Criterios de diseño.....	64
3.7.2. Procedimiento de cálculo.....	68

3.8. diseño de pórticos SMRF (O.E.3).....	71
3.8.1. Diseño de conexión precalificada.	71
3.9. evaluación de costos entre un sistema SMRF con vigas compuestas, versus el sistema con vigas sin composición (O.E.4)	77
3.10. FLUJO OPERATIVO DE VARIABLES	78
CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS	80
4.1. Análisis y DISEÑO DEL MODELO ESTRUCTURAL SIN COMPOSICIÓN del sistema losa de hormigón-viga de acero	80
4.1.1. Cargas Estructurales.....	81
4.1.2. Predimensionamiento.....	84
4.1.3. Prediseño.....	85
4.2. Diseño de pórticos SMRF MODELO SIN COMPOSICIÓN.....	90
4.2.1. Chequeo columna fuerte-viga débil.	90
4.3. DISEÑO Del sistema compuesto losa de hormigón - viga de acero (O.E1)	92
4.3.1. Detalle de las conexiones entre vigas.....	95
4.4. DISEÑO DE PÓRTICOS SMRF Modelo estructural compuesto (O.E2) .	97
4.4.1. Chequeo columna fuerte-viga débil.	98
4.4.2. Detalles adicionales para pórticos SMRF.	99
4.5. DISEÑO ELÁSTICO DEL PERNO CONECTOR DE CORTE (O.E.3)	103
4.5.1. Diseño para vigas de pórticos SMRF.....	103
4.6. Análisis de costos entre un sistema COMPUESTO VIGA-LOSA Y UN SISTEMA SIN COMPOSICIÓN	107
4.7. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	110

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	112
5.1. CONCLUSIONES	112
5.2. RECOMENDACIONES	114
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	115
ANEXOS	119

LISTA DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Viga embebida de concreto	13
Figura 2. Vigas rellenas de hormigón	14
Figura 3. Esquema de viga compuesta.....	15
Figura 4. Viga compuesta de losa de concreto y viga de acero	16
Figura 5. Acción compuesta de la sección.....	17
Figura 6. Distribución de esfuerzos elásticos.....	18
Figura 7. Desplazamiento de elementos	19
Figura 8. Pandeo de la viga.....	19
Figura 9 Pernos conectores de corte Stud soldados en viga de acero	22
Figura 10 Distribución de las fuerzas de compresión y tensión del conector de corte	23
Figura 11. Análisis sismo en dirección negativa (E^-).....	25
Figura 12 Análisis sismo en dirección positiva (E^+).....	26
Figura 13 Rótulas plásticas en un edificio	27
Figura 14. Diagrama de cuerpo libre para determinar V_h	28
Figura 15. Momento máximo probable en la cara de la columna.....	30
Figura 16. Idealización de la junta viga-columna.....	31
Figura 17. Cortante equivalente en la zona de panel	32
Figura 18. Fuerzas límite actuantes en la unión de viga compuesta y columna.	33
Figura 21 Vista en 3D.....	36
Figura 19 Planta Arquitectónica	37
Figura 20 Elevación (pórticos en dirección "y"	38

Figura 22	Distribución de esfuerzos en el ancho efectivo de la losa	41
Figura 23	Ancho efectivo de la losa	44
Figura 24	Eje neutro en el patín de la viga sin sobrerresistencia	46
Figura 25	Eje neutro en el alma de la viga sin sobrerresistencia	48
Figura 26	Distribución de tensiones plásticas cuando el eje neutro se encuentra en la losa de hormigón	54
Figura 27	<i>Distribución de tensiones plásticas cuando el eje neutro se encuentra en el patín superior de la viga</i>	56
Figura 28	Distribución de tensiones plásticas cuando el eje neutro se encuentra en el alma de la viga.....	58
Figura 29	Distribución de tensiones plásticas cuando el eje neutro se encuentra en el patín superior de la viga	60
Figura 30	Distribución de tensiones plásticas cuando el eje neutro se encuentra en el alma de la viga.....	62
Figura 31.	Posición Fuerte y Débil del conector de corte.....	67
Figura 32	Espaciamiento de los conectores de corte	68
Figura 33	Fuerza Cortante en la interfaz de la conexión del sistema viga-losa...	69
Figura 34	Geometría típica del radio de corte de una conexión de viga de sección reducida.....	72
Figura 35	Losa con placa colaborante Steel Deck	81
Figura 36	Espectro de diseño	85
Figura 37.	Conexión RBS primer modelo estructural Piso 1 a 5.....	91
Figura 38	Viga secundaria soldada al alma de una viga principal.....	95
Figura 39	Vista frontal de la conexión soldada	96
Figura 40	Vista lateral de la conexión	96

Figura 41 Conexión RBS columna 40X40X1,6.....	97
Figura 42 Conexión RBS Columna 35X35X1,5.....	98
Figura 43. Propuesta de Anclaje del acero de refuerzo de la losa en zona de conexión	101
Figura 44. Diseño de Soldadura y Perno para el sistema de anclaje propuesto. 102	
Figura 45 Flujo de corte debido a la combinación de cargas gravitacionales y laterales	104
Figura 46 Distribución de conectores de corte para viga de 7 metros en dirección "x"	105
Figura 47 <i>Distribución de los pernos conectores de corte en vigas de 5m en dirección "y"</i>	106

LISTA DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Valores de R_g para distintos casos.....	66
Tabla 2. Valores de R_p para distintos casos.....	66
Tabla 3 Planilla para el cálculo de precios unitarios.....	77
Tabla 4 Flujo Operativo de la Variable Independiente.	78
Tabla 5 Flujo Operativo de Variable Dependiente.....	79
Tabla 6. Tipos de acero empleados en el diseño de la estructura	80
Tabla 7 Carga muerta sobreimpuesta de los pisos 1 a 4.....	81
Tabla 8 Carga muerta sobreimpuesta del piso 5	82
Tabla 9. Cargas vivas	82
Tabla 10 Cargas viva y sobreimpuesta para los elementos viga piso 1 a 4	83
Tabla 11 Cargas viva y sobreimpuesta para las vigas piso 5	83
Tabla 12 Carga viva y sobreimpuesta para las columnas.....	83
Tabla 13 Carga total de las columnas	84
Tabla 14 Perfiles seleccionados de la viga.....	84
Tabla 15 Perfiles seleccionados de la columna.....	84
Tabla 16. Factores de perfil de suelo	86
Tabla 17 Cargas vivas, muerta sobreimpuesta y peso propio de los elementos ..	86
Tabla 18 Cálculo de Cortante Basal Estático	87
Tabla 19 Cortante basal estático por piso dirección “x” e “y”	87
Tabla 20 Perfiles de viga seleccionados.....	87
Tabla 21 Perfiles de viga seleccionados.....	88
Tabla 22. Chequeo de derivas máximas en dirección x	88
Tabla 23. Chequeo de derivas en dirección y.....	89

Tabla 24. Chequeo de torsiones en dirección x.....	89
Tabla 25. Chequeo de torsiones en dirección y.....	89
Tabla 26 Sección reducida para perfil de viga W14X34	90
Tabla 27 Chequeo columna fuerte -viga débil	90
Tabla 28 Comparación entre sistema con composición y sin composición para pisos 1 a 4.....	93
Tabla 29 Comparación entre sistema con composición y sin composición para el piso 5	93
Tabla 30. Chequeo de derivas máximas en dirección x	94
Tabla 31. Chequeo de derivas en dirección “y”	94
Tabla 32 Chequeo de torsiones en dirección “x”	94
Tabla 33 Chequeo de torsiones en dirección “y”	95
Tabla 34 Sección reducida para perfil de viga W12X26.....	97
Tabla 35 Chequeo columna fuerte -viga débil	98
Tabla 36. Dimensiones del perno de anclaje.....	101
Tabla 37 Fuerzas del perno conector de cortante	103
Tabla 38 Dimensiones del conector elástico	104
Tabla 39 Dimensiones del perno conector elástico.....	105
Tabla 40 Análisis presupuestario modelo sin composición	108
Tabla 41 Análisis presupuestario modelo compuesto.....	109
Tabla 42 Tabla de Periodos y Frecuencias.....	130
Tabla 43 Periodos de Vibración	132

LISTA DE ECUACIONES

Ec. 1 Relación modular acero-concreto	42
Ec. 2 Módulo de Elasticidad del Concreto.....	42
Ec. 3 Módulo de Elasticidad del Concreto.....	42
Ec. 4 Teorema de Ejes Paralelos de Steiner.....	42
Ec. 5 Inercia de la sección transformada	42
Ec. 6 Inercia Equivalente del Concreto.....	43
Ec. 7 Área Equivalente del Concreto	43
Ec. 8 Relación de Esbeltéz.....	45
Ec. 9 Fuerza de compresión caso 1 bajo momento negativo sin sobrerresistencia	46
Ec. 10 Fuerza de tensión caso 1 bajo momento negativo sin sobrerresistencia	46
Ec. 11 Equivalencia de fuerzas de tensión y compresión	47
Ec. 12 Distancia al eje nutro caso 1 bajo momento negativo sin sobrerresistencia	47
Ec. 13 Momento caso 1 bajo momento negativo sin sobrerresistencia	47
Ec. 14 Fuerza de compresión caso 2 bajo momento negativo sin sobrerresistencia	48
Ec. 15 Fuerza de tensión caso 2 bajo momento negativo sin sobrerresistencia	49
Ec. 16 Distancia al eje neutro caso 2 bajo momento negativo sin sobrerresistencia	49
Ec. 17 Momento caso 2 bajo momento negativo sin sobrerresistencia.....	49
Ec. 18 Resistencia Nominal	50
Ec. 19 Inercia Equivalente	50
Ec. 20 Módulo elástico equivalente	51
Ec. 21 Módulo elástico de la sección transformada.....	51

Ec. 22 Cortante Nominal.....	51
Ec. 23 Condición de cortante nominal.....	52
Ec. 24 Deflexiones Máximas	52
Ec. 25 Momento de Inercia Reducido.....	52
Ec. 26 Esbeltéz Sísmica	53
Ec. 27 Fuerza de compresión caso 1 momento positivo con sobrerresistencia.....	55
Ec. 28 Fuerza de tensión caso 1 momento positivo con sobrerresistencia.....	55
Ec. 29 Distancia al eje neutro caso 1 momento positivo con sobrerresistencia	55
Ec. 30 Momento caso 1 bajo momento positivo con sobrerresistencia	55
Ec. 31 Fuerza de compresión caso 2 momento positivo con sobrerresistencia.....	56
Ec. 32 Fuerza de tensión caso 2 momento positivo con sobrerresistencia.....	57
Ec. 33 Distancia al eje neutro caso 2 momento positivo con sobrerresistencia	57
Ec. 34 Momento caso 2 bajo momento positivo con sobrerresistencia	57
Ec. 35 Fuerza de compresión caso 3 momento positivo con sobrerresistencia.....	58
Ec. 36 Fuerza de tensión caso 3 momento positivo con sobrerresistencia.....	59
Ec. 37 Distancia al eje neutro caso 3 momento positivo con sobrerresistencia....	59
Ec. 38 Momento caso 3 bajo momento positivo con sobrerresistencia	59
Ec. 39 Fuerza de compresión caso 1 momento negativo con sobrerresistencia.....	61
Ec. 40 Fuerza de tensión caso 1 momento negativo con sobrerresistencia.....	61
Ec. 41 Distancia al eje neutro caso 1 momento negativo con sobrerresistencia....	61
Ec. 42 Momento caso 1 bajo momento negativo con sobrerresistencia	62
Ec. 43 Fuerza de tensión caso 2 momento negativo con sobrerresistencia.....	62
Ec. 44 Fuerza de compresión caso 2 momento negativo con sobrerresistencia.....	63
Ec. 45 Distancia al eje neutro caso 1 momento negativo con sobrerresistencia....	63

Ec. 46 Momento caso 2 bajo momento negativo con sobrerresistencia	63
Ec. 47 Fuerza cortantemáxima.....	64
Ec. 48 Fuerza cortante modificada.....	64
Ec. 49 Resistencia provista de los conectores de corte.....	64
Ec. 50 Resistencia de los conectores de corte	65
Ec. 51 Número de Conectores de corte.....	70
Ec. 52 Cálculo de cortes a. b y c según AISC 358-22	71
Ec. 53 Cálculo de cortes a. b y c según AISC 358-22	71
Ec. 54 Cálculo de cortes a. b y c según AISC 358-22	71
Ec. 55 Módulo de sección plástica ZRBS.....	72
Ec. 56 Máximo Momento Probable Mpr	72
Ec. 57 Cálculo de factor de Sobrerresistencia.....	73
Ec. 58 Distancia de la ubicación de la rótula plástica desde a cara de la columna Sh	73
Ec. 59 Fuerza Cortante Máxima	73
Ec. 60 Fuerza cortante máxima modificada para vigas compuestas.....	73
Ec. 61 Momento máximo probable en la cara de la columna Mf	74
Ec. 62 Momento Plástico de la Viga.....	74
Ec. 63 Criterio de verificación del momento plástico de la Viga	75
Ec. 64 Cálculo de la Carga Sísmica	82
Ec. 65 Relación de Esbeltez Columna Tubular	122
Ec.66 Periodo Fundamental de Vibración	129
Ec.67 Criterio para el cumplimiento del periodo límite	129
Ec.68 Periodo Fundamental para estructuras reglars	129

“ANÁLISIS Y DISEÑO SISMORESISTENTE DE CONECTORES DE CORTE EN SISTEMAS COMPUESTOS CON LOSA DE HORMIGÓN Y VIGA DE ACERO”

Autores: Anthony Abel Pilco Rodríguez y

Paola Estefanía Dorado Guamán

Tutor: Ing. Jaime Argudo PhD.

RESUMEN

Los sistemas estructurales compuestos de acero-concreto son empleados a nivel mundial en la construcción de edificios para aprovechar las ventajas inherentes al trabajo compuesto de acero y hormigón. En la práctica constructiva ecuatoriana se ha extendido el uso de los sistemas compuestos viga-losa, sin embargo, no se diseñan con consideraciones de alta ductilidad para grandes eventos sísmicos, donde los conectores de corte desempeñan un papel crucial. Por ello, el objetivo de esta investigación es realizar el análisis y diseño sismorresistente de conectores de corte en sistemas compuestos con losa de hormigón y viga de acero, mediante la evaluación de parámetros físico-mecánicos de la conexión, para resistir las sollicitaciones del máximo cortante bajo efectos de las cargas sísmicas. Para cumplir con este propósito se diseñaron dos modelos estructurales con y sin composición del sistema viga-losa y se propusieron modelos matemáticos a momento positivo y negativo con factores de sobrerresistencia para el análisis a flexión del sistema compuesto hiperestático y el cálculo de la fuerza cortante a resistir por los conectores de corte. Los resultados demuestran un desempeño sísmico satisfactorio de la estructura y en términos de economía se comprueba que el sistema compuesto es ligeramente más económico en comparación a una construcción sin composición. Se discute que las inercias del sistema compuesto son mayores al sistema no compuesto y se concluye que los modelos propuestos son eficientes para el diseño del sistema compuesto, adicionalmente se recomienda realizar test experimentales para validar los resultados obtenidos

Palabras clave: *Sistemas compuestos, vigas compuestas, conectores de corte, Nelson Stud, diseño sismorresistente.*

**"ANALYSIS AND SEISMIC-RESISTANT DESIGN OF SHEAR
CONNECTORS IN COMPOSITE SYSTEMS WITH CONCRETE SLAB
AND STEEL BEAM"**

Autores: Anthony Abel Pilco Rodríguez y

Paola Estefanía Dorado Guamán

Tutor: Ing. Jaime Argudo PhD.

ABSTRACT

Structural systems composed of steel-concrete are employed globally in building construction to take advantage of the inherent benefits of composite steel and concrete work. In Ecuadorian construction practice, the use of composite beam-slab systems has become widespread; however, these are not designed with high ductility considerations for large seismic events, where shear connectors play a crucial role. Therefore, the objective of this research is to perform the seismic analysis and design of shear connectors in composite systems with a concrete slab and steel beam. This involves evaluating the physical-mechanical parameters of the connection to withstand the maximum shear forces under the effects of seismic loads.

To achieve this goal, two structural models were designed with and without the composition of the beam-slab system. Mathematical models were proposed for positive and negative moments with overstrength factors for the flexural analysis of the statically indeterminate composite system and the calculation of the shear force to be resisted by the shear connectors. The results demonstrate satisfactory seismic performance of the structure, and in terms of economy, it is confirmed that the composite system is slightly more cost-effective compared to a non-composite construction. It is discussed that the inertias of the composite system are greater than those of the non-composite system, and it is concluded that the proposed models are efficient for the design of the composite system. Additionally, experimental tests are recommended to validate the obtained results.

Keywords: *Composite systems, composite beams, shear connectors, Nelson Stud, seismic-resistant design.*

CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

Los sistemas estructurales compuestos de acero-concreto han sido empleados a nivel mundial en la construcción de edificios y puentes para aprovechar el trabajo conjunto entre las propiedades de resistencia a la tensión del acero y de compresión del concreto (Huertas, 2013), convirtiéndose en un método constructivo eficaz y económico. Su diseño está sujeto al cumplimiento de estados límites de falla (Ranzi, 2013) que garantizan el correcto desempeño de la estructura, sobre todo, ante la sollicitación de cargas gravitacionales y laterales.

Los sistemas de columnas, losas y vigas compuestas son algunos de los componentes típicos que configuran este tipo de estructuras, las secciones o miembros compuestos son usados convenientemente en la práctica ingenieril principalmente en edificios de gran altura. Dada la compleja interacción de estos miembros, varios investigadores han estudiado su comportamiento con el propósito de comprender la interrelación entre las consideraciones de diseño y su operatividad.

Se destaca que, la unión de los elementos acero-concreto en vigas y losas compuestas es realizada por dispositivos mecánicos designados como conectores a cortante, capaces de resistir el deslizamiento relativo entre los dos elementos para crear trabajo conjunto y generar que el comportamiento de la composición sea equivalente a la de un componente monolítico (Wang et al., 2022). Las vigas compuestas con losa de concreto y placa colaborante de acero han sido empleadas durante décadas como un sistema constructivo económico con relación a la mano de obra y tiempo de ejecución de un sistema de entrepiso convencional, además, de ser ligero, resistente y amigable con el medio ambiente (Lam, 2010).

En Ecuador, la construcción con estructuras de acero y sistemas de entrepiso compuestos se ha extendido por las ventajas asociadas a la economía y rapidez constructiva. El creciente uso de estos sistemas motiva la pertinencia de investigar

su diseño seguro ante cargas sísmicas y los métodos constructivos con este tipo de elementos.

El perfil costero ecuatoriano debido a su ubicación geográfica cruzando el cinturón de fuego del Pacífico, cercano a la trinchera de subducción entre la placa del Pacífico y Nazca, posee un nivel de peligrosidad sísmico muy alto con aceleración máxima en roca normalizada para la gravedad de $Z=0,5$ de acuerdo con NEC-SE-DS-15. Por ello, es importante que exista de por medio un diseño sismorresistente y un control adecuado del cumplimiento de los criterios normativos vigentes, para asegurar el correcto y óptimo desempeño de los sistemas compuestos y la estabilidad del sistema estructural primario resistente a sismo, salvaguardando la vida de los ocupantes.

Durante un sismo, la energía liberada genera cargas de inercia horizontales proporcionales al peso propio de la estructura, las mismas que deben ser disipadas diseñando sistemas especiales con alta ductilidad provista para tal efecto. Cuando se emplean pórticos resistentes a momento, la resistencia a flexión se debe a la acción conjunta de vigas y columnas del sistema primario resistente a sismos, el cual es provisto de ductilidad para formar rótulas plásticas en los extremos de las vigas antes de llegar a la conexión.

El AISC 341-22 recoge las bases del diseño sismorresistente desarrollada con el propósito de estandarizar los criterios de cálculo, diseño y desempeño de las estructuras de acero ante un evento sísmico extraordinario. Estas disposiciones, tienen su fundamento en la acción de mecanismos plásticos y el diseño de conexiones rígidas en las uniones viga-columna. Adicionalmente, la norma AISC 358-22, establece varios tipos de conexiones rígidas precalificadas por su alta ductilidad provista.

En los Estados Unidos por motivaciones prácticas y de economía, del total de los pórticos presentes en la estructura, solo un grupo son diseñados mediante conexiones rígidas a flexión resistentes a cargas laterales, mientras que, los demás son dimensionados con conexiones articuladas que resisten únicamente cargas gravitacionales de servicio. Por consiguiente, las conexiones rígidas disponibles

deben ser construidas con detalles sísmicos especiales que permitan soportar la sobre-resistencia plástica, generada hacia los conectores mecánicos de una sección compuesta. Debido a estas consideraciones, el análisis y diseño de vigas compuestas cobra relevancia, puesto que, las disposiciones normativas antes mencionadas no han abordado de forma detallada el comportamiento de estos elementos estructurales bajo solicitaciones sísmicas por ser de escaso uso en los Estados Unidos. En consecuencia, dada la existencia de un vacío teórico normativo, varias de las consideraciones sobre el diseño de estos elementos deben formularse conforme la filosofía de las normas americanas.

Cuando no existe un diseño adecuado de la unión losa-viga, las solicitaciones sísmicas son tales que podrían provocar el deslizamiento y separación vertical de los elementos que conforman la sección compuesta. Si se permite que los conectores alcancen fluencia serán incapaces de soportar los efectos de la sobre-resistencia de los elementos conectados. En base a este criterio, el diseño de los conectores debe ser elástico en vigas compuestas, diseñadas para desarrollar rótulas plásticas, así se evita el deslizamiento, incrementando la rigidez y resistencia de la viga compuesta (Pardeshi & Patil, 2021), además de distribuir los esfuerzos de corte producidos en la interfaz, esenciales para asegurar un trabajo conjunto. El-Sisi et al. (2023); Fang et al. (2023); Loqman et al. (2018) y Xie et al. (2023).

Por ello, es importante el diseño sismorresistente de los conectores para propiciar una respuesta sísmica adecuada, así como diseñar columnas más fuertes que las vigas compuestas unidas a través de conexiones rígidas. El diseñador deberá evaluar con rigor el desempeño mecánico del sistema y asegurar alta ductilidad a la estructura para disipar las solicitaciones sísmicas.

Dentro de la amplia gama de conectores a cortante presentes en el mercado nacional e internacional, los pernos de alta resistencia son ideales para obtener un mejor desempeño y asegurar sustentabilidad en la construcción Wang et al. (2022). Los pernos tipo “Stud” (barras de acero con cabeza de anclaje) dentro de la losa de hormigón han sido comúnmente empleados para lograr este propósito por su eficacia, buen rendimiento mecánico, técnicas de soldadura estandarizadas para su implementación y amplia investigación científica disponible (He et al. ,2022).

En base a lo expuesto, el presente trabajo de titulación contribuye al conocimiento científico sobre el diseño de secciones compuestas en vigas de pórticos especiales a flexión (sistemas de especialmente diseñados para resistir terremotos con alta ductilidad provista). Para este propósito, se realiza un análisis y diseño sismorresistente de conectores de corte en sistemas compuestos con losa de hormigón y viga de acero, mediante la evaluación de parámetros mecánicos de la conexión para resistir solicitaciones del cortante máximo equivalente a la plastificación completa de las vigas. Esta investigación toma como punto de partida los criterios técnicos especificados en AISC 360-22 para el diseño de vigas compuestas, en cualquier tipo de sistema ordinario estructural (no especial).

Con la intención de facilitar su comprensión, este estudio se encuentra estructurado con cinco capítulos; en el primer capítulo se plantea el problema a resolver (vacío teórico normativo), los objetivos, hipótesis y variables de estudio que orientan esta investigación, en el segundo se recogen las bases teóricas y requerimientos normativos que dan soporte a la investigación, en el tercer capítulo se explica detalladamente la metodología empleada para el diseño de los conectores de corte, en el cuarto capítulo se plantean los resultados del diseño de estos dispositivos mecánicos usando una estructura como caso de estudio y se discuten los resultados cuantitativos más relevantes de la investigación y finalmente, en el último capítulo se concentran las conclusiones y recomendaciones.

1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

Con el aumento del uso de sistemas compuestos debido a las ventajas que supone este sistema constructivo, es imperioso el conocimiento de los métodos y normativas vigentes para el diseño de estos. Para tal fin, el AISC 360-22 en la sección I pone a disposición una serie de consideraciones que orientan al diseñador en la configuración de elementos compuestos. Estos lineamientos están basados en estados límites de resistencia a la flexión, al cortante, grado de compacidad, control de deflexiones de las partes conectadas y la capacidad a cortante del conector. Las especificaciones de AISC 360-22 responden estrictamente a la configuración de cargas gravitacionales y excepcionalmente incluyen sismos de servicio, sin requerimiento específico de alta ductilidad provista.

No obstante, como se estableció previamente, la sobre resistencia generada por las cargas laterales de los sismos de diseño (eventos extremos) que demandan alta ductilidad en los conectores de corte, exigen profundizar en el análisis de los efectos sísmicos. Esta sobre-resistencia generada hacia los conectores de corte de la viga compuesta implica la capacidad de resistir un sismo de diseño con periodo de retorno de 475 años, para ello se recurren a las disposiciones normativas para diseño sismorresistente de AISC 341-22 y AISC 358-22.

Sin embargo, por el escaso uso de viga - losa compuesta en sistemas especiales, las especificaciones antes mencionadas presentan contenido que no es estrictamente aplicable a sistemas compuestos. En AISC 358-22 no existe una conexión precalificada con criterios específicos de diseño para conexiones con viga compuesta y las disposiciones de AISC 341-22 son relativos al caso de vigas sin composición con losas. Esto, tiene su fundamento en que, en la práctica constructiva en Estados Unidos, no es común emplear un elemento de viga compuesta como parte de un sistema primario resistente a sismos en edificaciones. Sin embargo, en la práctica constructiva ecuatoriana se incrementa año a año el uso de estos sistemas.

El sistema compuesto viga de acero - losa de hormigón desarrolla momentos nominales de capacidad positivos y negativos. Cuando la acción conjunta losa - viga trabaja bajo el efecto de momento positivo la losa se encuentra en compresión y el acero a tensión con un mecanismo similar al detallado en AISC 360-22 para cargas gravitacionales. Sin embargo, por acción cíclica de las cargas sísmicas el componente losa - viga, también trabaja bajo efectos del momento negativo, de modo que, la losa trabaja en tensión y el acero de la viga en compresión. Esto, genera una nueva condición a la formación de rótulas plásticas, donde el acero de la losa debe trabajar no solo a esfuerzos de fluencia, si no, a esfuerzos mayores originados en la sobre-resistencia del acero corrugado. Además, los conectores de corte encargados de mantener la unión de estos dos elementos deben tener un comportamiento elástico ante esta sobrerresistencia y no fluir, para evitar el deslizamiento y desplazamiento vertical entre los componentes; preservando también la rigidez de la conexión columna fuerte-viga débil.

Por lo anterior, es importante que el diseño de la sección compuesta se realice considerando el momento plástico con la sobre-resistencia de las vigas conectadas a una columna. Al existir este vacío teórico normativo la solución aquí elaborada consiste en postular un modelo matemático en el que el conector de corte sea lo suficientemente resistente a las demandas sísmicas. Así, los pernos no deberán experimentar esfuerzos superiores a la fluencia porque van a estar diseñados para que se comporten elásticamente a la sobre resistencia, complementando las disposiciones normativas existentes en AISC 360-22, 358-22 y 341,22. En base a estas consideraciones, se plantea como interrogante de investigación ¿La metodología y ecuaciones propuestas para el diseño del sistema compuesto viga de acero-losa de hormigón complementan debidamente la filosofía de diseño sísmico establecida en AISC 341-22 y 358-22?

1.2. ANTEDECENTES

La construcción compuesta tiene su origen en 1950, cuando ingenieros de la época decidieron aprovechar las propiedades del acero y hormigón en la edificación de puentes y edificios. El auge de este sistema constructivo se debe principalmente a la disminución de las deflexiones, por el incremento entre un 20% y 30% de la rigidez de la estructura (Barroso et al., 2017) es por ello, que las construcciones compuestas deben satisfacer las demandas generadas por cargas gravitacionales y laterales. En 1952, el Instituto Americano de Construcciones en Acero (AISC) aprobó por primera vez el uso en edificios de los pisos compuestos, los cuales son muy comunes en la actualidad; aunque su uso es limitado a elementos secundarios no resistentes a sismos.

Los elementos compuestos, como las losas colaborantes son prácticos y convenientes debido a la reducción de costos y la disminución del espesor de la losa, logrando aprovechar el trabajo a compresión del hormigón en casi toda su altura. No obstante, es necesario el uso de conectores de corte para lograr una óptima transferencia de esfuerzos cortantes entre los elementos de hormigón y acero. Por lo tanto, el diseño de conectores de corte es esencial para garantizar el comportamiento compuesto.

En el Ecuador y varios países latinoamericanos los códigos estadounidenses han servido de guía para el diseño y construcción tanto de estructuras de hormigón armado como estructuras de acero. Estos requerimientos tienen su fundamento en una amplia investigación científica y ensayos experimentales que ofrecen directrices generales que pueden ser aplicadas, independientemente del país o región.

Las normas sísmicas AISC 341-22 y 358-22 no detallan el uso de los sistemas de losas y vigas compuestas dentro de pórticos especiales resistentes a momentos (SMRF), los que deben ser diseñados con alta ductilidad provista. Ante este vacío normativo, se busca con esta investigación proponer una metodología de diseño aplicable a los SMRF. Si bien, el estudio de la composición de las vigas con losas ha sido abordado por académicos y profesionales, los diferentes enfoques encaminados al entendimiento del mecanismo de acción de la viga compuesta y los conectores de cortante no elaboran soluciones aplicables a estructuras en zonas de alta sismicidad, donde se demanda alta ductilidad.

En el contexto antes descrito, algunos investigadores como Bonilla et al., 2015; Molina Herrera & Hurtado Amézquita, 2011 establecieron modelos matemáticos y ensayos push-out para determinar la resistencia de los conectores de corte basados en las consideraciones de AISC 360-22 y establecieron modificaciones en el modelo matemático del cálculo de los conectores en base a la geometría del perno, permitiendo fluencia en el conector de corte, postularon un trabajo compuesto parcial que resulta en un diseño inadecuado para zonas de alta sismicidad.

Como base para el estudio de caso, esta investigación usa investigaciones especializadas por M. Engelhardt y otros, debido a que se basan en modelos experimentales para el diseño de sistemas dúctiles, en los que se emplean criterios sísmicos para la evaluación de los efectos de la viga compuesta en pórticos SMRF. En base a lo expuesto se tienen las siguientes investigaciones como principales referencias; (Engelhardt et al., 2001), donde se investigó la influencia de vigas compuestas en el comportamiento de la conexión con seis modelos a escala real, concluyéndose que los especímenes compuestos logran mayores rotaciones plásticas, además de un incremento en la rigidez de la sección a comparación de las

vigas de acero sin composición y se reportan evidencias de agrietamiento en la losa y fallas en la zona de soldadura de los pernos conectores de corte.

Posteriormente, Kim & Engelhardt (2002) desarrollaron una investigación sobre la incidencia de la losa de concreto en la zona de panel de conexión en vigas compuestas, concluyendo que este elemento afecta el comportamiento de la zona de panel debido al incremento del momento flexionante positivo.

En adición, las investigaciones de (Alava, 2021; Bonilla et al., 2015; Fang et al., 2023; Molina Herrera & Hurtado Amézquita, 2011; Orellana & Santacruz, 2022; Pardeshi & Patil, 2021) han permitido establecer un marco referencial sobre el análisis de los conectores de corte sin consideración de factores de sobrerresistencia para miembros resistentes a cargas gravitacionales a través de ensayos push-out, en los que se ha logrado evidenciar agrietamiento del concreto y ruptura del conector de corte cuando se encuentran sometidos a experimentaciones con cargas cíclicas provocando lo que los autores denominan “sobreesfuerzo” en los conectores de corte debido a la baja resistencia de los conectores para soportar cargas sísmicas.

Las aportaciones de estas investigaciones sumadas a las contribuciones teóricas de esta investigación descritas en el capítulo 2 y las pautas normativas establecidas en AISC 360-22, 358-20, 341-22, ACI 318-19 y NEC-SE-DS-15 estructuras de acero y diseño sismorresistente, y NEC-SE-AE-15 (estructuras de acero) han contribuido al desarrollo de una propuesta de diseño para la estructura caso de estudio; cuyo enfoque propone llenar un vacío teórico en el diseño sismorresistente de conectores de corte en vigas compuestas dentro de sistemas SMRF.

1.3. HIPÓTESIS

El análisis y diseño sismorresistente de las partes conectadas y los conectores de corte en sistemas compuestos con viga de acero y losa de hormigón dentro de sistemas SMRF mediante la metodología propuesta permitirá que, las solicitaciones sísmicas sean resistidas con alta ductilidad provista.

1.3.1. Hipótesis Específicas.

H.E 1: El diseño del sistema compuesto viga de acero-losa de hormigón, permitirá desarrollar la resistencia requerida ante las solicitaciones de las cargas de servicio.

H.E 2: El diseño de una conexión para el sistema de pórticos SMRF con viga-losa compuesta, según la filosofía de diseño de las normas AISC 341-22 y AISC 358-22, y la metodología de diseño específicamente propuesta, permitirá que el desempeño del sistema compuesto ante cargas sísmicas corresponda al de una estructura con alta ductilidad provista.

H.E 3: El diseño elástico de los pernos conectores de corte, garantizará la integridad de la conexión y alta ductilidad de las vigas conectadas, ante solicitaciones de cargas sísmicas extremas (terremoto o sismo de diseño).

H.E 4: El uso de un sistema de viga compuesta con losa en pórticos especiales resistentes a flexión SMRF permitirá una economía en el diseño, de una estructura con composición frente a una sin composición.

1.4. OBJETIVOS.

1.4.1. Objetivo General.

Realizar el análisis y diseño sismorresistente de conectores de corte en sistemas compuestos con losa de hormigón y viga de acero, mediante la evaluación de parámetros físico-mecánicos de la conexión, para resistir las solicitaciones del máximo cortante bajo efectos de las solicitaciones sísmicas.

1.4.2. Objetivos Específicos.

O.E 1: Diseñar el sistema compuesto viga de acero- losa de hormigón, para vigas primarias y secundarias según las especificaciones de la norma AISC 360-22,

AISC 341-22 y AISC358-22 cumpliendo con el diseño por resistencia para deformaciones elásticas.

O.E 2: Diseñar el pórtico SMRF según las disposiciones normativas de AISC 341-22 y AISC 358-22, proponiendo modificaciones específicas, para resistir solicitaciones de carga sísmica con alta ductilidad provista.

O.E 3: Realizar el diseño elástico de un perno conector de corte, aplicando una filosofía de diseño por sobre-resistencia, para asegurar la composición de la sección.

O.E 4: Evaluar los costos entre un sistema SMRF utilizando diseños con y sin composición para la estructura caso de estudio, mediante un análisis de precios unitarios (APU) de los elementos estructurales, para determinar el porcentaje de economía.

1.5. ALCANCE

El alcance de esta investigación consiste en proponer un diseño sismorresistente de los pernos conectores de corte mediante modelos matemáticos que analizan la distribución de tensiones plásticas del sistema compuesto viga-losa para obtener el valor de la fuerza cortante a resistir por los conectores de corte. En este contexto, se dimensionarán los conectores de corte de modo que sean capaces de transmitir los esfuerzos de corte y promover un buen desempeño sísmico de la estructura compuesta, además se aportarán consideraciones constructivas importantes respecto al número, separación, material y dimensionamiento de los conectores, en base a los resultados obtenidos. Sin embargo, no se realizará un estudio experimental para comprobar en prototipos la eficiencia del conector de cortante.

1.6. VARIABLES

1.6.1. Variables Dependientes.

Diseño sismorresistente del conector de corte y sus partes conectadas dentro de un sistema compuesto viga de acero-losa de hormigón.

