



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Estudios de Postgrado
Maestría en Estructuras

**ESTUDIO COMPARATIVO DE PASADORES DE CORTE FABRICADOS CON VARILLA LISA
DE ACERO TIPO A-36 Y PERNOS DE ANCLAJE PRODUCIDOS POR MARCAS
ESTABLECIDAS**

Ing. Mario David Cuté Balcárcel

Asesorado por el Msc. Ingeniero Humberto Rosal Paz

Guatemala, julio de 2022

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO COMPARATIVO DE PASADORES DE CORTE FABRICADOS CON VARILLA LISA
DE ACERO TIPO A-36 Y PERNOS DE ANCLAJE PRODUCIDOS POR MARCAS
ESTABLECIDAS**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ING. MARIO DAVID CUTÉ BALCÁRCEL
ASESORADO POR EL MSC. ING. HUMBERTO ROSAL PAZ

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

MAESTRO EN CIENCIAS DE ESTRUCTURAS

GUATEMALA, JULIO DE 2022

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANA	Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
VOCAL I	Ing. José Francisco Gómez Rivera
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Br. Kevin Vladimir Cruz Lorente
VOCAL V	Br. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANA	Mtra. Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Edgar Darío Álvarez Cotí
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Humberto Rosal Paz
SECRETARIO	Mtro. Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

**ESTUDIO COMPARATIVO DE PASADORES DE CORTE FABRICADOS CON VARILLA LISA
DE ACERO TIPO A-36 Y PERNOS DE ANCLAJE PRODUCIDOS POR MARCAS
ESTABLECIDAS**

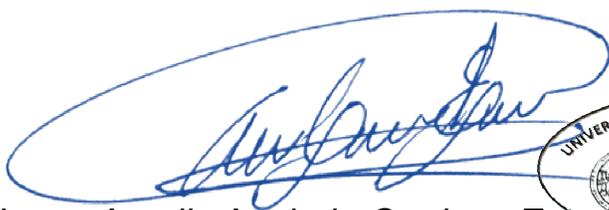
Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Estudios de Posgrado, con fecha 04 de mayo de 2020.

Ing. Mario David Cuté Balcárcel

LNG.DECANATO.OI.517.2022

La Decana de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Estudios de Posgrado, al Trabajo de Graduación titulado: **ESTUDIO COMPARATIVO DE PASADORES DE CORTE FABRICADOS CON VARILLA LISA DE ACERO TIPO A-36 Y PERNOS DE ANCLAJE PRODUCIDOS POR MARCAS ESTABLECIDAS**, presentado por: **Mario David Cuté Balcárcel**, que pertenece al programa de Maestría en ciencias en Estructuras después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada

Decana

Guatemala, julio de 2022

AACE/gaoc



Guatemala, julio de 2022

LNG.EEP.OI.517.2022

En mi calidad de Director de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del asesor, verificar la aprobación del Coordinador de Maestría y la aprobación del Área de Lingüística al trabajo de graduación titulado:

“ESTUDIO COMPARATIVO DE PASADORES DE CORTE FABRICADOS CON VARILLA LISA DE ACERO TIPO A-36 Y PERNOS DE ANCLAJE PRODUCIDOS POR MARCAS ESTABLECIDAS”

presentado por **Mario David Cuté Balcárcel** correspondiente al programa de **Maestría en ciencias en Estructuras**; apruebo y autorizo el mismo.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”

Mtro. Ing. Edgar Darío Álvarez Colí

Director

Escuela de Estudios de Postgrado

Facultad de Ingeniería





Guatemala, 25 de octubre de 2021

MSc. Ing Edgar Álvarez Cotí
Director, Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
Presente

Por este medio informo a usted, que se ha revisado y APROBADO la siguiente TESIS DE GRADUACIÓN titulada: "ESTUDIO COMPARATIVO DE PASADORES DE CORTE FABRICADOS CON VARILLA LISA DE ACERO TIPO A-36 Y PERNOS DE ANCLAJE PRODUCIDOS POR MARCAS ESTABLECIDAS" del estudiante Mario David Cuté Balcárcel, quien se identifica con numero de carné 201020479, del programa de Maestría en Estructuras.

Con base en la evaluación realizada, se hace constar que se ha evaluado la calidad, validez, pertinencia y coherencia de los resultados obtenidos en el trabajo presentado y según lo establecido en el Normativo de Tesis y Trabajos de Graduación aprobado por Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería Punto Sexto inciso 6.10 del Acta 04-2014 de sesión celebrada el 04 de febrero de 2014.

Por lo anterior, se entrega con la presente, la hoja de evaluación aprobada por el docente del curso y toda la documentación administrativa de respaldo, para su aprobación correspondiente por parte de la Escuela de Estudios de Postgrado.

Sin otro particular

Vo.Bo. Msc. Ing. Armando Fuentes Roca
Coordinador Área Estructuras
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería

Guatemala, 25 de octubre de 2021

MSc. Ing Edgar Álvarez Cotí
Director, Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
Presente

Por este medio informo a usted, que, como ASESOR, he revisado y aprobado la siguiente **TÉSIS DE GRADUACIÓN** del (la) alumno (a):

Carné: 201020479
Alumno: Mario David Cuté Balcárcel
Maestría: Ingeniería Estructural
Título de la Investigación: Estudio comparativo de pasadores de corte fabricados con varilla lisa de acero tipo A-36 y pernos de anclaje producidos por marcas establecidas

En este sentido, extendiendo el Visto Bueno correspondiente, para el cumplimiento de requisitos de la Escuela de Estudios de Postgrado, de la Facultad de Ingeniería, de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Sin otro particular


Msc. Ing. Humberto Rosal Paz
Asesor

(sello)

ACTO QUE DEDICO A:

- | | |
|--------------------------------|--|
| Dios | Por darme el regalo de la vida, brindarme talentos y oportunidades. |
| Guatemala | Espero verte un día con mejores condiciones para todos los guatemaltecos, especialmente con los más desfavorecidos, con los niños y la naturaleza. |
| Mi familia | Por su amor y apoyo incondicional. |
| Amigos y seres queridos | Por su compañía y apoyo, sin ustedes el camino sería más difícil, aburrido y sin sentido. |

AGRADECIMIENTOS A:

Dios	Por guiarme y ayudarme a ser una mejor persona.
Universidad San Carlos de Guatemala	Por ser una segunda casa para mí, de la cual me siento identificado.
Mi familia	Por brindarme todo lo necesario, y poder contar siempre con ustedes.
Amigos y seres queridos	Por poder contar con ustedes en las buenas y en las malas.
Ingeniero	Humberto Rosal por apoyarme con la elaboración de la tesis.
Ingeniero	Mario Corzo por brindarme su apoyo con la ejecución de los ensayos y acompañamiento de la investigación, y por ser un buen amigo.
Área de Prefabricados USAC	Por apoyarme con la ejecución de los ensayos, sin ustedes esta investigación no hubiera sido posible.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	VII
LISTA DE SÍMBOLOS.....	XV
GLOSARIO.....	XVII
RESUMEN.....	XXIII
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	XXV
OBJETIVOS	XXVII
Hipótesis	XXIX
INTRODUCCIÓN.....	XXXI
1. GENERALIDADES DEL ACERO ESTRUCTURAL	1
1.1. Clasificación de los aceros estructurales	1
1.1.1. Aceros con carbono	1
1.1.1.1. ASTM A36 o acero estructural con carbono.....	2
1.1.2. Aceros de alta resistencia y baja aleación (HSLA).....	3
1.1.2.1. Aceros ASTM A572.....	3
1.1.2.2. Aceros ASTM A992.....	4
1.1.3. Aceros HSLA resistentes a la corrosión	4
1.1.3.1. Aceros ASTM A588.....	5
1.1.4. Aceros aleados y de baja aleación enfriados y templados	6
1.1.4.1. Aceros ASTM A514.....	7
1.2. Secciones de acero laminado	7
1.3. Cubiertas metálicas tipo losacero (<i>metaldeck</i>).....	12

1.3.1.	Perfiles de lámina losacero.....	12
2.	CARGAS EN ESTRUCTURAS METÁLICAS	19
2.1.	Disposiciones generales	19
2.2.	Carga muerta	19
2.3.	Carga viva.....	22
2.4.	Carga sísmica	26
2.4.1.	Clasificación de obra	27
2.4.2.	Definición de sismicidad y nivel de protección sísmica	28
2.4.2.1.	Índice de sismicidad	28
2.4.2.2.	Nivel de protección sísmica (NPS).....	29
2.4.2.3.	Clasificación de sitio	30
2.4.3.	Parámetros para la construcción de los espectros de diseño Parámetros básicos.....	32
2.4.3.1.	Ajuste por clase de sitio	33
2.4.3.2.	Ajuste por intensidades sísmicas especiales.....	34
2.4.3.3.	Periodos de vibración de transición	34
2.4.3.4.	Factores de escala Kd de acuerdo con el nivel de sismo de diseño	35
2.4.3.5.	Espectros genéricos probables.....	36
2.4.3.6.	Componente vertical del sismo de diseño.....	36
2.4.4.	Intensidades sísmicas especiales.....	37
2.4.4.1.	Proximidad de fallas activas	37
2.4.5.	Carga sísmica estática equivalente	39
2.4.5.1.	Peso sísmico efectivo	40
2.4.5.2.	Cortante basal al límite de cedencia	40