1.6.2. Variables Independientes.

Combinación de cargas, materiales y secciones de elementos conforme a AISC 360-22, AISC 341-22, AISC 358-22 y NEC 2015.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. SISTEMAS COMPUESTOS

Son elementos estructurales conformados por materiales con características y propiedades diferentes, empleadas para cumplir un propósito estructural específico como incrementar la resistencia, disminuir la sección de los elementos y abaratar costos de construcción sin comprometer el desempeño de la estructura (AISC, 2010). Entre las secciones o elementos compuestos empleados en la construcción de edificios se destacan las columnas, losas y vigas compuestas.

2.2. VIGA COMPUESTA

Se denomina viga compuesta a la acción conjunta de una losa de hormigón y una viga de acero como un solo elemento estructural, capaz de resistir solicitaciones gravitacionales y sísmicas. Este sistema puede soportar un incremento de la carga aplicada entre el 33 y el 50 por ciento con deflexiones apenas perceptibles (McCormarc & Csernak, 2013; Taranath, 2017). La acción compuesta se proporciona mediante conectores a cortante soldados o atornillados al ala superior de la viga y embebidos en el hormigón durante el hormigonado. La respuesta del material compuesto en condiciones de carga de servicio y carga del sismo de diseño depende principalmente de la resistencia de los conectores bajo esfuerzos cortantes (McCormarc & Csernak, 2013) y (Ranzi, 2013).

El trabajo conjunto losa-viga aumenta la resistencia y rigidez a flexión del elemento. Esta ganancia permite incrementar las luces de los pórticos bajo las mismas condiciones de carga, inclusive con el 40% de composición de la sección (Sahim, 2019). Ranzi et al (2013) destaca el uso de este sistema en las regiones de momentos positivos porque aprovecha el hormigón en compresión y el acero en tracción, lo que mejora la rigidez y la resistencia en comparación con las contribución independiente de los dos componentes. De acuerdo con el AISC 360-

22 existen tres tipos de construcción con vigas compuestas, que se describen a continuación.

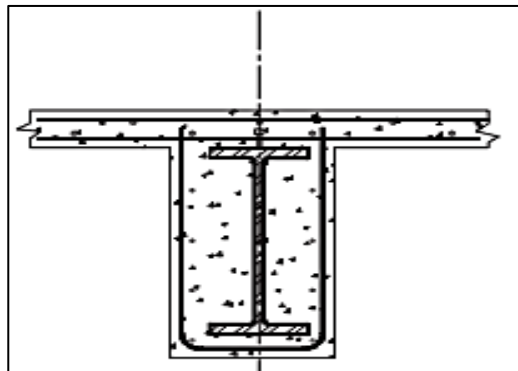
2.2.1. Vigas embebidas.

Las vigas de acero totalmente embebidas forman una unión natural entre el hormigón y la interfaz de acero suficiente para proporcionar la resistencia al cortante horizontal. Para esto, el espesor del concreto es de 2 pulgadas o más en los lados de la viga y el alma de la viga al menos 1½ pulgadas por debajo de la parte superior y 2 pulgadas por encima de la parte inferior de la losa.

El revestimiento está fundido integralmente con la losa y posee una malla u otro acero de refuerzo en toda la profundidad de la viga que evita el desprendimiento del concreto.

Figura 1.

Viga embebida de concreto



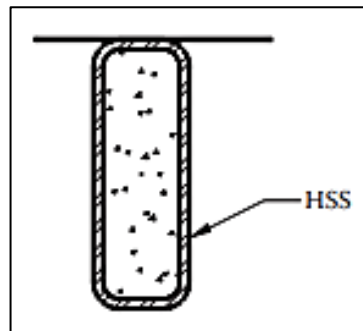
Nota. Tomado de(Taranath, 2017)

2.2.2. Vigas rellenas de hormigón.

Esta técnica consiste en rellenar de hormigón un perfil de viga con el propósito de incrementar su resistencia, sin embargo, en la práctica constructiva las vigas de acero completamente rellenas de concreto no se utilizan porque incrementa los costos de construcción.

Figura 2.

Vigas rellenas de hormigón



Nota. Tomado de(Taranath, 2017)

2.2.3. Viga compuesta con conectores de corte.

Esta clasificación corresponde al trabajo conjunto de una losa de hormigón y una viga de acero, unidas mediante conectores de corte. El sistema de losa y viga compuesta puede incluir una losa con o sin placa, pero la composición resulta del trabajo conjunto viga de acero-losa de hormigón y este sistema puede o no diseñarse como elemento primario resistente a sismos ($D + L + E$) o como elementos secundarios resistente a cargas gravitacionales solamente($D + L$) conforme AISC 360-22. Sin embargo, cuando se usa sísmicamente diseñados sin requerimiento de ductilidad especial o intermedia, resulta en un sistema ordinario OMRF con ductilidad limitada cuando se tenga como elemento dentro de un sistema especial, las provisiones de AISC 341-22 y 358-22 cumplirán con la metodología de diseño aquí propuesta.

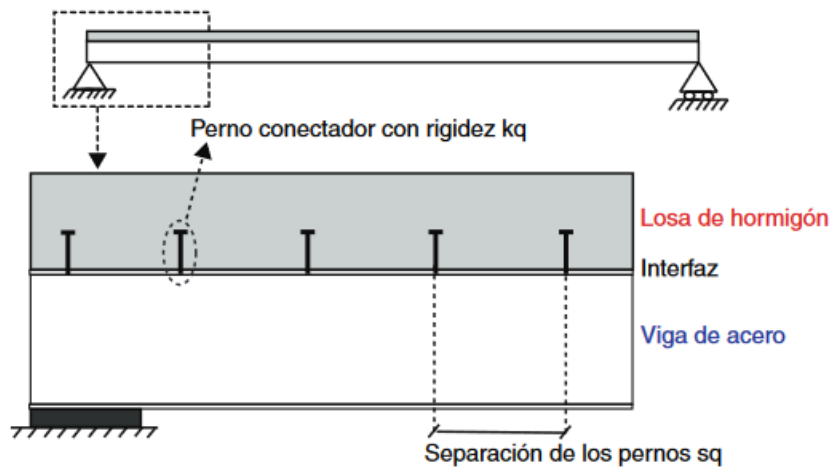
Cuando el diseño de la viga es de sección compuesta con la losa, una parte de la losa de concreto se unifica a la viga para desempeñar una función estructural conjunta y se puede diseñar para resistir cargas gravitacionales y laterales; como parte de un sistema primario resistente a sismos.

Esta acción conjunta, solo es posible con el uso de conectores a cortante diseñados para asegurar un desempeño adecuado de la estructura ante la solicitación de estas cargas. Gracias al trabajo conjunto, su diseño permite emplear vigas de

acero de menor sección, en comparación a un sistema sin composición losa-viga, esto, es muy representativo en proyectos de gran envergadura, ya que, se conseguiría un ahorro significativo sin comprometer su desempeño estructural.

Figura 3.

Esquema de viga compuesta



Nota. Tomado (Huang et al., 2014)

En lugar de un encofrado removible es común usar una placa de acero colaborante que además de servir como encofrado agrega resistencia a la losa y por ende al sistema compuesto. Esta puede ser en general, cualquier objeto de metal de alta resistencia, que sea durable y versátil, sin embargo, es comúnmente empleada en la práctica constructiva ecuatoriana una placa de acero galvanizada formando el sistema de losa Steel Deck.

Los beneficios inherentes al sistema Steel Deck son maximizar la productividad y eficiencia en obra. Por lo anterior, en esta investigación las consideraciones de diseño fueron encaminadas y desarrolladas en base a las características propias del sistema Steel Deck. Esta placa de colaborante se caracteriza por ser acanalada y forma nervios rellenos de hormigón apoyados sobre la viga de acero. La placa nervada actúa como encofrado perdido y actúa como refuerzo a tracción en la parte inferior de la losa. Las nervaduras de la placa de acero permiten una rápida y fácil instalación. Este sistema evita instalar apoyos que soporten el encofrado (Carranza & Sánchez, 2021).

Al incorporar la placa de acero en la losa de hormigón se crea un sistema de losa compuesta con rigidez significativa. Cuando esta losa se diseña como elemento secundario compuesto simplemente apoyado sobre sus extremos para el soporte de cargas de gravedad la parte superior de hormigón trabajará a compresión y la parte inferior a tensión. Es importante considerar que dependiendo la dirección de los nervios de la placa de acero se deberán tomar en cuenta los aspectos de diseño y construcción.

Figura 4.

Viga compuesta de losa de concreto y viga de acero



Nota. Tomado de (Javier Crisafulli, 2018)

2.2.4. Acción Compuesta.

La acción compuesta es el trabajo conjunto realizado por dos o más partes que al conectarse entre sí pueden deformarse como un solo elemento con deformaciones compatibles o consistentes.

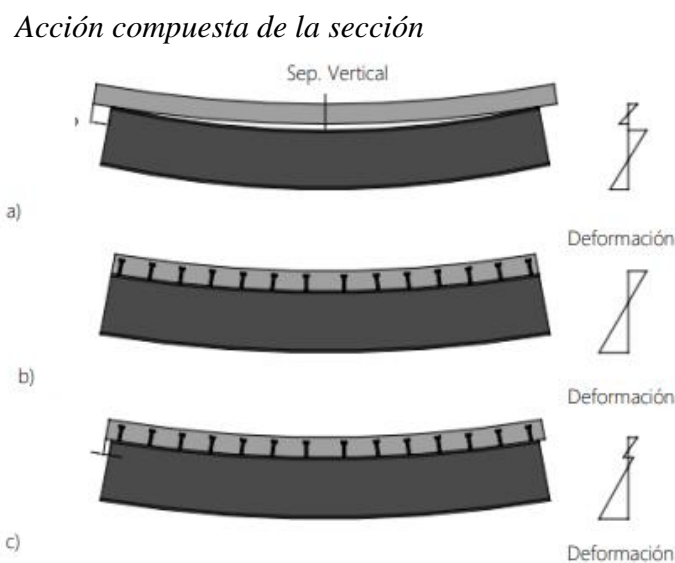
La acción compuesta puede diseñarse parcial o total. La acción compuesta total se garantiza suministrando la cantidad de conectores de corte requeridos para desarrollar la capacidad estructural que resulte menor entre la resistencia de las partes conectadas a la fluencia de los conectores. La composición total, en el caso de una viga compuesta con una losa simplemente apoyada se logra con la resistencia a la compresión de la losa y la resistencia a tensión en el perfil metálico siendo menor que la resistencia del conector (comportamiento elástico). En cambio, en la acción compuesta parcial se reduce el número de conectores al mínimo permitido

para transmitir las fuerzas cortantes esperadas, sin que las partes conectadas puedan desarrollar toda su capacidad a la fluencia de los conectores. En este caso los conectores fluyen y deforma la capacidad de carga del sistema compuesto.

En el diseño sismorresistente se busca que el conector se comporte elásticamente considerando que las partes conectadas puedan desarrollar toda su capacidad, esto permitirá que el sistema compuesto trabaje a un 100%, durante un evento sísmico. No se permite la plastificación del conector, porque al ser la viga compuesta parte de un sistema primario, esta cumple un papel fundamental en el soporte de cargas laterales y gravitacionales a través de la plastificación de la viga de acero. De acuerdo con AISC 341-22 la ductilidad debe ser provista por los elementos en flexión, como la viga de acero y nunca por los conectores sujetos a fuerzas cortantes, puesto que una cedencia por corte provocaría pérdida de rigidez e integridad de la conexión.

Cuando no se consigue un trabajo conjunto a través de los conectores de corte, los dos componentes se deslizarán entre sí por efecto de los esfuerzos cortantes, lo que traerá como consecuencia la pérdida de la capacidad para resistir cargas gravitacionales y laterales, puesto que los elementos conectados estarán trabajando de manera independiente.

Figura 5.



Nota. Tomado de (Erazo, 2017)

La figura 5 muestra los efectos del tipo de composición de la viga en función del diseño de los conectores. En la figura 5. a, se muestra la separación vertical de los elementos causada por el deslizamiento de la interfaz al no existir conectores de cortante, en la figura 5. b, se muestra un esquema de la acción compuesta total de la viga en el que la sección se deforma como un solo elemento integro y en 5.c, se muestra el comportamiento del sistema compuesto ante una composición parcial, es decir permitiendo el deslizamiento controlado de los dos elementos.

2.2.5. Estados Límites de Falla de una Viga Compuesta.

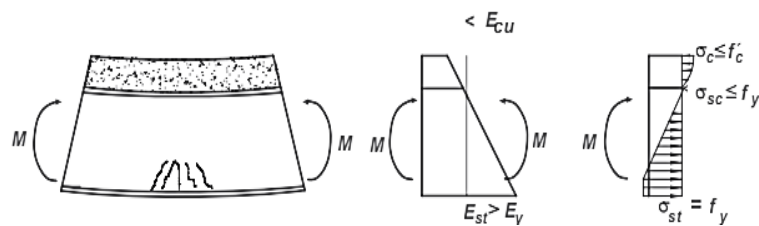
Los estados límite posibles para la viga compuesta son:

2.2.5.1. Fluencia del acero en tensión o Plastificación del acero.

Este caso se presenta cuando una porción significativa del perfil de acero ha fluido antes de que el concreto alcance su esfuerzo de compresión f'_c . En diseño sísmico para alta ductilidad todo el acero de la viga se considera que fluye.

Figura 6.

Distribución de esfuerzos elásticos



Nota. Tomado de (Álvarez & Cházaro, 2011)

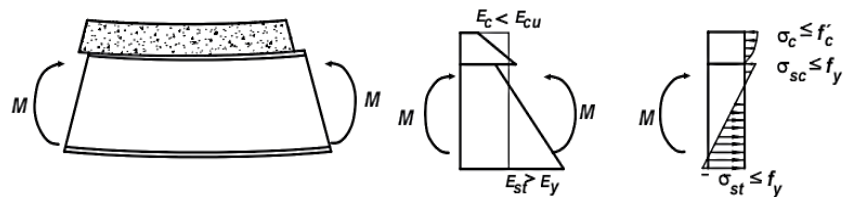
2.2.5.2. Pérdida de acción compuesta entre el acero y el concreto.

Se produce la pérdida de acción compuesta cuando ocurre una deficiencia en los mecanismos de adherencia o transferencia de los esfuerzos (conectores a cortante), de modo que la sección compuesta no trabaja como un solo elemento, sino como dos elementos individuales. Esto, ocurre cuando

la capacidad de transmitir cortante en la interfaz es inferior a la resistencia de compresión del concreto o la resistencia a la tensión del acero provocando pérdida de acción compuesta, por consiguiente, ambos materiales actúan por separado(Álvarez & Cházaro, 2011)

Figura 7.

Desplazamiento de elementos



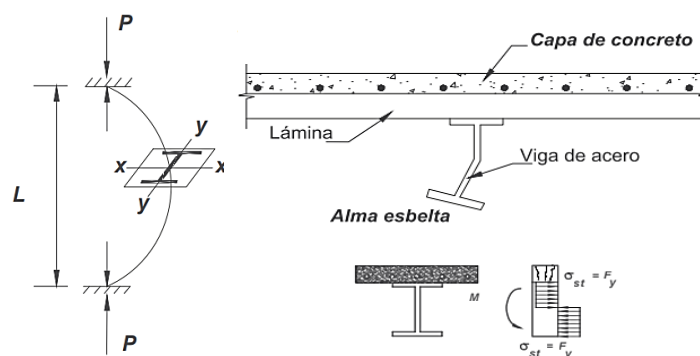
Tomado de Álvarez & Cházaro (2011)

2.2.5.3. Pandeo.

Este caso se produce cuando el alma de la viga es esbelta y es propensa al pandeo local o pandeo lateral por flexo-torsión del patín inferior de la viga de acero. Cuando el alma no es esbelta y el patín en compresión de la viga es retenido por un elemento de arriostramiento lateral, se aprovecha la capacidad plástica completa de la sección compuesta. Este problema de esbeltez es controlado con arriostramiento del ala inferior; en el contexto de un diseño sísmico con alta ductilidad.

Figura 8.

Pandeo de la viga



Nota. Tomado de Álvarez & Cházaro (2011)

Es importante aclarar que la distribución de tensiones plásticas para resistencia a flexión positiva y negativa y las disposiciones normativas de AISC 360-22 aquí descritas por (Álvarez & Cházaro, 2011) no se encuentran formuladas para una demanda de alta ductilidad y son especificadas para diseño por resistencia, por lo que se emplean en elementos secundarios, limitados para carga estática (muerta y viva) o que incluyen cargas sísmicas pequeñas (zonas de baja sismicidad) donde corresponde el diseño de sistemas OMRF con baja ductilidad provista.

El momento flexionante calculado sin provisión de ductilidad, no considera los efectos de sobre resistencia, y la capacidad plástica a flexión se considera limitada al valor $M_p = F_y Z$ donde F_y es el grado mínimo de acero y Z es el módulo plástico para una baja demanda de ductilidad. Sin embargo, al trabajar con pórticos resistentes a momento SMRF con alta ductilidad provista, la plastificación se debe postular a un esfuerzo equivalente a $\frac{F_y + F_u}{2}$, es decir, con sobrerresistencia por el endurecimiento del acero a alta deformación.

Para proveer de alta ductilidad a la estructura se necesita de criterios de diseño sísmicos que faculten la correcta transferencia de la energía sísmica y su disipación adecuada a través de la plastificación de la viga de acero con altas deformaciones (4% o más), preservando el comportamiento elástico del conector evitando el deslizamiento de los componentes para preservar la rigidez e integridad de la conexión.

2.3. CONECTORES RESISTENTES A ESFUERZOS CORTANTES

La acción compuesta del sistema viga-losa requiere de un trabajo conjunto integral de los dos materiales constituyentes a través de dispositivos mecánicos que los mantengan conectados. Por esta razón, se han innovado y creado distintos conectores de corte que garanticen este comportamiento y además, por lo general

estos mecanismos son soldados a las alas de la viga de acero en contacto con el hormigón (Javier Crisafulli, 2018).

2.3.1. Tipos de Conectores de Corte.

De acuerdo con Erazo (2017) se distinguen dos tipos de conectores de corte de acuerdo con la relación entre la fuerza transmitida y el desplazamiento, los conectores se clasifican en rígidos y flexibles.

2.3.1.1. Conectores de cortante rígidos.

Estos conectores son de acero de alta resistencia y el conector elástico es rígido, presentando deformaciones insignificantes bajo la acción de cargas con magnitudes cercanas a la resistencia de rotura, produciendo concentración de esfuerzos en el concreto circundante, lo que resulta en la fisuración del concreto antes de la falla de la soldadura.

Este tipo de conectores tiene su fundamento en un diseño sísmico, en el que se requiere evitar el deslizamiento de los elementos para asegurar que la conexión se mantenga íntegra (Erazo, 2017). El acero corrugado en tensión del hormigón bajo solicitaciones sísmicas debe estar correctamente desarrollado en la zona de la conexión para prevenir que el agrietamiento del concreto afecte el anclaje de la varilla corrugada.

2.3.1.2. Conectores flexibles.

Este tipo de conectores resisten fuerzas de corte originada en flexión, en el punto de conexión de la viga de acero con losa de hormigón, donde están sujetos a deformaciones plásticas cuando se alcanzan los valores de fuerza máxima. El tipo de falla del conector flexible es dúctil y no es repentina, manteniendo la resistencia al corte del conector incluso con grandes desplazamientos entre la losa de concreto y la viga de acero (Erazo, 2017).

A pesar de los beneficios de ductilidad de este tipo de conectores, en un diseño sísmico la fluencia del conector traería como consecuencia

problemas relacionados a la compatibilidad de deformaciones y la pérdida de rigidez, integridad y ductilidad de la viga en la conexión provocando el deslizamiento de los elementos conectados. Esto provocaría daños en la conexión al comportarse como un nodo flexible y deformaciones secundarias verticales del hormigón de la losa.

2.3.2. Conectores de corte Nelson Stud.

Los pernos Stud son conectores a cortante conformados por un vástago que resiste las fuerzas cortantes longitudinales y una cabeza de anclaje que impide el movimiento vertical entre la losa y la viga. Para su instalación, se requiere de un equipo de soldadura especializado que permita obtener una resistencia superior a la del perno. En la práctica ingenieril, estos, son fijados rápidamente a las vigas de acero con pistolas especiales para soldar con operarios no especializados (McCormac & Csernak, 2013).

Figura 9

Pernos conectores de corte Stud soldados en viga de acero



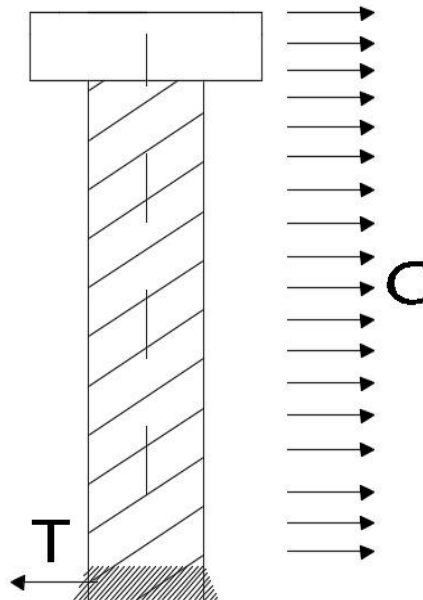
Nota: Tomado de Pardeshi & Patil (2021)

2.3.3. Diseño de Conectores de Corte.

El conector de corte es el mecanismo de transferencia de la fuerza cortante en la interfaz del sistema viga-losa. El diseño de estos dispositivos se encuentra controlado por la resistencia del hormigón agrietado, pero sin llegar al estado de fractura de la losa. El hormigón debe ser capaz de resistir la fuerza de aplastamiento producido por los conectores de corte y la fisuración a cargas cíclica. Evaluar los mecanismos de falla de los conectores de corte es una tarea compleja y requiere de test experimentales que permitan evaluar el mecanismo de falla dominante del conector. Ante cargas cíclicas o demandas sísmicas, el conector que forma parte de la unión de un sistema compuesto viga-losa dentro de pórticos SMRF debe comportarse elásticamente y se debe prevenir el agrietamiento excesivo de la losa mediante detalles constructivos.

Figura 10

Distribución de las fuerzas de compresión y tensión del conector de corte



2.4. DISEÑO SISMORRESISTENTE

Las estructuras sismorresistentes son diseñadas con la finalidad de responder de manera inelástica durante la ocurrencia de un terremoto severo, lo que permite

desarrollar ductilidad y disipar energía. Para lograr esto, las aceleraciones obtenidas a partir del sismo de diseño (espectro elástico), son reducidas mediante un parámetro de modificación de respuesta llamado "R". Este factor "R" transforma el espectro de diseño elástico en uno inelástico. Es crucial destacar que, la disipación de energía de la estructura ante una acción sísmica extrema se puede alcanzar si los elementos que la componen están detallados de manera adecuada para prevenir fallas frágiles y con capacidad de desarrollar ductilidad.

Sin embargo, el desarrollo de la ductilidad conlleva la posibilidad de que ocurra daño estructural caracterizado por pérdida de rigidez, fluencia del acero y agrietamiento del hormigón. Este daño generado por el terremoto implica costos de reparación, que pueden ser significativos dependiendo de diversos factores inherentes a la estructura y sitio de emplazamiento.

2.4.1. Pórticos Resistentes a Momento Especialmente diseñado para sismos (SMRF).

Un pórtico especial resistente a momento es aquel que posee conexiones rígidas y elásticas en las uniones de vigas con columna y es provisto por diseño con alta ductilidad para la estructura a través de la formación de rótulas plásticas en las vigas. Los pórticos especiales resistentes a momento (PEM) de acuerdo con NEC - 2015 se diseñan conforme norma AISC 341-22 siguiendo las especificaciones para sistemas SMRF (Special Moment Resistant Frames por sus siglas en inglés).

En pórticos SMRF con elementos viga-losa o cualquier tipo de composición, se espera que estos proporcionen una *“capacidad de deformación inelástica significativa a través de la fluencia por flexión de las vigas compuestas en este caso, y la fluencia limitada de las zonas de los paneles de la columna y que la mayor parte de la deformación inelástica se produzca como rotación en las “rótulas” de la viga”* (AISC 341, 2022, pag.99).

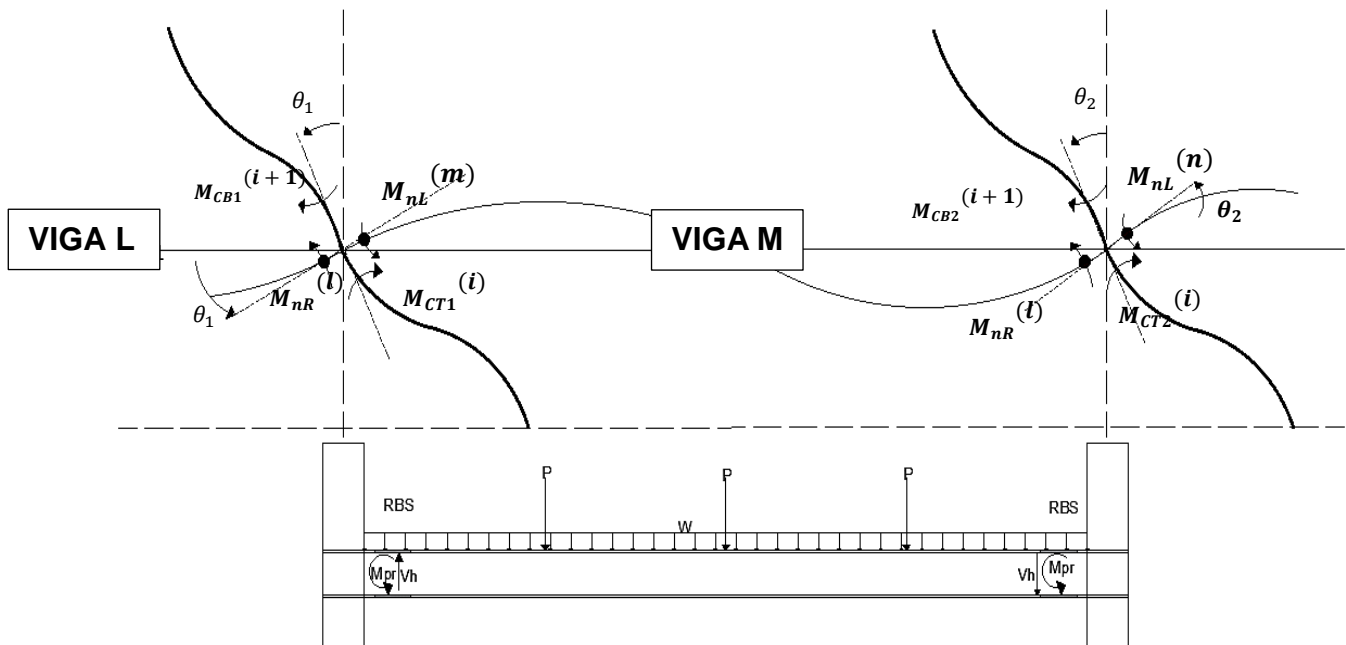
Si una carga sísmica positiva (E^+) como la que se observa en la figura 11 o negativa (E^-) figura 12 deforma un pórtico, esta provocará deflexiones a la derecha o izquierda según corresponda el caso, como se representa en ambas figuras por la curvatura de las vigas y columnas. En ambos casos, las deflexiones

producidas por la carga sísmica serán contrarias. En los nodos se observan cuatro pares de momentos, dos de ellos describen el comportamiento de las vigas y los otros dos de las columnas, si la concavidad es hacia arriba se tiene momento positivo y si la concavidad es hacia abajo corresponde a momento negativo. En el caso de las vigas ambos momentos son matemáticamente iguales del mismo signo y actúan sobre los elementos, por lo tanto, la sumatoria de los momentos es igual a $2M_{pr}$.

En el caso de las vigas compuestas, cuando el momento es negativo trabaja a tensión el acero de refuerzo de la losa de hormigón y a momento positivo la losa de hormigón trabaja a compresión. Los momentos probables M_{pr} son iguales a 1,25 veces el momento nominal de la viga y la sumatoria de momento debe equilibrarse con un par de fuerzas hiperestáticas. Los momentos en las columnas llevan signo contrario porque equilibran los momentos de la viga alrededor de la conexión, estos momentos actúan en sentido antihorarios, entonces los nodos mantienen un comportamiento elástico y son rígidos y las rotaciones son consistentes.

Figura 11.

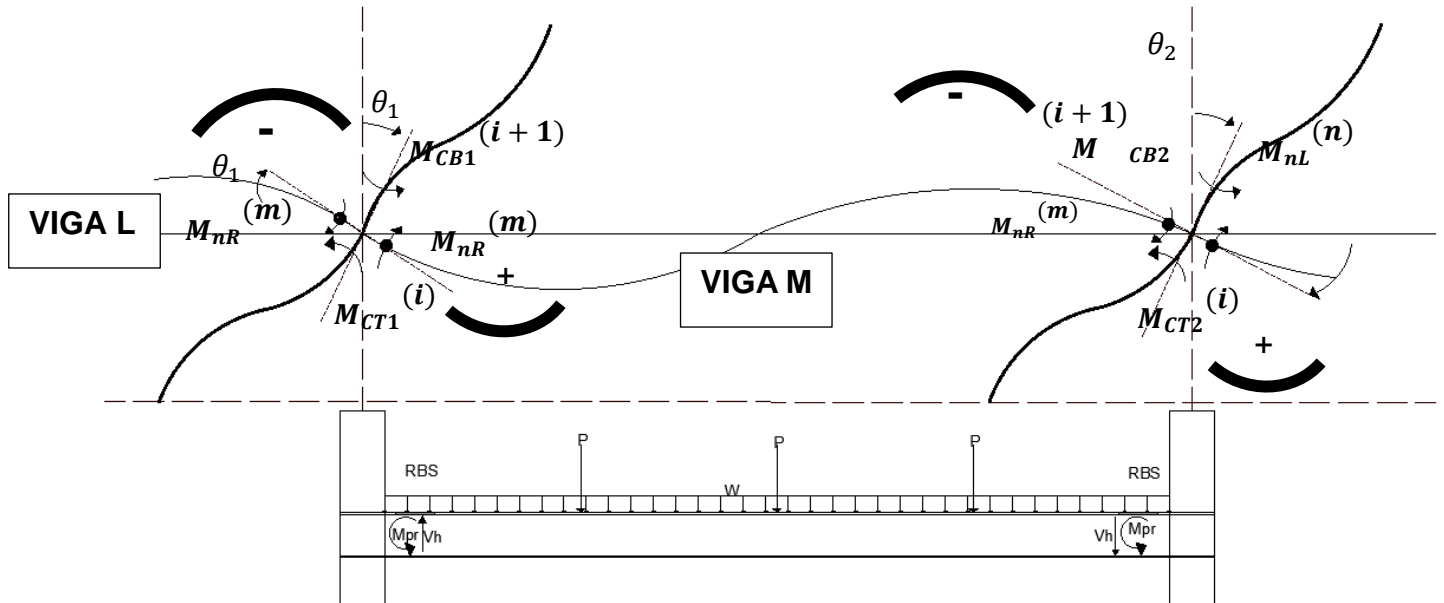
Análisis sismo en dirección negativa (E^-)



Nota. Tomado de Clases de Análisis Sismorresistente (2019)

Figura 12

Análisis sismo en dirección positiva (E^+)



Nota. Tomado de Clases de Análisis Sismorresistente (2019)

2.5. MECANISMOS DE PLASTIFICACIÓN EN SISTEMAS SMRF

2.5.1. Columna Fuerte-Viga Débil.

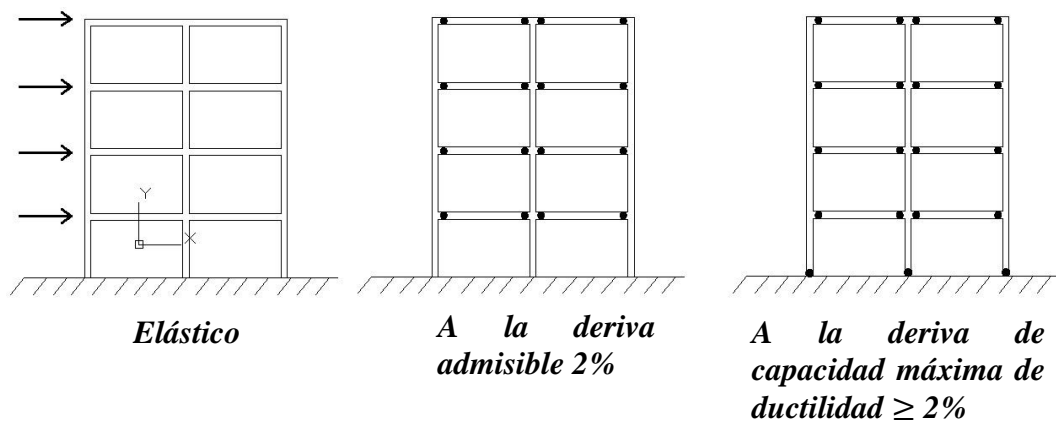
El chequeo columna fuerte-viga débil es un criterio de diseño sismorresistente que busca a través de la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas provocar un mecanismo de falla de fluencia que permita disipar la energía sísmica, asegurando que las columnas tengan un momento resistente superior al de las vigas (Rochel, 1981). Este mecanismo sísmico de alta ductilidad es provisto por las disposiciones de la norma AISC 341-22.

Se ha establecido que las vigas sean el elemento estructural que fluya debido a tres consideraciones importantes i) la vigas no portan cargas axiales a diferencia de las columnas, por lo que se logra más ductilidad en vigas que en columnas por ausencia de carga axial; ii) si las columnas no plastifican se preserva mucho más la

rigidez lateral y se previene fallas por estabilidad y iii) sólo después de que las vigas plastifican y se satisface la seguridad de vida al sismo de diseño para formar un mecanismo de falla completo por flexión se admiten rótulas en la base de columnas.(AISC 341, 2022)

Figura 13

Rótulas plásticas en un edificio



La fuerza cortante V_h es la fuerza cortante máxima probable actuante en la rótula plástica cuando el momento flector de la sección es igual al momento máximo probable M_{pr} .

En un tramo de viga por efectos de la carga lateral, se presentan momentos en los extremos de signo contrario, que van a producir una fuerza cortante V_h , cuando se alcanza el máximo momento en los extremos de la sección, el momento resultante es de tal magnitud, que la fuerza cortante nunca podrá excederlo, independientemente de la fuerza o magnitud del sismo(Rochel, 1981).

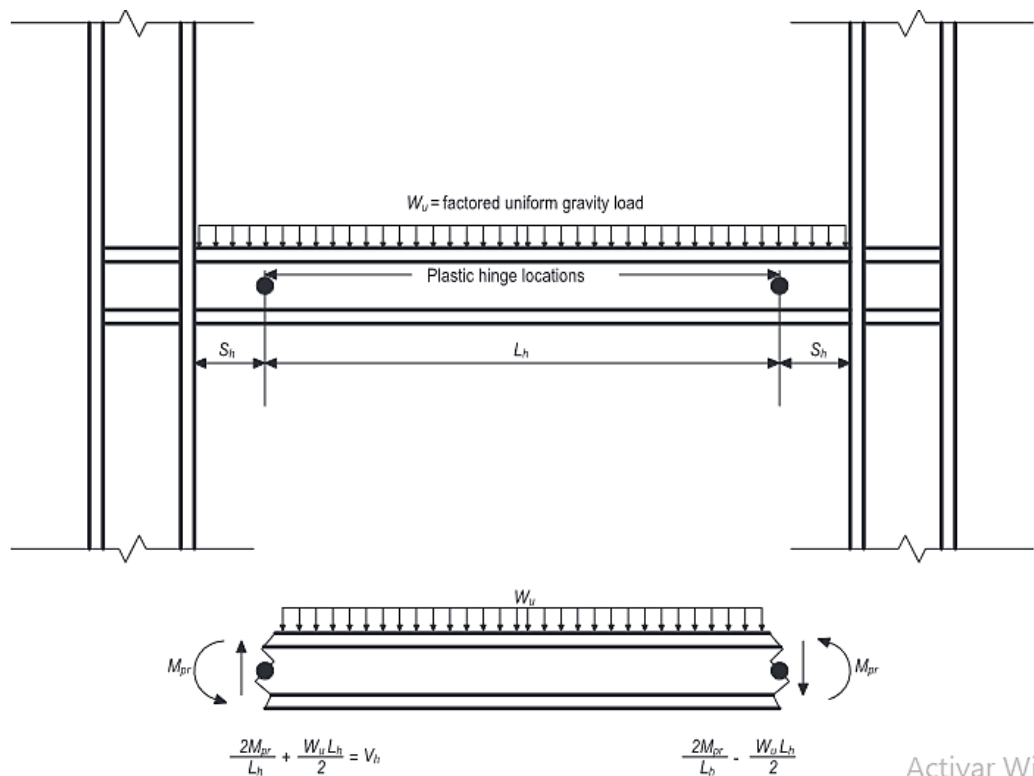
Si se considera esta fuerza en el diseño de la viga, se logrará que esta no falle por cortante, porque la resistencia al cortante V_u se encuentra limitada por la capacidad de fluencia de los extremos $V_u = V_n$. Es decir que actúa como un fusible, si y solo si otros mecanismos frágiles como la resistencia al corte en vigas son prevenidos $\phi V_n > [V_u = V_h]$. Este fusible impide el ingreso de más fuerza cortante, logrando diseñar a la viga más fuerte en cortante y propiciando su falla a flexión. Es por ello que la viga se diseña para tener una falla de tipo dúctil, de modo que al

alcanzar su máxima resistencia debida a la fluencia en las articulaciones plásticas por flexión garantiza al elemento que su falla no sea por cortante. (AISC 358, 2022)

Como se observa en la figura 14, la fuerza cortante V_h en cada rótula plástica debido a M_{pr} es igual a $\frac{2M_{pr}}{L_h}$. La fuerza cortante en cada extremo del diagrama de cuerpo libre es diferente y para el diseño de V_h se toma como el mayor valor entre las fuerzas calculadas en los extremos, debido a que M_{pr} puede revertir sismo por cambio del sentido de la carga lateral (AISC 358, 2022).

Figura 14.

Diagrama de cuerpo libre para determinar V_h



Nota. Tomado de (AISC 358, 2022)

2.5.2.1. Ubicación de las rótulas plásticas.

Para la mayoría de las conexiones precalificadas, el comportamiento previsto bajo carga sísmica es que la deformación inelástica se desarrolla principalmente a través de la fluencia por flexión de la viga, es decir,

mediante el desarrollo de una articulación plástica en la viga (AISC, 358-22).

En realidad, la formación de una bisagra plástica requiere fluencia por flexión en cierta longitud de la viga. Por lo tanto, definir un solo punto como la ubicación de la bisagra plástica es una idealización del comportamiento real, pero es un concepto útil para propósitos de análisis y diseño. Generalmente, las rótulas se diseñan para que ocurran cerca de las ubicaciones de la mayor relación entre demanda y capacidad de flexión en la viga cuando el marco está sujeto a carga lateral. Esto ocurren los extremos de las vigas, para cada conexión, el procedimiento de diseño y los parámetros de diseño se ajustan según la ubicación de la bisagra plástica especificada (AISC 358, 2022)

2.5.2.2. Momento Plástico Probable.

De acuerdo con (AISC 358, 2022), el momento plástico probable M_{pr} actuante en la rótula plástica es una estimación conservadora del momento máximo que se espera se desarrolle en la ubicación de la **rótula plástica** bajo carga inelástica cíclica. Esta expresión incluye la consideración de la **sobrerresistencia** del material y los efectos del endurecimiento por deformación y otros factores que pueden afectar la resistencia máxima a la flexión de la rótula plástica.

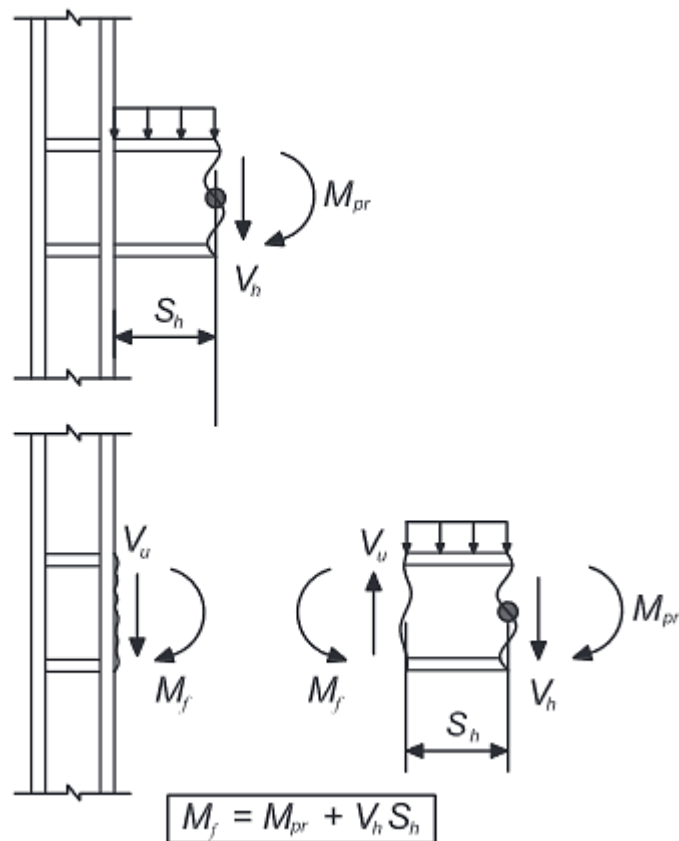
2.5.2.3. Momento máximo probable en la cara de la columna

De acuerdo con AISC 341-22 el momento flector máximo probable en la cara de la columna M_f es aquel que sucede cuando el momento flector en la articulación plástica es igual al momento máximo probable M_{pr} , y la fuerza cortante en la rótula plástica es V_h . El valor de M_f es determinado a través de un diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga entre la ubicación de la rótula plástica y la cara de la columna, como se ilustra en la figura 15.

Como filosofía de diseño, se tiene que M_f no puede ser excedido, mientras M_{pr} se calculan a una distancia segura S_h de la conexión.

Figura 15.

Momento máximo probable en la cara de la columna



Nota. Tomado de (AISC 358 -22)

2.5.3. Corte Equivalente en el Panel de Conexión.

La zona del panel es la porción de la columna contenida dentro de la unión viga-columna. Cuando un pórtico resistente a momento está sujeto a cargas laterales, se desarrollan grandes fuerzas de corte dentro de la zona de panel. Las deformaciones resultantes de la zona del panel tienen un efecto importante en la respuesta del pórtico tanto en el rango elástico como en el inelástico (Kim & Engelhardt, 2002).

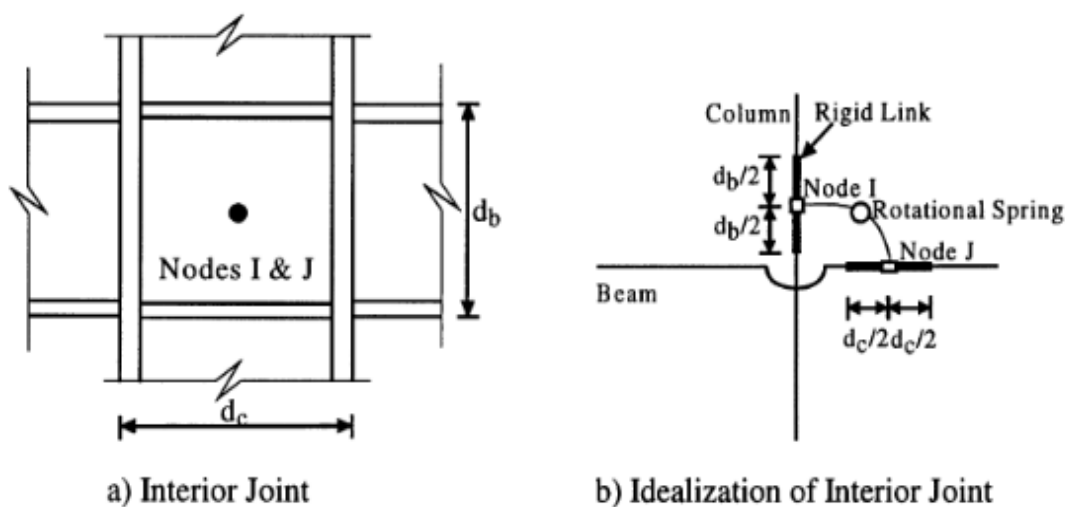
Las conexiones que unen las vigas y columnas de un pórtico SMRF deben poseer una elevada resistencia en comparación con los miembros que las conforman para propiciar un adecuado comportamiento o desempeño ante acciones sísmicas, y que el daño debido a las deformaciones en ciertos miembros estructurales sea el principal mecanismo de disipación de energía plástica o inelástica (fallas dúctiles).

De este modo los paneles de conexión o la unión columna-viga, podrán permanecer elásticos ante la plastificación de las partes conectadas previniendo fallas frágiles y demandas de ductilidad en los nodos rígidos que degraden significativamente la rigidez e integridad de la estructura.

Para Kim & Engelhardt (2002) la zona del panel es esencialmente un elemento de resorte rotacional, que transfiere el momento entre las columnas y las vigas, formando una junta como la que se muestra en la figura 16. En este modelo idealizado se presentan dos nodos i, j , uno de ellos está unido a la columna, mientras que el otro a la viga. Por ello, el momento transferido por la zona de panel está directamente relacionado con la rotación relativa entre las columnas y vigas que forman la junta.

Figura 16.

Idealización de la junta viga-columna

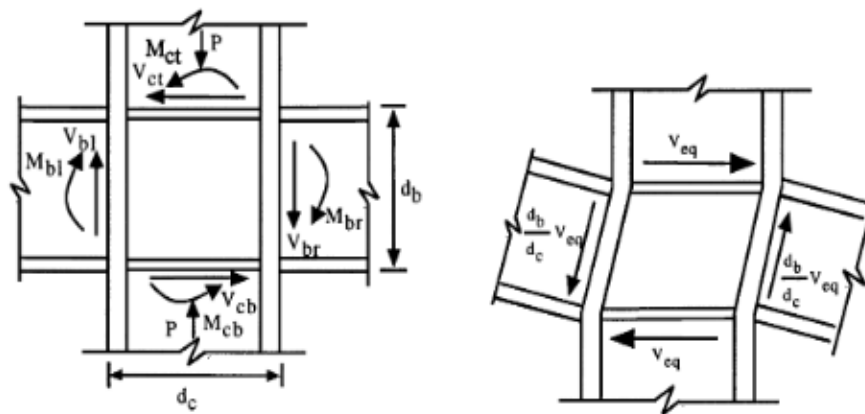


Nota. Tomado de Kim & Engelhardt (2002), pag.10)

En la zona de panel actúa una fuerza cortante equivalente que es la fuerza resultante obtenida al reemplazar los momentos producidos en la viga por un par equivalente, estas fuerzas producen un gran corte en la zona del panel capaz de deformar la zona de conexión como se observa en la figura 17. Las grandes deformaciones inelásticas de la zona del panel pueden aumentar la probabilidad de que se produzcan fracturas en la región de las soldaduras de ranura entre el ala de la viga y el ala de la columna. Este efecto se ha atribuido a la aparición de grandes deformaciones localizadas o "doblamiento" en las alas de la columna en los límites de la zona del panel.

Figura 17.

Cortante equivalente en la zona de panel



Nota. Tomado de Kim & Engelhardt (2002)

Esta es la razón fundamental por la que AISC 341-22 requiere que la zona de panel o nodo de conexión sea rígido y elástico sin desarrollo de la ductilidad de artes que cuando existe puede ser modelado por el resorte inferior de Kim & Engelhardt.

2.5.3.1. Zona de Panel en vigas compuestas.

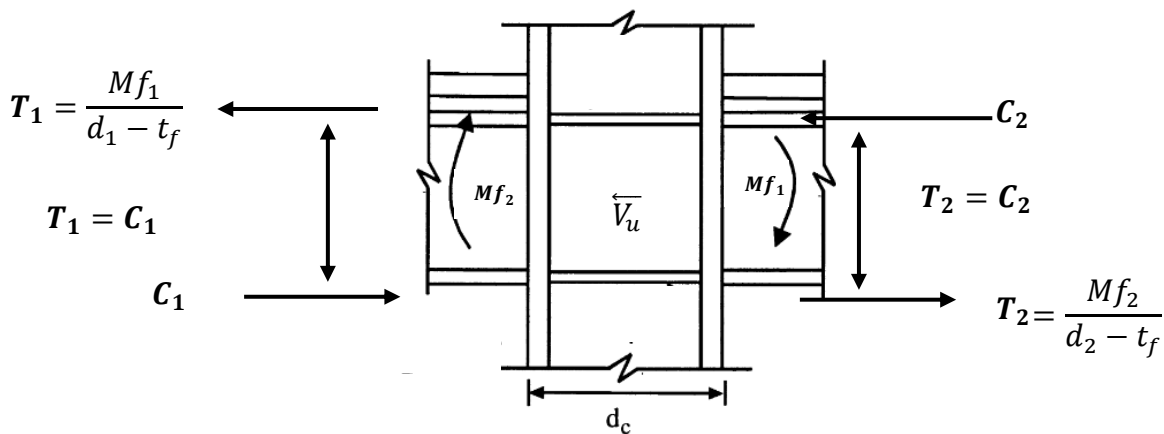
Investigaciones realizadas sobre carga monotónica y cíclica en zonas de panel en vigas compuestas han demostrado que, la presencia de una losa de hormigón afecta significativamente el comportamiento de la zona del panel. Debido a que, la ubicación de la fuerza resultante en el ala superior de la

viga se moverá hacia la losa, incrementando la profundidad efectiva de la zona del panel. Consecuentemente, el momento flexionante aplicado por la viga compuesta sobre la zona del panel se incrementará para flexión positiva.

Para dar solución a aquello Kim & Engelhardt (2002) propusieron modificaciones simples al modelo de zona de paneles para tener en cuenta los efectos de losa compuesta, que se muestran en la figura 18. Sin embargo, los autores enfatizan la necesidad de realizar más trabajos experimentales para comprender mejor los efectos de la losa.

Figura 18.

Fuerzas límite actuantes en la unión de viga compuesta y columna.



Nota. Tomado de Kim & Engelhardt (2002)

CAPITULO III: METODOLOGÍA

3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

3.1.1. Tipo.

La investigación es analítica, porque evalúa el comportamiento de los conectores de corte bajo los efectos de cargas laterales a través de modelos matemáticos, para proponer un diseño sismorresistente del conector.

3.1.2. Nivel.

Este estudio desarrolla un análisis secuencial explicativo sobre el mecanismo de esfuerzo en la viga compuesta y el conector en un sistema primario dúctil bajo la acción de un sismo de diseño.

3.2. MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

3.2.1. Método.

El análisis de la investigación está basado en un método matemático, en el que se emplean principios y modelos numéricos para el cálculo de la sección compuesta y el análisis de las fuerzas presentes en la conexión de un pórtico SMRF.

3.2.2. Enfoque.

El enfoque de la investigación es cuantitativo porque las variables dependientes del estudio son cuantificables numéricamente.

3.2.3. Diseño.

El diseño de la investigación no es experimental porque el desarrollo del estudio se basa exclusivamente en planteamientos analíticos que posteriormente podrán ser experimentados.

3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO.

3.3.1. Población.

Estructuras de acero con sistema de pórticos especiales dúctiles resistentes a flexión SMRF.

3.3.2. Muestra.

Estudio de caso de un edificio hipotético de acero con sistemas de vigas con y sin composición y sistemas de pórticos SMRF.

3.3.3. Muestreo.

Este estudio de caso no contempla técnicas de muestreo.

3.4. UBICACIÓN DEL SECTOR DE ESTUDIO

Estudio de caso de un edificio hipotético en Ecuador diseñado sísmicamente en base a las normativas de diseño aplicables NEC-2015, AISC 341-22, AISC 358-22, AISC 360-22 y ASCE 7-16 dentro de una zona de alto peligro sísmico como la provincia de Santa Elena.

3.5. METODOLOGÍA

Para el cumplimiento de los objetivos de investigación se desarrolló un modelo estructural sin composición con correcto desempeño sísmico con la intención de

mantener controlados la mayoría de los parámetros de diseño que no involucrasen la composición del sistema viga-losa.

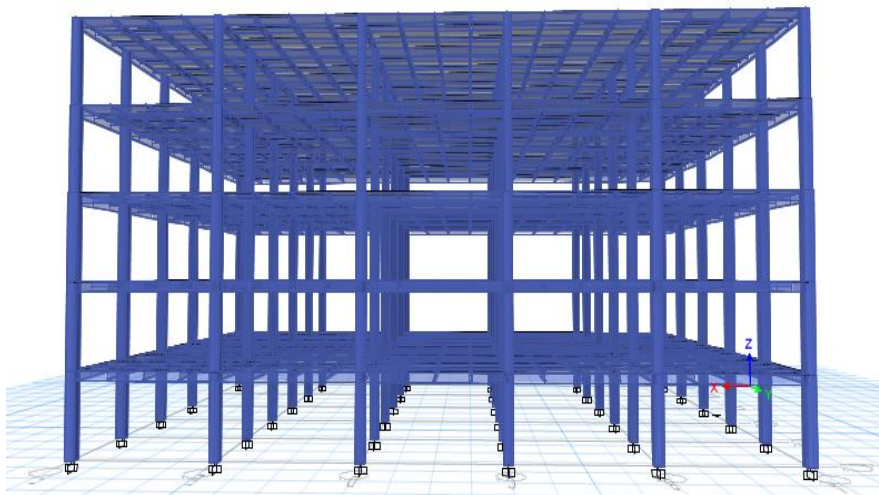
En el modelo sin composición se predimensionaron los elementos estructurales y se estableció un sistema de pórticos SMRF interiores y exteriores, de acuerdo con las disposiciones de NEC-SE-DS, AISC 341-22 y AISC 258-22. Los resultados del análisis sísmico, predimensionamiento de elementos y diseño de conexión para pórticos SMRF se detallan en el apartado 4.1. Una vez diseñado el primer modelo estructural se diseñó el sistema compuesto reduciendo la sección de viga mediante una homologación de inercias con el objetivo de obtener rigideces similares en el segundo modelo estructural.

3.5.1. Características Generales de la Edificación.

Se planteó como modelo de estudio un edificio de 5 pisos para uso de oficina y cubierta accesible de aforo medio con diafragma de entrepiso de losa de concreto con placa colaborante Steel Deck y un sistema de pórticos resistentes a momento (SMRF). Para el análisis de espectro sísmico se seleccionó un espectro de diseño de $z=0,5$ y un perfil de suelo tipo C. Se propone una planta arquitectónica de configuración regular con una dimensión de 35 metros en dirección X (VP_x), con luces principales de 7 metros y 25 metros en dirección Y (VP_y), con luces de 5 metros.

Figura 19

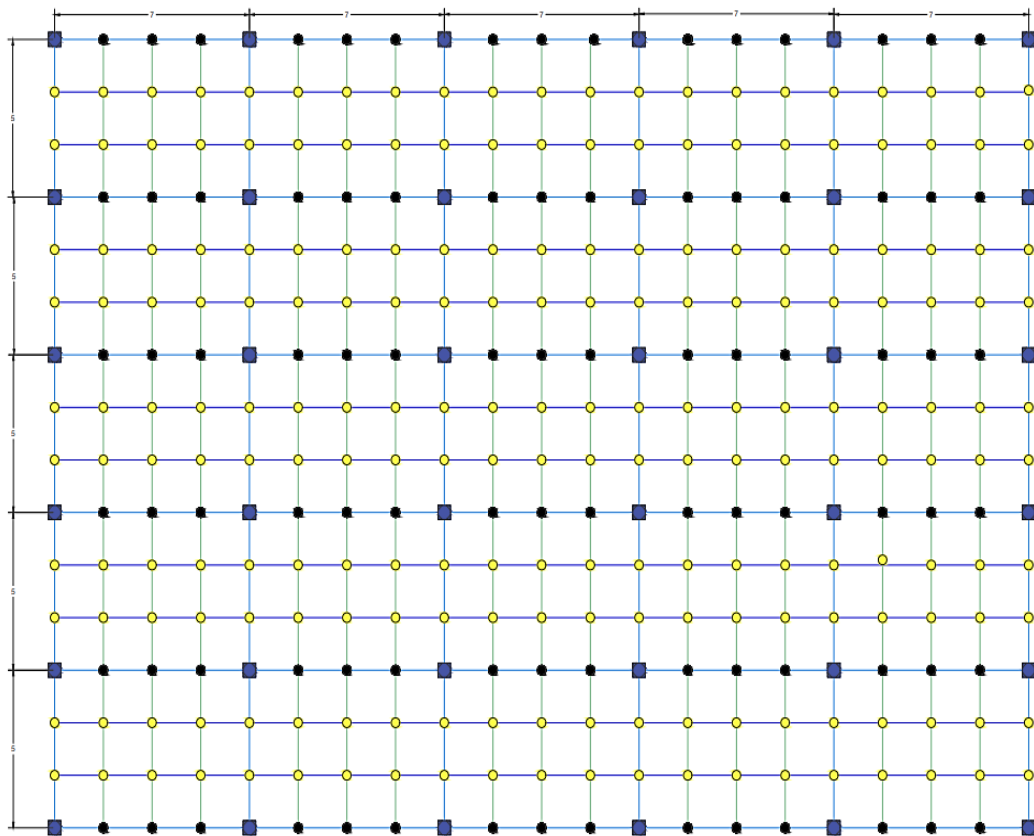
Vista en 3D



En la figura 19, se muestra los elementos principales y secundarios, especificados en la simbología. Los nervios se configuran en la dirección “x” a una distancia de $L/3$ de las vigas en dirección “y” para cumplir con la longitud no arriostrada L_b , de la misma manera las vigas secundarias se disponen a una distancia de $L/4$ de las Vigas principales en dirección “x”, para cumplir con el requerimiento de la longitud no arriostrada L_b . En la figura 20 se establece los pórticos, que poseen una altura de entrepiso de 3,5 metros y una altura total de la Edificación de 17,5 metros

Figura 20

Planta Arquitectónica









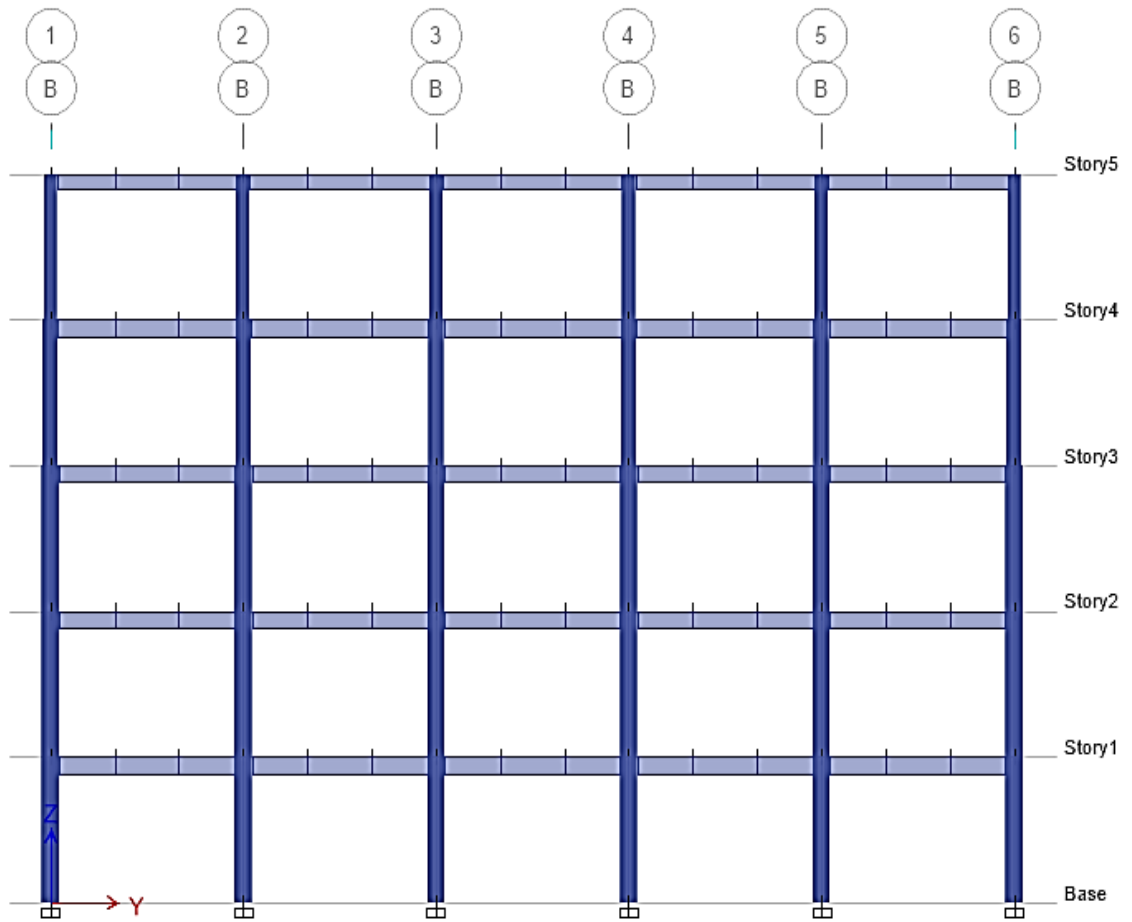
SIMBOLOGÍA	
	Columna Tubular
	Viga Principal
	Viga Secundaria
	Nervios
	Nodo de conexión de Nervios
	Nodo de conexión de Vigas Secundarias

Figura 21

Elevación (pórticos en dirección "y")



3.6. DISEÑO DEL SISTEMA COMPUESTO VIGA DE ACERO-LOSA DE HORMIGÓN (O.E.1)

En cumplimiento del objetivo específico No.1 (O.E.1) se presenta a continuación la metodología para el diseño de secciones compuestas viga-losa para pórticos SMRF de alta ductilidad para resistir cargas laterales y elementos secundarios hiperestáticos de sistemas de entrepiso Steel Deck diseñados para resistir cargas gravitacionales (D+L). Todas las secciones de viga fueron diseñadas en base a las disposiciones del Capítulo I de la normativa AISC 360-22, sin embargo, el análisis de flexión en vigas pertenecientes a pórticos SMRF incluyeron consideraciones de sobre-resistencia en base a AISC 358-22 y AISC 341-22.

3.6.1. Especificaciones de AISC 360-22 para el diseño de vigas compuestas.

3.6.1.1. Resistencia nominal de las secciones compuestas.

Las provisiones generales del AISC 360-22 definidas en la sección I.2, establecen cuatro métodos de cálculo para la resistencia nominal para todo tipo de sección compuesta; el método de distribución de tensiones plásticas, compatibilidad de deformaciones, distribución de tensiones elásticas y tensión-deformación efectiva. En este estudio de caso se empleará el método de distribución de tensiones plásticas para analizar la distribución de esfuerzos internos del sistema viga-losa con el fin de aprovechar toda su capacidad.

El método de distribución de tensiones plásticas se basa en el supuesto de que los componentes de acero en todas sus fibras (tensión o compresión) han alcanzado una tensión F_y , y los componentes de concreto en compresión debido a fuerza axial o flexión han alcanzado el esfuerzo de **0,85 f'_c** . Este método de cálculo es aplicable cuando la sección compuesta es compacta no-esbelta y cumple con una relación de esbeltez de $\frac{h}{t_w} \leq$

$3,76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$, que evita que el elemento presente problemas de estabilidad lateral. Es importante aclarar, que la relación de esbeltez especificada por AISC 360-22 es solamente aplicable a elementos sin demanda de ductilidad.

3.6.1.2. Resistencia a la flexión positiva.

La sección I3. 2a. establece que la resistencia a la flexión positiva de diseño (losa en compresión y acero de viga en tensión), está dada por la ecuación $\phi_b M_n$ donde $\phi_b = 0,90$ por el método LRFD y M_n es calculado a partir de la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta para el momento plástico.

3.6.1.3. Resistencia a la flexión negativa.

La sección I3.2b del AISC 360-22 determina que, la resistencia a la flexión negativa (losa en tensión y acero de viga en compresión), se determina a $\phi_b M_n$. Donde $\phi_b = 0,90$ y M_n es calculado a través de la distribución de tensiones plásticas en la sección compuesta, para el estado límite de fluencia correspondiente al momento plástico Para esto, debe cumplirse lo siguiente:

- a) La viga de acero es compacta y se encuentra debidamente arriostrada.
- b) Los pernos conectan la losa a la viga de acero
- c) El refuerzo longitudinal de la losa paralelo a la viga de acero, dentro del ancho efectivo de la losa, cumple con los requisitos de longitud de desarrollo.

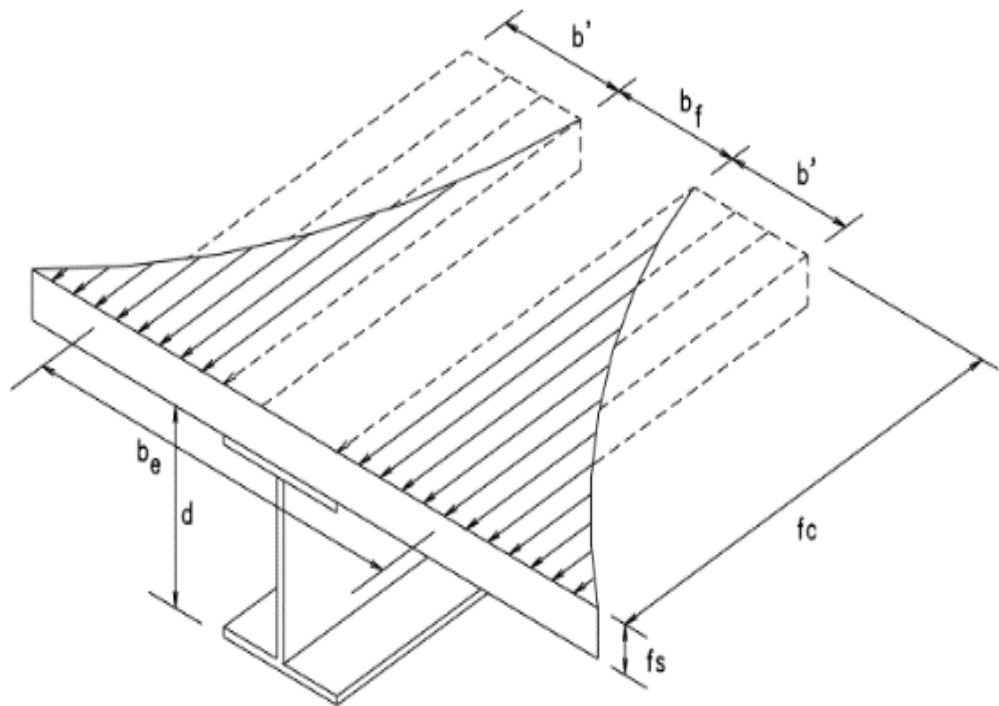
3.6.1.4. Ancho efectivo.

El ancho efectivo es la parte de losa que trabaja en composición con la viga de acero. Este valor depende de la separación entre vigas, si se encuentran cercanas una de otra, la distribución de esfuerzos en la losa es uniforme en

la zona de compresión. En cambio, cuando las vigas se encuentran muy distantes una de otra, la distribución de esfuerzos no es lineal. Para el análisis de la composición del sistema losa-viga como se observa en la figura 18, el AISC 360-22, sección I establece tres métodos de cálculo del ancho efectivo, *i*) un octavo de la luz de viga, medida centro a centro de los apoyos, *ii*) un medio de la distancia el eje de la viga adyacente, *iii*) La distancia al borde de la losa.

Figura 22

Distribución de esfuerzos en ancho efectivo de la losa



Nota. Tomado de AISC 360-22)

3.6.2. Procedimiento de Cálculo.

Como etapa previa al diseño de la sección compuesta, los perfiles de viga fueron seleccionados homologando las inercias I_x de las vigas empleadas para el diseño de un modelo estructural sin composición de viga-losa con la inercia de la sección transformada I_{tr} calculada para el sistema compuesto viga-losa. La evaluación de las inercias permitió cambiar las secciones de viga del modelo sin

composición por secciones compuestas con menor peso sin alterar la rigidez del modelo estructural. El procedimiento de cálculo empleado se detalla a continuación.

Primero se ponderó la relación modular del acero y concreto n como la relación entre el módulo de elasticidad del acero y el concreto para transformar el área de concreto en acero empleando la ecuación 1.

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad \text{Ec. 1}$$

Donde:

E_s = módulo de elasticidad del acero

E_c = módulo de elasticidad del hormigón

El módulo de elasticidad del concreto es calculado con las ecuaciones 2 y 3 a criterio del diseñador.

$$E_c = 0.043W_c^{1.5}\sqrt{F'_c} \text{ (Mpa)} \quad \text{Ec. 2}$$

$$E_c = 15100\sqrt{F'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad \text{Ec. 3}$$

Luego, aplicando el teorema de ejes paralelos de Steiner observado en la ecuación 4, se calcula la inercia transformada de la sección compuesta reemplazando los valores del teorema de Steiner por las propiedades del acero y el hormigón, respectivamente.

$$I_x = I_{x'} + Ad_y^2 \quad \text{Ec. 4}$$

Por tanto, reemplazando para ambas secciones (acero y hormigón):

$$I_{tr} = \left[I_{xx} + A_s \left(Y_{tr} - \frac{d}{2} \right)^2 \right] + \left[I_{ec} + A_{ec} \left(Y_{tr} - \left(\frac{t_c}{2} + t_{sd} + d \right) \right)^2 \right] \quad \text{Ec. 5}$$

I_{ec} = Inercia de la sección de hormigón transformada a acero

A_{ec} = Área de la sección de hormigón transformada a acero

Y_{tr} = Centroide de la sección transformada

d = Peralte de la viga de acero

t_{sd} = altura de las nervaduras steel deck

t_c = espesor de la losa de hormigón

Entonces, el área, la inercia del concreto y el centroide la sección transformada son calculadas en base a las ecuaciones 6 y 7, respectivamente.

$$I_{ec} = \frac{B_e t_c^3}{12n} \quad \text{Ec. 6}$$

$$A_{ec} = \frac{B_e t_c}{n} \quad \text{Ec. 7}$$

Considerando el agrietamiento del hormigón debido a la fluencia de las varillas de refuerzo longitudinal se aplica un factor de 0,50 al valor calculado de la inercia transformada I_{tr} , considerando además una contribución de rigidez de la losa en composición con la viga equivalente al 50%. No se ha adoptado el valor recomendado por NEC-15 para agrietamiento de vigas, en lugar de $0,35I_g$ recomendado por la normativa AC-318-19 por ser este último muy conservador. Sin embargo, es importante aclarar que la incidencia del factor de reducción adoptado en el comportamiento de la sección compuesta debe someterse a experimentación futura.

Entonces, el valor de la inercia transformada del sistema compuesto viga-losa será igual a $0,50 * I_{tr}$ para vigas primarias y secundarias. Por último, para la elección del perfil de viga se evaluará que la inercia transformada sea aproximadamente igual o mayor a la inercia de la viga del modelo sin composición I_{x1} , cumpliendo la siguiente condición $0,50 * I_{tr} \geq I_x$; $0,50 * I_{tr} \approx I_{x1}$.