	2.4.5.3.	Coeficiente sísmico al límite de cedencia, C_s	41
	2.4.5.4.	Valores mínimos de C_s	42
2.5.		Carga de viento	42
	2.5.1.	Alcance	42
	2.5.2.	Direcciones de análisis	43
	2.5.3.	Exposición al viento	43
	2.5.4.	Velocidad básica del viento	44
	2.5.5.	Cálculo de la presión del viento	46
	2.5.6.	Presión básica del viento q_s	46
	2.5.7.	Intensidad y distribución de presiones	47
	2.5.8.	Succión vertical.....	48
	2.5.9.	Presiones interiores adicionales.....	49
3.		DISEÑO DE VIGAS METÁLICAS COMPUESTAS.....	51
	3.1.	Disposiciones generales	51
	3.1.1.	¿Qué es una viga compuesta?	51
	3.1.2.	Características y clasificación de las vigas compuestas	52
	3.1.3.	Ventajas de la construcción compuesta	55
	3.2.	Diseño de elementos compuestos según capítulo I del Código AISC 360-10.....	56
	3.2.1.	Ancho efectivo	56
	3.2.2.	Transmisión de la fuerza cortante	57
	3.2.3.	Resistencia de los conectores de cortante	60
	3.2.3.1.	Pernos de acero de conexión por cortante.....	60
	3.2.3.2.	Perfiles channel como conectores de cortante	62

3.2.4.	Cantidad, espaciamiento y recubrimiento de los conectores de corte	64
3.2.4.1.	Espaciamiento de los conectores	64
3.2.4.2.	Requisitos de secciones mixtas para la cubierta metálica y colocación de los conectores de corte.....	65
3.2.4.3.	Posición fuerte o débil para los conectores de corte tipo perno.....	69
3.2.5.	Capacidad de momento de las secciones compuestas	69
3.2.5.1.	Cálculo de la resistencia a flexión positiva	70
3.2.5.2.	Cálculo de la resistencia a flexión negativa	71
3.2.5.3.	Eje neutro en la losa de concreto.....	72
3.2.5.4.	Eje neutro en el patín superior de la viga de acero	73
3.2.5.5.	Eje neutro en el alma de la sección de acero	75
3.3.	Bases para el diseño de pasadores de corte de acuerdo con el Eurocódigo 4	75
3.4.	Estructuras compuestas de acero y concreto en la norma AGIES.....	77
4.	METODOLOGÍA PARA EL ENSAYO DE CONECTORES DE CORTE.....	79
4.1.	Ensayos estándar para conectores de corte de acuerdo al Eurocódigo 4-1994.....	79
4.1.1.	Preparación de los especímenes.....	79

4.1.2.	Procedimiento de ensayo.....	81
4.1.3.	Evaluación del ensayo	81
4.2.	Procedimiento de ensayo <i>push out</i> para estudio comparativo de esta investigación	83
4.2.1.	Detalles de los especímenes	83
4.2.2.	Detalles de los especímenes	85
4.2.2.1.	Cubierta metálica (lámina losacero)	86
4.2.2.2.	Perfil metálico.....	86
4.2.2.3.	Conectores de corte	87
4.2.2.4.	Concreto	90
4.2.2.5.	Acero de refuerzo.....	90
4.2.3.	Procedimiento de ensayo.....	90
4.2.4.	Evaluación del ensayo	91
5.	ANÁLISIS DE RESULTADOS	95
5.1.	Prueba beta	95
5.1.1.	Datos del ensayo	95
5.1.2.	Descripción del ensayo	95
5.1.3.	Análisis de resultados	98
5.2.	Probetas con pernos A36 $\phi = 5/8"$ ensayados a 7 días	104
5.2.1.	Datos del ensayo	104
5.2.2.	Descripción del ensayo	105
5.2.3.	Análisis de resultados	108
5.2.4.	Comparación de los ensayos realizados	112
5.2.5.	Datos del ensayo	116
5.2.6.	Descripción del ensayo	117
5.2.7.	Análisis de resultados	119
5.2.8.	Comparación de los ensayos realizados	123
5.3.	Probetas con pernos Hilti X-HVB de 95 mm	129

5.3.1.	Información del ensayo.....	129
5.3.2.	Descripción del ensayo.....	129
5.3.3.	Análisis de resultados.....	131
5.3.4.	Comparación de los ensayos realizados	136
5.4.	Probetas con pernos A36 $\phi = 5/8$ " ensayados a 14 días, 21 días y 22 días.....	141
5.4.1.	Información del ensayo.....	141
5.4.2.	Descripción del ensayo.....	142
5.4.3.	Análisis de resultados.....	146
5.4.4.	Comparación de los ensayos realizados	152
5.5.	Cálculo de la resistencia esperada de las probetas.....	159
5.5.1.	Condición agrietamiento del concreto.....	159
5.5.2.	Condición resistencia del perno de anclaje.....	161
5.5.3.	Resistencia esperada de las probetas	162
5.6.	Comparación del comportamiento de las distintas probetas ensayadas.....	163
CONCLUSIONES		169
RECOMENDACIONES		171
REFERENCIAS.....		173

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Bodega fabricada con perfiles W.....	11
2.	Perfiles metálicos Pipe, HSS, W, Channel y Angular	11
3.	Sección transversal de lámina losacero sección 4	14
4.	Tipos de láminas losacero con perfiles reentrantes	15
5.	Tipos de láminas losacero con perfiles trapezoidales con peralte de hasta 60 mm	16
6.	Tipos de láminas losacero con perfiles trapezoidales con peralte mayor a 60 mm	17
7.	Mapa de zonificación sísmica para la República de Guatemala	30
8.	Mapa de zonificación por viento para la República de Guatemala	45
9.	Viga sin acción compuesta. a) fuerza y deformación de la viga de metal y losa de concreto; b) distribución de esfuerzos en la sección....	53
10.	Viga con acción compuesta completa. a) fuerza y deformación de la viga de metal y losa de concreto; b) distribución de esfuerzos en la sección.....	54
11.	Viga con acción compuesta parcial. a) fuerza y deformación de la viga de metal y losa de concreto; b) distribución de esfuerzos en la sección.....	54
12.	Ubicación del eje neutro en una sección compuesta.....	58
13.	Disposición de los conectores de corte en el patín de una viga.....	65
14.	Pasador fabricado con varilla lisa A36 Ø 5/8"	67
15.	Instalación de pasadores de corte tipo Nelson Stud.....	68
16.	Instalación de pasadores de corte tipo Hilti	68

17.	Posición fuerte y débil de un conector de corte tipo perno en una losa con cubierta metálica (lámina losacero).....	69
18.	Sección compuesta con eje plástico neutro ubicado en la sección de losa de concreto	73
19.	Sección compuesta con eje plástico neutro ubicado en el patín superior de la viga de acero.....	74
20.	Espécimen para ensayo por empuje.....	80
21.	Determinación de la capacidad de desplazamiento δ_u	83
22.	Dimensiones de los especímenes para el ensayo de conectores de corte	85
23.	Dimensiones de lámina losacero calibre 20	86
24.	Dimensiones del perfil W 10" x 30 lb/pie (dimensiones en centímetros).....	87
25.	Dimensiones del perno X-HBV95 marca Hilti.....	88
26.	Dimensiones del perno Nelson Stud de $\phi=3/4" \times 4"$	89
27.	Dimensiones del perno fabricado manualmente de $\phi=5/8" \times 4"$ fabricado con varilla lisa A36	89
28.	Modelo 3D de espécimen de ensayo con elementos secundarios de sujeción para evitar efectos por deflexión de la losa	91
29.	Probeta de ensayo colocada en marco para aplicación de carga	97
30.	Probeta de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de la carga.....	98
31.	Gráfica carga (kg) - deformación (mm) de la probeta ensayada	99
32.	Falla de la probeta de ensayo.....	100
33.	Pernos que fallaron durante la realización del ensayo	101
34.	Superficie de falla donde los pernos se desprendieron del patín de la viga.....	101
35.	Falla de pernos de anclaje en probeta ensayada.....	102
36.	Perno deformado en probeta ensayada.....	102

37.	a) vista de perfil de perno elongado, b) medición de la elongación del perno deformado, c) falla en la soldadura del perno.....	103
38.	a) pernos de anclaje luego de haberse deformado y fallado, b) silueta presentada de los pernos fallados	103
39.	Probetas después de quitar la formaleta para la fundición	106
40.	Probeta A de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de carga	107
41.	Probeta B de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de carga	107
42.	Probeta C de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de carga	108
43.	Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta A ensayada.....	109
44.	Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta B ensayada.....	110
45.	Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta C ensayada	111
46.	Gráfica carga (kg) – deformación (mm) comparación de las 3 probetas con pernos de 5/8” y promedio de los 3 ensayos realizados.....	113
47.	Cilindros de concreto luego de haber sido ensayados	114
48.	Fallo en losa de concreto de probeta A	115
49.	Fallo en losa de concreto de probeta B	115
50.	Fallo en losa de concreto de probeta C	116
51.	Cilindros de concreto luego de ser ensayados	118
52.	Probeta A de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de carga	118
53.	Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta A ensayada.....	119
54.	Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta B ensayada.....	120
55.	Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta C ensayada	122

56.	Gráfica carga (kg) – deformación (mm) comparación de las 3 probetas con pernos Nelson Stud 3/4” y promedio de los 3 ensayos realizados	124
57.	Falla de la Probeta A al alcanzar la carga última	126
58.	Falla de la Probeta B al alcanzar la carga última	127
59.	Falla de la Probeta C al alcanzar la carga última	128
60.	Cilindros de concreto luego de ser ensayados.....	130
61.	Probeta A de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de carga.....	131
62.	Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta A ensayada	132
63.	Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta B ensayada	133
64.	Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta C ensayada....	134
65.	Gráfica carga (kg) – deformación (mm) comparación de las 3 probetas con pernos Nelson Stud 3/4” y promedio de los 3 ensayos realizados	136
66.	Falla de la Probeta A al alcanzar la carga última	138
67.	Falla de la Probeta B al alcanzar la carga última	139
68.	Falla de la Probeta C al alcanzar la carga última	140
69.	Probetas con anclajes Hilti luego de haber sido ensayadas.....	141
70.	Fundición de probetas	144
71.	Probeta B de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de carga.....	145
72.	Probeta C de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de carga.....	145
73.	Probeta A de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de carga.....	146
74.	Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta B ensayada	147
75.	Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta C ensayada....	149
76.	Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta C ensayada....	151

77.	Gráfica carga (kg) – deformación (mm) comparación de las 3 probetas con pernos Nelson Stud 3/4” y promedio de los 3 ensayos realizados.....	153
78.	Falla de la probeta B. a y b) fisuración en la cresta de la losa donde se une con el perno de anclaje. c) separación entre la losa de concreto y la formaleta metálica. d) fisuración a lo ancho de la losa de concreto	155
79.	Falla de la probeta C. a) fisuración en la cresta de la losa donde se une con el perno de anclaje. b) falla en la cresta de la losa y fisura a lo ancho de la losa c) separación entre losa de concreto y formaleta metálica d) fisuración a lo ancho de la losa de concreto.....	156
80.	Falla de la probeta A. a y b) fisuración en la cresta de la losa donde se une con el perno de anclaje. c) fisuración a lo ancho de la losa de concreto. d) en una de las losas del ensayo no se presentó fisuración del concreto a lo ancho de la misma	157
81.	a y b) desprendimiento de pernos en la probeta B. c y d) desprendimiento de pernos en la probeta C. e y f) desprendimiento de pernos en la probeta A	158
82.	Gráfico comparativo entre carga última del ensayo y carga esperada para cada probeta	167
83.	Carga última del ensayo.....	167
84.	Relación de la carga última del ensayo contra carga esperada para las probetas	168
85.	Máxima deformación registrada en los ensayos.....	168

TABLAS

I.	Propiedades de lámina losacero sección 4 (sin concreto)	14
II.	Peso específico de distintos materiales.....	21

III.	Valores de carga viva según norma NSE 2-2018	24
IV.	Nivel de protección sísmica y probabilidad de sismo de diseño	29
V.	Parámetros para clasificación de sitio.....	31
VI.	Coeficiente de sitio Fa	32
VII.	Coeficiente de sitio Fv	32
VIII.	Factor de escala Kd de acuerdo con el nivel de sismo	35
IX.	Tipo de fuente sísmica.....	37
X.	Factor Na para periodos cortos de vibración.....	38
XI.	Factor Nv para períodos largos de vibración.....	39
XII.	Coeficientes Cez	48
XIII.	Resistencia de corte horizontal con un perno, Qn, según tabla 3-21 del Manual de acero AISC	63
XIV.	Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes	78
XV.	Resistencia de los cilindros de concreto a los 7 días (psi)	106
XVI.	Resistencia de los cilindros de concreto a los 14 días (psi)	117
XVII.	Resistencia de los cilindros de concreto a los 14 días (psi)	130
XVIII.	Resistencia de probetas de concreto	144
XIX.	Resistencia del concreto correspondiente a cada tipo de perno y edad del concreto	160
XX.	Resistencia de la probeta de acuerdo con la edad y resistencia del concreto.....	160
XXI.	Resistencia del conector de acuerdo con el tipo de acero y al fabricante.....	161
XXII.	Resistencia de los pernos de anclaje de acuerdo con el tipo de perno	162
XXIII.	Resistencia esperada de las probetas	162
XXIV.	Cuadro comparativo de la resistencia del concreto de cada probeta ensayada	163

XXV.	Cuadro comparativo de la resistencia de las probetas ensayadas y la resistencia esperada de las mismas	164
XXVI.	Relación entre la carga última de las probetas ensayadas contra la carga última esperada (calculada)	165
XXVII.	Código asignado para cada ensayo	166

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
bf	Ancho del patín de una viga W
Kg/m²	Carga especificada en kilogramos por metro cuadrado
cm²	Centímetro cuadrado
Ø	Diámetro de una pieza o elemento
tw	Espesor del alma de una viga W
tf	Espesor del patín de una viga W
ksi	Kilo libra por pulgada cuadrada
kg	Kilogramo
kg/cm²	Kilogramo por centímetro cuadrado
Km	Kilómetro
psi	Libras por pulgada cuadrada
m	Metro
m²	Metros cuadrados
mm²	Milímetro cuadrado
mm	Milímetro
nm	Nanómetro
d	Peralte de una viga metálica, de concreto o losa
Kg/m³	Peso específico indicado en kilogramos por metro cúbico
plg	Pulgada
W	Viga perfil W, de patín ancho, especificada en el código AISC

GLOSARIO

Acero de alta resistencia y baja aleación	Los aceros de alta resistencia y baja aleación, incluyen cantidades moderadas de elementos de aleación diferentes del carbono.
Acero estructural con carbono	Los aceros con carbono tienen principales elementos de refuerzo al carbono y al manganeso, no se incluyen otros elementos para realizar una aleación. Estos aceros carbono contienen menos de 1.7 % Carbono, 1.65 % Manganeso, 0.60 % Silicio y 0.60 % Cobre.
Acero tipo A-36	Acero con carbono con una resistencia nominal a la fluencia de 36 ksi.
Acero tipo A-572	Es un tipo de acero de vanadio-columbio de baja aleación y alta resistencia estructural. La especificación A572 incluye cinco grados de aceros HSLA: 42, 50, 55, 60 y 65.
Acero tipo A-992	Cubre los perfiles W y WT para que puedan utilizarse en la construcción de edificios, porque tiene óptimas características de ductilidad y soldabilidad. Tiene una resistencia a la fluencia de 50 ksi y resistencia a la ruptura de 65 ksi.

Agrietamiento del concreto	Condición de falla de un elemento donde el concreto presenta fisuras por esfuerzos a tensión o compresión que superan su resistencia.
Ancho efectivo de una viga compuesta	Ancho de losa considerado a izquierda y derecha del eje longitudinal de una viga compuesta, que forma parte del ala superior del elemento compuesto.
Capacidad de desplazamiento	Capacidad de los conectores de corte a ser elongados al aplicarse esfuerzos de corte en el plano transversal al perno.
Carga de viento	Carga que afecta a las estructuras provocada por el viento y que depende de factores como la velocidad básica del viento, altura, topografía, dimensiones y forma de la estructura.
Carga muerta	Conjunto de cargas sobre una estructura compuestas por el peso propio, piezas fijas, acabados e instalaciones.
Carga sísmica	Conjunto de cargas laterales y verticales que afectan a las estructuras, que se componen de un coeficiente sísmico y la masa de la estructura. Existen distintos métodos para calcularlas y están ligadas al riesgo sísmico del área donde se construye.
Carga máxima	Fuerza o esfuerzo máximo alcanzado por una probeta durante un ensayo.