3.6.3. Prediseño.

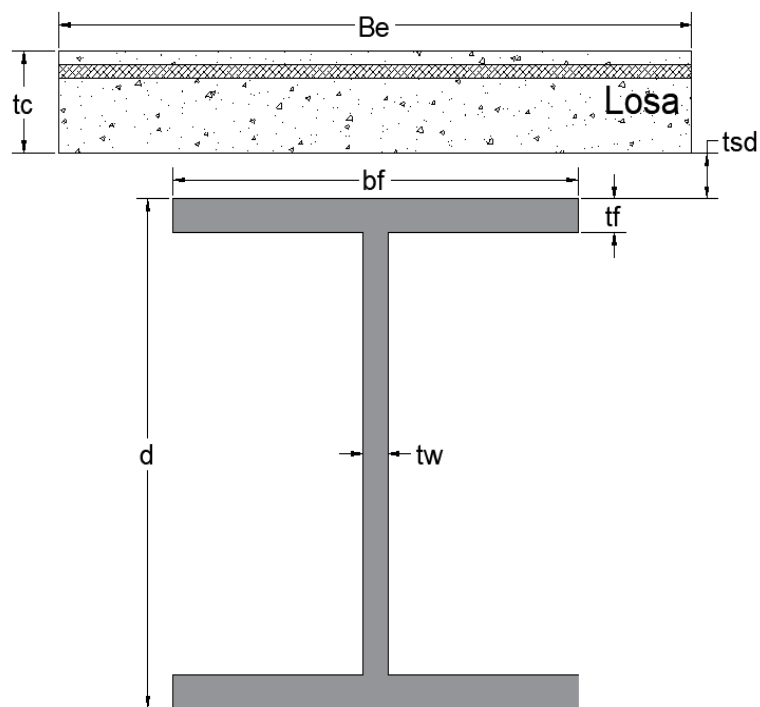
Los perfiles de viga seleccionados para vigas secundarias y nervios son diseñados conforme a las disposiciones de AISC 360-22, bajo los siguientes estados límites; i) *compacidad*, ii) *resistencia a flexión*, iii) *resistencia a cortante* y iv) *deflexiones*.

En primer lugar, se calcula el ancho efectivo B_e , que corresponde a la porción de losa que trabaja en composición con la viga, como se detalla en la figura 19. Para ello, la longitud B_e se calcula como el valor mínimo entre:

$$\text{Mínimo entre} = \left| \begin{array}{l} S = \text{separación entre vigas} \\ (2/8)L \end{array} \right.$$

Figura 23

Ancho efectivo de la losa



Donde:

B_e = Ancho efectivo de losa

t_c = espesor de loseta de hormigón

t_{sd} = altura total del Steel Deck

d = peralte de viga W

L = longitud de la viga

3.6.3.1. Evaluación de Compacidad.

Como se definió previamente, se busca que la sección compuesta sea compacta-no esbelta, por lo tanto, se verifica el cumplimiento de la relación de esbeltez con la ecuación 8.

$$\frac{h}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad \text{Ec. 8} \quad \text{AISC 360-22 I2}$$

Donde:

E_s = Módulo de elasticidad del acero

F_y = Resistencia mínima del acero

h = Ancho de la viga

t_w = Espesor del alma de la viga

3.6.3.2. Diseño a flexión.

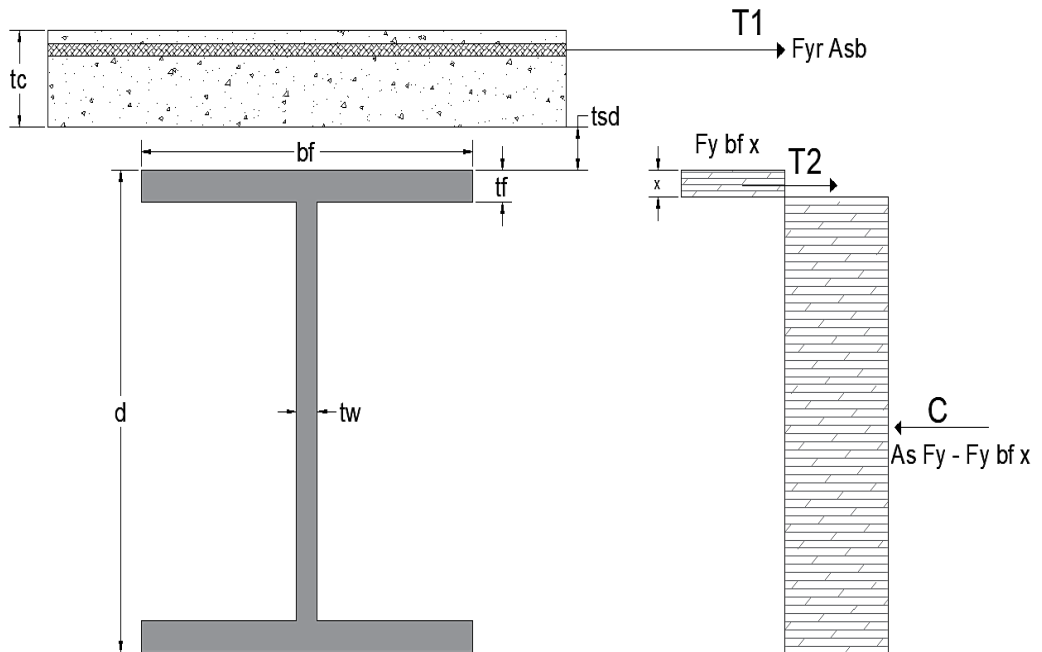
Para el diseño a flexión se evaluó la distribución de los esfuerzos internos de la viga empleando el método de distribución de tensiones plásticas a flexión negativa por tratarse de un sistema de vigas hiperestáticas, donde controla el diseño a momento negativo, donde el refuerzo longitudinal de la losa trabaja a tensión y se desprecia la contribución del hormigón. Por consiguiente, se evalúan dos casos en los que se supone que el eje neutro plástico de la sección compuesta se encuentra en el patín y el alma de la viga. Los modelos matemáticos desarrollados para el análisis de distribución de tensiones plásticas se detallan a continuación.

i) Eje neutro en el patín de la viga.

En este caso se supone que el eje neutro se encuentra en cualquier punto del patín superior de la viga, a una distancia x que debe ser menor al espesor del patín de la viga. Conforme este supuesto, se generan dos bloques de esfuerzos a tensión y compresión, como se observa en la figura 24.

Figura 24

Eje neutro en el patín de la viga



Las fuerzas resultantes a compresión y tensión se obtienen acorde a las ecuaciones 9 y 10.

$$\begin{aligned} C &= F_y A_s - T_2 \\ C &= F_y A_s - F_y b_f x \end{aligned} \quad \text{Ec. 9}$$

Donde:

C = Fuerza de Compresión

x = Distancia al eje neutro

F_y = Fuerza de tensión del acero de la losa

A_s = Área del acero

b_f = ancho del patín superior

$$\begin{aligned} T &= T_1 + T_2 \\ T &= F_{yr} A_{sb} + F_y b_f x \end{aligned} \quad \text{Ec. 10}$$

Donde:

$T = \text{Fuerza de Tensión}$

$A_{sb} = \text{Área de refuerzo longitudinal}$

$F_{yr} = \text{Fuerza de tensión del refuerzo longitudinal}$

$F_y = \text{Fuerza de tensión de la viga de acero}$

$b_f = \text{Ancho del patín superior}$

$x = \text{Distancia al eje neutro}$

En todos los casos de estudio, los esfuerzos internos de compresión y tensión son mecánicamente equivalentes al momento flexionante interno de la sección, por consiguiente, las fuerzas de compresión y tensión serán numéricamente equivalentes como lo describe la ecuación 11 (De Buen López, 2004).

$$C = T \quad \text{Ec. 11}$$

Para evaluar la distancia al eje neutro de la losa se igualan las fuerzas de tensión y compresión

$$\begin{aligned} C &= T \\ F_y A_s - F_y b_f x &= F_{yr} A_{sb} + F_y b_f x \\ \text{por tanto despejando} \\ x &= \frac{F_y A_s - F_{yr} A_{sb}}{2F_y b_f} \end{aligned} \quad \text{Ec. 12}$$

Si $x < t_f$ el eje neutro se encuentra en la losa. Entonces el momento plástico se obtiene a partir de la siguiente ecuación.

$$M = T_1 * ((t_c - rec) + t_{sd} + x) + T_2 * \left(\frac{x}{2}\right) + C * \left(\frac{d - x}{2}\right) \quad \text{Ec. 13}$$

Donde:

$t_c = \text{espesor de losa}$

$rec = \text{recubrimiento}$

$d = \text{Peralte de la viga}$

$t_{sd} = \text{Altura del steel deck}$

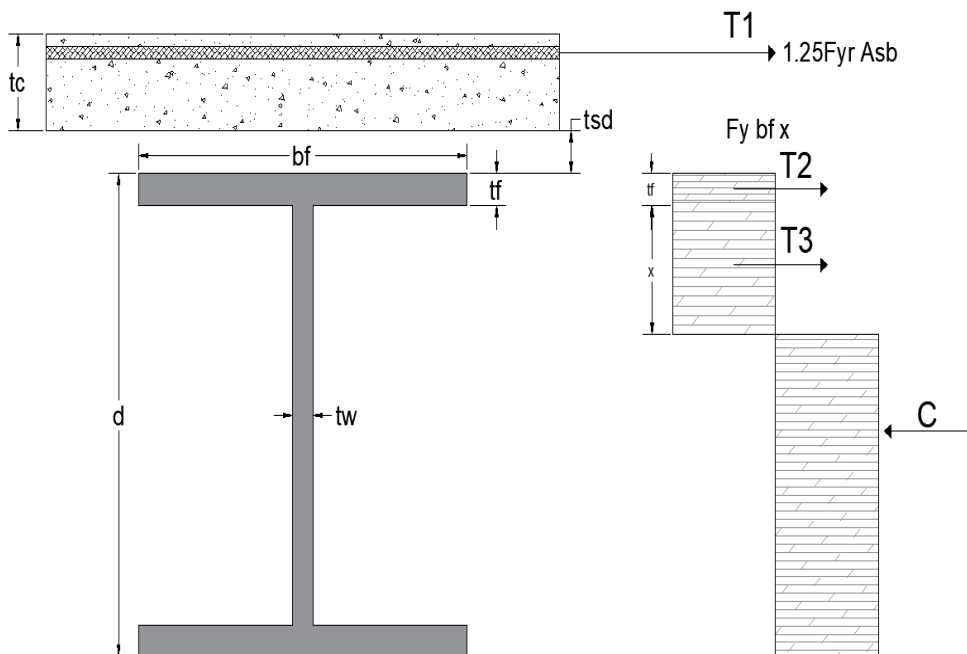
$d = \text{peralte de la viga}$

ii) *Eje Neutro en el alma de la viga.*

En el segundo caso se supone que el eje neutro se encuentra a una distancia x en el alma de la viga y la distribución de tensiones plásticas es como se muestra en la figura 25.

Figura 25

Eje neutro en el alma de la viga



Entonces, las fuerzas resultantes de tensión y compresión son obtenidas mediante las ecuaciones 14 y 15.

$$C = F_y A_s - T_2 - T_3$$

$$C = F_y A_s - F_y b_f t_f - F_y t_w x \quad \text{Ec. 14}$$

Donde:

C = Fuerza de Compresión

x = Distancia al eje neutro

F_y = Fuerza de tensión del acero de la losa

A_s = Área del acero

$b_f =$ ancho del patín superior

$t_f =$ espesor del patín superior

$$\begin{aligned} T &= T_1 + T_2 + T_3 \\ T &= F_{yr}A_{sb} + F_y b_f t_f + F_y t_w x \end{aligned} \quad \text{Ec. 15}$$

Donde:

$T =$ Fuerza de Tensión

$A_{sb} =$ Área de refuerzo longitudinal

$F_{yr} =$ Fuerza de tensión del refuerzo longitudinal

$F_y =$ Fuerza de tensión de la viga de acero

$b_f =$ Ancho del patín superior

$t_f =$ ancho de patín superior

$t_w =$ espesor del alma

$x =$ Distancia al eje neutro

Para evaluar la distancia al eje neutro de la losa se igualan las fuerzas de tensión y compresión bajo el postulado de que son estáticamente equivalentes y se despeja el valor de "x".

$$\begin{aligned} C &= T \\ F_y A_s - F_y b_f t_f - F_y t_w x &= F_{yr} A_{sb} + F_y b_f t_f + F_y t_w x \\ \text{por tanto despejando} \\ x &= \frac{F_y A_s - 2F_y b_f t_f - F_{yr} A_{sb}}{2F_y t_w} \end{aligned} \quad \text{Ec. 16}$$

Si $x < d$ el eje neutro se encuentra en el alma de la viga y no se cumplieron las condiciones de los casos anteriores. El momento plástico se obtiene a partir de la siguiente ecuación.

$$M = T_1 * \left((t_c - rec) + t_{sd} + t_f + x \right) + T_2 * \left(\frac{t_f}{2} + x \right) + T_3 * \left(\frac{x}{2} \right) + C * \left(\frac{d - t_f - x}{2} \right) \quad \text{Ec. 17}$$

Donde:

$t_c =$ espesor de losa

$rec =$ recubrimiento

$d =$ Peralte de la viga

$t_{sd} =$ Altura del steel deck

$t_f =$ espesor del patín de la viga

$b_f =$ ancho del patín d la viga

Para todos los casos, el momento de la resistencia nominal provista por diseño se determinará como la ecuación 18.

$$\phi M_n = 0.9 M_p (1,2,3) \quad \text{Ec. 18}$$

Luego, conociendo el valor de la carga última que deberá resistir la viga, se calcula el momento último M_u correspondiente a la resistencia requerida para las cargas gravitacionales aplicando los coeficientes ACI para el diseño de vigas continuas; donde controla momento negativo $M_u = \frac{wl^2}{10}$ y se evalúa el cumplimiento de la condición $\phi M_n \geq M_u$.

3.6.3.3. Análisis de la Sección transformada.

Una vez realizado el diseño a flexión, se calcula el momento de inercia equivalente y el módulo de sección elástico eficiente de la sección compuesta de acuerdo a las provisiones de diseño establecidas por AISC 360 para determinar la eficiencia de la sección compuesta. Donde, el porcentaje de composición no debe ser inferior al 25% para prevenir el deslizamiento excesivo y pérdida de rigidez en la viga. En este caso $I_{equiv} = I_{tr}$, porque se esta diseñando el sistema losa-viga a un 100% de composición.

$$I_{equiv} = I_x + [\sqrt{\% \text{ de composición}} (I_{tr} - I_x)] \quad \text{Ec. 19} \quad \text{AISC 360-22 C-I3-3}$$

El módulo elástico de la sección transformada es calculado para aproximar el valor del módulo plástico mediante un factor de forma obtenido del modelo sin composición.

$$S_{ef} = S_x + [\sqrt{\% \text{ de composición}} (S_{tr} - S_x)] \quad \text{Ec. 20} \quad \text{AISC 360-22} \\ \text{C-I3-4}$$

Donde:

I_x = Inercia de la sección de viga de acero

I_{tr} = Inercia de la sección transformada

S_x = Módulo de sección elástico de la viga metálica

S_{tr} = Módulo de sección elástico de la sección transformada

Entonces, el módulo elástico de la sección transformada se obtiene en base a la ecuación 21.

$$S_{tr} = \frac{I_{tr}}{Y_{tr}} \quad \text{Ec. 21}$$

Donde:

I_{tr} = Inercia en X de la sección transformada

Y_{tr} = Centroide en Y de la sección transformada

3.6.3.4. Chequeo para momento positivo.

No requiere chequeo, por simple inspección se infiere que el momento plástico obtenido a momento negativo es suficiente para propiciar un comportamiento elástico en la región de momento positivo, dado que en sistemas de vigas continuas $M_u^+ = \frac{wl^2}{14} < M_u^-$ y con la losa a compresión $M_n^+ = < M_n^-$ y ello resulta en tensiones elásticas dentro de zona con flexión positiva.

3.6.3.5. Diseño a cortante de la sección compuesta.

La sección compuesta es diseñada para resistir la fuerza cortante en base a la teoría de diseño básica de diseño de vigas, para ello se emplea la ecuación 22

$$\phi V_n = (0.9)[(0.6)F_y]dt_w \quad \text{Ec. 22}$$

Luego, se evalúa el cumplimiento de la condición de la ecuación 20.

$$\phi V_n \geq V_u \quad \text{Ec. 23}$$

3.6.3.6. *Diseño por deflexiones máximas dentro del vano crítico.*

Las deflexiones se obtienen mediante la ecuación 24, considerando un apoyo continuo.

$$\Delta_{max} = \frac{2W_u L^2}{384E_s I_{lb}} \quad \text{Ec. 24} \quad \text{AISC-STEEL CONSTRUCTION}$$

$$I_{lb} = 0.75 I_{ef} \quad \text{Ec. 25} \quad \text{MANUAL}$$

Donde:

I_{lb} = *Momento de inercia reducido*

I_{ef} = *Momento de inercia eficiente*

3.6.4. Sistema Compuesto Vigas Principales.

Se presenta a continuación la metodología para el diseño del sistema compuesto viga-losa para un sistema de pórticos SMRF, mediante el análisis a flexión negativa considerando parámetros sísmicos de sobrerresistencia conforme las normativas AISC 341-22 y 358-22 para elementos de alta ductilidad. Luego, se evalúa el cumplimiento de los criterios de alta ductilidad provisto por las normativas antes mencionadas.

3.6.4.1. Prediseño del Sistema Compuesto M_u^+ y M_u^- .

El perfil de viga fue seleccionado considerando los siguientes criterios; i) *homologación de rigideces* y ii) *esbeltez sísmica*. Para el primer razonamiento se evaluó el cumplimiento de la condición $0,50 * I_{tr} \geq I_x$, tal como se especificó en la sección 3.6.3. La esbeltez sísmica, en cambio fue evaluada a partir de la ecuación propuesta por AISC 341-22 en la sección D1 para miembros altamente dúctiles.

$$L_b = 0,086 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad \text{Ec. 26} \quad \text{AISC 341-22} \\ \text{Sección D1}$$

Los perfiles que cumplieron ambos criterios fueron diseñados por resistencia cumpliendo el requisito de la compacidad del elemento, la fuerza cortante y deflexiones admisibles con las fórmulas 20, 24 y 26 respectivamente. En adición, se diseñó el sistema a flexión positiva y negativa empleando el método de distribución de tensiones plásticas, considerando los factores de sobrerresistencia C_{pr} y R_y , para miembros altamente dúctiles, de conformidad con la filosofía de diseño del AISC 341-22 y AISC 358-22.

Es importante aclarar que, el modelo matemático desarrollado para momento negativo controla el diseño por flexión por tratarse de vigas hiperestáticas. A continuación, se presenta la formulación matemática propuesta.

3.6.4.2. Diseño a flexión Momento Positivo con Sobrerresistencia.

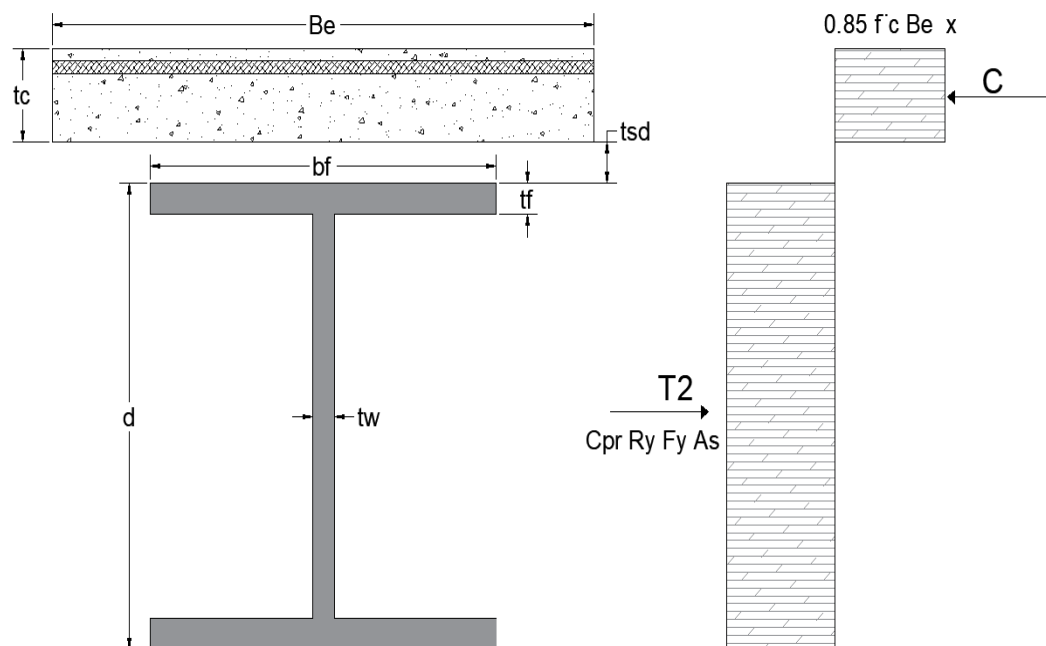
En el análisis a flexión positiva se consideraron tres posibles casos para la ubicación del eje neutro plástico; i) *en la losa*, ii) *el patín superior de la viga*, iii) *el alma de viga de acero*. Los factores de sobrerresistencia fueron aplicados en las zonas de compresión y tensión de la viga de acero.

i) Eje Neutro en Losa.

En el primer caso de estudio se supone que el eje neutro plástico se encuentra a una distancia x dentro del espesor de la losa, por consiguiente, la distribución de tensiones plásticas del sistema compuesto genera un bloque de compresión y tensión, que se consideran estáticamente equivalentes, como se observa en la figura 26. Se considera un espacio vacío de la placa colaborante.

Figura 26

Distribución de tensiones plásticas cuando el eje neutro se encuentra en la losa de hormigón.



Las fuerzas resultantes de compresión y tensión del análisis de esfuerzos se obtienen con las ecuaciones 27, y 28.

$$C = 0.85F'_c B_e x \quad \text{Ec. 27}$$

$$T = C_{pr} R_y F_y A_s \quad \text{Ec. 28}$$

Donde:

C = Fuerza de Compresión

B_e = Ancho efectivo de la losa

x = Distancia al eje neutro

F'_c = Fuerza de Compresión del hormigón de la losa

T = Fuerza de Tensión

A_s = Área de la viga de acero

F_y = Fuerza de tensión de la viga de acero

C_{pr} = Factor de sobrerresistencia según AISC 358 – 22

R_y = Factor de fluencia del acero según AISC 358 – 22

Para evaluar la distancia al eje neutro de la losa se igualan las fuerzas de tensión y compresión bajo el postulado de que son estáticamente equivalentes y se despeja el valor de "x".

$$\begin{aligned} C &= T \\ 0.85F'_c B_e x &= C_{pr} R_y F_y A_s \\ \text{por tanto despejando } x &= \frac{C_{pr} R_y F_y A_s}{0.85F'_c B_e} \end{aligned} \quad \text{Ec. 29}$$

Si $x < t_c$ el eje neutro se encuentra en la losa. Entonces el momento plástico se obtiene a partir de la siguiente ecuación.

$$M = C \left(\frac{x}{2} \right) + T \left(\frac{d}{2} + t_{sd} + (t_c - x) \right) \quad \text{Ec. 30}$$

Donde:

d = Peralte de la viga

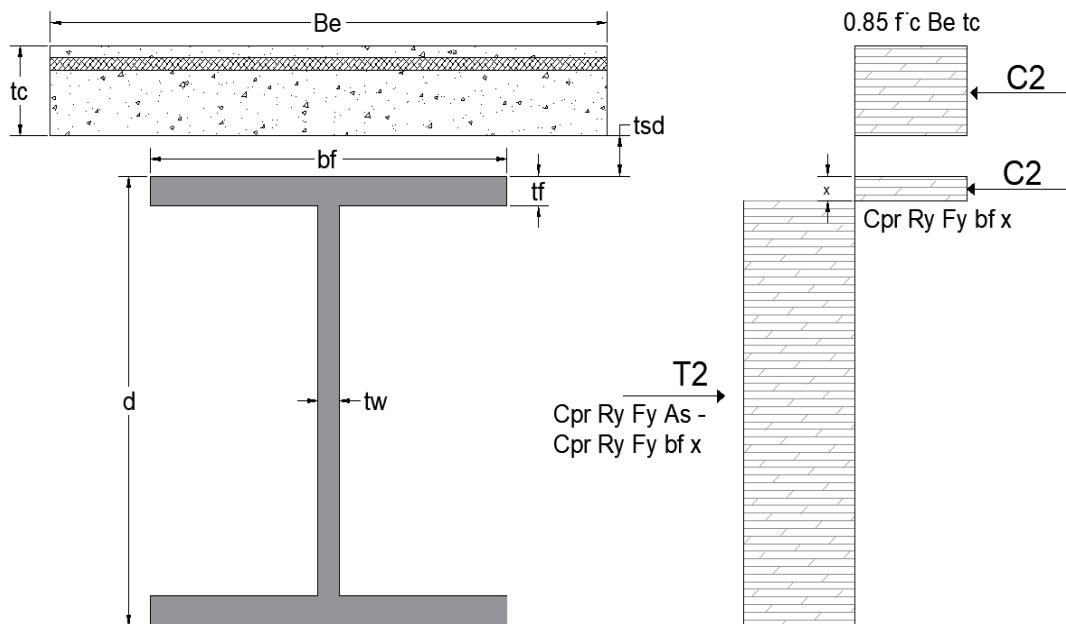
$t_{sd} = \text{Altura del steel deck}$

ii) Eje neutro en el patín superior de la viga.

Si la condición anterior no se cumple, se asume que el eje neutro se encuentra en el patín superior de la viga a una distancia x del espesor del patín. La distribución de tensiones plásticas en este caso, generan dos bloques de compresión en la losa y el patín, y un bloque de compresión de tensión en el alma de la viga, como se observa en la figura 27.

Figura 27

Distribución de tensiones plásticas cuando el eje neutro se encuentra en el patín superior de la viga



Entonces, la fuerza resultante de la zona en compresión se obtiene a partir de la ecuación 31.

$$C = C_1 + C_2$$

$$C = 0.85F'_c B_e t_c + C_{pr} R_y F_y b_f x \quad \text{Ec. 31}$$

Donde:

C = Fuerza de Compresión

B_e = Ancho efectivo de la losa

x = Distancia al eje neutro

$F'c$ = Fuerza de Compresión del hormigón de la losa

Y la fuerza en la zona de tensión es cuantificable en base a la ecuación 32.

$$\begin{aligned} T &= C_{pr}R_yF_yA_s - C_2 \\ T &= C_{pr}R_yF_yA_s - C_{pr}R_yF_yb_f x \end{aligned} \quad \text{Ec. 32}$$

Donde:

T = Fuerza de Tensión

A_s = Área de la viga de acero

F_y = Fuerza de tensión de la viga de acero

C_{pr} = Factor de sobrerresistencia según AISC 358 – 22

R_y = Factor de fluencia del acero según AISC 358 – 22

La distancia al eje neutro se igualan las fuerzas de tensión y compresión bajo el postulado de que son estáticamente equivalentes y se despeja el valor de " x "

$$\begin{aligned} C &= T \\ 0.85F'_cB_e t_c + C_{pr}R_yF_yb_f x &= C_{pr}R_yF_yA_s - C_{pr}R_yF_yb_f x \\ \text{por tanto despejando } x &= \frac{C_{pr}R_yF_yA_s - 0.85F'_cB_e t_c}{2C_{pr}R_yF_yb_f} \end{aligned} \quad \text{Ec. 33}$$

Si $x < t_f$ el eje neutro se encuentra en el patín superior de la viga. Entonces el momento plástico se obtiene a partir de la siguiente ecuación.

$$M_{p2} = C_1 \left(\frac{t_c}{2} + t_{sd} + x \right) + C_2 \left(\frac{x}{2} \right) + T \left(\frac{d-x}{2} \right) \quad \text{Ec. 34}$$

Donde:

$d =$ Peralte de la viga

$t_{sd} =$ Altura del steel deck

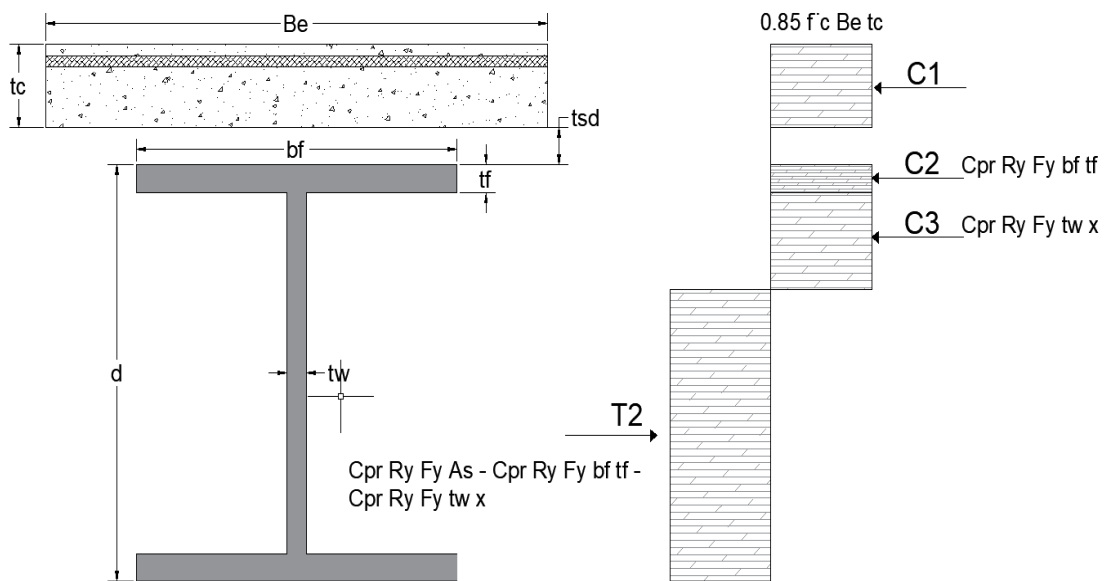
$t_c =$ Espesor de la losa de concreto

iii) Eje neutro en el alma de la viga

En este caso el eje neutro se encuentra en el alma de la viga de acero, para ello se analiza la distribución de tensiones plásticas como se observa en la figura 28.

Figura 28

Distribución de tensiones plásticas cuando el eje neutro se encuentra en el alma de la viga



En base al diagrama de fuerzas de la imagen 28 se obtiene el valor de las fuerzas de tensión y compresión es igual a:

$$C = C_1 + C_2 + C_3$$

$$C = 0.85F'_c B_e t_c + C_{pr} R_y F_y b_f t_f + C_{pr} R_y F_y t_w x \quad \text{Ec. 35}$$

Donde:

$C = \text{Fuerza de Compresión}$

$B_e = \text{Ancho efectivo de la losa}$

$x = \text{Distancia al eje neutro}$

$F'_c = \text{Fuerza de Compresión del hormigón de la losa}$

En cambio, la fuerza de tensión T es igual a.

$$T = C_{pr}R_yF_eA_s - C_2 - C_3$$
$$T = C_{pr}R_yF_eA_s - C_{pr}R_yF_e b_f t_f - C_{pr}R_yF_e t_w x \quad \text{Ec. 36}$$

Donde:

$T = \text{Fuerza de Tensión}$

$A_s = \text{Área de la viga de acero}$

$F_y = \text{Fuerza de tensión de la viga de acero}$

$C_{pr} = \text{Factor de sobrerresistencia según AISC 358 - 22}$

$R_y = \text{Factor de fluencia del acero según AISC 358 - 22}$

Para evaluar la distancia al eje neutro de la losa se igualan las fuerzas de tensión y compresión bajo el postulado de que son estáticamente equivalentes y se despeja el valor de " x ".

$$C = T$$
$$0.85F'_c B_e t_c + C_{pr}R_yF_y b_f t_f + C_{pr}R_yF_y t_w x = C_{pr}R_yF_e A_s - C_{pr}R_yF_e b_f t_f - C_{pr}R_yF_e t_w x$$
$$\text{despejando } x = \frac{C_{pr}R_yF_y A_s - 0.85F'_c B_e t_c - 2C_{pr}R_yF_y b_f t_f}{2C_{pr}R_yF_y t_w} \quad \text{Ec. 37}$$

Si $x < d$ y el cas 1 y 2 han sido descartados, entonces, el eje neutro se encuentra en el alma de la viga de acero. El momento plástico se obtiene a partir de la siguiente ecuación.

$$M = C_1 \left(\frac{t_c}{2} + t_{sd} + t_f + x \right) + C_2 \left(\frac{t_f}{2} + x \right) + C_3 \left(\frac{x}{2} \right) + T \left(\frac{d - t_f - x}{2} \right) \quad \text{Ec. 38}$$

3.6.5. Flexión Negativa / Momento Negativo con sobrerresistencia.

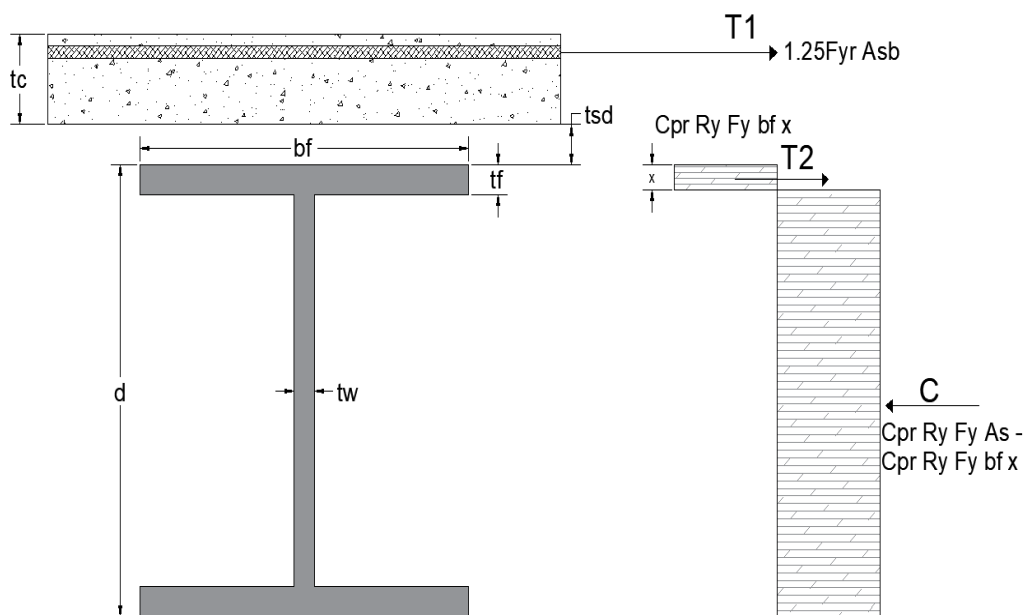
En flexión negativa, el refuerzo longitudinal de la losa desarrollado adecuadamente será el encargado de resistir las cargas gravitacionales y laterales en conjunto con la viga en el sistema de pórticos SMRF. En este escenario solo son posibles dos casos de análisis; cuando el eje neutro se encuentra en el patín superior de la viga y cuando se encuentra en el alma de la viga debido a que se desprecia la contribución del hormigón en tensión por no ser representativa.

i) Eje neutro en el patín superior de la viga.

Cuando el eje neutro plástico se encuentra en el patín superior de la viga, la distribución de tensiones plásticas es como se muestra en la figura 29.

Figura 29

Distribución de tensiones plásticas cuando el eje neutro se encuentra en el patín superior de la viga



Se observan dos fuerzas de tensión y una de compresión, calculadas mediante las ecuaciones 39 y 40.

$$T = T_1 + T_2$$

$$T = 1,25F_{yr}A_{sb} + C_{pr}R_yF_yb_f x \quad \text{Ec. 39}$$

Donde:

C = Fuerza de Compresión

B_e = Ancho efectivo de la losa

x = Distancia al eje neutro

$F'c$ = Fuerza de Compresión del hormigón de la losa

En cambio, la fuerza de compresión C es igual a.

$$C = C_{pr}R_yF_yA_s - T_2$$

$$C = C_{pr}R_yF_yA_s - C_{pr}R_yF_yb_f x \quad \text{Ec. 40}$$

Donde:

T = Fuerza de Tensión

A_s = Área de la viga de acero

F_y = Fuerza de tensión de la viga de acero

C_{pr} = Factor de sobrerresistencia según AISC 358 – 22

R_y = Factor de fluencia del acero según AISC 358 – 22

Para evaluar la distancia al eje neutro de la losa se igualan las fuerzas de tensión y compresión bajo el postulado de que son estáticamente equivalentes y se despeja el valor de "x"

$$C = T$$

$$C_{pr}R_yF_yA_s - C_{pr}R_yF_yb_f x = 1,25F_{yr}A_{sb} + C_{pr}R_yF_yb_f x$$

$$\text{por tanto despejando } x = \frac{C_{pr}R_yF_yA_s - 1,25F_{yr}A_{sb}}{2C_{pr}R_yF_yb_f} \quad \text{Ec. 41}$$

Si $x < t_f$ el eje neutro se encuentra en el patín superior de la viga. Entonces el momento plástico se obtiene a partir de la siguiente ecuación.

$$M = T_1((t_c - rec) + t_{sd} + x) + T_2\left(\frac{x}{2}\right) + C\left(\frac{d-x}{2}\right) \quad \text{Ec. 42}$$

Donde:

d = Peralte de la viga

t_{sd} = Altura del steel deck

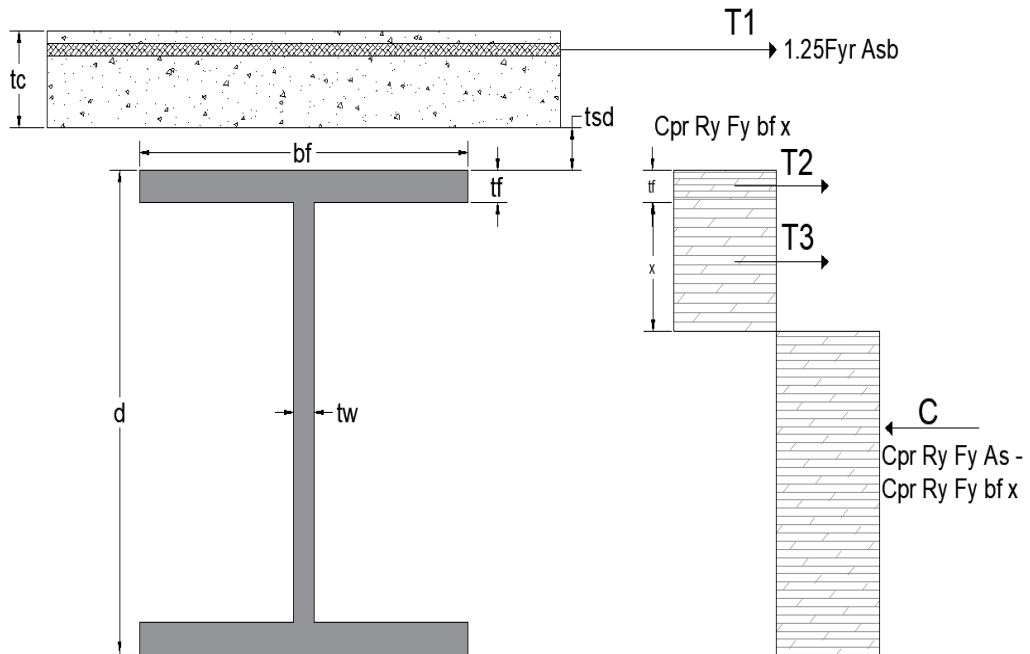
t_c = Espesor de la losa de concreto

ii) Eje neutro en el alma de la viga.

En este caso el eje neutro se encuentra en el alma de la viga de acero, para ello se analiza la distribución de tensiones plásticas como se observa en la figura 30.

Figura 30

Distribución de tensiones plásticas cuando el eje neutro se encuentra en el alma de la viga



En base al diagrama de fuerzas de la imagen 30 se obtiene el valor de las fuerzas de tensión y compresión es igual a:

$$T = T_1 + T_2 + T_3$$

$$T = 1,25F_{yr}A_{sb} + C_{pr}R_yF_yb_ft_f + C_{pr}R_yF_yt_w x \quad \text{Ec. 43}$$

Donde:

$C = \text{Fuerza de Compresión}$

$B_e = \text{Ancho efectivo de la losa}$

$x = \text{Distancia al eje neutro}$

$F'c = \text{Fuerza de Compresión del hormigón de la losa}$

En cambio, la fuerza de compresión C es igual a.

$$C = C_{pr}R_yF_eA_s - T_2 - T_3$$

$$C = C_{pr}R_yF_yA_s - C_{pr}R_yF_yb_ft_f - C_{pr}R_yF_yt_w x \quad \text{Ec. 44}$$

Donde:

$T = \text{Fuerza de Tensión}$

$A_s = \text{Área de la viga de acero}$

$F_y = \text{Fuerza de tensión de la viga de acero}$

$C_{pr} = \text{Factor de sobrerresistencia según AISC 358 – 22}$

$R_y = \text{Factor de fluencia del acero según AISC 358 – 22}$

Para evaluar la distancia al eje neutro de la losa se igualan las fuerzas de tensión y compresión bajo el postulado de que son estáticamente equivalentes y se despeja el valor de "x"

$$C = T$$

$$C_{pr}R_yF_yA_s - C_{pr}R_yF_yb_ft_f - C_{pr}R_yF_yt_w x = 1,25F_yA_{sb} + C_{pr}R_yF_yb_ft_f + C_{pr}R_yF_yt_w x$$

$$\text{despejando } x = \frac{C_{pr}R_yF_y(A_s - 2b_ft_f) - 1,25F_yA_{sb}}{2C_{pr}R_yF_yt_w} \quad \text{Ec. 45}$$

Si $x < d$ y el cas 1 y 2 han sido descartados, entonces, el eje neutro se encuentra en el alma de la viga de acero. El momento plástico se obtiene a partir de la siguiente ecuación.

$$M = T_1(t_c - rec + t_{sd} + t_f + x) + T_2\left(\frac{t_f}{2} + x\right) + T_3\left(\frac{x}{2}\right) + C\left(\frac{d}{2} - t_f - x\right) \quad \text{Ec. 46}$$

3.7. DISEÑO ELÁSTICO DEL PERNO CONECTOR DE CORTE (O.E.2)

La metodología empleada para el cumplimiento del objetivo No. 2 (O.E.2), está basada en el diseño del conector por resistencia cuando existe flexión negativa descrita en el capítulo I de la normativa AISC 360-22 en complemento con los criterios de alta ductilidad establecidos por AISC 358-22 y 341-22, que se describen a continuación.

3.7.1. Criterios de diseño.

La fuerza cortante máxima V' entre el punto de momento negativo máximo y de momento cero donde se disponga de acero de refuerzo longitudinal en losa con acero en fluencia a altas deformaciones $1,25F_y$, de acuerdo con la sección I3.2d.2 depende del estado límite de fluencia a tracción del refuerzo longitudinal de la losa, según la ecuación 47.

$$V' = F_y s r_c A_{sr} \quad \text{Ec. 47}$$

Para el diseño elástico del conector de corte, la ecuación 47 es modificada por un factor de seguridad de 1,25 considerando el 125% de la resistencia de fluencia del acero longitudinal de refuerzo para propiciar un margen de seguridad y permitir que el perno será lo suficientemente fuerte para mantener la sección compuesta y no fluir durante la acción de fuerzas sísmicas.

$$V' = 1,25 F_y A_b \quad \text{Ec. 48}$$

Por otro lado, la resistencia provista estará regida por resistencia al corte de pernos con cabeza de acero, según la ecuación 49.

$$V' = \sum Q_n \quad \text{Ec. 49}$$

Donde:

V' = Fuerza Cortante

F_{ysr_c} = Límite elástico mínimo especificado del acero de refuerzo, MPa.

A_{sr} = Área de acero de refuerzo longitudinal desarrollado dentro del área efectiva

ancho de la losa de concreto, mm².

$\sum Q_n$ = Suma de las resistencias nominales a la fuerza de corte del perno

3.7.1.1. Resistencia de los conectores de corte.

La resistencia nominal del perno conector de corte será determinada conforme a la ecuación 50, que corresponde a la resistencia nominal provista por hormigón sobre el perno, obtenida de la sección I de la normativa AISC 360-22.

$$Q_n = 0,5A_{sa}\sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad \text{Ec. 50}$$

Los valores de R_g y R_p serán seleccionados de acuerdo con los criterios expuestos en la tabla 20 y 21.

Donde:

A_{sa} = Área de la sección transversal del perno conector de corte.

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

F_u = Esfuerzo de tensión mínima del perno con cabeza stud ksi (MPa)

Con la intención de asegurar el comportamiento elástico del conector se ha decidido cambiar el esfuerzo último del conector F_u por el esfuerzo mínimo de fluencia F_y , debido a que, la propuesta del AISC 360-22, basada en las pruebas experimentales de Ollgard cuya investigación está limitada por la fractura del acero del perno conector en estado plástico a altas deformaciones y en este caso se requiere que el conector sea elástico limitando al esfuerzo F_y . Estas pruebas fueron desarrolladas en condiciones de agrietamiento del hormigón y fluencia del conector de corte a altas deformaciones. Al emplear el estado límite de cedencia del conector F_y en lugar de F_u se asegura que el comportamiento de este sea elástico y no se produzca el deslizamiento de los elementos ante cargas sísmicas.

Tabla 1.*Valores de R_g para distintos casos*

R_g		
1,0	0,85	0,70
Un perno soldado en una nervadura de acero de la placa orientada perpendicularmente a la viga.	Dos pernos soldados en una nervadura de placa de acero orientada perpendicularmente a la viga.	Tres o más pernos con cabeza de acero soldados en una nervadura de placa de acero orientada perpendicular a la forma de acero.
Cualquier número de pernos soldados en fila directamente al perfil de acero.	Un perno con cabeza soldado a través de la placa de acero orientada paralela a la viga y la relación entre el ancho promedio de la nervadura y la profundidad de la nervadura < 1,5.	
Cualquier número de pernos soldados en fila a través de la placa de acero orientada paralela a la viga y la relación entre el ancho promedio de las nervaduras y la profundidad de las nervaduras $\geq 1,5$.		

*Nota. Tomado de AISC 360 (2022)***Tabla 2.***Valores de R_p para distintos casos*

0,75	0,85
Pernos soldados directamente al perfil de acero	Pernos soldados a una losa compuesta con placa de acero orientada perpendicular a la viga
Pernos soldados a una losa compuesta con la placa de acero orientada perpendicular a la viga y $e_{mid-ht} < 2$ (50mm).	$e_{mid-ht} < 2$ (50mm).
Pernos soldados a través de una placa de acero utilizadas como material de relleno de vigas e incrustadas en una losa compuesta con la placa orientada paralela a la viga.	e_{mid-ht} = distancia desde el borde del vástago hasta el alma de la placa de acero, medida a media altura de la nervadura de la plataforma y en la dirección de carga del perno.

*Nota. Tomado de AISC 360-22***3.7.1.2. Número requerido de pernos.**

El número de pernos requeridos es calculado como la relación entre la fuerza cortante V' y la resistencia nominal del perno Q_n .

3.7.1.3. Diámetro y longitud de los pernos conectores de corte.

El diámetro del perno d_{sa} de acuerdo con la sección I8.1 del AISC 360-22 deberá ser de 19 mm o menos sin exceder 2,5 veces el espesor del metal base al que está soldado. En el caso de losas macizas se permiten diámetros de 22 mm y 25 mm. En relación con la longitud del perno, esta, no debe ser

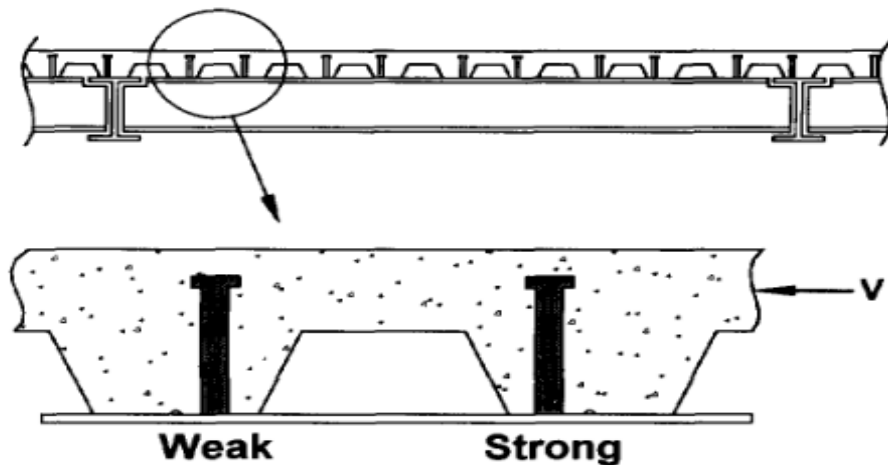
inferior a cuatro veces el diámetro del perno desde la base de anclaje hasta la parte superior de la cabeza del perno después de la instalación, conforme lo establece la sección I8.2 del AISC 360-22.

3.7.1.4. Posición de los Conectores.

La mayoría de las plataformas de piso de acero compuesto que se utilizan en la actualidad tienen una nervadura de refuerzo en el medio de cada canal de la plataforma. Debido a este refuerzo las disposiciones de AISC 360-22 sugieren soldar los pernos conectores de corte fuera de la zona central de la nervadura de la placa de acero Steel Deck. Según los reportes de Rambo-Roddenberry et al. (2002) la ubicación de los conectores incide en la fuerza y resistencia que son capaces de desarrollar. La posición del conector de corte puede categorizarse como “débil” si se encuentra en la zona más desfavorable y “fuerte” si encuentra en la zona favorable, como se observa en la figura 31.

Figura 31.

Posición Fuerte y Débil del conector de corte



Nota. Tomado de (Easterling et al., 2003)

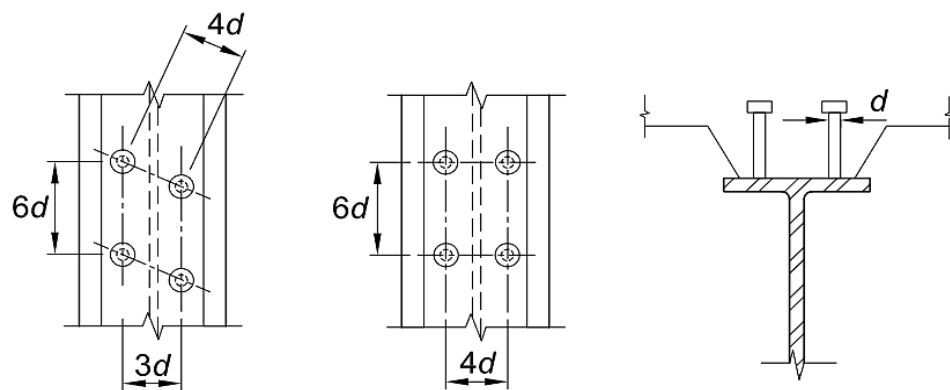
3.7.1.5. Separación entre conectores.

La separación mínima de los conectores de corte para vigas compuestas con las nervaduras de la placa de acero orientadas paralelas a la viga es de seis

diámetros ($6d$); y el espaciamiento transversal igual a de cuatro diámetros ($4d$), esta separación. Sin embargo, si el ala de la viga de acero es estrecha, los conectores de corte pueden cumplir un espaciamiento transversal mínimo de tres diámetros ($3d$) entre la fila escalonada de montantes. La figura 32 detalla el espaciamiento de los conectores de corte (AISC 360, 2022).

Figura 32

Espaciamiento de los conectores de corte



Nota. Tomado de (AISC 360, 2022)

3.7.2. Procedimiento de cálculo.

Empleando el método de distribución de tensiones plásticas se evalúan los esfuerzos internos del sistema compuesto en la región de momento negativo considerando mecanismos dúctiles como, la fluencia esperada de la viga F_e , y el factor de endurecimiento de la viga C_{pr} para obtener el valor de la fuerza cortante máxima V'_r . Para ello, se emplearán los modelos matemáticos desarrollados en la sección 3.6 para diseño por flexión a momento negativo con sobrerresistencia.

$$V'_r = \min (T, C)$$

Para el caso 1. Eje Neutro en el patín superior de la viga

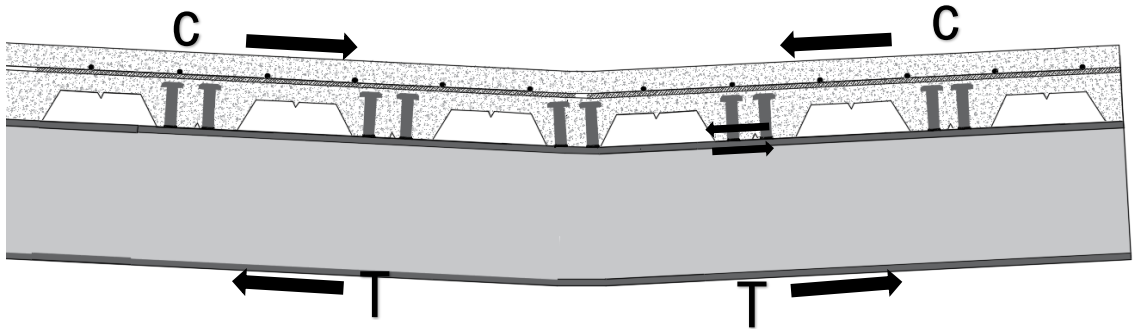
$$V'_r = \text{Min}(C_{pr}R_yF_yA_s - C_{pr}R_yF_yb_fx; 1,25F_{yr}A_{sb} + C_{pr}R_yF_yb_fx)$$

Para el Caso 2. Eje Neutro en el alma de la viga

$$V_r' = \text{Min}(C_{pr}R_yF_yA_s - C_{pr}R_yF_yb_f t_f - C_{pr}R_yF_y t_w; 1,25F_{yr}A_{sb} + C_{pr}R_yF_yb_f t_f + C_{pr}R_yF_y t_w x)$$

Figura 33

Fuerza Cortante en la interfaz de la conexión del sistema viga-losa



Luego se obtiene el valor de la resistencia de los conectores de corte de acuerdo con la siguiente expresión.

$$Q_n = 0.5A_{sc}\sqrt{F_c'E_c} \leq R_gR_pA_{sc}F_u$$

Donde:

A_{sc} = Área de sección circular del conector

F_y = Esfuerzo último del conector

$$R_g = \begin{cases} \text{lámina perpendicular a viga} = \begin{cases} 1, \text{ si hay 1 conector por valle} \\ 0.85, \text{ si hay 2 conectores por valle} \\ 0.70, \text{ si hay 3 conectores por valle} \end{cases} \\ \text{lámina paralela a viga} = \begin{cases} 1 \text{ si se cumple que } \frac{w_r}{h_r} \geq 1.5 \\ 0.85 \text{ si se cumple que } \frac{w_r}{h_r} < 1.5 \end{cases} \end{cases}$$

$$R_p = \begin{cases} \text{lámina perpendicular a viga} = \begin{cases} 0.75 \text{ (conector en el lado fuerte)} \\ 0.60 \text{ (conector en el lado débil)} \end{cases} \\ \text{lámina paralela a viga} = 0.75 \text{ para todos los casos} \end{cases}$$

Y el número requerido de pernos desde el centro de la luz y el apoyo para que la losa y viga trabajen de manera conjunta se obtiene con la ecuación

51. El resultado de los conectores de corte se multiplica por dos para transmitir el flujo de

$$N_{conectores} = \frac{V_r'}{Q_n} * 2 \quad \text{Ec. 51}$$

La separación de los conectores de corte deberá cumplir las siguientes condiciones de acuerdo con las especificaciones de AISC 360-22.

- ✓ Separación Longitudinal mínima $6d$
- ✓ Separación Longitudinal máxima $8d$
- ✓ Separación Transversal mínima $8t$

Donde:

$d =$ diámetro del conector de corte

$t =$ espesor de la losa de concreto

3.8. DISEÑO DE PÓRTICOS SMRF (O.E.3)

Se ha elegido la conexión precalificada tipo viga de sección reducida (RBS) de la norma AISC 358-22, debido a que los cortes en las alas de la viga permiten que la rótula plástica se genere a una distancia S_h de la cara de la columna conectada con la viga, protegiendo la zona de panel de conexión. Además, el comentario de la normativa AISC 358-22 menciona que pruebas experimentales han demostrado que la presencia de la losa contribuye a mantener la estabilidad de la viga en ángulos de deriva de entrepiso más grandes (AISC 358, 2022).

3.8.1. Diseño de conexión precalificada.

El AISC 358-22 en el capítulo 5, sección 5.7 detalla el procedimiento de diseño de la conexión de viga de sección reducida, como se detalla a continuación.

Paso 1. Elegir valores de prueba para a, b y c para la sección de viga compuesta, dentro de los siguientes límites (AISC 358, 2022):

$$\begin{array}{ll} 0,5b_{bf} \leq a \leq 0,75b_{bf} & \text{Ec. 52(AISC 358, 2022)} \\ 0,65d \leq b \leq 0,85d & \text{Ec. 53(AISC 358, 2022)} \\ 0,1b_{bf} \leq c \leq 0,25b_{bf} & \text{Ec. 54(AISC 341, 2022)} \end{array}$$

Donde:

a = distancia horizontal desde la cara de la columna hasta el inicio del corte (mm)

b = longitud del corte (mm)

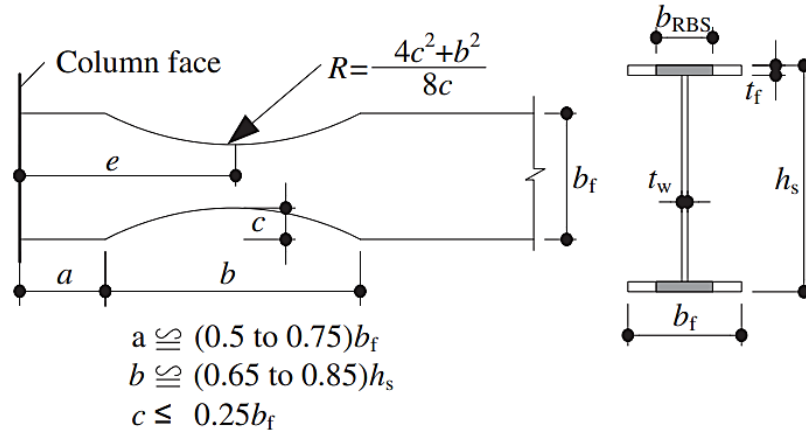
b_{bf} = profundidad de corte (mm)

d = Profundidad de la viga, pulg. (mm)

Es importante asegurar que el comportamiento de todos los elementos estructurales sea adecuado para todas las combinaciones de carga con la sección reducida definida para la viga, cumpliendo con la condición de deriva máxima admisible especificada en NEC-15 (AISC 358, 2022) .

Figura 34

Geometría típica del radio de corte de una conexión de viga de sección reducida



Nota. Tomado de (Huang et al., 2014)

Paso 2. Calcular el módulo de sección plástica en el centro de la sección reducida de la Viga Z_{RBS} , AISC 358, 2022.

$$Z_{RBS} = Z_b - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) \quad \text{Ec. 55} \quad \text{AISC 358-22.-5.7-4,}$$

Donde:

Z_b = Módulo de sección plástica en el centro de la sección de viga reducida, pulg.3(milímetros)

t_{bf} =espesor del ala de la viga, pulg. (mm)

Por lo tanto;

$$Z_{RBS} = Z_b - 2ct_{bf}(d - t_{bf})$$

Paso 3. Calcular el momento máximo probable M_{pr} en la zona de rótula plástica; considerando la sobrerresistencia de la sección reducida a altas deformaciones plásticas (2%)

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{RBS} \quad \text{Ec. 56 AISC 358-22}$$

Donde:

C_{pr} = Factor que incorpora la sobrerresistencia a tensión por endurecimiento del acero a altas deformaciones. El valor de C_{pr} será:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1,2 \quad \text{Ec. 57 AISC 358-22}$$

Donde:

F_u = Resistencia a la tracción mínima especificada del elemento elástico, ksi (MPa)

F_y = Resistencia a la fluencia mínimo especificado para el acero, ksi (MPa)

R_y = Relación entre la resistencia a la fluencia esperada y la mínima especificada.

Z_{RBS} = Módulo de sección plástica efectivo de la sección (o conexión) en la ubicación de la rótula de plástico, pulg³(mm³).

Paso 4. Calcular la distancia de la ubicación de la articulación plástica desde la cara de la columna, S_h (AISC 358, 2022):

$$S_h = a + \frac{b}{2} \quad \text{Ec. 58 AISC 358-22}$$

Paso 5. De acuerdo con AISC 358-22 se debe calcular la fuerza cortante máxima en la rótula plástica, V_h , de acuerdo con la ecuación 59

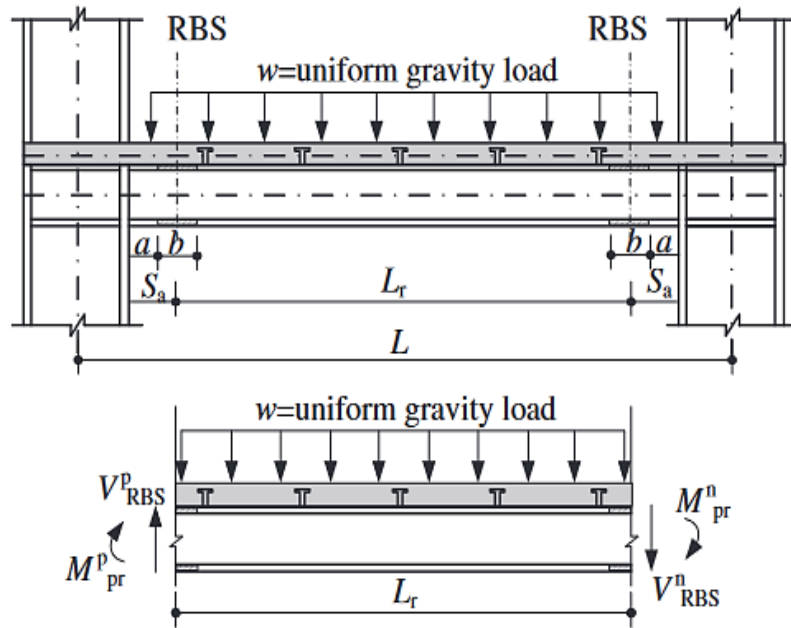
$$V_h = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravity} \quad \text{Ec. 59 AISC 358-22}$$

L_h = Distancia entre las ubicaciones de las rótulas plásticas, pulg. (mm)

$V_{gravity}$ = Fuerza cortante resultante de la combinación de cargas a gravedad

No obstante, esto aplica a secciones no compuestas donde $M_{pr}^+ = M_{pr}^-$. Para vigas compuestas se deberá emplear la ecuación 60.

$$V_h = \frac{M_{pr}^+ + M_{pr}^-}{L_h} + V_{gravity} \quad \text{Ec. 60 AISC 358-22}$$



Nota. Tomado de Huang et al. (2014)

Paso 6. Calcular el momento máximo probable en cada cara de la columna, M_f . (AISC 358, 2022)

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h \quad \text{Ec. 61 AISC 358-22}$$

Donde:

M_{pr} = Momento máximo probable en la rótula plástica con $M_{pr}^+ = M_{pr}^-$ para vigas RBS sin composición; pero $M_{pr}^- \neq M_{pr}^+$ para vigas RBS compuestas con la losa, kip-in. (N-mm).

S_h = Distancia desde la cara de la columna hasta la bisagra de plástico, pulg. (mm)

V_h = Fuerza cortante en la ubicación de la rótula plástica, kips (N)

Paso 7. Calcular el momento plástico de la viga o resistencia a la sección provista en la cara de la columna (zona no reducida crítica) (AISC 358, 2022)

$$M_{pe} = R_y F_y Z_b \quad \text{Ec. 62 AISC 358-22}$$

Paso 8. Verificar la resistencia de la viga en la cara de la columna (AISC 358, 2022).

$$M_f \leq \phi_d M_{pe} \quad \text{Ec. 63 AISC 358-22}$$

Donde:

$$\phi_d = 1.0 \text{ para estados límites dúctiles}$$

$$\phi_d = 0,9 \text{ para estados límites no dúctiles}$$

La disposición normativa AISC 358-22 establece que, de no satisfacerse la condición, se deberán ajustar los valores de c, a, y b o el tamaño de la sección en caso de ser necesario.

Paso 9. Comprobar la resistencia al corte de diseño de la viga sea menor a la resistencia a la corte requerida de la viga (AISC 358, 2022)

$$V_h < \phi V_n$$

Donde:

$$\phi V_n = (0,6 * Fy) * A_w C_v$$

Siendo $A_w = d * t_w; C_v = 1.0$

Se verifica la condición:

$$V_h < \phi V_n$$

Paso 10. Se verifica el diseño de la conexión viga-columna calculando el momento adicional por excentricidad del cortante que actúa a la distancia $S_h = a + \frac{b}{2}$ desde la cara de la columna. Se analiza la viga más crítica (AISC 358, 2022).

$$M_{UV} = V_h * \left(a + \frac{b}{2} + \frac{d_c}{2} \right)$$

Paso 11. Se verifica el cumplimiento del criterio columna fuerte-viga débil de acuerdo con AISC 341-22

$$\frac{\sum M_{pcc}^*}{\sum M_{pbe}^*} > 1,0 \quad \text{Ec G3-1 (AISC 341, 2022)}$$

Donde:

$\sum M^*pcc$ = Suma de las proyecciones de los momentos plásticos M^*pcc , de las columnas (incluidos los refuerzos cuando se utilicen) por encima y por debajo de la unión con la línea central de la viga y al centro del panel de conexión con una reducción de la fuerza axial en la columna

$\sum M^*pbe$ = suma de las proyecciones de las resistencias a flexión esperadas de las vigas calculadas en las rótulas plásticas hasta la línea central de la columna.

Entonces, el cálculo de M_{pcc} se realiza de acuerdo con la ecuación

$$\sum M^*pcc = \sum Z_c * \left(F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

Por último, la suma de los momentos plásticos equivalentes de las vigas calculadas al centro del panel de la conexión será igual a la suma de los momentos plásticos de columnas calculadas al centro del panel.

$$\sum M^*pbe = \sum \sum M^*pcc$$

En caso de que la geometría de la RBS no permita satisfacer las ecuaciones antes indicadas se adoptan nuevos valores y se repite el procedimiento anterior. Como en el diseño se están empleando columnas tubulares de sección cuadrada con rigidizadores internos no se realiza el chequeo de la placa de continuidad. Se adopta una placa de continuidad del mismo espesor que las alas de la viga. Estas placas de continuidad se ilustran con detalle en las figuras 41 y 42 de la sección 4.

3.9. EVALUACIÓN DE COSTOS ENTRE UN SISTEMA SMRF CON VIGAS COMPUESTAS, VERSUS EL SISTEMA CON VIGAS SIN COMPOSICIÓN (O.E.4)

Para abordar el objetivo de investigación No. 4, se realizó un análisis de precios unitarios para evaluar el impacto económico de emplear un sistema de pórticos SMRF de viga compuesta con losa en comparación con un sistema sin composición de viga. Para este análisis, se consideraron exclusivamente los costos de construcción que involucran la mano de obra, montaje, soldadura, herramientas de uso menor y los materiales. Para este análisis se realizó un listado de los miembros estructurales diseñados y se cotizó a diferentes empresas con experiencia en construcción en acero. La planilla empleada para el cálculo de precios unitarios se detalla a continuación.

Tabla 3

Planilla para el cálculo de precios unitarios

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS					
RUBRO: DETALLE:					
EQUIPO					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO HORA C = A * B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
H MENOR			\$ -		\$ -
SUBTOTAL M					\$ -
MANO DE OBRA					
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	JORNAL/HR B	COSTO HORA C = A * B	RENDIMIENTO R	COSTO D=C*R
SUBTOTAL N					\$ -
MATERIALES					
DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNIT. B	COSTO C=A*B	
SUBTOTAL O					\$ -
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ -
INDIRECTOS Y UTILIDADES					0,00 % \$ -
COSTO TOTAL DE RUBRO					\$ -
VALOR OFERTADO					\$ -
ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA					
LUGAR Y FECHA			OFERENTE		

3.10. FLUJO OPERATIVO DE VARIABLES

Tabla 4.

Flujo Operativo de la Variable Independiente

Variables		Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensiones	Indicador	Escala
Variable Independiente	Diseño sismorresistente del conector de corte y sus partes conectadas	Método de cálculo para diseñar el conector de corte y el sistema compuesto viga-losa con alta ductilidad provista (4%)	Diseño del sistema compuesto viga-losa en base a AISC 360-22 AISC 358-22 AISC 341-22	Modelos matemáticos propuestos con sobrerresistencia	Reducción de sección de viga	Adimensional
					Inercia transformada	mm ³
			Diseño de pórticos SMRF en base a 341-22	Dimensionamiento de viga de sección reducida RBS	Chequeo columna fuerte-viga débil	Adimensional
			Diseño de Conector de corte elástico en base a 360-22	Resistencia del conector de corte	Distribución de los conectores de corte	Ton
			Análisis Presupuestario	Precio unitario	Presupuesto modelo con y sin composición	\$

Tabla 5

Flujo Operativo de Variable Dependiente

Variable Dependiente	Combinación de cargas, materiales y secciones de elementos conforme a AISC 360-22, AISC 341-22, AISC 358-22 y NEC 2015	Parámetros que inciden en el desempeño sísmico global de la estructura y se encuentran debidamente normados.	Cumplimiento de los requerimientos normativos para el diseño de estructuras sismorresistentes según AISC 341-22, AISC 358-22 y NEC 2015	Desempeño sísmico global de la estructura	Deriva máxima admisible	%
					Torsiones inherentes	%

CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1. ANÁLISIS Y DISEÑO DEL MODELO ESTRUCTURAL SIN COMPOSICIÓN DEL SISTEMA LOSA DE HORMIGÓN-VIGA DE ACERO

El modelo estructural sin composición sirve como referente de la práctica constructiva en la que no se aprovecha el trabajo compuesto del sistema viga-losa y la estructura es diseñada para resistir cargas gravitacionales y sismo de servicio. El dimensionamiento de los elementos estructurales se llevó a cabo en tres etapas; i) predimensionamiento, ii) prediseño y iii) diseño. Como parte antecesora al predimensionamiento se definió el tipo material para cada elemento y las cargas a resistir (D, L, E) de acuerdo con las especificaciones arquitectónicas y la ocupación del edificio definidas en la sección 3. 5.1. Las tablas 6,7, 8 y 9 condensan los parámetros antes mencionados.

Tabla 6.

Tipos de acero empleados en el diseño de la estructura

Material	Elemento	Densidad <i>kg/m³</i>	Fy <i>MPa</i>	Fu <i>MPa</i>	Es <i>MPa</i>
Acero de alta resistencia y aleación baja	ASTM-A992 Gr 50 Vigas y Columnas	7860	250	400-550	200
Acero de grado estructural con galvanizado G90 (Z275)	ASTM A653 Gr 90 Placa Colaborante Steel-deck	-	260	-	-
Acero de refuerzo	ASTM A615 Gr 60 Malla Electrosoldada	.	420	-	-
Stainless Steel	SS304/SS316 Pernos Conectores de Corte Nelson Stud	7850	350	450	200
Hormigón F'c = 24 Mpa	ACI 318 Losa de hormigón		No	No	17872,05

4.1.1. Cargas Estructurales.

Para el análisis de cargas se consideró la carga muerta sobreimpuesta, viva y de sismo de acuerdo con las especificaciones de NEC -15.

4.1.1.1. Carga Muerta Sobreimpuesta (CM).

La carga muerta sobreimpuesta se calculó por metro cuadrado, en base a los pesos unitarios para mampostería y pisos, propuestos por NEC-SE-CG. La losa fue ponderada con relación al espesor de losa, peso del hormigón $f'c$ de 24 MPa y de la placa colaborante de acero estructural (Steel Deck). Las tablas 7 y 8 muestran el desglose del cómputo de la carga muerta para los pisos 1 a 4 y 5.