Carga última	Fuerza o esfuerzo alcanzado por una probeta antes de fallar durante un ensayo.
Carga viva	Carga gravitacional que afecta a una estructura y es provocada por los usuarios (humanos, animales o cosas) de la edificación.
Deformación máxima	Máxima deformación alcanzada durante un ensayo.
Desprendimiento del perno	Condición de falla de una probeta en un ensayo de empuje, donde el perno de anclaje se desprende de la viga metálica.
Ductilidad del perno	Capacidad de un perno de corte de deformarse al aplicarse esfuerzos de corte sobre el mismo.
Eje neutro	Línea imaginaria en un elemento que define el límite entre los esfuerzos de tensión y compresión que se provocan sobre el mismo.
Elongación del perno	Deformación que se presenta en un elemento durante un ensayo.
Espécimen	Miembro estructural que será ensayado durante un experimento para el desarrollo de una investigación.
Fisuración del concreto	Grietas pequeñas que se forman en la superficie del concreto, que al aumentar los esfuerzos crecen considerablemente y se convierten en grietas.

Formaleta metálica	Pieza metálica que se utiliza como formaleta para realizar una fundición de concreto. Esta formaleta puede ser removible o también puede quedarse permanentemente formando parte de la construcción.
Lámina losacero	Lámina metálica con un troquel y calibre específico, que se utiliza como formaleta metálica para losas, y normalmente forma parte de la losa.
Modo de falla	Formas en las que se presenta la falla de un elemento o estructura.
Módulo de elasticidad	Característica mecánica de un elemento que se define como el cociente de los esfuerzos y las deformaciones unitarias en el rango elástico (también se puede calcular para el rango inelástico) de un elemento.
Pasador de corte	Pieza metálica que se utiliza para anclar un elemento de acero a una fundición de concreto.
Perno con varilla lisa A-36	Pasador de corte fabricado a partir de varilla lisa con acero tipo A-36, estos normalmente tienen forma de letra L.
Perno tipo Hilti X HVB	Pasador de corte especial en forma de letra L, fabricado a partir de una lámina doblada en frío, se instala por medio de clavijas y fulminantes y son fabricados por la empresa Hilti.

Perno tipo Nelson Stud	Pasador de corte con forma de tornillo que se instala con una pistola especial, que genera una soldadura en la punta del perno y una pieza metálica.
Probeta	Miembro estructural que será ensayado durante un experimento para el desarrollo de una investigación.
<i>Push out test</i>	Ensayo que consiste en aplicar una fuerza axial sobre una probeta a modo de generar dos planos de corte, se utiliza para calcular la resistencia al corte de pernos de anclaje, piezas metálicas o pegamentos especiales.
Relación demanda capacidad	Cociente entre el esfuerzo provocado en un elemento y la resistencia de este.
Resistencia a corte	Capacidad de un elemento o estructura de resistir esfuerzos de corte.
Resistencia a flexión	Capacidad de un elemento o estructura de resistir esfuerzos de flexión.
Resistencia a la fluencia	Esfuerzo que alcanza un elemento justo antes de que se presente la fluencia en el mismo, y empiece a incursionar en el rango inelástico.
Resistencia esperada del perno	Se calcula de acuerdo con el capítulo I del AISC 360-10. Esta ecuación toma en consideración la

resistencia del concreto y la resistencia del conector de corte.

**Viga metálica
compuesta**

elemento combinado formado por un miembro de acero y fundición de concreto, el elemento metálico puede tener una losa fundida en su parte superior o también puede ser embebido en concreto.

RESUMEN

Actualmente en Guatemala, se construyen edificios de acero que utilizan cubierta metálica (losacero) y fundición de concreto para sus losas, las cuales se unen a vigas metálicas por medio de pasadores de corte. Como pasadores de corte se pueden utilizar anclajes producidos por marcas establecidas, aunque también se preparan e instalan pasadores de corte fabricados manualmente con varilla lisa A36.

Los pasadores de corte fabricados con varilla lisa A36 requieren de un procedimiento establecido para su fabricación e instalación, sin embargo, en Guatemala no se cuenta con ello porque no se han elaborado investigaciones al respecto. Por esta razón, los consultores estructurales no cuentan con una base teórica para diseñar los pasadores, ni para conocer sus características mecánicas.

Esta investigación se centra en evaluar el comportamiento estructural de conectores de corte fabricados con varilla lisa A36, a fin de compararlos con los conectores tipo Nelson Stud y anclajes tipo Hilti.

Para poder conocer mejor las características de los pasadores de corte, para este trabajo se realizaron ensayos *push out test*, y de esa forma determinar la resistencia de los pasadores con varilla A36 sometidos a esfuerzos de corte. Durante los ensayos se evaluó la carga máxima, carga última, deformación máxima y se generaron gráficas de esfuerzo deformación. Así mismo, se compararon los resultados obtenidos con probetas que utilizan pernos Nelson Stud y Hilti.

El ensayo que utilizamos para las probetas se llama *push out test* (ensayo de empuje), este ensayo consiste en aplicar una carga axial en el elemento metálico, esto genera dos planos de cortante (uno por cada patín), en donde están colocados los pasadores de corte, la carga aplicada se aumenta gradualmente hasta obtener la falla de la probeta.

Al finalizar los ensayos y realizar el análisis de resultados, se encontraron algunas características mecánicas de los pasadores de corte que se pueden utilizar para determinar su resistencia al utilizarlos en proyectos futuros, así mismo las distintas características observadas en las probetas durante los ensayos permiten una forma de comparar la resistencia y la ductilidad de los pernos fabricados con varilla lisa A-36, pernos Nelson Stud y Hilti, que son los que más se utilizan en el medio guatemalteco.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Actualmente en el país se fabrican e instalan pasadores de corte fabricados manualmente con varilla lisa A36, que unen las losas con cubierta metálica (losacero) y fundición de concreto a las vigas metálicas, sin conocer su resistencia y capacidad estructural.

En Guatemala, se construyen edificios de acero que utilizan cubierta metálica (losacero) y fundición de concreto para sus losas, las cuales se unen a vigas metálicas por medio de pasadores de corte. Estos pasadores de corte se obtienen de marcas establecidas que los producen (cuentan con patentes) y requieren de equipo especial para su instalación, por ejemplo, marcas como Nelson Stud o Hilti que utilizan pistolas especiales para instalar sus pasadores. Así mismo, es una práctica común en Guatemala, que los contratistas de estructuras metálicas fabriquen sus propios pasadores de corte, usando varilla lisa de grado A36 como materia prima.

Actualmente, los pasadores de corte fabricados con varilla lisa A36 no cuentan con un procedimiento establecido para su fabricación e instalación, porque no existe una investigación sobre este tipo específico de pasadores. Por esta razón, los consultores estructurales no cuentan con una base teórica para diseñar los pasadores, ni para conocer sus características mecánicas.

Derivado que los diseñadores de estructuras y contratistas que usan este tipo de anclajes desconocen el comportamiento de los pasadores de varilla lisa A-36, se formula la siguiente pregunta de investigación,

¿Cuál es el comportamiento estructural de los pasadores fabricados manualmente bajo cargas de trabajo?

Así mismo se vuelve necesario responder las siguientes preguntas secundarias para ampliar el conocimiento sobre los pasadores fabricados manualmente con varilla lisa A-36,

¿Los pasadores fabricados manualmente tendrán una resistencia inferior a la estipulada por las ecuaciones existentes?

Centrándose en el comportamiento estructural de los pasadores de varilla lisa A36 respecto a los pasadores producidos por marcas establecidas, se busca determinar.

¿Cuál es la resistencia al arrancamiento de una probeta de viga metálica y losa de concreto, unidas por medio de pasadores de corte A36 respecto a las vigas unidas por pasadores de marcas establecidas (que en este caso se utilizarán anclajes Nelson Stud y Hilti)?

OBJETIVOS

General

Evaluar el comportamiento estructural de conectores de corte fabricados con varilla lisa A36, a fin de compararlos con los conectores tipo Nelson Stud y anclajes tipo Hilti.

Específicos

1. Realizar ensayos de arrancamiento (*push out test*) con probetas que utilicen de pernos de anclaje de varilla lisa A36, pernos Nelson Stud y anclajes Hilti, para evaluar la resistencia al corte y modos de falla de las probetas.
2. Evaluar la ductilidad y la resistencia ofrecida por los distintos tipos anclajes, por medio de la realización de gráficas de carga-desplazamiento, a partir de los resultados de los ensayos de arrancamiento (*push out test*).
3. Determinar la resistencia a corte de los pernos de anclaje fabricados con varilla lisa A36 y evaluar su aporte para que el comportamiento combinado de viga metálica y losa sea efectivo, y compararlo con el comportamiento de pernos Nelson Stud y anclajes Hilti.

HIPÓTESIS

Los anclajes fabricados manualmente con varilla lisa A-36 alcanzarán al menos una resistencia del 80 % de lo ofrecido por los pernos Nelson Stud y un 85 % de los pernos Hilti.

- Variables
 - Tipo de anclaje: la principal variable que se va a evaluar mediante los experimentos será el tipo de perno que se utilice para anclar la losa de concreto y la viga metálica, para este caso específico serán pasadores de varilla lisa A36, pernos Nelson Stud y anclajes Hilti X-HVB.

- Indicadores
 - Resistencia a corte de los pernos de anclaje: se determinará la capacidad a corte de los anclajes, la cual tiene gran incidencia en la capacidad de estos elementos de mantener unida la losa a las vigas metálicas.

 - Carga última de la probeta: esta será un indicador de cual pasador permite una mayor resistencia global del sistema, mientras mejor sea el anclaje entre viga y losa, mayor será la carga última alcanzada, dado que el perfil metálico, las dimensiones de la probeta y la resistencia del concreto se mantendrán constantes.

- Modo de falla de la probeta: este depende en gran medida de la ductilidad y de la resistencia de los pasadores, si los pasadores tienen suficiente resistencia fallará el concreto por aplastamiento, y si los pasadores tienen una baja resistencia se producirá una falla puntual en la ubicación del pasador.
- Ductilidad de los pernos de anclaje: esta se evalúa por medio de la gráfica carga-desplazamiento de los anclajes, dado que, a mayor ductilidad, se alcanzará una mayor deformación antes de la falla de la probeta.

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo se enfoca en evaluar el comportamiento de los pasadores de corte fabricados con varilla lisa tipo A-36, que son utilizadas en entrepiso metálicos, para unir losas de concreto a vigas de acero. Estos anclajes se utilizan en entrepisos metálicos, tienen la función de evitar que la losa se desplace lateralmente de forma independiente al sistema de vigas y columnas, y cumplen con su función al resistir las fuerzas de corte que existen en la interfaz entre las vigas y losas.

Existen distintos tipos de pasadores de corte, estos pueden ser pernos con cabeza (un ejemplo son los anclajes fabricados por la marca Nelson Stud ver figura 5), anclajes tipo Channel, o anclajes tipo X-HVB patentados y fabricados por la marca Hilti (ver figura 6). En este trabajo se fabricaron probetas que utilizan anclajes con varilla lisa A-36, pernos Nelson Stud, y anclajes tipo Hilti, se realizaron ensayos a estas probetas, y se analizaron y compararon los resultados obtenidos.

En el primer capítulo de esta investigación, generalidades del acero estructural, se describen características de distintas aleaciones de acero utilizadas en perfiles metálicos, los tipos de perfiles laminados que se encuentran en el mercado, como pueden ser perfiles W, tubos, HSS, channel, entre otros, y también se da a conocer la lámina losacero o metaldeck y los distintos tipos de troqueles que se pueden encontrar en el mercado.

En el segundo capítulo, cargas en estructuras metálicas, se presentan los distintos tipos de cargas que actúan sobre las estructuras metálicas. Las

principales cargas que afectan a estas estructuras son carga muerta, viva, sísmicas y de viento. La carga muerta corresponde al peso propio de la estructura, y a sobrecargas generadas por acabados e instalaciones. La carga viva está ligada al uso que tendrá la edificación, porque esto nos dará un indicio de la cantidad de gente que ocupará un espacio. La carga sísmica depende de la cercanía a una fuente sísmica de alto riesgo, y al sistema estructural utilizado. La carga de viento depende de la ubicación, topografía, altura y forma de la estructura.

El tercer capítulo, diseño de vigas metálicas compuestas, se profundiza sobre el diseño de vigas metálicas que trabajan en conjunto con losas de concreto, las cuales son unidas por medio de pasadores de corte. Se evalúa la resistencia requerida de los pasadores de corte y el cálculo del momento nominal que resisten las secciones compuestas de acero y concreto.

En el cuarto capítulo, metodología para el ensayo de pasadores de corte, se describe el procedimiento de la fabricación de las probetas y el procedimiento de ensayo de dichos especímenes. En esta sección se definen las dimensiones y características de la probeta a ensayar, así mismo se define la forma en la que se debe realizar el ensayo y cuáles son las variables por tomar en cuenta.

En el quinto y último capítulo, análisis de resultados, se presentan y discuten los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio. Para facilitar el proceso de análisis, se procesaron los resultados obtenidos y se presentaron en tablas y gráficas, para que de esa forma las características y observaciones realizadas se puedan apreciar de forma más intuitiva.

Al finalizar el estudio, se contará con una base científica para conocer las características de los conectores de corte con varilla lisa A36, así como sus

beneficios y limitaciones respecto a los pernos patentados. Este trabajo podrá utilizarse como referencia, para ampliar el conocimiento que se tiene en Guatemala sobre los distintos sistemas de anclaje, que se utilizan en los proyectos de entresijos metálicos con losas de concreto.

1. GENERALIDADES DEL ACERO ESTRUCTURAL

1.1. Clasificación de los aceros estructurales

De acuerdo con el método de laminado de los perfiles estructurales como las placas, barras y perfiles de alma llena, se pueden clasificar como: aceros con carbono, aceros de alta resistencia y baja aleación (HSLA), aceros de alta resistencia y baja aleación resistentes a la corrosión (HSLA resistentes a la corrosión), aceros de baja aleación enfriados y templados, y aceros de aleación enfriados y templados. Los requisitos para asegurar que los distintos tipos de acero cumplan con sus características químicas y físicas están publicados por la institución estadounidense *American Society for Testing and Materials* (ASTM), y son publicados cada año e incluidos en el *Annual Book of ASTM Standards*. (Vinnakota, 2006)

1.1.1. Aceros con carbono

Los aceros con carbono tienen principales elementos de refuerzo al carbono y al manganeso, no se incluyen otros elementos para realizar una aleación. Estos aceros carbono contienen menos de 1.7 % Carbono, 1.65 % Manganeso, 0.60 % Silicio y 0.60 % Cobre. Al aumentarse la cantidad de carbono se eleva el esfuerzo de fluencia y la dureza de la aleación, sin embargo, se reduce la ductilidad y se afecta la propiedad de soldabilidad. El manganeso mejora la resistencia, pero disminuye la ductilidad. El silicio beneficia la resistencia, pero en una cantidad excesiva no permite una adecuada integración del carbono, por esta razón el silicio se solicita que no exceda un 0.6 %. Así mismo, el azufre y el

fósforo se solicita que no excedan un 0.06 % porque tienen efectos perjudiciales en la resistencia.

Los aceros con carbono tienen las siguientes deficiencias:

- Baja resistencia a la fluencia.
- Poca resistencia a la corrosión atmosférica.
- Poca ductilidad de muesca, ya que se vuelven quebradizos a temperaturas ligeramente por debajo de las del medio ambiente.

Los aceros con carbono pueden subdividirse en cuatro categorías basadas en el contenido de carbono:

- Aceros con bajo carbono (menos de 0.15 % C).
- Aceros dulces (0.15 % a 0.29 % C), los aceros estructurales con carbono quedan en la categoría de los aceros dulces. Estos aceros muestran un marcado punto de fluencia.
- Aceros al medio carbono (0.30 % a 0.59 % C).
- Aceros al alto carbono (0.60 % a 1.7 % C). (Vinnakota, 2006)

1.1.1.1. ASTM A36 o acero estructural con carbono

Hasta hace no muchos años, el tipo de acero estructural que más se utilizaba en la construcción de edificios de acero y puentes era el acero A36. El máximo contenido de carbono para su aleación está en el rango de 0.25 % a 0.29 %, y sigue siendo el tipo de material preferido para el laminado de perfiles M, S, HP, C, MC, MT, ST y L, así como planchas de acero. El esfuerzo de fluencia mínimo de este tipo de acero es 36 ksi, excepto para placas con espesor mayor a 8 plg, para las cuales el esfuerzo de fluencia mínimo es de 32 ksi.

A pesar de que se utilicen perfiles de acero de mayor resistencia para elementos principales, comúnmente el material de conexión se especifica como acero A36. El esfuerzo último de tensión que presenta este tipo de acero está en el rango de 58 ksi a 80 ksi, pero para cálculos de resistencia se utiliza el valor menor, que son 58 ksi. (Vinnakota, 2006)

1.1.2. Aceros de alta resistencia y baja aleación (HSLA)

Los aceros de alta resistencia y baja aleación incluyen cantidades moderadas de elementos de aleación diferentes del carbono. Algunos de los elementos de aleación son cromo, columbio, cobre, manganeso, molibdeno, níquel, vanadio y zirconio. El término acero de baja aleación se utiliza para especificar aceros que tienen un contenido total de elementos de aleación que no supera el 5 % de la composición total del acero. Los elementos de aleación mejoran las propiedades mecánicas, las características de fabricación y otros atributos del acero.