Figura 35

Losa con placa colaborante Steel Deck

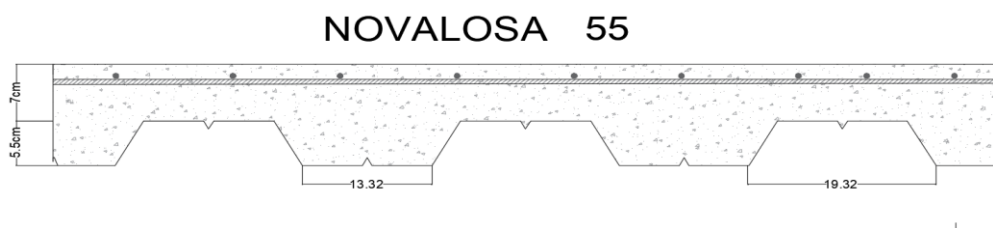


Tabla 7

Carga muerta sobreimpuesta de los pisos 1 a 4

Descripción del Elemento	Símbolo	Cantidad	Unidad
Losa con placa colaborante (Steel Deck)	W_{slab}	186	kg/m^2
Steel Deck	W_{sd}	9,82	kg/m^2
Recubrimiento	W_{rec}	20	kg/m^2
Tumbado Falso	Y	20	kg/m^2
Peso de Pared *	W_W	180	kg/m^2
Instalaciones	I	40	kg/m^2
CM		455,82	kg/m^2

Tabla 8*Carga muerta sobreimpuesta del piso 5*

Descripción del Elemento	Símbolo	Cantidad	Unidad
Losa con placa colaborante (Steel Deck)	W_{slab}	186	kg/m^2
Steel Deck	W_{sd}	9,82	kg/m^2
Recubrimiento	W_{rec}	20	kg/m^2
Tumbado Falso	Y	20	kg/m^2
Instalaciones	I	40	kg/m^2
CM		275,82	kg/m^2

4.1.1.2. Carga Viva.

Se designaron dos tipos de carga viva para la estructura en base al tipo de ocupación del edificio en base a las categorizaciones propuestas por NEC-SE-CG. Para los pisos 1 al 4 se designó una ocupación de oficina y en el último piso una cubierta de aforo medio, como se especifica en la tabla 9.

Tabla 9.*Cargas vivas*

Descripción del Elemento	Cantidad	Unidad
Oficina	240	kg/m^2
Cubierta	200	kg/m^2

4.1.1.3. Cargas Sísmicas.

La carga sísmica considerada en el modelamiento corresponde al 100% de la carga muerta sobreimpuesta más el 25% de la carga viva, de acuerdo con NEC-15.

$$W = D + 0,25L$$

Ec. 64 NEC-15

Donde:

 $W =$ *Peso sísmico* $D =$ *Carga Muerta* $L =$ *Carga Viva*

4.1.1.4. *Metrado de Cargas (MT).*

Las cargas actuantes fueron calculadas para todos los pisos para los elementos estructurales más críticos. Los resultados del metrado de cargas para las vigas principales, secundarias y nervios se describen en las tablas 10 y 11.

Tabla 10

Cargas viva y sobrepuesta para los elementos viga piso 1 a 4

<i>Elemento</i>	<i>Carga Muerta Ton/m²</i>	<i>Carga Viva Ton/m²</i>	<i>Ancho Tributario m</i>
Vigas Principales	0,46	0,24	5
Vigas Secundarias	0,46	0,24	1,75
Nervios	0,46	0,24	1,67

Tabla 11

Cargas viva y sobrepuesta para las vigas piso 5.

<i>Elemento</i>	<i>Carga Muerta Ton/m²</i>	<i>Carga Viva Ton/m²</i>	<i>Ancho Tributario m</i>
Vigas Principales (Cargadoras)	0,28	0,20	5
Vigas Secundarias	0,28	0,20	1,75
Nervios	0,28	0,20	1,67

Para las columnas se empleó para el cálculo de la cargas el área tributaria de una columna intermedia.

Tabla 12

Carga viva y sobrepuesta para las columnas.

<i>Elemento</i>	<i>Carga Muerta Ton/m²</i>	<i>Carga Viva Ton/m²</i>	<i>Área Tributaria m²</i>	<i>Piso</i>
Columnas	0,49	0,24	35	1 a 4
Intermedias	0,49	0,20	35	5

Posteriormente, la carga obtenida por piso es sumada para calcular la carga total que deberán soportar las columnas, como se desglosa en la tabla 13.

Tabla 13

Carga total de las columnas

<i>Número de Piso</i>	<i>Pu Ton</i>
Piso 1	33,97
Piso 2	33,97
Piso 3	33,97
Piso 4	33,97
Piso 5	31,73
Pu Total	167,61

4.1.2. Predimensionamiento.

Una vez definidas las cargas, se predimensionaron las vigas para resistir el momento y cortante último M_u y V_u . Como parte del predimensionamiento de todos los elementos vigas se definió una la longitud de arriostramiento para elementos principales y secundarios, de acuerdo con AISC 360-22. Los perfiles seleccionados en esta etapa se describen en la tabla 14 para vigas y las tabla 15 para columnas.

Tabla 14

Perfiles seleccionados de la viga

<i>Elemento</i>	<i>Tipo de Perfil</i>	
	<i>Piso 1-4</i>	<i>Piso 5</i>
Vigas Principales (X)	W 18X46	W16X31
Vigas Secundarias (Y)	W14X22	W12X16
Nervios (x)	W8X13	W8X13

Tabla 15

Perfiles seleccionados de la columna

<i>Piso</i>	<i>Tipo de Perfil</i>
1-3	TUBO 45X45X2
4	TUBO 40X40X2
5	TUBO35X35X1,5

4.1.3. Prediseño.

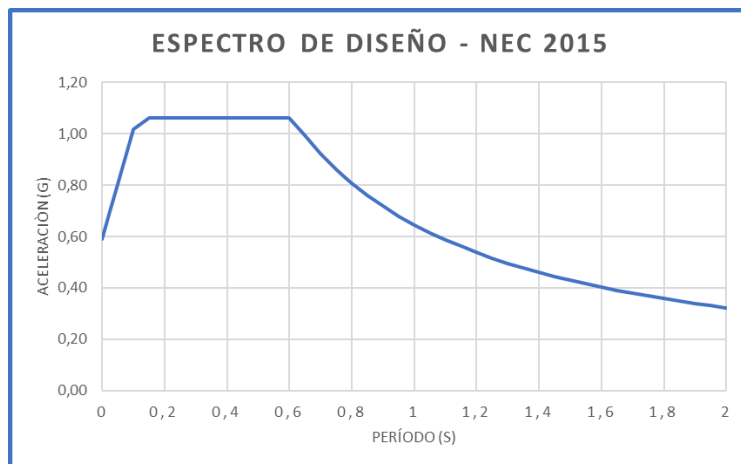
En la etapa de prediseño, se modeló la estructura metálica en el software ETABS para realizar un análisis de desempeño global sísmico y evaluar el cumplimiento de derivas y torsiones requeridas en NEC-SD-DS-2015. Para ello, se realiza un análisis dinámico en el que se introducen fuerzas sísmicas en dirección “x” e “y” para deformar el modelo y evaluar el cumplimiento de estas disposiciones, en caso de incumplimiento se realizan cambios de sección en los elementos estructurales hasta obtener un óptimo desempeño global.

4.1.3.1. Sismo de Diseño.

De acuerdo con las disposiciones de NEC-SE-DS, se considera un sismo de diseño de un periodo de retorno de 475 años y probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. Para este tipo de sismo, se anticipa que se produzcan desplazamientos dentro del rango inelástico que corresponda a una demanda de ductilidad moderada, lo que provocará daños estructurales moderados con posibilidad de garantizar la seguridad de vida de los ocupantes, sin la pérdida de integridad estructural. Se prevé que los componentes estructurales sufran un porcentaje de daño, mientras que se espera un daño sustancial en los elementos no estructurales (NEC, 2015).

Figura 36

Espectro de diseño



Para el cálculo del espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a , se consideraron los factores de perfil de suelo de la tabla 14, para un suelo tipo C, típico de la provincia de Santa Elena.

Tabla 16.

Factores de perfil de suelo

Z	0,5
η	1,48
Factor de Sitio (Fa)	1,48
Factor de Sitio (Fd)	1,06
Tipo de Suelo	(C)
Factor de Superficie (Fs)	1,23

El espectro elástico se obtuvo con las ecuaciones de aceleración espectral máxima, para periodos de vibración estructural T.

Se consideró el 100% del peso propio (PP) y la carga muerta sobrepuesta (CM) según NEC-15, y un 25% de la carga viva(L) para el diseño y modelamiento en ETABS. Los resultados del peso sísmico de la estructura se muestran en la tabla 17.

Tabla 17

Cargas vivas, muerta sobrepuesta y peso propio de los elementos

Cargas	Fz (Ton)	Peso Sísmico (Ton)
CM	1015	2499,68
L	2245,9354	
PP	390,9354	

4.1.3.2. Cortante Basal Estático.

Se evalúan los periodos en dirección “x” e “y” para determinar los cortantes basales en ambas direcciones y comprobar que sean iguales al cortante basal evaluado por ETABS, de no ser el caso se introduce el cortante basal por piso calculado y se evalúa el cumplimiento de derivas y torsiones.

Tabla 18*Cálculo de Cortante Basal Estático*

Dirección	Periodo T	Aceleración Espectral S_a	Cortante Sísmico C_s	Cortante Basal Estático $V_{estático}$
X	0,92	0,704	0,088	219,97
Y	0,845	0,77	0,09625	240,59

Luego, se calculó el cortante basal estático por piso para ambas direcciones y se compararon con los resultado obtenidos de ETABS.

Tabla 19*Cortante basal estático por piso dirección x e y*

N° Piso	Cortante basal estático V	
	Dirección x	Dirección y
Piso 5	58,16	63,62
Piso 4	69,0	75,47
Piso 3	50,64	55,39
Piso 2	32,35	35,38
Piso 1	9,82	10,74
Total	219,97	240,6

De acuerdo con los resultados obtenidos de la tabla 18 se observa que el cortante estático por piso calculado con el periodo en ambos sentidos varía significativamente con los resultados de ETABS, por ello, se reemplazaron los nuevos valores obtenidos para ambas direcciones en cada combinación de carga. Con esta corrección se modificaron los perfiles de vigas y columnas como se observa en la tabla 20 y 21.

Tabla 20*Perfiles de viga seleccionados.*

Elemento	Tipo de Perfil	
	Piso 1-4	Piso 5
Vigas Principales (x, y)	W14X34	W14X34
Vigas Secundarias (Y)	W12X30	W10X26
Nervios (x)	W8X13	W8X13

Tabla 21*Perfiles de viga seleccionados.*

<i>Elemento</i>	<i>Tipo de Perfil</i>
Columnas Piso 1 -4	TUBO 40X40X1,6
Columnas Piso 5	TUBO 35X35 1,5

4.1.3.3. Conectores de Corte para vigas sin composición.

Para unir la placa colaborante con la viga de acero, se consideró el mínimo de un conector de corte por valle de ¾"x4" en orientación perpendicular de la nervadura de la Steel Deck con la viga. No obstante, este modelo estructural no trabaja como sistema compuesto.

4.1.3.4. Análisis de Derivas y Torsiones.

El análisis de derivas máximas y torsiones para las máximas combinaciones de carga, considerando un 5% de excentricidad en dirección "x" e "y" dio como resultado derivas máximas del 1,92 % y ausencia de torsiones en ambas direcciones cumpliendo con las disposiciones de NEC-15, como se observa en las tablas 22, 23, 24 y 25.

Tabla 22.*Chequeo de derivas máximas en dirección x*

Story	join	Ux m	Uy m	U m	Δ_E m	hi m	Δ_E m/m	$\Delta_M = 0.75 * R *$ m/m	Δ_E %	Δ_M %	< 2 % "NEC-15"
Piso 5	1	0,040694	0,01384	0,043	0,006	3,5	0,0017	0,01021	1,02		Cumple
Piso 5	17	0,040694	0,01384	0,043	0,006	3,5	0,0017	0,01021	1,02		Cumple
Piso 4	1	0,035031	0,011999	0,037	0,009	3,5	0,0025	0,01474	1,47		Cumple
Piso 4	17	0,035031	0,011999	0,037	0,009	3,5	0,0025	0,01474	1,47		Cumple
Piso 3	1	0,026868	0,009289	0,028	0,011	3,5	0,0031	0,01875	1,9		Cumple
Piso 3	17	0,026868	0,009289	0,028	0,011	3,5	0,0031	0,01875	1,9		Cumple
Piso 2	1	0,016507	0,005783	0,017	0,011	3,5	0,0032	0,01921	1,92		Cumple
Piso 2	17	0,016507	0,005783	0,017	0,011	3,5	0,0032	0,01921	1,92		Cumple
Piso 1	1	0,005916	0,002121	0,006	0,006	3,5	0,0018	0,01077	1,08		Cumple
Piso 1	17	0,005916	0,002121	0,006	0,006	3,5	0,0018	0,01077	1,08		Cumple
Base	1	0	0	0,000							
Base	17	0	0	0							

Nota. Obtenido de ETABS

Tabla 23.

Chequeo de derivas en dirección y

Story	join	Ux m	Uy m	U m	Δ_E m	hi mm	Δ_E mm/mm	$\Delta_M = 0.75 * R *$ mm/mm	Δ_E %	Δ_M %	< 2 % "NEC-15"
Piso 5	1	0,01518	0,040045	0,043	0,006	3,5	0,0016	0,00980	0,98		Cumple
Piso 5	17	0,01518	0,040045	0,043	0,006	3,5	0,0016	0,00980	0,98		Cumple
Piso 4	1	0,013082	0,034727	0,037	0,008	3,5	0,0024	0,01440	1,44		Cumple
Piso 4	17	0,013082	0,034727	0,037	0,008	3,5	0,0024	0,01440	1,44		Cumple
Piso 3	1	0,010048	0,026891	0,029	0,011	3,5	0,0031	0,01860	1,86		Cumple
Piso 3	17	0,010048	0,026891	0,029	0,011	3,5	0,0031	0,01860	1,86		Cumple
Piso 2	1	0,006187	0,016748	0,018	0,011	3,5	0,0032	0,01940	1,94		Cumple
Piso 2	17	0,006187	0,016748	0,018	0,011	3,5	0,0032	0,01940	1,94		Cumple
Piso 1	1	0,002225	0,006149	0,007	0,007	3,5	0,0019	0,01121	1,12		Cumple
Piso 1	17	0,002225	0,006149	0,007	0,007	3,5	0,0019	0,01121	1,12		Cumple
Base	1	0	0	0,000							
Base	17	0	0	0							

Nota. Obtenido de ETABS

Tabla 24. *Chequeo de torsiones en dirección x*

Story	join	Ux mm	Uy mm	U mm	Δ_E mm	hi mm	Δ_E mm/mm	Δ_e Prom	$\Delta E / \Delta_e$ Prom	< 1.2 %
Piso 5	1	0,04069	0,0138	0,043	0,006	3,5	0,0017			NO EXISTE TORSION
Piso 5	17	0,04069	0,0138	0,043	0,006	3,5	0,0017	0,0017	1,00	NO EXISTE TORSION
Piso 4	1	0,03503	0,012	0,037	0,009	3,5	0,0025			NO EXISTE TORSION
Piso 4	17	0,03503	0,012	0,037	0,009	3,5	0,0025	0,0025	1,00	NO EXISTE TORSION
Piso 3	1	0,02687	0,0093	0,028	0,011	3,5	0,0031			NO EXISTE TORSION
Piso 3	17	0,02687	0,0093	0,028	0,011	3,5	0,0031	0,0031	1,00	NO EXISTE TORSION
Piso 2	1	0,01651	0,0058	0,017	0,011	3,5	0,0032			NO EXISTE TORSION
Piso 2	17	0,01651	0,0058	0,017	0,011	3,5	0,0032	0,0032	1,00	NO EXISTE TORSION
Piso 1	1	0,00592	0,0021	0,006	0,006	3,5	0,0018			NO EXISTE TORSION
Piso 1	17	0,00592	0,0021	0,006	0,006	3,5	0,0018	0,0018	1,00	NO EXISTE TORSION
Base	1	0	0	0,000						
Base	17	0	0	0,000						

Nota. Obtenido de ETABS

Tabla 25. *Chequeo de torsiones en dirección y*

Story	join	Ux mm	Uy mm	U mm	Δ_E mm	hi mm	Δ_E mm/mm	Δ_e Prom	$\Delta E / \Delta_e$ Prom	< 1.2 %
Piso 5	1	0,01518	0,04	0,043	0,006	3,5	0,0016			NO EXISTE TORSION
Piso 5	17	0,01518	0,04	0,043	0,006	3,5	0,0016	0,0016	1,00	NO EXISTE TORSION
Piso 4	1	0,01308	0,0347	0,037	0,008	3,5	0,0024			NO EXISTE TORSION
Piso 4	17	0,01308	0,0347	0,037	0,008	3,5	0,0024	0,0024	1,00	NO EXISTE TORSION
Piso 3	1	0,01005	0,0269	0,029	0,011	3,5	0,0031			NO EXISTE TORSION
Piso 3	17	0,01005	0,0269	0,029	0,011	3,5	0,0031	0,0031	1,00	NO EXISTE TORSION
Piso 2	1	0,00619	0,0167	0,018	0,011	3,5	0,0032			NO EXISTE TORSION
Piso 2	17	0,00619	0,0167	0,018	0,011	3,5	0,0032	0,0032	1,01	NO EXISTE TORSION
Piso 1	1	0,00223	0,0061	0,007	0,007	3,5	0,0019			NO EXISTE TORSION
Piso 1	17	0,00223	0,0061	0,007	0,007	3,5	0,0019	0,0019	1,04	NO EXISTE TORSION
Base	1	0	0	0,000						
Base	17	0	0	0,000						

Nota. Obtenido de ETABS

4.2. DISEÑO DE PÓRTICOS SMRF MODELO SIN COMPOSICIÓN

Para el diseño de pórticos resistentes a momento (SMRF) se diseñaron dos conexiones RBS, una para cada tipo de columna con las dimensiones que se describen en la tabla 26.

Tabla 26

Sección reducida para perfil de viga W14X34

<i>Dimensiones de la Sección Reducida de la Viga</i>		<i>Tubo 40X40X1,6</i>	<i>Tubo 35X35X1,5</i>	<i>Unidad</i>
<i>Mitad de corte de sección</i>	<i>a</i>	100	100	Mm
<i>Longitud total de corte</i>	<i>b</i>	330	300	Mm
<i>Distancia a la zona de empotramiento</i>	<i>c</i>	30	30	Mm

4.2.1. Chequeo columna fuerte-viga débil.

Los resultados del chequeo columna fuerte-viga débil evidenciaron que los pórticos cumplen con los mecanismos de alta ductilidad provista de acuerdo con las disposiciones de AISC 341-22, por consiguiente, la estructura es resistente a sismos. Los resultados del chequeo se detallan en la tabla 27 que se adjunta a continuación.

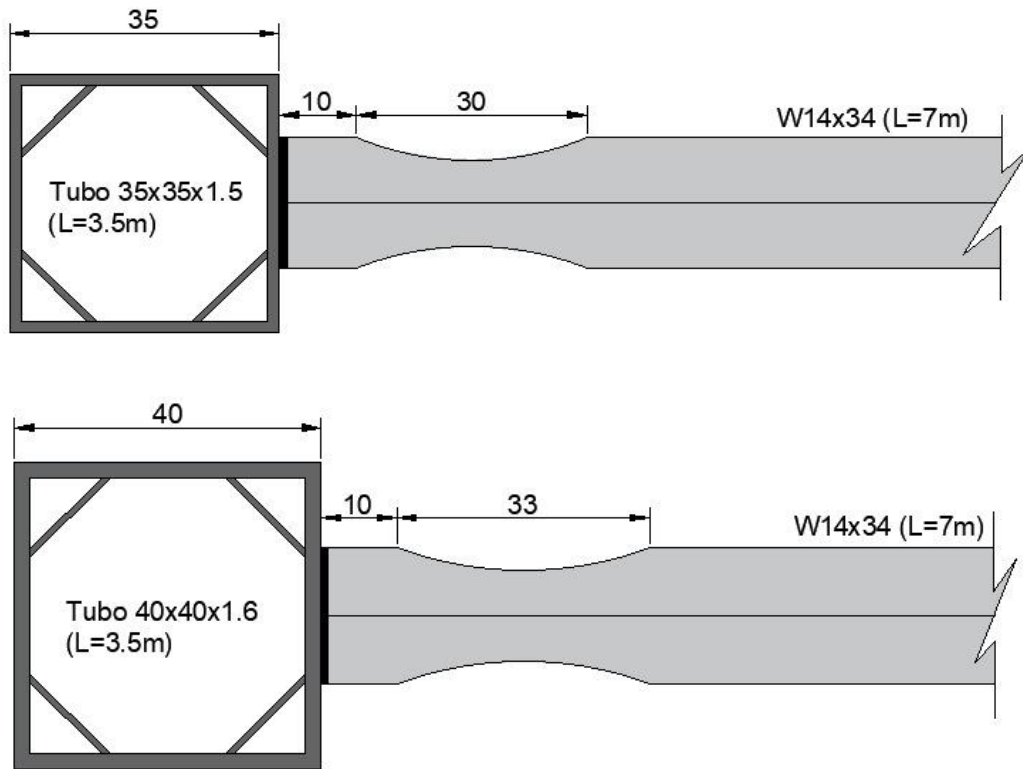
Tabla 27

Chequeo columna fuerte -viga débil

<i>No. Piso</i>	<i>Columna</i>	<i>Viga</i>	$\frac{\sum M * pcc}{\sum M * pbe} > 1,0$
1 a 3	Tubo 40X40X1,6	W14X34	5,37
4	Tubo 35X35X1,5	W 14X34	1,99

Figura 37.

Conexión RBS primer modelo estructural Piso 1 a 5



4.3. DISEÑO DEL SISTEMA COMPUESTO LOSA DE HORMIGÓN - VIGA DE ACERO (O.E1)

Como resultado del sistema compuesto viga-losa se obtuvieron vigas de menor sección y peso con inercias mayores, cercanas a las obtenidas en el modelo sin composición que permitieron mantener la rigidez de la estructura en base a la configuración inicial de los elementos estructurales. La tabla 28 recoge una comparativa de las propiedades más relevantes para el estudio en donde se analizan el área, la inercia y el módulo de sección elástico de ambos sistemas.

En relación con el área, se observa que el área de las vigas de sección compuesta es mayor al área de las vigas sin composición, a pesar de la notable reducción en peso del perfil, esto, tiene su fundamento en la transformación del área del concreto en una porción de acero equivalente que, al sumarse con el área de la viga, incrementa su magnitud. En lo que respecta al módulo de sección elástico de la sección transformada S_{tr} calculado a un 100% de composición, se obtuvieron valores menores en contraste con los valores correspondientes a las vigas del modelo sin composición. Lo que sugiere que, a pesar del incremento del área y el incremento del momento de inercia, los perfiles de acero de la sección compuesta al ser de menor peso y dimensión presentan menor rigidez, demostrando que el área de concreto no aporta rigidez significativa al sistema compuesto.

En relación con el desempeño sísmico global de la estructura, se obtuvieron valores de derivas máximas inferiores al 2% que oscilan entre 1,05 y 1,96% en dirección “x” y 0,98 y 1,94% en dirección “y”, en cuanto al chequeo de torsiones, no existen en ninguna dirección, cumpliendo con los requerimientos normativos de NEC-15. Las tablas 30, 31, 32 y 33 detallan estos resultados.

Tabla 28*Comparación entre sistema con composición y sin composición para pisos 1 a 4*

Elemento	Perfil		Área (mm ²)		Inercia (mm ⁴)		Módulo de sección elástico (mm ³)	
	S.N.C	S.C	S.N.C	S.C	S.N.C.	S.C	S.N.C	S.C
					<i>I_x</i>	<i>I_{tr}</i>	<i>S_x</i>	<i>S_{tr}</i>
Vigas principales (x, y)	W14X34	W12X26	7613	20708	215607878	232937560	1060243	643180
Vigas secundarias (y)	W12X30	W10X22	5671	14859	99063079	99204643	632541	345406
Nervios (x)	W8X13	W8X10	2477	9532	16482764	30028783	162396	132838

*Nota. Las abreviaciones S.C y S.N.C hacen referencia a sistema compuesto y no compuesto, respectivamente.***Tabla 29***Comparación entre sistema con composición y sin composición para el piso 5*

Elemento	Perfil		Área (mm ²)		Inercia (mm ⁴)		Módulo de sección elástico (mm ³)	
	S.N.C	S.C	S.N.C	S.C	S.N.C.	S.C	S.N.C	S.C
					<i>I_x</i>	<i>I_{tr}</i>	<i>S_x</i>	<i>S_{tr}</i>
Vigas principales (x, y)	W14X34	W12X26	7613	20708	215607878	232937560	1060243	643180
Vigas secundarias (y)	W10X26	W10X19	2284	14297	59937325	87437720	457199	298014
Nervios (x)	W8X13	W8X10	2477	9532	16482764	30028783	162396	132838

Nota. Las abreviaciones S.C y S.N.C hacen referencia a sistema compuesto y no compuesto, respectivamente

Tabla 30*Chequeo de derivas máximas en dirección "x"*

Story	join	Ux m	Uy m	U m	Δ_E m	hi m	Δ_E m/m	$\Delta_M = 0.75 * R *$ m/m	Δ_E %	Δ_M %	< 2 % "NEC-15"
Piso 5	1	0,041626	0,013779	0,044	0,006	3,5	0,0017	0,01048	1,05		Cumple
Piso 5	17	0,041575	0,013779	0,044	0,006	3,5	0,0017	0,01047	1,05		Cumple
Piso 4	1	0,035794	0,011952	0,038	0,009	3,5	0,0025	0,01499	1,50		Cumple
Piso 4	17	0,035748	0,011952	0,038	0,009	3,5	0,0025	0,01497	1,50		Cumple
Piso 3	1	0,02747	0,009278	0,029	0,011	3,5	0,0032	0,01902	1,90		Cumple
Piso 3	17	0,027435	0,009278	0,029	0,011	3,5	0,0032	0,01900	1,90		Cumple
Piso 2	1	0,016928	0,005814	0,018	0,011	3,5	0,0033	0,01957	1,96		Cumple
Piso 2	17	0,016907	0,005814	0,018	0,011	3,5	0,0033	0,01954	1,95		Cumple
Piso 1	1	0,006112	0,002165	0,006	0,006	3,5	0,0019	0,01112	1,11		Cumple
Piso 1	17	0,006105	0,002165	0,006	0,006	3,5	0,0019	0,01110	1,11		Cumple
Base	1	0	0	0,000							
Base	17	0	0	0							

*Nota. Obtenido de ETABS***Tabla 31.***Chequeo de derivas en dirección "y"*

Story	join	Ux m	Uy m	U m	Δ_E m	hi mm	Δ_E mm/mm	$\Delta_M = 0.75 * R *$ mm/mm	Δ_E %	Δ_M %	< 2 % "NEC-15"
Piso 5	1	0,015503	0,039949	0,043	0,006	3,5	0,0016	0,00980	0,98		Cumple
Piso 5	17	0,015487	0,039949	0,043	0,006	3,5	0,0016	0,00980	0,98		Cumple
Piso 4	1	0,013349	0,034655	0,037	0,008	3,5	0,0024	0,01429	1,43		Cumple
Piso 4	17	0,013335	0,034655	0,037	0,008	3,5	0,0024	0,01429	1,43		Cumple
Piso 3	1	0,010264	0,026912	0,029	0,011	3,5	0,0031	0,01847	1,85		Cumple
Piso 3	17	0,010253	0,026912	0,029	0,011	3,5	0,0031	0,01847	1,85		Cumple
Piso 2	1	0,006342	0,016875	0,018	0,011	3,5	0,0032	0,01942	1,94		Cumple
Piso 2	17	0,006336	0,016875	0,018	0,011	3,5	0,0032	0,01942	1,94		Cumple
Piso 1	1	0,002301	0,00629	0,007	0,007	3,5	0,0019	0,01148	1,15		Cumple
Piso 1	17	0,002299	0,00629	0,007	0,007	3,5	0,0019	0,01148	1,15		Cumple
Base	1	0	0	0,000							
Base	17	0	0	0							

*Nota. Obtenido de ETABS***Tabla 32***Chequeo de torsiones en dirección "x"*

Story	join	Ux mm	Uy mm	U mm	Δ_E mm	hi mm	Δ_E mm/mm	Δ_e Prom	$\Delta E/\Delta_e$ Prom	< 1.2 %
Piso 5	1	0,04163	0,0138	0,044	0,006	3,5	0,0017			NO EXISTE TORSION
Piso 5	17	0,04158	0,0138	0,044	0,006	3,5	0,0017	0,0017	1,00	NO EXISTE TORSION
Piso 4	1	0,03579	0,012	0,038	0,009	3,5	0,0025			NO EXISTE TORSION
Piso 4	17	0,03575	0,012	0,038	0,009	3,5	0,0025	0,0025	1,00	NO EXISTE TORSION
Piso 3	1	0,02747	0,0093	0,029	0,011	3,5	0,0032			NO EXISTE TORSION
Piso 3	17	0,02744	0,0093	0,029	0,011	3,5	0,0032	0,0032	1,00	NO EXISTE TORSION
Piso 2	1	0,01693	0,0058	0,018	0,011	3,5	0,0033			NO EXISTE TORSION
Piso 2	17	0,01691	0,0058	0,018	0,011	3,5	0,0033	0,0033	1,00	NO EXISTE TORSION
Piso 1	1	0,00611	0,0022	0,006	0,006	3,5	0,0019			NO EXISTE TORSION
Piso 1	17	0,00611	0,0022	0,006	0,006	3,5	0,0019	0,0019	1,00	NO EXISTE TORSION
Base	1	0	0	0,000						
Base	17	0	0	0,000						

Nota. Obtenido de ETABS

Tabla 33

Chequeo de torsiones en dirección “y”

Story	join	Ux mm	Uy mm	U mm	Δ_E mm	hi mm	Δ_E mm/mm	Δe Prom	$\Delta E/\Delta e$ Prom	< 1.2 %
Piso 5	1	0,0155	0,0399	0,043	0,006	3,5	0,0016	0,0016	1,00	NO EXISTE TORSION
Piso 5	17	0,01549	0,0399	0,043	0,006	3,5	0,0016			
Piso 4	1	0,01335	0,0347	0,037	0,008	3,5	0,0024	0,0024	1,00	NO EXISTE TORSION
Piso 4	17	0,01334	0,0347	0,037	0,008	3,5	0,0024			
Piso 3	1	0,01026	0,0269	0,029	0,011	3,5	0,0031	0,0031	1,00	NO EXISTE TORSION
Piso 3	17	0,01025	0,0269	0,029	0,011	3,5	0,0031			
Piso 2	1	0,00634	0,0169	0,018	0,011	3,5	0,0032	0,0032	0,99	NO EXISTE TORSION
Piso 2	17	0,00634	0,0169	0,018	0,011	3,5	0,0032			
Piso 1	1	0,0023	0,0063	0,007	0,007	3,5	0,0019	0,0019	1,03	NO EXISTE TORSION
Piso 1	17	0,0023	0,0063	0,007	0,007	3,5	0,0019			
Base	1	0	0	0,000						
Base	17	0	0	0,000						

Nota. Obtenido de ETABS

4.3.1. Detalle de las conexiones entre vigas.

Todas las vigas del sistema con composición y sin composición fueron diseñadas como vigas continuas, lo que sugiere el empleo de conexiones rígidas, sin embargo, únicamente las conexiones pertenecientes a pórticos SMRF han sido diseñados como elementos de alta ductilidad. Las vigas secundarias y nervios están diseñados para resistir cargas gravitacionales por ello su requerimiento de ductilidad es limitado o nulo. En base al flujo de cargas de la estructura las vigas son ensambladas unas a otras mediante soldadura como lo detallan las imágenes 38, 39.y 40.

Figura 38

Viga secundaria soldada al alma de una viga principal

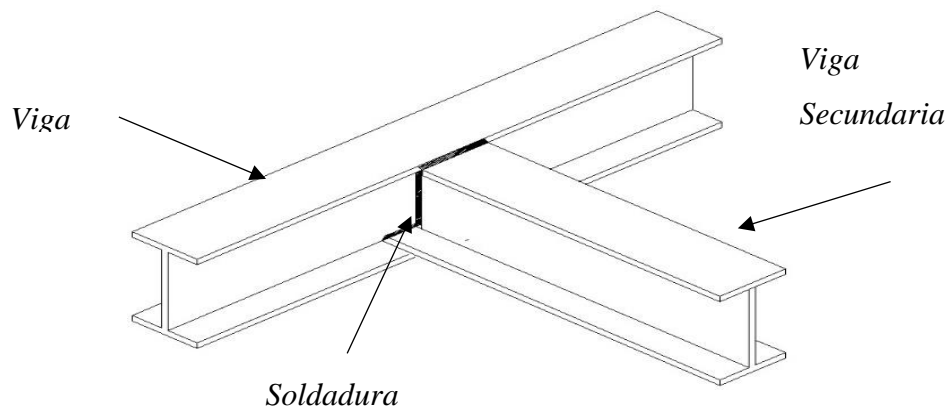


Figura 39

Vista frontal de la conexión soldada

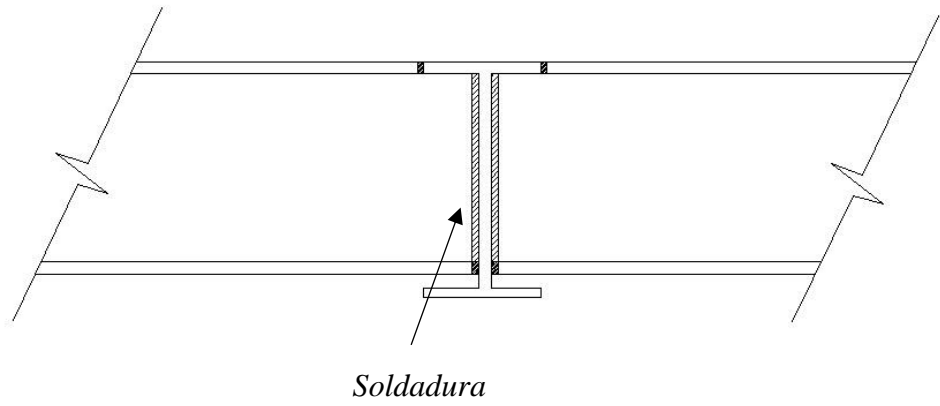
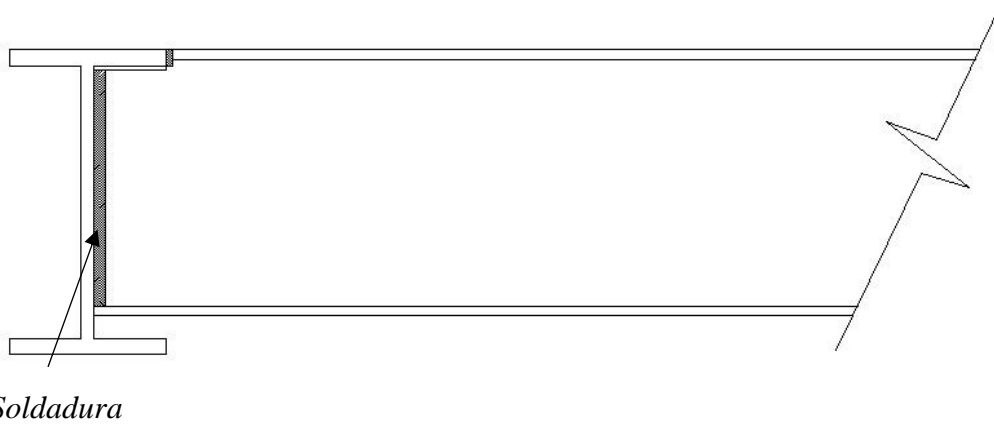


Figura 40

Vista lateral de la conexión



4.4. DISEÑO DE PÓRTICOS SMRF MODELO ESTRUCTURAL COMPUESTO (O.E2)

Luego de demostrar un correcto desempeño sísmico global de la estructura con el sistema compuesto viga-losa y cumplir los chequeos de derivas y torsiones, se diseñaron los pórticos de la estructura como sistema SMRF empleando una conexión de viga de sección reducida o RBS. Al igual que en el modelo sin composición, se dimensionaron dos conexiones para los cuatro primeros pisos configurado con una carga de servicio de oficina y el quinto piso con carga de cubierta de aforo medio. Los radios de corte en el patín de la viga de la conexión para ambos casos se detallan en las tablas 34 y las figuras 41 y 42.