Los aceros aleados se clasifican de acuerdo con el elemento(s) principal(es) de aleación, por eso existen aceros de níquel, de cromo, de vanadio, entre otros. Los aceros HSLA tienen esfuerzos de fluencia en un rango de 40 ksi a 70 ksi, y así como los aceros dulces, tienen puntos de fluencia bien determinados. De igual forma existen algunos de los aceros de alta resistencia que ofrecen una resistencia superior a la corrosión. (Vinnakota, 2006)

1.1.2.1. Aceros ASTM A572

Los aceros ASTM A572 son aceros de vanadio-columbio de baja aleación y alta resistencia estructural. La especificación A572 incluye cinco grados de aceros HSLA: 42, 50, 55, 60 y 65. (Como método de clasificación en las

especificaciones ASTM, el término grado identifica el nivel de esfuerzo de fluencia, por lo tanto, un acero grado 50, figura un acero con esfuerzo de fluencia de 42 ksi). Así mismo, el esfuerzo último de tensión de estos aceros corresponde, en orden, a 60, 65, 70, 75 y 80 ksi.

Para poder aumentar la resistencia a mínima a la fluencia para grados A572 a 65 ksi, se incrementa el máximo contenido de carbono desde 0.21 % (grado 42) hasta 0.26 % (grado 65), también los productores realizan otros ajustes químicos que les permiten las especificaciones (ASTM o norma que aplique). (Vinnakota, 2006)

1.1.2.2. Aceros ASTM A992

La especificación ASTM A992 cubre los perfiles W y WT (secciones de molino de patín ancho) para que puedan utilizarse en la construcción de edificios, porque tiene óptimas características de ductilidad y soldabilidad. Algunas de las características de este tipo de acero son las siguientes:

- Tiene especificados valores mínimos para F_y de 50 ksi y F_u de 65 ksi.
 - Detalla un límite superior de esfuerzo de fluencia de 65 ksi,
 - Especifica una relación máxima entre el esfuerzo de fluencia y el último en tensión de 0.85,
 - Admite un porcentaje máximo de carbono equivalente de 0.50 %.
- (Vinnakota, 2006)

1.1.3. Aceros HSLA resistentes a la corrosión

Los aceros HSLA resistentes a la corrosión tienen una resistencia a la corrosión atmosférica superior porque al exponerse a la atmósfera desarrollan

una capa de óxido denso y duro, con un color entre rojizo y púrpura (agradable a la vista) que impide que se sigan degradando las capas subyacentes de acero. Este tipo de óxido apretado se conoce como pátina, y su función es formar un sello sobre el metal base contra oxidación futura, por lo que actúa como una capa de pintura, que protege al acero de la corrosión. El proceso químico para que se forme la pátina requiere que el acero se exponga a un ambiente alterno entre seco y húmedo en un periodo aproximado de dos años. La resistencia a la corrosión atmosférica de este tipo de acero es casi el doble que la resistencia del acero estructural con carbono con cobre, o de cuatro veces el acero estructural con carbono sin cobre (0.02 % máx., Cu).

Este tipo de acero permite ser trabajado y soldado con facilidad, utilizando procedimientos estándar de soldadura. Por el atractivo color púrpura y la textura de la pátina, estos aceros a menudo se dejan sin pintar, sin embargo, si se les aplica pintura, la vida del recubrimiento es mayor que la de otros tipos de aceros. Los principales elementos que son añadidos a los aceros HSLA para aumentar la resistencia a la corrosión son el níquel y el cobre.

Este tipo de aceros cuando se utilizan sin recubrimiento, no se recomiendan para estar expuestos a humos industriales concentrados, en lugares cercanos al mar con presencia de sal, donde el suelo sea rico en sal o donde se sumerja en el agua salada. (Vinnakota, 2006)

1.1.3.1. Aceros ASTM A588

El ASTM A588 es un acero de intemperie de baja aleación con un punto de fluencia mínimo de 50 ksi para espesores hasta de 4 plg. De igual forma, este tipo de acero está disponible en espesores mayores, pero con esfuerzos de fluencia (46 y 42 ksi). Este tipo de acero se utiliza principalmente en estructuras

de construcción soldadas y atornilladas. La resistencia a la corrosión atmosférica de este tipo de acero es cuatro veces mayor a la del acero A36. Anteriormente, los materiales de este tipo se conocían por el nombre propio de la marca que los producía, por ejemplo, Mayari-R y Cor-ten. (Vinnakota, 2006)

1.1.4. Aceros aleados y de baja aleación enfriados y templados

La diferencia entre los aceros enfriados y templados y los aceros de baja aleación y alta resistencia es que están compuestos por una porción más alta de elementos de aleación y requieren de un tratamiento térmico para que puedan aumentar su capacidad de resistencia al igual que otras propiedades mecánicas. Este tipo de acero generalmente contiene una cantidad máxima de carbono de 0.20 %. Después del enfriamiento se obtiene un material con alta dureza, grano fino y una microestructura martensítica. El enfriamiento da por resultado un material con mucha dureza, grano fino o estructura martensítica. Los materiales que tienen una microestructura martensítica tienen mayor dureza y resistencia, sin embargo, son más frágiles y menos dúctiles.

Los aceros aleados pueden ser enfriados y templados para obtener esfuerzos de fluencia del rango de 90 a 100 ksi, por lo tanto, se obtienen esfuerzos de fluencia más allá que los del carbono. Los aceros enfriados y templados no muestran un punto de fluencia bien definido, por lo que el esfuerzo de fluencia se define como el esfuerzo de la deformación de desviación de 0.2 %. Este tipo de acero requiere técnicas especiales de soldadura. (Vinnakota, 2006)

1.1.4.1. Aceros ASTM A514

La especificación ASTM A514 incluye distintos tipos de láminas de acero aleado, enfriado y templado, con una calidad estructural que les permite ser soldadas. El esfuerzo de fluencia mínimo de estas placas es de 100 ksi para espesores hasta de 2 ½ plg o más, y de 90 ksi para espesores mayores a 2 ½ plg a 6 plg. El uso ideal para elementos fabricados con acero A514 son edificaciones de gran altura, torres de transmisión, puentes soldados, tanques para almacenamiento de agua entre otros, en resumen, se utiliza en estructuras donde se requiere una proporción alta entre resistencia a la fluencia de los elementos contra el peso.

A pesar de que el acero con especificación A514 tiene buenas características estructurales, no se encuentra disponible para perfiles de molino o de patín ancho. Durante el proceso de soldadura deben seguirse procedimientos especiales para evitar destruir las propiedades especiales de estos aceros inducidas por medio del calor. (Vinnakota, 2006)

1.2. Secciones de acero laminado

Las secciones de acero laminado están especificadas en el manual LRFD del AISC, y se definen los siguientes tipos de secciones:

- Perfiles de patín ancho (W): un perfil W está compuesto por un elemento central vertical conectado en la parte superior e inferior a dos elementos horizontales llamados patines. Los perfiles tienen un peralte mayor o igual que el ancho, y el espesor del alma es menor al del patín. La nomenclatura de estos perfiles se compone de una letra W seguido por el peralte en pulgadas, una letra equis, seguida por el peso del elemento en libras por

cada pie de largo. Por ejemplo, un perfil W 12 x 26, especifica a un elemento de 12 pulgadas de peralte y 26 libras por cada pie de largo.

- Vigas estándar americanas (S): a pesar de tener una forma similar a la de los perfiles W, este perfil tiene patines más angostos y alma más gruesa que los perfiles W. Además, las superficies internas del patín tienen una inclinación interna del 16.6 %. La nomenclatura de estos perfiles se compone de una letra S seguido por el peralte en pulgadas, una letra equis, seguida por el peso del elemento en libras por cada pie de largo. Por ejemplo, un perfil W 12 x 50, especifica a un elemento de 12 pulgadas de peralte y 50 libras por cada pie de largo.
- Perfiles de pilotes de punta (HP): estos perfiles de patín ancho tienen dos patines con superficies planas y un alma centrada que los conecta. La característica de este perfil es que el ancho y el peralte son prácticamente iguales, y el espesor de los patines y alma son iguales. Estos perfiles se conocen como pilotes de punta (también se conocen como perfil H), y se utilizan como pilotes, las almas al ser más gruesas comparadas con otros perfiles ofrecen una mayor resistencia para el proceso de hincado. La nomenclatura de estos perfiles se compone de las letras HP seguidas por el peralte en pulgadas, una letra equis, seguida por el peso del elemento en libras por cada pie de largo.

Por ejemplo, un perfil HP 12 x 63, especifica a un elemento de 12 pulgadas de peralte y 63 libras por cada pie de largo.

- Perfiles diversos o mixtos (M): la letra M clasifica a perfiles con forma I que no se pueden catalogar como secciones W, S o HP. La nomenclatura de estos perfiles se compone de la letra M seguida por el peralte en pulgadas,

una letra equis, seguida por el peso del elemento en libras por cada pie de largo. Por ejemplo, un perfil M 12 x 10, especifica a un elemento de 12 pulgadas de peralte y 10 libras por cada pie de largo.

- Perfil canal o channel (C): este perfil tiene un alma y dos patines paralelos, las superficies internas de los patines tienen una pendiente de 16.6 %. La nomenclatura de estos perfiles se compone de la letra C seguida por el peralte en pulgadas, una letra equis, seguida por el peso del elemento en libras por cada pie de largo. Por ejemplo, un perfil C 6 x 13, especifica a un elemento de 6 pulgadas de peralte y 13 libras por cada pie de largo.
- Angulares (L): la letra L clasifica a perfiles con dicha forma. Estas secciones están compuestas de dos elementos rectangulares llamados alas, ortogonales entre sí y pueden tener o no la misma longitud de ala. La nomenclatura de estos perfiles se compone de la letra L (aunque también se puede utilizar la abreviatura Ang. O la simbología de un ángulo) seguida por el largo de un ala, una letra equis, el largo de la otra ala, una letra equis, y por último el espesor del material. Por ejemplo, un perfil L 4" x 4" x ¼" 12 x 10, especifica a un perfil angular de alas de 2 pulgadas de largo cada una con espesor de ¼ de pulgada.
- Tes estructurales (WT, ST, MT): la sección transversal de un perfil tee tiene la forma de una letra T. Un perfil Te se origina al cortar por la mitad un perfil W, S o M por medio de un método adecuado de corte. La nomenclatura de estos perfiles se compone de una letra WT seguido por el peralte en pulgadas, una letra equis, seguida por el peso del elemento en libras por cada pie de largo. Por ejemplo, un perfil WT 6 x 25, especifica a un elemento de 6 pulgadas de peralte y 25 libras por cada pie de largo.

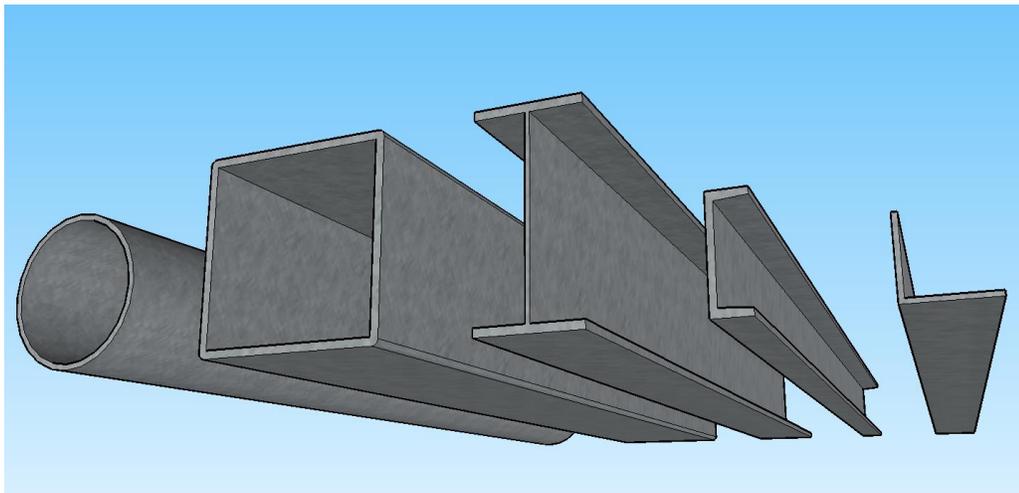
- Barras planas o hembras y láminas negras: las hembras son elementos anchos con espesores variables (por ejemplo, hay hembras de 1/16", 3/8", 5/8" y así sucesivamente) las hembras las producen en largos de 20 pies y 40 pies comúnmente (pueden tener otros largos dependiendo del fabricante). Las láminas negras tienen las mismas características estructurales que las hembras, pero estas son producidas en otras dimensiones siendo los más comunes 4 pies x 8 pies, 4 pies x 10 pies, 6 pies x 20 pies, y los espesores son variables.
- Secciones estructurales huecas (HSS) y tubos circulares (P-pipe): este tipo de perfiles tienen forma rectangular o circular, tienen un espesor de pared y son vacías por dentro, por lo que tienen forma de tubo. Para producir estos perfiles los fabricantes usan dos métodos: soldados y sin costura.
- El proceso de soldado incluye un proceso de doblado de un listón de acero, luego se dobla y por último se suelda un cordón que cierra el perfil, y existen procesos intermedios de calentamiento del material para mejorar sus características. El proceso sin costura consiste en que una barra sólida de cierto tamaño es precalentada y luego perforada longitudinalmente con un mandril mientras es girada a alta velocidad, luego se pasa el tubo a través de las operaciones de laminado, que le proporcionan el tamaño y espesor adecuado. (Vinnakota, 2006)

Figura 1. **Bodega fabricada con perfiles W**



Fuente: Techos y cielos. *Techos metálicos*. Consultado el 18 septiembre de 2018. Recuperado de <https://techosycielos.blogspot.com/>.

Figura 2. **Perfiles metálicos Pipe, HSS, W, Channel y Angular**



Fuente: elaboración propia, empleando Sketch Up 2020.

1.3. Cubiertas metálicas tipo losacero (*metaldeck*)

Las cubiertas de acero tienen dos funciones principales:

- Durante la fundición de concreto, la lámina losacero soporta el peso del concreto húmedo y refuerzo, junto con las cargas temporales asociadas con el proceso de construcción. Normalmente se utiliza la cubierta metálica sin apuntalamiento temporal, sin embargo, por experiencia propia se recomendaría colocar una cantidad mínima de puntales para evitar que se quiebre o arrugue la lámina durante el proceso de fundición.
- Durante el servicio, la lámina losacero actúa de forma compuesta junto con el concreto para soportar las cargas en el piso. La acción mixta se obtiene mediante la unión por corte y el entrelazamiento mecánico entre el concreto y la lámina. Estos se obtienen por los troqueles que se plasman en la lámina (similares a las deformaciones que tienen las varillas de refuerzo en su superficie) y por las partes entrantes en el perfil de la lámina (que previenen la separación de la lámina y el concreto).

La lámina losaero también puede usarse para estabilizar las vigas contra el pandeo lateral torsional durante la construcción, y para estabilizar la construcción como un conjunto al actuar como diafragma para transferir las cargas de viento a los muros y columnas.

1.3.1. Perfiles de lámina losacero

Los distintos perfiles de lámina losacero dependen del fabricante que los produzca. A pesar de que existen similitudes entre los distintos perfiles, la forma y las dimensiones exactas de la lámina dependen de cada fabricante. Se pueden

diferenciar dos tipos genéricos de láminas poco profundas: perfiles reentrantes (machihembrado) y perfiles trapezoidales.

Los perfiles poco profundos tradicionales tienen un peralte entre 45 a 60 mm, con un espaciamiento entre troqueles usualmente de 150 a 333 mm. Este tipo de láminas típicamente tienen apoyos a cada 3 m, por lo que para este caso el apuntalamiento temporal no es necesario. Así mismo, se han desarrollado perfiles con peralte mayor a 95 mm que pueden utilizarse con apoyos de hasta 4.5 m sin utilizar apuntalamiento. Normalmente, la lámina losacero se soporta continuamente sobre varios vanos, lo que le da continuidad y los hace más fuertes y rígidos que sobre un solo vano. Más recientemente, una lámina con un peralte de 160 mm se desarrolló y puede soportar un solo vano de hasta 6 m con apoyos simples.

Las láminas losacero son generalmente troqueladas en lámina lisa de 0.9 a 1.2 mm de espesor. La capacidad de espaciamiento de cierta lámina metálica incrementa con el espesor del material, más no en relación directa con la resistencia. El acero es galvanizado antes de realizar el troquelado para aumentar la resistencia a la corrosión.

Algunos valores importantes para una lámina losacero sección 4 (este tipo de lámina se distribuye ampliamente en Guatemala) se presentan a continuación, tomando como referencia un documento técnico extendido por la empresa INGASA.