Tabla 34

Sección reducida para perfil de viga W12X26

<i>Dimensiones de la Sección Reducida de la Viga</i>		<i>Tubo 40X40X1,6</i>	<i>Tubo 35X35X1,5</i>	<i>Unidad</i>
<i>Mitad de corte de sección</i>	<i>a</i>	100	85	mm
<i>Longitud total de corte</i>	<i>b</i>	300	205	mm
<i>Distancia a la zona de empotramiento</i>	<i>c</i>	30	30	mm

Figura 41

Conexión RBS columna 40X40X1,6

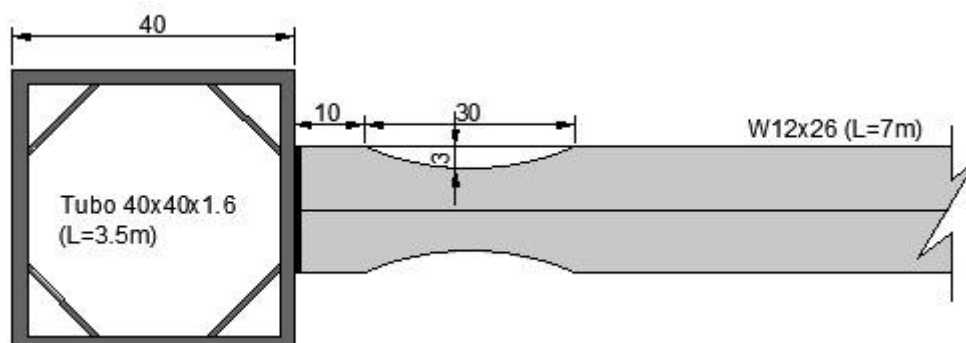
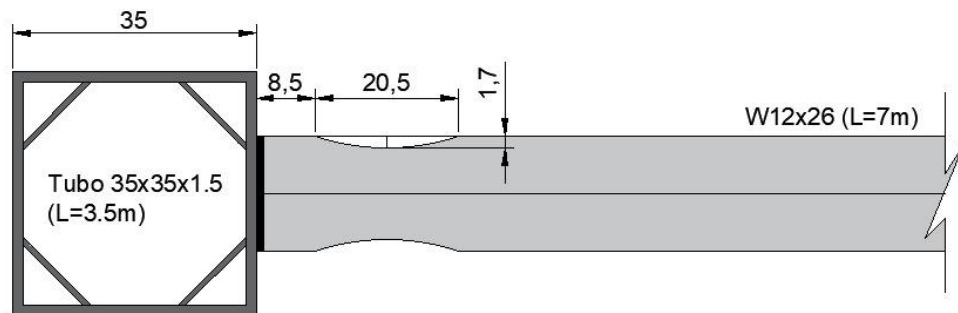


Figura 42

Conexión RBS Columna 35X35X1,5



4.4.1. Chequeo columna fuerte-viga débil.

Para la evaluación del criterio columna fuerte- viga débil se analizaron dos conexiones RBS críticas de acuerdo con la configuración del modelo estructural. Los resultados del chequeo mostraron que la conexión diseñada para los pisos 1 a 4 cumplen con el criterio de resistencia del mecanismo plástico y por tanto, los pórticos SMRF poseen alta ductilidad para soportar las sollicitaciones sísmicas, sin embargo, en la conexión RBS del último piso no cumple con el chequeo columna fuerte-viga débil porque al encontrarse en el piso inferior no posee los momentos de las columnas $M * pcc$ no superan el de las vigas $M * pbe$, sin embargo se permite este incumplimiento debido a que la conexión del último piso difícilmente fallará si todo el sistema de SMRF de pisos anteriores está debidamente controlado y como se mostró previamente existe cumplimiento de derivas y torsiones. Los resultados se resumen en la tabla 35 adjunta.

Tabla 35

Chequeo columna fuerte -viga débil

<i>No. Piso</i>	<i>Columna</i>	<i>Viga</i>	$\frac{\sum M * pcc}{\sum M * pbe} > 1,0$
1 a 4	Tubo 40X40X1,6	W12X26	1,48
5	Tubo 35X35X1,5	W 12 X26	0,53

4.4.2. Detalles adicionales para pórticos SMRF.

En un sistema de pórticos SMRF la viga debe exhibir un comportamiento dúctil y estable para la formación controlada de rótulas plásticas, por ello se requiere que su diseño cuente con detalles especiales que faculten dicho propósito. La implementación de una conexión precalificada RBS, el chequeo columna fuerte-viga débil y la provisión de pernos conectores de corte que se comporten elásticamente forman parte de las consideraciones especiales, para estos sistemas.

Sin embargo, la inclusión de la losa como parte del sistema estructural conlleva otras consideraciones. En el inciso “c” de la sección I.2 del AISC se establece que, para la resistencia de flexión negativa, el acero de refuerzo longitudinal en el ancho efectivo de la losa debe estar debidamente desarrollado para considerar su aporte en tensión bajo momento negativo, en la distribución de tensiones plásticas internas de la sección. Como se ha descrito previamente bajo momento negativo la losa se encuentra en tensión y el acero en compresión, el aporte del concreto a tensión es nulo, por esa razón, solo se considera el aporte del refuerzo longitudinal.

La losa al encontrarse cercana a la zona de panel requiere de una solución que no modifique el mecanismo de acción de la conexión rígida, es por ello, que se propone como solución proveer a la losa de un perno de anclaje soldado al ala de la viga en el ancho “*a*” de la conexión RBS, en el que las varillas son ancladas con ganchos a 180 ° de acuerdo con las disposiciones normativas ACI 318-19, como se observa en la figura 43.

4.4.2.1. Perno de Anclaje.

El anclaje propuesto consiste en un perno Nelson Stud con las mismas propiedades mecánicas de los pernos conectores de corte, de mayor longitud. El perno de anclaje debe ser capaz de resistir la tensión de las varillas de refuerzo longitudinal y deberá ser lo suficientemente resistente para comportarse elásticamente durante un evento de sismo de diseño. Además, deberá transmitir la fuerza de tensión del refuerzo al centroide de

la conexión con la columna donde el momento en la cara de la columna M_f^- deberá ser mayor al momento máximo probable M_{pe}^- ocurrido en la zona de articulación plástica. Para cumplir con este propósito se extiende la placa de continuidad superior hasta el ancho b_f de la viga compuesta.

De acuerdo con el catálogo proporcionado por global perno se ha seleccionado un perno 3/4"X4" considerando las disposiciones de AISC 360-22 sobre la longitud de los conectores, el desarrollo del perno más la soldadura no inferior a 38mm y recubrimiento mínimo de 13mm sobre la cabeza del perno.

Considerando que la fuerza total a resistir del perno de anclaje es igual a $1,25F_{yr}A_{sb}$, y el área de refuerzo longitudinal igual a 7cm^2 en un ancho $B_e = 1,75$ se calcula la fuerza a tensión y la resistencia del perno Q_n con la ecuación 49 propuesta por AISC 360-22.

$$T = 1,25F_{yr}A_{sb}$$

$$T = 1,25 * 4200 * 7$$

$$T = 36,750\text{Ton}$$

La resistencia del perno de anclaje es igual a

$$Q_n = A_{sc} * F_y * R_g * R_p$$

$$Q_n = 2,85 * 3518,03 * 1 * 0,75$$

$$Q_n = 7,52\text{ Ton}$$

Entonces, el número de penos de pernos de anclaje necesarios es igual a

$$N_{pernos} = \frac{36,750}{7,52}$$

$$N_{pernos} = 5$$

Por lo tanto, se establece que son necesarios un total de 5 pernos en el ancho de la columna anclados con soldadura de penetración completa al ala de la viga.

Tabla 36.

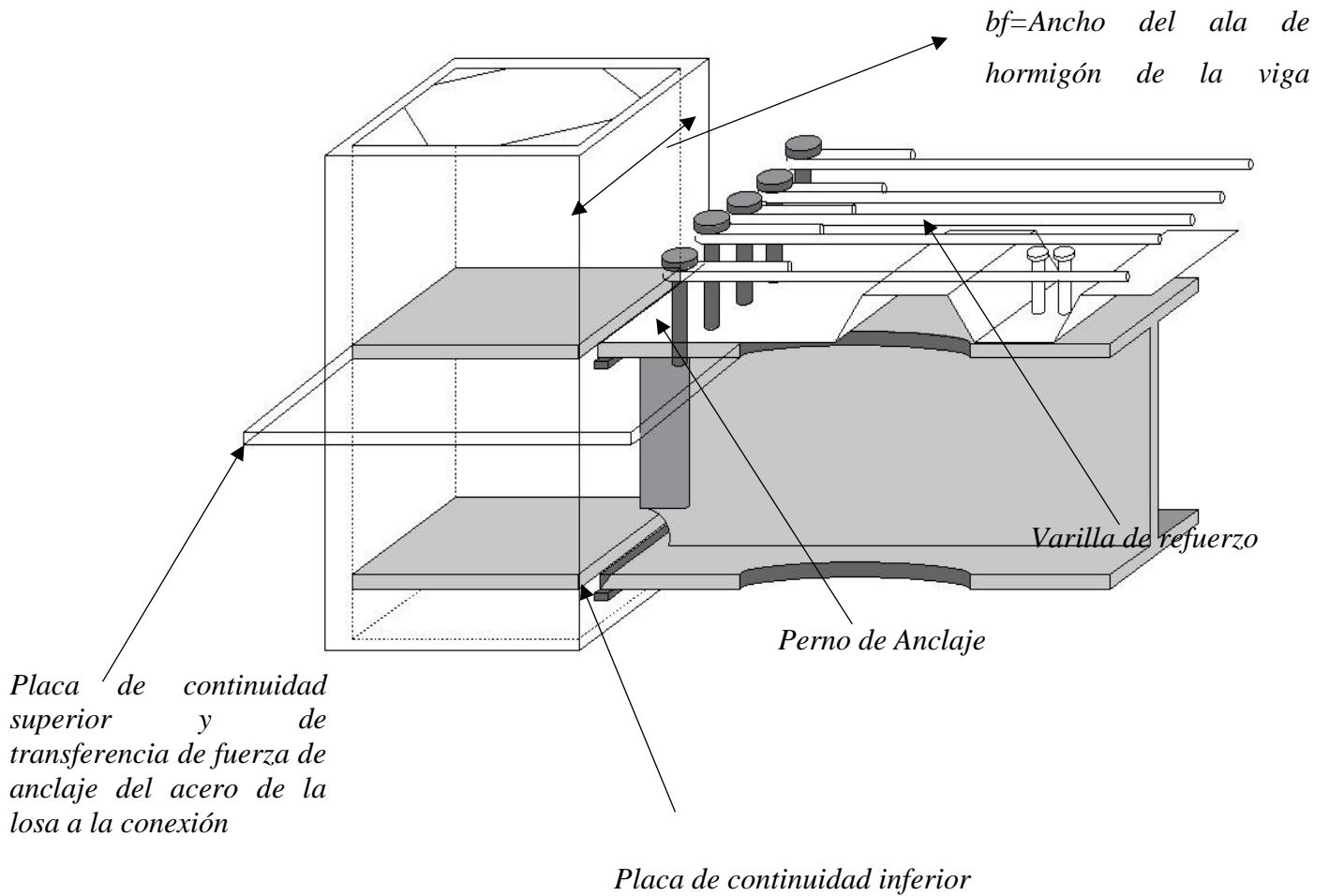
Dimensiones del perno de anclaje

<i>Dimensiones del perno de anclaje</i>		
<i>Diámetro</i>	d_{sa}	19mm
<i>Longitud</i>	l	101,6 mm
<i>Esfuerzo de fluencia</i>	F_y	3518,03kg/cm ²
<i>Resistencia</i>	Q_n	7,52 Ton

En complemento a la anterior la malla electrosoldada de 8 mm con espaciamentos de 15 cm para propiciar el anclaje de 5 varillas de refuerzo con los pernos de anclaje calculados.

Figura 43.

Propuesta de Anclaje del acero de refuerzo de la losa en zona de conexión.



4.4.2.2. Soldadura.

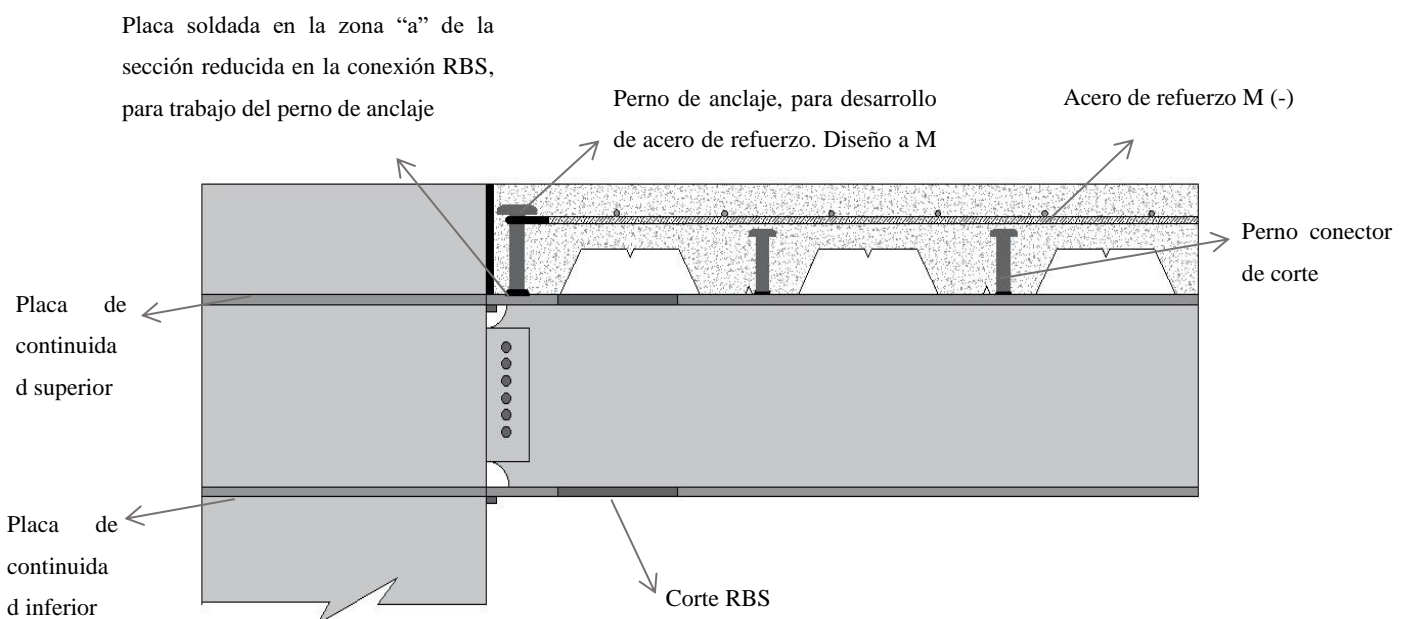
Para la unión de este elemento se propone el uso de soldadura de penetración completa acogiéndose las disposiciones normativas de AISC 341-22 sección J que permite el uso de soldaduras en zonas de conexiones considerando que el uso de un electrodo de soldadura de 70 Ksi en combinación de un conector de 50 Ksi, además, de un diseño de soldadura elástica en la que bajo efectos del momento negativo falle primero por fractura el refuerzo del acero antes que la soldadura.

4.4.2.3. Junta entre la losa y la columna (GAP).

Para un buen comportamiento sísmico del sistema compuesto viga-losa se propone incluir una junta entre la cara de la columna y la losa para evitar el choque de estos elementos ante un evento sísmico. Se ha pensado que la emulsión asfáltica sería excelente para permitir el movimiento de ambos elementos como uno solo ante una carga sísmica.

Figura 44

Diseño de Soldadura y Perno para el sistema de anclaje propuesto



4.5. DISEÑO ELÁSTICO DEL PERNO CONECTOR DE CORTE (O.E.3)

Se diseñaron elásticamente los pernos conectores de corte considerando el análisis de distribución de tensiones plásticas a momento negativo con los factores de sobre-resistencia para pórticos SMRF y sin sobre-resistencia para vigas secundarias.

4.5.1. Diseño para vigas de pórticos SMRF.

Los conectores de corte que pertenecen a un sistema de pórticos SMRF fueron diseñados según las especificaciones de AISC 360-22, empleando como valor de cortante la fuerza de tensión obtenida de la distribución de tensiones plásticas con los factores de sobre-resistencia. Se ha optado por usar un conector de diámetro de 3/4 de pulgada o 19 mm y una longitud de 3 pulgadas o 76,2 mm, de acuerdo con las especificaciones de la sección I.8 de la normativa AISC 360-22. La resistencia del conector de corte fue obtenida con la ecuación de AISC 360-22 descrita en la sección 3, para proveer el número de pernos necesarios para el trabajo compuesto de la sección compuesta, ante cargas laterales. La distribución de los pernos conectores de cortante, las fuerzas cortantes en la interfaz y la resistencia del grupo de conectores se detallan para pórticos SMRF se detallan en las tablas 37 y 38.

Tabla 37

Fuerzas del perno conector de cortante

<i>Perfil de Viga</i>		W12X26
<i>Fuerza Cortante (Ton)</i>	V'_r	128,2
<i>Esfuerzo de fluencia del conector (kg/cm²)</i>	F_y	3518,03
<i>Coefficiente de efeto de conectores</i>	R_p	0,85
<i>Factor de posición del conector</i>	R_g	0,75
<i>Resistencia Cortante (Ton)</i>	Q_n	6,39
<i>Resistencia del grupo de conectores (Ton)</i>	$\sum Q_n$	165,45

Tabla 38

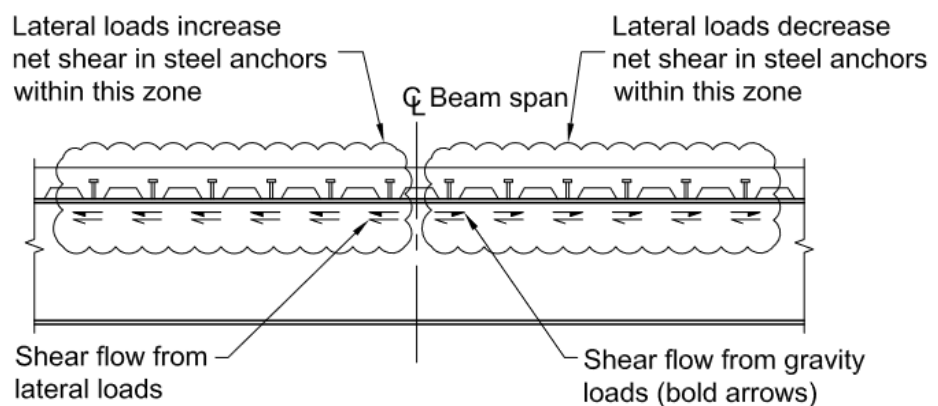
Dimensiones del conector elástico.

Perfil de Viga	W 12X26
<i>Díámetro (mm)</i>	19
<i>Longitud (mm)</i>	7,60
<i>Área transversal</i>	285
<i>Orientación de la lámina Steel Deck</i>	Perpendicular
<i>Posición de los conectores</i>	Fuerte
<i>Número de Conectores por valle(mm²)</i>	2
<i>Número de Conectores de Corte</i>	60

Finalmente, la distribución de los conectores de corte en dirección x para vigas principales y nervios corresponde a 2 pernos por valle considerando 30 valles en una viga de 7m. Se observa en la figura 46 el flujo de corte en la interfaz del sistema compuesto viga-losa para vigas de pórticos SMRF debido a la combinación de cargas gravitacionales y laterales. La fuerza cortante neta se incrementa debido a las cargas laterales cuando los conectores de corte se encuentran cercanos al centro de la viga y decrece cuando esos se encuentran más alejados del centro. El par de flechas indica el tipo de carga circundante y la dirección del flujo de cargas.

Figura 45

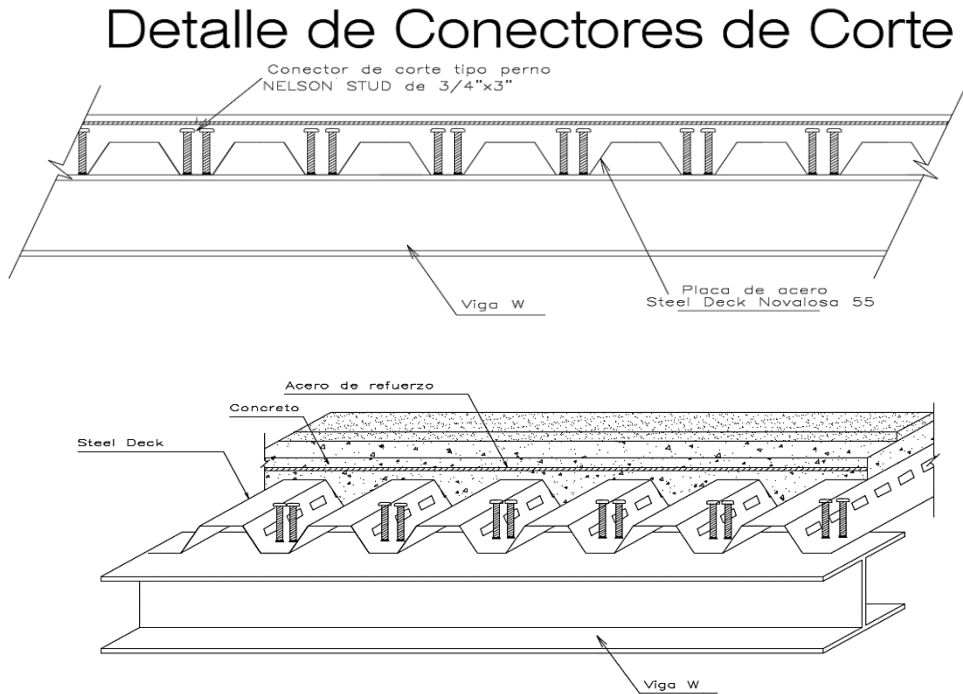
Flujo de corte debido a la combinación de cargas gravitacionales y laterales.



Nota. Tomado de (AISC 360, 2022)

Figura 46

Distribución de conectores de corte para viga de 7 metros en dirección "x"



Para las vigas en dirección “y” que forman parte del sistema de pórticos SMRF y las vigas secundarias con longitud de 5 metros, se ponderó un total de 36 conectores de corte en sentido paralelo a la placa Steel Deck, obteniendo la siguiente distribución.

Tabla 39

Dimensiones del perno conector elástico

<i>Perfil</i>	W12X26
<i>Diámetro (mm)</i>	19,05
<i>Longitud (mm)</i>	76,2
<i>Área transversal</i>	285
<i>Orientación de la lámina Steel Deck</i>	Paralela
<i>Posición de los conectores</i>	Fuerte
<i>Número de Conectores de Corte</i>	36

Para el espaciamiento de los conectores de corte se tomaron en consideración las disposiciones de AISC 360-22 de espaciamiento mínimo y máximo con los siguientes postulados:

Separación mínima $6d = 11,4 \text{ cm}$

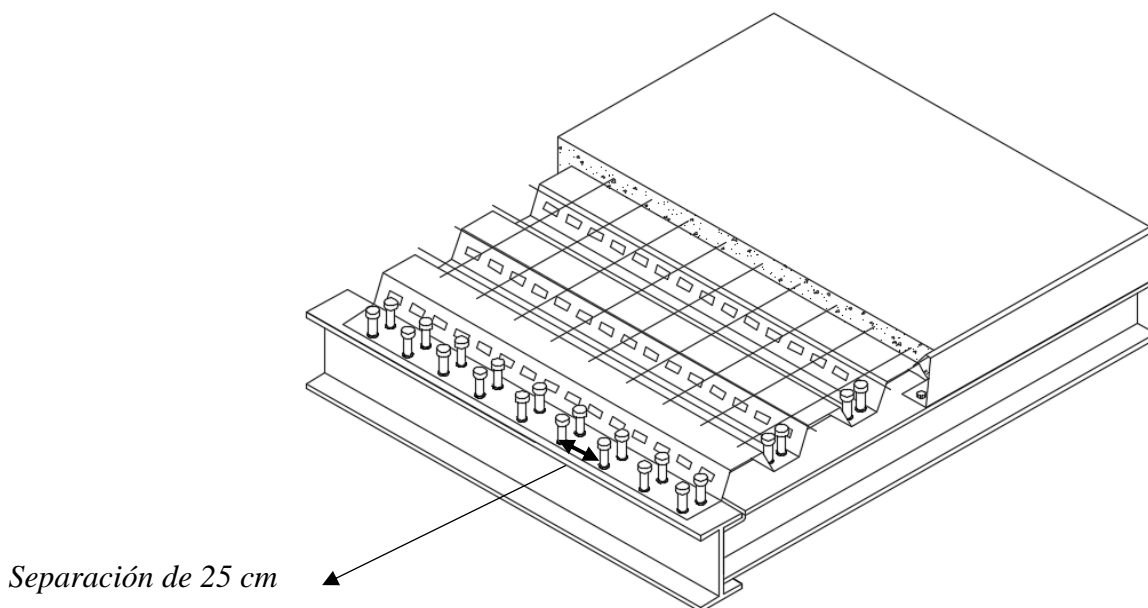
Separación máxima $8t = 56 \text{ cm}$

Separación Transversal $4d = 7,6 \text{ cm}$

En base a lo anterior los conectores de corte que se encuentran paralelos a la placa colaborante se ubicaran cada 25 cm, en parejas para asegurar una transmisión de flujo de corte adecuado. Debido a que se está empleando las dimensiones del mismo conector de corte que en momento positivo, la separación mínima y máxima es igual en todos los casos, por ello, se decide espaciar los conectores de corte cada 40 cm.

Figura 47

Distribución de los pernos conectores de corte en vigas de 5m en dirección “y”



La distribución de los esfuerzos internos de tensión y compresión del perno, mostrado en la figura 46 corresponden a un comportamiento elástico, es decir, que

durante un evento sísmico la sección compuesta trabajará al 100% de composición, sin deslizamientos en la interfaz de la unión viga-losa, por consiguiente, el sistema compuesto viga-losa seguirá cumpliendo con los criterios de alta ductilidad provistos por AISC 341-22 Y 358-22 para pórtico SMRF.

4.6. ANÁLISIS DE COSTOS ENTRE UN SISTEMA COMPUESTO VIGA-LOSA Y UN SISTEMA SIN COMPOSICIÓN

Los resultados del análisis presupuestario-desarrollados en las tablas 41 y 42 indican que el modelo compuesto es más económico que el modelo sin composición de viga con losa, de acuerdo con el presupuesto se observa una disminución en costos de 130078,79 \$ que representa alrededor del 7,9% de ahorro debido a la reducción en peso de las vigas compuestas, superando incluso los costos adicionales por conectores de corte y pernos de anclaje.

Para el modelo compuesto se necesitaron 42900 pernos en total considerando la distribución realizada para el caso más crítico, el sistema de pórticos SMRF, en cambio, en el modelo sin composición la cantidad de pernos es la mínima requerida para mantener los elementos unidos, sin embargo, no desarrollan un trabajo estructural compuesto.

Estos resultados sugieren que el incremento del total de conectores de corte no se equipara con las ventajas económicas asociadas a la reducción en peso de las vigas. Cabe destacar, que el análisis presupuestario desarrollado es simplificado y para un proyecto constructivo se debería realizar un desglose más completo de cada uno de los rubros, así como el cronograma de avance de obra.

En lo que concierne a esta investigación, se ha cumplido el objetivo propuesto y se ha demostrado que el diseño sismorresistente del conector de corte provee de alta ductilidad a la estructura con un presupuesto cercano al de un modelo sin composición.

Tabla 40*Análisis presupuestario modelo sin composición*

MODELO SIN COMPOSICIÓN					
ITEMS N°	Rubro	Unidades	Cantidad	Precios	
				Unitario	Total
					\$ 1.626.281,19
1	ACERO ESTRUCTURAL A992 GRADO 50 EN PERFILES	Kg	324.704,36	\$ 4,53	\$ 1.470.910,77
2	PERNOS CONECTORES DE CORTE 3/4"X3"	u	14.700,00	\$ 2,26	\$ 33.222,00
4	STEEL DECK	m2	875,00	\$ 5,22	\$ 4.567,50
5	HORMIGÓN ARMADO F'C 240 KG/CM2	m3	678,13	\$ 164,99	\$ 111.884,67
6	MALLA ELECTROSOLDADA	m2	875,00	\$ 6,51	\$ 5.696,25

Tabla 41*Análisis presupuestario modelo compuesto*

MODELO COMPUESTO					
ITEMS N°	Rubro	Unidades	Cantidad	Precios	
				Unitario	Total
					\$ 1.496.212,40
1	ACERO ESTRUCTURAL A992 GRADO 50 EN PERFILES	Kg	273.904,68	\$ 4,53	\$ 1.240.788,18
2	PERNOS CONECTORES DE CORTE 3/4"X3"	u	42.900,00	\$ 2,26	\$ 96.954,00
3	PERNOS DE ANCLAJE 3/4"X4"	u	3.000,00	\$ 2,49	\$ 7.470,00
4	STEEL DECK	m2	875,00	\$ 5,22	\$ 4.567,50
5	HORMIGÓN F'c 240 KG/CM2	m3	853,00	\$ 164,99	\$ 140.736,47
6	MALLA ELECTROSOLDADA	m2	875,00	\$ 6,51	\$ 5.696,25

4.7. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En base a los resultados obtenidos, se observa que la inercia de la sección transformada es mayor que la inercia sin composición de perfiles de viga de mayor sección. El factor de reducción de 0.50 que se aplicó a la inercia transformada permitió disminuir el valor de la inercia para obtener una mejor aproximación con la inercia del modelo sin composición. Sin embargo, al ser una investigación teórica se necesita validar mediante test experimentales las hipótesis aquí planteadas.

Los modelos matemáticos propuestos que consideraron los coeficientes de sobre resistencia permitieron aproximar la fuerza cortante V_r en la condición más crítica bajo momento negativo para obtener el número de conectores necesarios para asegurar la composición del sistema viga-losa. La resistencia del grupo de conectores de corte obtenida con la formulación propuesta por AISC 360-22 fue óptima logrando satisfacer la demanda del esfuerzo cortante con conectores $\frac{3}{4}$ " x 4" para las vigas principales y secundarias y para el perno de anclaje de la conexión un perno de $\frac{3}{4}$ " x 4", de mayor longitud para permitir el desarrollo adecuado de las varillas de refuerzo.

En relación con los modelos propuestos para el diseño a flexión bajo momento positivo y negativo se observa un comportamiento diferente en relación con la posición del eje neutro plástico, de modo que, a momento positivo la ubicación del eje neutro plástico se encuentra en la losa de concreto, mientras que a momento negativo el eje neutro plástico se encuentra en el alma de la viga de acero. Esta variación, se fundamenta en que a momento negativo la contribución del concreto se desprecia. Además, como el valor de la fuerza de tensión T_1 desarrollada en las varillas de refuerzo longitudinal a momento negativo es menor a la fuerza de compresión C_1 a momento positivo, se observa que los momentos nominales resistentes en el análisis de momento positivo con y sin sobrerresistencia son numéricamente mayores a los valores de tensión y compresión observadas a momento negativo. No obstante, a momento negativo, las fuerzas amplificadas con los factores de sobrerresistencia son mayores y por ello son empleadas para el diseño a flexión del sistema compuesto y los conectores de corte.

También, se evidenció que el momento nominal obtenido de la distribución de tensiones plásticas es mayor en todos los casos al momento ponderado con los coeficientes ACI a momento negativo para vigas continuas

CAPITULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Se han cumplido satisfactoriamente los objetivos de investigación propuestos, en relación con el primer objetivo los resultados del análisis dinámico en el software de modelamiento ETABS denotaron un buen desempeño sísmico global de la estructura objeto de estudio, exhibiendo derivas inferiores al 2% y ausencia de torsión en ambos modelos, cumpliendo los requerimientos de NEC-SD-DS. La metodología de cálculo propuesta para pórticos SMRF demuestra ser eficaz para el diseño del sistema viga-losa y el diseño sismorresistente de los conectores de corte. Se logró una disminución en peso del 15% para las vigas secundarias y nervios respecto al peso de las vigas sin composición y del 23% para vigas principales pertenecientes a pórticos SMRF, sin embargo, se incrementó 2cm el espesor de la losa de hormigón para cumplir con las disposiciones de AISC 360-22.

En consideración al segundo objetivo de investigación se diseñó el conector elásticamente con la fuerza cortante obtenida del análisis de distribución de tensiones plásticas a momento negativo, se colocaron 2 conectores por valle en la posición más fuerte de acuerdo con AISC 360-22. Se colocó un total de 30 conectores para las vigas que pertenecen a pórticos SMRF y para las vigas secundarias y nervios se colocaron 14 conectores respectivamente. En contraste con el modelo estructural sin composición, a través del análisis propuesto se obtuvieron más conectores en las vigas SMRF, lo que demuestra que el número mínimo de conectores brindado por recomendación del fabricante es insuficiente para generar el trabajo compuesto total del sistema viga-losa.

En relación al tercer objetivo, se diseñaron dos tipos de conexiones de viga de sección reducida para toda la estructura, en complemento se propone el perno de

anclaje para el desarrollo de la varilla de refuerzo longitudinal de la losa de concreto con el fin de evitar el agrietamiento excesivo y propiciar el trabajo adecuado de la varilla de refuerzo a tensión bajo momento negativo, el mismo, que es de longitud mayor al perno de conector de corte y se distribuye lateralmente en la cara de la columna. Además, se propone una junta entre la cara de la columna y la losa de concreto para permitir el amortiguamiento entre la losa y el acero de la columna. Estas propuestas en conjunto con la conexión RBS y el conector de corte elástico permitirán al sistema compuesto trabajar conjuntamente a un cien por ciento de composición durante el evento sísmico, sin embargo, se reitera que estas propuestas deben ser analizadas experimentalmente, ya que, en esta investigación es analítica.

En relación al análisis de costos, el sistema sin composición es más costoso que el modelo compuesto, sin embargo, se han cumplido criterios normativos de AISC 341-22 y 358-22 para miembros altamente dúctiles y resistentes a sismos, a diferencia de la práctica común en la que no se prima el diseño sismorresistente. Estos resultados se suman a las aportaciones de otros autores, respaldando que el sistema compuesto es una alternativa constructiva eficaz para optimizar costos sin comprometer la funcionalidad estructural del edificio. En contraste con el modelo sin composición el diseño desarrollado cumple con los criterios del análisis sismorresistente.

5.2. RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar test experimentales y modelaciones numéricas con elementos finitos que permitan validar los modelos analíticos con sobrerresistencia para la resistencia última del conector de corte.

Se recomienda validar experimentalmente la propuesta de anclaje desarrollada y evaluar el cumplimiento de criterios de alta ductilidad de rotaciones máximas del 4% a 0,800 Mpr. Además, también se sugiere evaluar si la placa es suficiente para la transferencia de la fuerza a la conexión y verificar si la zona de panel se comporta como un miembro rígido.

Se sugiere un análisis más detallado de los modos de falla del perno conector de corte para evaluar si la modificación propuesta para el cálculo de la resistencia de los pernos es adecuada para propiciar un comportamiento elástico o se necesitan consideraciones adicionales.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AISC. (2010). *Especificación ANSI / AISC 360-10 para Construcciones de Acero*.
- AISC 341. (2022). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings Supersedes the Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*.
- AISC 358. (2022). *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*.
- AISC 360. (2022). *Specification for Structural Steel Buildings*.
- Alava, E. (2021). *ESTUDIO EXPERIMENTAL DE CONECTORES DE CORTE EN LA UNIÓN LOSA DECK – VIGA ACERO* (Issue February).
- Alvarez, O., & Cházaro, C. (2011). *Construcción Compuesta Acero-Concreto* (Vol. 52, Issue 55).
- Barroso, M., Medina, C., & Medina, S. (2017). INFLUENCE OF SHEAR CONNECTORS ON THE CONCRETE BEAM-COMPOSITE SLAB CONNECTION. In *Revista CIENCIA* (Vol. 19).
- Bonilla, J., Bezerra, L., Larrúa, R., Recarey, C., & Mirambell, E. (2015). Study of stud shear connectors behaviour in composite beams with profiled steel sheeting. *Journal of Constructional*, 14, 47–54.
<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.04.029>
- Carranza, J. M., & Sánchez, P. R. (2021). *DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE SECCIÓN COMPUESTA SEGÚN LAS ESPECIFICACIONES AISC 341-16 PARA UNA EDIFICACIÓN DE DIECISEIS NIVELES CON ANÁLISIS DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN*. UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO FACULTAD.

- Easterling, W. S., Gibbings, D. R., & Murray, T. M. (2003). *Strength of Shear Studs in Steel Deck on Composite Beams and Joists*.
- El-Sisi, A., Alsharari, F., Salim, H., Elawadi, A., & Hassanin, A. (2023). Efficient beam element model for analysis of composite beam with partial shear connectivity. *Composite Structures*, 303(September 2022), 116262. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2022.116262>
- Engelhardt, M. D., Civjan, S. A., & Gross, J. L. (2001). SLAB EFFECTS IN SMRF RETROFIT CONNECTION TESTS. *JOURNAL OF STRUCTURAL ENGINEERING*, 230–237.
- Erazo, L. E. (2017). *Comportamiento de Conectores de Cortante Tipo Tornillo en Secciones Compuestas con Lámina Colaborante*. 324. <https://repositorio.unal.edu.co/handle/unal/60142>
- Fang, Z., Hu, L., Jiang, H., Fang, S., Zhao, G., & Ma, Y. (2023). Shear performance of high-strength friction-grip bolted shear connector in prefabricated steel–UHPC composite beams: Finite element modelling and parametric study. *Case Studies in Construction Materials*, 18(November 2022). <https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e01860>
- He, J., Suwaed, A. S. H., Vasdravellis, G., & Wang, S. (2022). Behaviour and design of the ‘lockbolt’ demountable shear connector for sustainable steel-concrete composite structures. *Structures*, 44(March), 988–1010. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.08.062>
- Huang, Y., Yi, W., Zhang, R., & Xu, M. (2014). Behavior and design modification of RBS moment connections with composite beams. *Engineering Structures*, 59, 39–48. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.10.022>

- Javier Crisafulli, F. (2018). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*.
- Kim, K. D., & Engelhardt, M. D. (2002). Monotonic and cyclic loading models for panel zones in steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 58, 605–635. www.elsevier.com/locate/jcsr
- Loqman, N., Safiee, N. A., Bakar, N. A., & Nasir, N. A. M. (2018). Structural Behavior of Steel-Concrete Composite Beam using Bolted Shear Connectors: A Review. *MATEC Web of Conferences*, 203, 1–12. <https://doi.org/10.1051/mateconf/201820306010>
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2013). Vigas Compuestas. In S. A. de C. V. Alfaomega Grupo Editor (Ed.), *Diseño de Estructuras de Acero* (Quinta Edi, pp. 562–595).
- Molina Herrera, M., & Hurtado Amézquita, X. F. (2011). Formulación para el diseño de conectores de cortante tipo tornillo en secciones compuestas
Formulating a design for a screw- screw - type shear connector in a compo- compo - site section. *Ingeniería E Investigación*, 31(2), 52–64.
- Orellana, M. J., & Santacruz, J. D. (2022). *Análisis del comportamiento de los conectores de cortante colaborante , mediante el ensayo en probetas reales* [Universidad del Azuay]. <http://dspace.uazuay.edu.ec/handle/datos/11918>
- Pardeshi, R. T., & Patil, Y. D. (2021). *REVIEW OF VARIOUS SHEAR CONNECTORS IN COMPOSITE STRUCTURES*. 17(4), 394–402. <https://doi.org/10.18057/IJASC.2021.17.4.8>
- Rambo-Roddenberry, M., Lyons, J. C., & Easterling, W. S. (2002). PERFORMANCE AND STRENGTH OF WELDED SHEAR STUDS. *ASCE-Composite Construction in Steel and Concrete*, 4, 458–469.

- Rochel, R. (1981). Criterios de Diseño Plástico en Pórticos de Hormigón Reforzado. *Revista Universidad Eafit*, 107–121.
- Taranath, B. S. (2017). Tall Building Design. Steel, Concrete and Composite Systems. In *The Tall Buildings Reference Book* (Vol. 9780203106). <https://doi.org/10.4324/9780203106464>
- Wang, W., Zhang, X., Ren, Y., Bai, F., Li, C., & Li, Z. (2022). Finite Element Modelling of Bolt Shear Connections in Prefabricated Steel Lightweight Aggregate–Concrete Composite Beams. *Buildings*, 12(6). <https://doi.org/10.3390/buildings12060758>
- Xie, R., Yang, T., Li, B., Liu, S., & Zhang, Y. (2023). Analysis of Shear Performance of Multi-Bolt Shear Connectors. *Materials*, 16(3), 1032. <https://doi.org/10.3390/ma16031032>

ANEXOS

ANEXO 1. PREDIMENSIONAMIENTO DE MIEMBROS ESTRUCTURALES

ANEXO 1.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS TUBULARES A CARGAS GRAVITACIONALES -MÉTODO LRFD (PRIMER Y SEGUNDO MODELO ESTRUCTURAL).

Debido a la prevalencia constructiva a nivel nacional se optó por trabajar con columnas tubulares. Se usará el manual “Especificación para construcciones de Acero” del ANSI/AISC 360-16 para el cálculo de resistencias nominales de los elementos a compresión, flexión, cortante, flexo compresión, flexo-torsión, compacidad y esbeltez.

Se definen la carga axial mayorada por la combinación:

$$Pu = 1.2D + 1.6L \quad (A1.1 - 1)$$

Se precisan los apoyos en los extremos de las columnas como empotrado en la base y desplazable en la conexión superior, resultando un valor k de:

$$K = 1.2 \quad (A1.1 - 2)$$

Se asumen un valor tentativo de esbeltez de 50, por tanto:

$$\left(\frac{KL}{r}\right) = 50 \quad (A1.1 - 3)$$

Luego se calcula el esfuerzo máximo a pandeo de Euler (F_e):

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} \quad (A1.1 - 4)$$

A continuación, se chequea si el valor de F_e supera el esfuerzo de esbeltez crítico:

$$F_e \leq 4.71 \sqrt{\frac{Es}{fy}} \quad (A1.1 - 5)$$

Se calcula el esfuerzo de diseño F_{cr} , teniendo en cuenta que:

Si no se cumple la fórmula (A1.1 – 5)

$$F_{cr} = 0.877(F_e) \quad (A1.1 - 6)$$

De cumplirse la fórmula (A1.1 – 5)

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad (A1.1 - 7)$$

Se podrá calcular el área de sección requerida mediante la fórmula:

$$A_g = \frac{Pu}{\phi F_{cr}} \quad (A1.1 - 8)$$

Usando los catálogos de perfiles W, se pueden obtener elementos que tengan un área de sección igual o mayor al requerido, no obstante, se debe chequear que el elemento cumpla con la siguiente condición:

$$\phi P_n \geq P_u \quad (A1.1 - 9)$$

Para esto se calculará el F_{cr} propio del elemento, no sin antes haber definido la longitud L de la columna. Se asume el menor valor de radio de giro r del perfil, de tal manera que se obtendrá la esbeltez de la fórmula A1.1-3 usando A1.1-2, luego se repiten las fórmulas de los siguientes pasos, hasta obtener el F_{cr} mediante A1.1-6 o A1.1-7, por tanto:

$$\phi P_n = \phi F_{cr} A_g \quad (A1.1 - 10)$$

Una vez elegidos los perfiles, estos se chequean a pandeo por esbeltez local donde, para el patín se tiene que:

$$E_p = \frac{b_f}{2 * t_f} \quad (A1.1 - 11)$$

$$\text{Si } E_p < 0.56 \sqrt{\frac{Es}{F_y}} \text{ es compacto} \quad (A1.1 - 12)$$

$$\text{Si } 0.56 \sqrt{\frac{Es}{F_y}} < E_p < 1.03 \sqrt{\frac{Es}{F_y}} \text{ es no compacto} \quad (A1.1 - 13)$$

$$\text{Y si } E_p > 1.03 \sqrt{\frac{Es}{F_y}} \text{ es esbelto} \quad (A1.1 - 14)$$

Para el alma:

$$E_a = \frac{T}{t_w} \quad (A1.1 - 15)$$

$$\text{Si } E_a < 1.49 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \text{ es compacto (A1.1 - 16)}$$

$$\text{Y si } E_a > 1.49 \sqrt{\frac{Es}{Fy}} \text{ es esbelto (A1.1 - 17)}$$

Además de la relación b/t establecida en la normativa ecuatoriana de la construcción NEC-15

$$b/t = 0,55 \sqrt{\frac{E}{Fy}} \quad \text{Ec. 65}$$

Se buscará que los elementos escogidos cumplan con la condición de compacto.

A continuación, se verifica el elemento a flexo-torsión donde se debe cumplir que:

$$\emptyset R_n \geq P_u \quad (\text{A1.1 - 18})$$

Donde el esfuerzo límite elástico-plástico será:

$$F_{lim} = 0.44Fy \quad (\text{A1.1 - 19})$$

Se calcula el esfuerzo de Euler para esfuerzos flexo-torsionales:

$$F_e^* = \left[\frac{\pi^2 E C_w}{(KL)^2} + GJ \right] \frac{1}{I_x + I_y} \quad (\text{A1.1 - 20})$$

Si F_{lim} es mayor que F_e^* entonces se usará la fórmula A1.1-7 reemplazando F_e por F_e^* , de no cumplirse la condición se usará A1.1-7 con los mismos cambios. La resistencia a esfuerzos combinados dada por la ecuación de interacción, se chequeará luego de tener un análisis sísmico completo de la estructura.

Además, de las consideraciones anteriores también se diseñaron placas de diferentes espesores para rigidizar las columnas y controlar el pandeo local.

ANEXO 1.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS PRINCIPALES Y SECUNDARIAS (MODELO SIN COMPOSICIÓN)

Se define en primer lugar las cargas solicitantes al elemento:

$$W_u = (1.2D + 1.6L)At \quad (A1.2 - 1)$$

Donde A_t = ancho tributario a viga

$$V_u = \frac{W_u L}{2} \quad (A1.2 - 2)$$

Donde L = longitud de viga

$$M_u = \frac{W_u L^2}{8} \quad (A1.2 - 3)$$

Se precisa la longitud de arriostamiento L_b definida como la distancia máxima de arriostamiento lateral del elemento, en caso de no existir ningún elemento que rigidiza lateralmente a la viga, entonces $L_b=L$, de lo contrario si se tienen pernos de corte con una separación máxima de 60 cm entonces $L_b=0$, si existen otras vigas conectadas o elementos que arriostan la viga, se tomará la distancia máxima de separación de estos.

Seleccionamos un perfil del catálogo que cumpla con un módulo plástico mayor o igual al calculado con la siguiente fórmula:

$$Z_x = \frac{M_u}{F_y} \quad (A1.2 - 4)$$

Revisamos la compacidad de los elementos de la sección transversal para chequear si presentan esbeltez:

$$E_p = \frac{b_f}{2 * t_f} \quad (A1.2 - 5)$$

$$\text{Si } E_p < 0.38 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \text{ es compacto} \quad (A1.2 - 6)$$

$$\text{Si } 0.56 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} < E_p < \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \text{ es no compacto} \quad (A1.2 - 7)$$

$$Y \text{ si } E_p > \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \text{ es esbelto (A1.2 - 8)}$$

Para el alma:

$$E_a = \frac{T}{t_w} \text{ (A1.2 - 9)}$$

$$\text{Si } E_a < 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \text{ es compacto (A1.2 - 10)}$$

$$\text{Si } 3.76 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} < E_a < 5.7 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \text{ es no compacto (A1.2 - 11)}$$

$$Y \text{ si } E_a > 5.7 \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \text{ es esbelto (A1.2 - 12)}$$

Se buscará que los elementos escogidos cumplan con la condición de compacto.

Para el diseño a flexión, se debe chequear primero si la longitud de trabajo de la viga (L_b) se encuentra dentro del rango plástico o elástico, por tanto:

$$\text{Longitud Plástica } (L_p) = 1.76r_y \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \text{ (A1.2 - 13)}$$

$$\text{Longitud Elástica } (L_r) =$$

$$1.95r_{ts} \frac{E_s}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o}} \sqrt{1 + \sqrt{1 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y S_x h_o}{E_s Jc} \right)}} \text{ (A1.2 - 14)}$$

$$\text{Si } L_b < L_p; M_n = M_p = F_y Z_x \text{ (A1.2 - 15)}$$

$$\text{Si } L_p < L_b < L_r;$$

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \text{ (A1.2 - 16)}$$

$$\text{Si } L_b > L_r \text{ entonces } M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \text{ (A1.2 - 17)}$$

$$\text{donde } F_{cr} = \frac{\pi^2 E_s}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}}\right)^2} \quad (A1.2 - 18)$$

Por tanto, para la resistencia a flexión la expresión dada es:

$$\phi M_n = 0.9 M_n \quad (A1.2 - 19)$$

Para la resistencia a los esfuerzos cortantes es necesario precisar los siguientes parámetros:

Al no llevar atezadores $k_v = 5.34$

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} \leq 1.1 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}} \quad (A1.2 - 20) \quad \text{entonces } C_{v1} = 1$$

$$\text{Si } \frac{h}{t_w} > 1.1 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}} \quad (A1.2 - 21) \quad \text{entonces}$$

$$C_{v1} = \frac{1.1 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}} \quad (A1.2 - 22)$$

Por tanto, el cortante nominal del elemento se define por:

$$\phi V_n = (0.9)0.6 F_y A_w C_{v1} \quad (A1.2 - 23)$$

El chequeo final se lo hace mediante el cálculo de deflexiones admisibles y las provocadas por las cargas de servicio (CM+PP+L).

$$\Delta_{adm} = \frac{L}{360} \quad (A1.2 - 24)$$

$$\text{Para viga simplemente apoyada } \Delta_{max} = \frac{5W_u L^4}{384EI} \quad (A1.2 - 25)$$

Donde se debe cumplir que $\Delta_{adm} > \Delta_{max}$

ANEXO 1.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS Y COLUMNAS PARA PÓRTICOS ESPECIALES RESISTENTES A MOMENTOS (SMRF) PARA EJES 2, 3, Y 4 (PARA PRIMER Y SEGUNDO MODELO ESTRUCTURAL).

Los parámetros, fórmulas y criterios de este tipo de diseño de obtuvieron de la norma AISC 341-22 y AISC 360-22. Primero se predimensionaron las columnas inferior y superior de la conexión por el método LRFD dado en la sección 1.1 de manera provisional, luego se chequeó que el elemento escogido cumple con el criterio de columna fuerte-viga débil. La viga se predimensionó mediante la siguiente combinación de cargas:

$$W_u = (1.2D + 1.6L)At \quad (A1.4 - 1)$$

Donde At = ancho tributario a viga

$$V_u = \frac{W_u L}{2} \quad (A1.4 - 2)$$

Donde L = longitud de viga

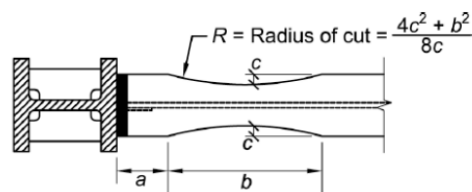
$$M_u = \frac{W_u L^2}{10} \quad (A1.4 - 3)$$

Luego del diseño se chequeó la resistencia de los elementos a las solicitaciones de carga dadas por ETABS con las siguientes combinaciones de carga:

$$1.2D + L \pm E \quad (A1.4 - 4)$$

$$0.9D \pm E \quad (A1.4 - 5)$$

Ahora se realiza la elección de los valores a , b y c , que son las distancias implícitas de la sección reducida de la viga:



Donde se tiene que:

$$0.5b_{bf} \leq a \leq 0.75b_{bf} \quad (A1.4 - 6)$$

$$0.65d \leq b \leq 0.85d \quad (A1.4 - 7)$$

$$0.1b_{bf} \leq c \leq 0.25b_{bf} \quad (A1.4 - 8)$$

Ahora se calcula el módulo plástico en el centro de la sección reducida:

$$Z_{RBS} = Z_x - 2ct_{bf}(d - t_{bf}) \quad (A1.4 - 9)$$

Con el módulo, se podrá calcular el máximo momento probable de la sección reducida:

$$M_{pr} = C_{pr}R_yF_yZ_{RBS} \quad (A1.4 - 10)$$

$$\text{Donde } C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad (A1.4 - 11)$$

$$Y R_y = 1.5 \text{ (Acero rolado A36)}$$

Ahora se debe calcular la fuerza cortante probable en el centro de la sección reducida, mediante la siguiente fórmula:

$$V_{RBS} = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{DL} \quad (A1.4 - 12)$$

*Donde V_{DL} = Cortante Gravitacional dada por la combinación 1.2D + L
Y L_h = distancia libre entre centros de sección reducida*

De esta manera se obtendrá el máximo momento probable en la cara de la columna (M_f), que se determinará con la fórmula:

$$M_f = M_{pr} + V_{RBS}S_h \quad (A1.4 - 13)$$

$$\text{donde } S_h = a + \frac{b}{2} \quad (A1.4 - 14)$$

Ahora se debe calcular el momento plástico de la viga basado en la en el esfuerzo de fluencia esperado:

$$M_{pe} = R_yF_yZ_x \quad (A1.4 - 15)$$

Se debe cumplir que:

$$M_f \leq \phi_d M_{pe} \quad (A1.4 - 16)$$

$$\text{donde } \phi_d = 1$$

$$15253972 \leq 11527853$$

Ahora el chequeo por resistencia a cortante requerido en la zona de conexión alma-columna comenzará con el cálculo del cortante último:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{cargas\ de\ gravedad\ mayoradas} \quad (A1.4 - 17)$$

$$V_u = 43616,85\ kg/cm$$

Y la resistencia a cortante nominal del elemento (ϕV_n) estará dada por las fórmulas:

$$\phi V_n = (0.9)0.6F_y A_w C_{v1}$$

$$A_w = d * tw$$

$$A_w = 35 * 1,5$$

$$A_w = 52,5$$

$$C_{v1} = \frac{1.1 \sqrt{\frac{k_v E_s}{F_y}}}{\frac{h}{t_w}}$$

$$C_{v1} = 1$$

ϕ

Por tanto, se debe cumplir que: $\phi V_n \geq V_u$

Ahora para el chequeo del criterio columna fuerte viga débil, se debe cumplir que:

$$\frac{\sum M_{pc}}{\sum M_{pb}} \geq 1 \quad (A1.4 - 18)$$

Donde se tiene que:

$$\sum M_{pc} = Z_{x(c1)} \left[F_y - \frac{P_{u(c1)}}{A_{g(c1)}} \right] + Z_{x(c2)} \left[F_y - \frac{P_{u(c2)}}{A_{g(c2)}} \right] \quad (A1.4 - 19)$$

$$M_{pc} =$$

$$\sum M_{pb} = (M_{pr} + M_{uv})_{viga\ derecha} + (M_{pr} + M_{uv})_{viga\ izquierda} \quad (A1.4 - 20)$$

$$donde\ M_{uv} = V_{RBS} \left(a + \frac{b}{2} + \frac{d_c}{2} \right) \quad (A1.4 - 21)$$

Por último, se debe chequear la relación limitante de la columna con la viga, para determinar si necesita o no una placa de continuidad, donde si se cumple que:

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6} \quad (A1.4 - 22); \text{ No se necesita placa de continuidad.}$$

ANEXO 1.4 ANÁLISIS DEL CORTANTE BASAL DEL PRIMER MODELO ESTRUCTURAL

Cálculo del Cortante Basal- Primer modelo estructural

Para periodos entre $0 \leq T \leq T_c$

$$S_a = \eta * Z * F_a$$

Para periodos $T > T_c$

$$S_a = \eta * Z * \left(\frac{T_c}{T}\right)$$

Para modos de vibración diferentes al fundamental

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(1 + (\eta - 1) \left(\frac{T}{T_o}\right)\right)$$

Periodo Fundamental de Vibración.

El periodo fundamental de vibración se calculó empleando la ecuación de la sección 12.8-7 de la normativa ASCE 7-16 que se describe a continuación.

$$T_a = C_t * h n^x \quad \text{Ec.66} \quad \begin{matrix} \mathbf{12.8-7} \\ \mathbf{ASCE 7-16} \end{matrix}$$

Considerando como límite del primer periodo T debe cumplir la siguiente relación:

$$T < C_u * T_a \quad \text{Ec.67} \quad \begin{matrix} \mathbf{12.8-8} \\ \mathbf{ASCE 7-16} \end{matrix}$$

No obstante, cuando el periodo fundamental calculado sea mayor a $C_u * T_a$ en una dirección, se empleará como valor del resultado de $C_u * T_a$. Entonces, el periodo fundamental obtenido en la estructura en dirección “x”, “y” corresponde a:

$$T_a = (0,0724) * (17,5)^{0.8} \quad \text{Ec.68} \quad \begin{matrix} \mathbf{12.8-8} \\ \mathbf{ASCE 7-16} \end{matrix}$$

Peso Sísmico.

Tabla 42 *Tabla de Periodos y Frecuencias*

Case	Mode	Period sec	UX tonf-m	UY tonf-m	UZ tonf-m	RX tonf-m	RY tonf-m	RZ tonf-m
Modal	1	0,922	13,96428	0	0	0	36,867829	-1,00E-06
Modal	2	0,845	0	14,04318	0	-36,14287	0	0
Modal	3	0,74	1,09E-07	0	0	0	2,60E-07	177,36446
Modal	4	0,278	-5,562964	0	0	0	51,642734	1,00E-06
Modal	5	0,261	0	-5,463447	0	-52,62109	0	0
Modal	6	0,228	4,11E-08	0	0	0	-4,19E-07	69,460092
Modal	7	0,144	3,79665	0	0	0	-27,33088	-3,17E-07
Modal	8	0,139	0	3,705708	0	26,773457	0	0
Modal	9	0,121	1,98E-08	0	0	0	-1,37E-07	47,228892
Modal	10	0,087	2,91387	0	0	0	-24,14181	-1,19E-07
Modal	11	0,086	0	-2,866467	0	-23,94287	0	0
Modal	12	0,074	6,13E-09	0	0	0	-5,72E-08	36,435562
Modal	13	0,059	-2,003272	0	0	0	16,691565	2,99E-08
Modal	14	0,059	0	-1,963906	0	-16,40901	0	0
Modal	15	0,051	0	0	0	0	0	-24,99801

Una vez obtenidos los periodos en dirección “x” e “y”, se obtiene el valor de la aceleración espectral y el coeficiente sísmico para calcular el cortante basal estático en ambas direcciones.

$$Ta = (0,0724) * (17,5)^{0.8}$$

$$Ta = 0,71$$

Para periodos $T > T_c$

$$Sa = \eta * Z * Fa \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

Donde:

$$T_c = 0,55Fs * \left(\frac{Fd}{Fa} \right)$$

Cuando $T_x = 0,92$

$$Sax = 1,8 * 0,5 * 1,18 \left(\frac{0,61}{0,92} \right)$$

$$Sax = 0,704$$

Para $T_y = 0,845$

$$Say = 1,8 * 0,5 * 1,18 \left(\frac{0,61}{0,845} \right)$$

$$S_a = 0,77$$

Luego, el coeficiente sísmico en ambas direcciones se calcula según la ecuación x

$$C_s = \frac{S_a}{R * \phi_p * \phi_e}$$

Donde:

ϕ_p	1
ϕ_e	1
R	8

Para la dirección x

$$C_x = \frac{0,704}{8 * 1 * 1}$$

$$C_x = 0,088$$

Para la dirección y

$$C_y = \frac{0,77}{8 * 1 * 1}$$

$$C_y = 0,09625$$

Consecuentemente se obtiene el valor del cortante basal estático con la siguiente ecuación

$$V_{estático} = C_s * \text{Peso sísmico}$$

En dirección x

$$V_x = C_s * \text{Peso sísmico}$$

$$V_x = 0,088 * 2499,68$$

$$V_x = 219,97$$

En dirección y

$$V_y = C_s * \text{Peso sísmico}$$

$$V_y = 0,09625 * 2499,68$$

$$V_y = 240,59$$

Cálculo del Cortante Basal (Segundo Modelo Estructural)

Tabla 43 *Periodos de Vibración*

Case	Mode	Period sec	UX tonf-m	UY tonf-m	UZ tonf-m	RX tonf-m	RY tonf-m	RZ tonf-m	ModalMass tonf-m-s ²	ModalStiff tonf-m
Modal	1	0,968	14,93882	0	0	0	39,338849	0	1	42,12781
Modal	2	0,865	0	15,04488	0	-38,34976	0	0	1	52,77932
Modal	3	0,764	0	0	0	0	0	-190,5393	1	67,62147
Modal	4	0,294	5,91182	0	0	0	-55,70987	0	1	456,09777
Modal	5	0,271	0	5,780595	0	57,025955	0	0	1	536,64441
Modal	6	0,239	0	0	0	0	0	73,758714	1	692,03949
Modal	7	0,153	4,04713	0	0	0	-29,627	0	1	1686,12636
Modal	8	0,146	0	3,922174	0	28,908187	0	0	1	1855,9478
Modal	9	0,127	0	0	0	0	0	50,215362	1	2431,65991
Modal	10	0,093	-3,09862	0	0	0	25,939009	0	1	4600,18728
Modal	11	0,091	0	3,031677	0	25,65141	0	0	1	4794,26536
Modal	12	0,079	0	0	0	0	0	38,698719	1	6368,75684
Modal	13	0,063	-2,121019	0	0	0	17,86316	0	1	10077,2411
Modal	14	0,062	0	-2,063814	0	-17,44927	0	0	1	10187,4428
Modal	15	0,054	0	0	0	0	0	-26,394757	1	13628,8922

Conociendo que el valor de $T_a = 0,71$, se calculan las aceleraciones máximas espectrales con los periodos detallados en la tabla 15 para el primer y segundo modo de vibración. Entonces, se obtiene lo siguiente:

Para periodos $T > T_c$

$$S_a = \eta * Z * F_a * \left(\frac{T_c}{T}\right)$$

Donde:

$$T_c = 0,55 F_s * \left(\frac{F_d}{F_a}\right)$$

$$T_c = 0,55 * 1,23 * \left(\frac{1,06}{1,18}\right)$$

$$T_c = 0,61$$

Cuando $T_x = 0,968$

$$S_{ax} = 1,8 * 0,5 * 1,18 \left(\frac{0,61}{0,968}\right)$$

$$S_{ax} = 0,67$$

Para $T_y = 0,865$

$$S_{ay} = 1,8 * 0,5 * 1,18 \left(\frac{0,61}{0,865}\right)$$

$$S_a = 0,749$$

Luego, el coeficiente sísmico en ambas direcciones se calcula según la ecuación x

$$C_s = \frac{S_a}{R * \phi_p * \phi_e}$$

Donde:

ϕ_p	1
ϕ_e	1
R	8

Para la dirección x

$$C_x = \frac{0,67}{8 * 1 * 1}$$

$$C_x = 0,084$$

Para la dirección y

$$C_y = \frac{0,749}{8 * 1 * 1}$$

$$C_y = 0,094$$

Consecuentemente se obtiene el valor del cortante basal estático con la siguiente ecuación

$$V_{estático} = C_s * \text{Peso sísmico}$$

En dirección x

$$V_x = C_s * \text{Peso sísmico}$$

$$V_x = 0,084 * 2850,093$$

$$V_x = 239,41$$

En dirección y

$$V_y = C_s * \text{Peso sísmico}$$

$$V_y = 0,094 * 2850,093$$

$$V_y = 267,91$$

ANEXO 2. ANÁLISIS PRESUPUESTARIO

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:	1	UNIDAD:	Kg
DETALLE:	ACERO ESTRUCTURAL A992 EN PERFILES		

EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	OSTO HOR C = A * B	HORENDIMIEN R	COSTO D=C*R
AMOLADORA	1,00	\$ 4,30	\$ 4,30	0,11	\$ 0,49
SOLDADORA	1,00	\$ 2,85	\$ 2,85	0,11	\$ 0,33
GRUA MOVIL	1,00	\$ 40,00	\$ 40,00	0,01	\$ 0,46
EQUIPO DE OXICORTI	1,00	\$ 1,54	\$ 1,54	0,01	\$ 0,02
H MENOR		\$ 0,01	\$ -	1,00	\$ -
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 1,29

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD ORNAL/HO A	OSTO HOR B	HORENDIMIEN C = A * B	R	COSTO D=C*R
AYUDANTE - (EO E2)	2,00	\$ 4,05	\$ 8,10	0,01143	\$ 0,09
PERFILERO - (EO C2)	1,00	\$ 4,33	\$ 4,33	0,01143	\$ 0,05
MAESTRO MAYOR EN	0,40	\$ 4,55	\$ 1,82	0,01143	\$ 0,02
OPERADOR- GRUA ES	0,10	\$ 4,55	\$ 0,46	0,11429	\$ 0,05
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 0,21

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	PRECIO UNI B	COSTO C=A*B
Anticorrosivo	Kg	0,10	\$ 3,89	\$ 0,39
Thiner comercial	Kg	0,10	\$ 6,27	\$ 0,63
Disco de corte	u	0,25	\$ 0,80	\$ 0,20
Acero A992 en perfil	Kg	1,05	\$ 1,05	\$ 1,10
Electrodo #7010 3/16	Kg	0,05	\$ 2,34	\$ 0,12
<i>SUBTOTAL O</i>				\$ 2,44

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
				\$ -
<i>SUBTOTAL P</i>				\$ -

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) \$ 3,94

INDIRECTOS Y UTILIDADES 15,00 % \$ 0,59

COSTO TOTAL DE RUBRO \$ 4,53

VALOR OFERTADO \$ 4,53

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

Santa Elena, 25 de noviembre, 2022
LUGAR Y FECHA

TESISTAS
OFERENTE

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 2 **UNIDAD:** u
DETALLE: PERNOS CONECTORES DE CORTE

EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	TARIFA B	OSTO HOR C = A * B	ENDIMIEN R	COSTO D=C*R
SOLDADORA	1,00	\$ 20,00	\$ 20,00	0,05	\$ 1,00
H MENOR	1,00	\$ 0,04	\$ 0,04	0,02	\$ 0,00
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 1,00

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD A	ORNAL/HI B	OSTO HOR C = A * B	ENDIMIEN R	COSTO D=C*R
SOLDADOR EN CONS	3,00	\$ 4,55	\$ 13,65	0,05	\$ 0,68
AYUDANTE - (EO E2)	1,00	\$ 4,05	\$ 4,05	0,02	\$ 0,08
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 0,76

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	RECIO UNI B	COSTO C=A*B
Conector Nelson Stud	u	1,00	\$ 0,20	\$ 0,20
<i>SUBTOTAL O</i>				\$ 0,20

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD A	TARIFA B	COSTO C=A*B
				\$ -
<i>SUBTOTAL P</i>				\$ -

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) \$ 1,96
INDIRECTOS Y UTILIDADES 15,00 % \$ 0,29
COSTO TOTAL DE RUBRO \$ 2,26
VALOR OFERTADO \$ 2,26

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

Santa Elena, 25 de noviembre, 2022
LUGAR Y FECHA

TESISTAS
OFERENTE

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 3 **UNIDAD:** m2
DETALLE: STEEL DECK

EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	OSTO	HORE	NDIMIEN	COSTO
	A	B	C = A * B	R	D=C*R	
ANDAMIOS	0,25	\$ 0,60	\$ 0,15	0,00	\$ -	
H MENOR	1,00	\$ 0,22	\$ 0,22	0,00	\$ -	
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ -	

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	ORNAL/HOSTO	HORE	NDIMIEN	COSTO
	A	B	C = A * B	R	
MAESTRO MAYOR EN	0,20	\$ 4,55	\$ 0,91	0,33	\$ 0,30
FIERRRERO - (EO D2)	1,00	\$ 4,10	\$ 4,10	0,33	\$ 1,35
AYUDANTE DE FIERRI	2,00	\$ 4,05	\$ 8,10	0,33	\$ 2,67
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 4,33

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO UNI	COSTO
		A	B	
Novalosa (e=0,65Mm) (6m longitud)	m2	1,05	\$ 10,46	\$ 10,98
<i>SUBTOTAL O</i>				\$ 10,98

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	
				\$ -
<i>SUBTOTAL P</i>				\$ -

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) \$ 15,30
INDIRECTOS Y UTILIDADES 15,00 % \$ 2,30
COSTO TOTAL DE RUBRO \$ 17,60
VALOR OFERTADO \$ 17,60

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

Santa Elena, 25 de noviembre, 2022
LUGAR Y FECHA

TESISTAS
OFERENTE

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 4 **UNIDAD:** m3
DETALLE: HORMIGÓN ARMADO F'C 240 KG/CM2

EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	OSTO HOR	NDIMIEN	COSTO
	A	B	C = A * B	R	
VIBRADOR	0,25	\$ 4,48	\$ 1,12	1	\$ 1,12
CONCRETERA	0,25	\$ 4,06	\$ 1,02	1	\$ 1,02
H MENOR	1,00	\$ 2,55	\$ 2,55	1,00	\$ 2,55
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 4,68

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	ORNAL/HI	OSTO HOR	NDIMIEN	COSTO
	A	B	C = A * B	R	
AYUDANTE - (EO E2)	10,00	\$ 4,05	\$ 40,50	1,00000	\$ 40,50
ALBAÑIL - (EO D2)	2,00	\$ 4,10	\$ 8,20	1,00000	\$ 8,20
MAESTRO MAYOR EN	0,50	\$ 4,55	\$ 2,28	1,00000	\$ 2,28
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 50,98

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD		PRECIO UNI	COSTO
		A	B		
CEMENTO TIPO GU	Kg	7,80	\$ 7,68	\$ 59,90	
ARENA CORRIENTE FINA	m3	0,65	\$ 13,60	\$ 8,84	
AGREGADO - PIEDRA 3/4"	m3	0,95	\$ 18,00	\$ 17,10	
AGUA	m3	0,19	\$ 0,85	\$ 0,16	
Plastiment BV-40 10kg- Silka DISENS	kg	0,08	\$ 22,60	\$ 1,81	
<i>SUBTOTAL O</i>					\$ 87,81

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	
				\$ -
<i>SUBTOTAL P</i>				\$ -

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)	\$ 143,47
INDIRECTOS Y UTILIDADES 15,00 %	\$ 21,52
COSTO TOTAL DE RUBRO	\$ 164,99
VALOR OFERTADO	\$ 164,99

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA

Santa Elena, 25 de noviembre, 2022
LUGAR Y FECHA

TESISTAS
OFERENTE

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: 5 **UNIDAD:** m2
DETALLE: MALLA ELECTROSOLDADA

EQUIPO

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	OSTO	HORE	NDIMIEN	COSTO
	A	B	C = A * B	R	D=C*R	
H MENOR	1,00	\$ 0,08	\$ 0,08	1,00	\$ 0,08	
<i>SUBTOTAL M</i>					\$ 0,08	

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	ORNAL/HI	OSTO	HORE	NDIMIEN	COSTO
	A	B	C = A * B	R	D=C*R	
AYUDANTE - (EO E2)	0,20	\$ 4,05	\$ 0,81	0,33	\$ 0,27	
ALBAÑIL - (EO D2)	1,00	\$ 4,10	\$ 4,10	0,33	\$ 1,35	
<i>SUBTOTAL N</i>					\$ 1,62	

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	RECIO	UNI	COSTO
		A	B	C=A*B	
Electromalla 5.5 mm armex 15x15 cmr	m2	1,05	\$ 3,77	\$ 3,96	
<i>SUBTOTAL O</i>					\$ 3,96

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
		A	B		C=A*B
<i>SUBTOTAL P</i>					\$ -

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P) \$ 5,66
INDIRECTOS Y UTILIDADES 15,00 % \$ 0,85
COSTO TOTAL DE RUBRO \$ 6,51
VALOR OFERTADO \$ 6,51

ESTOS PRECIOS NO INCLUYEN IVA
Santa Elena, 25 de noviembre, 2022
LUGAR Y FECHA

TESISTAS
OFERENTE