Tabla I. **Propiedades de lámina losacero sección 4 (sin concreto)**

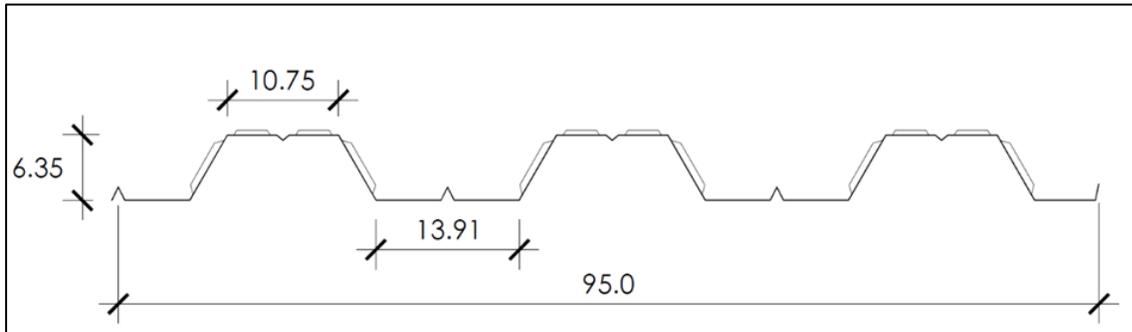
Propiedades de la sección (sin concreto)					
Cal.	Peso (kg/m²)	I + (cm⁴/m)	I - (cm⁴/m)	S + (cm³/cm)	S - (cm³/cm)
24	5.70	57.12	52.68	13.86	14.10
22	8.00	74.60	69.39	18.62	19.23
20	9.54	90.95	86.51	23.66	24.78
18	12.59	121.09	119.12	33.26	36.24

**Propiedades calculadas según especificaciones AISI 2002

**El acero para la fabricación de la lámina es grado 37, Fy = 37 ksi.

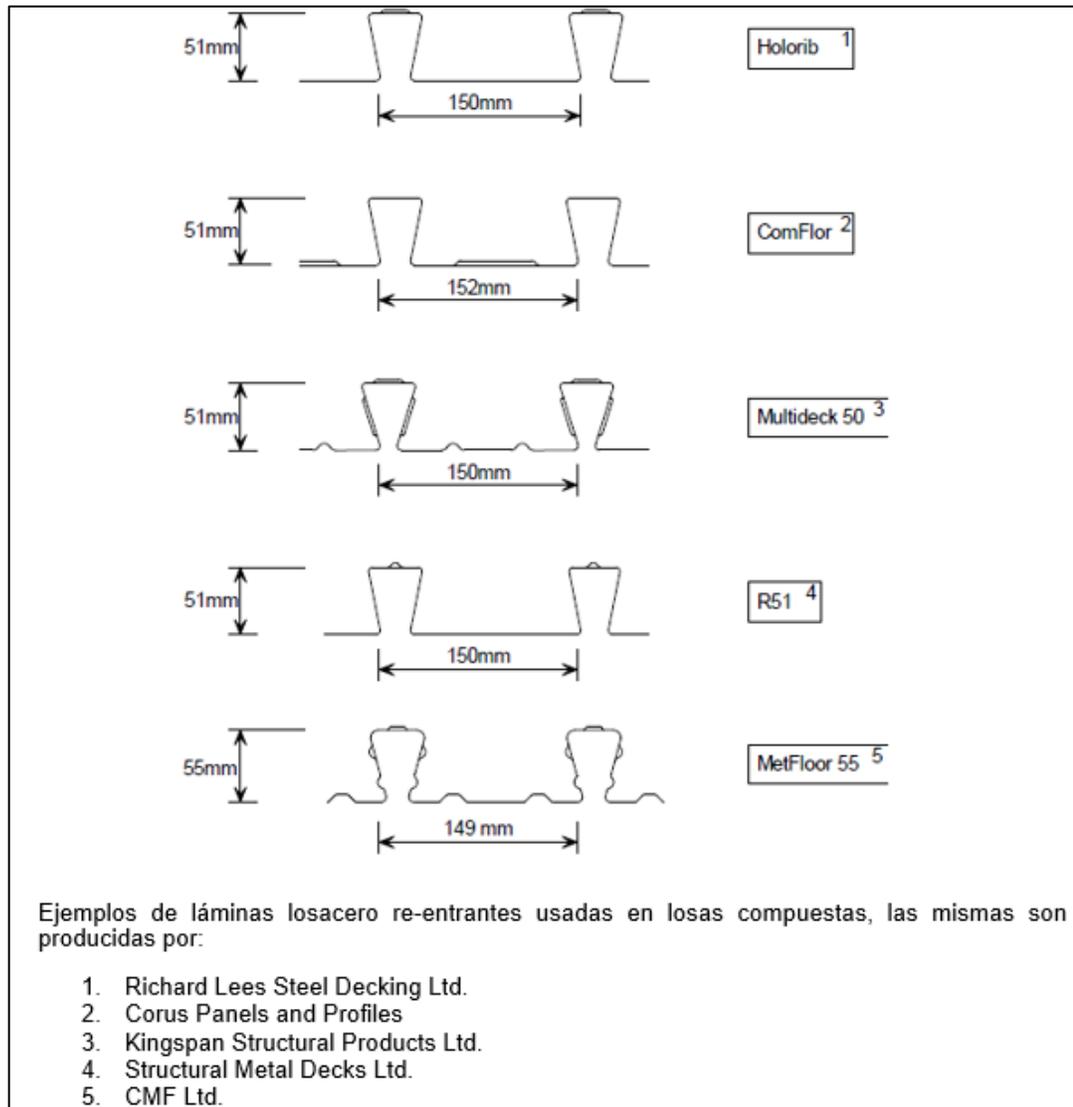
Fuente: INGASA. (2005). *Catálogo General de Productos.*

Figura 3. **Sección transversal de lámina losacero sección 4**



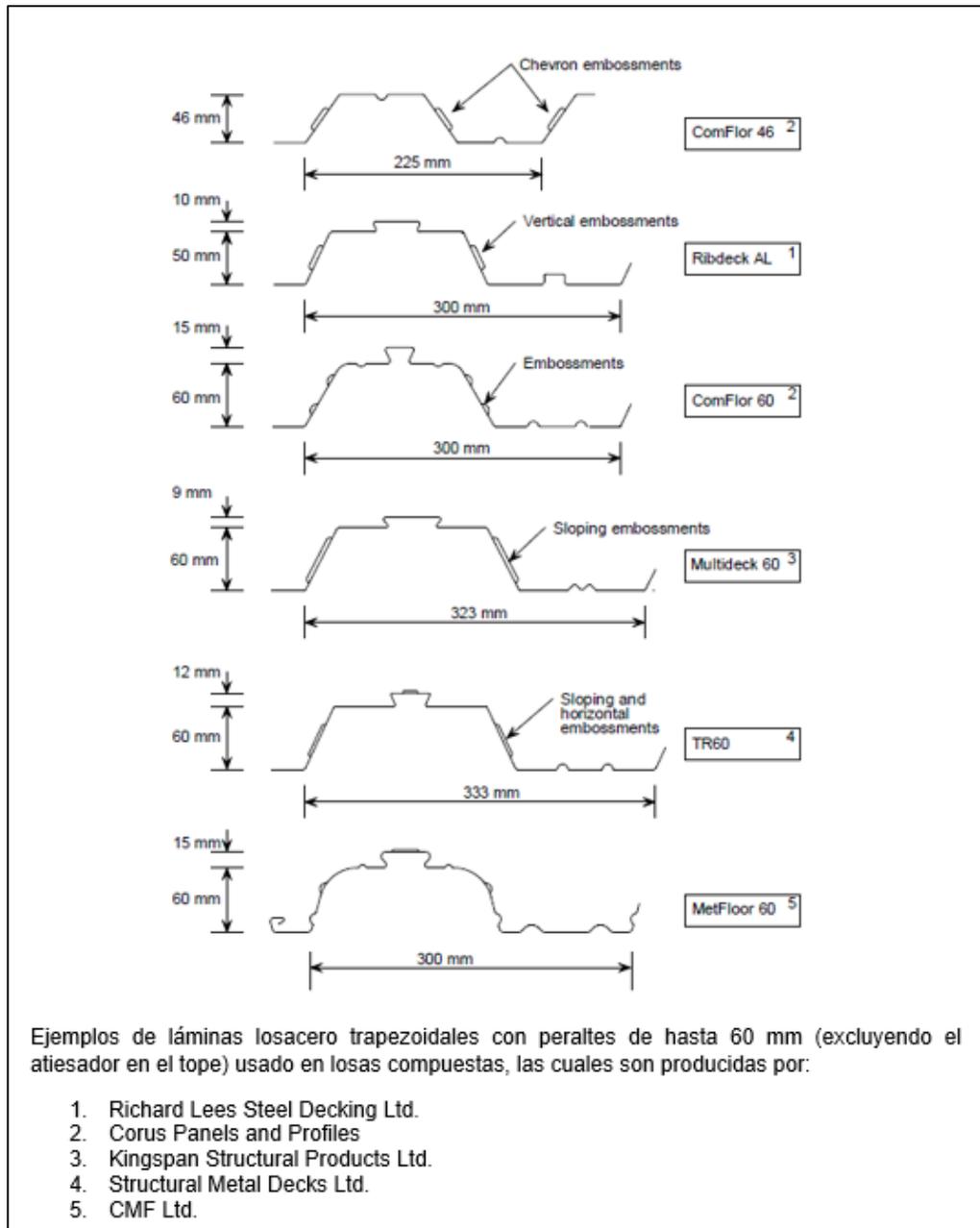
Fuente: INGASA. (2005). *Catálogo General de Productos.*

Figura 4. Tipos de láminas losacero con perfiles reentrantes



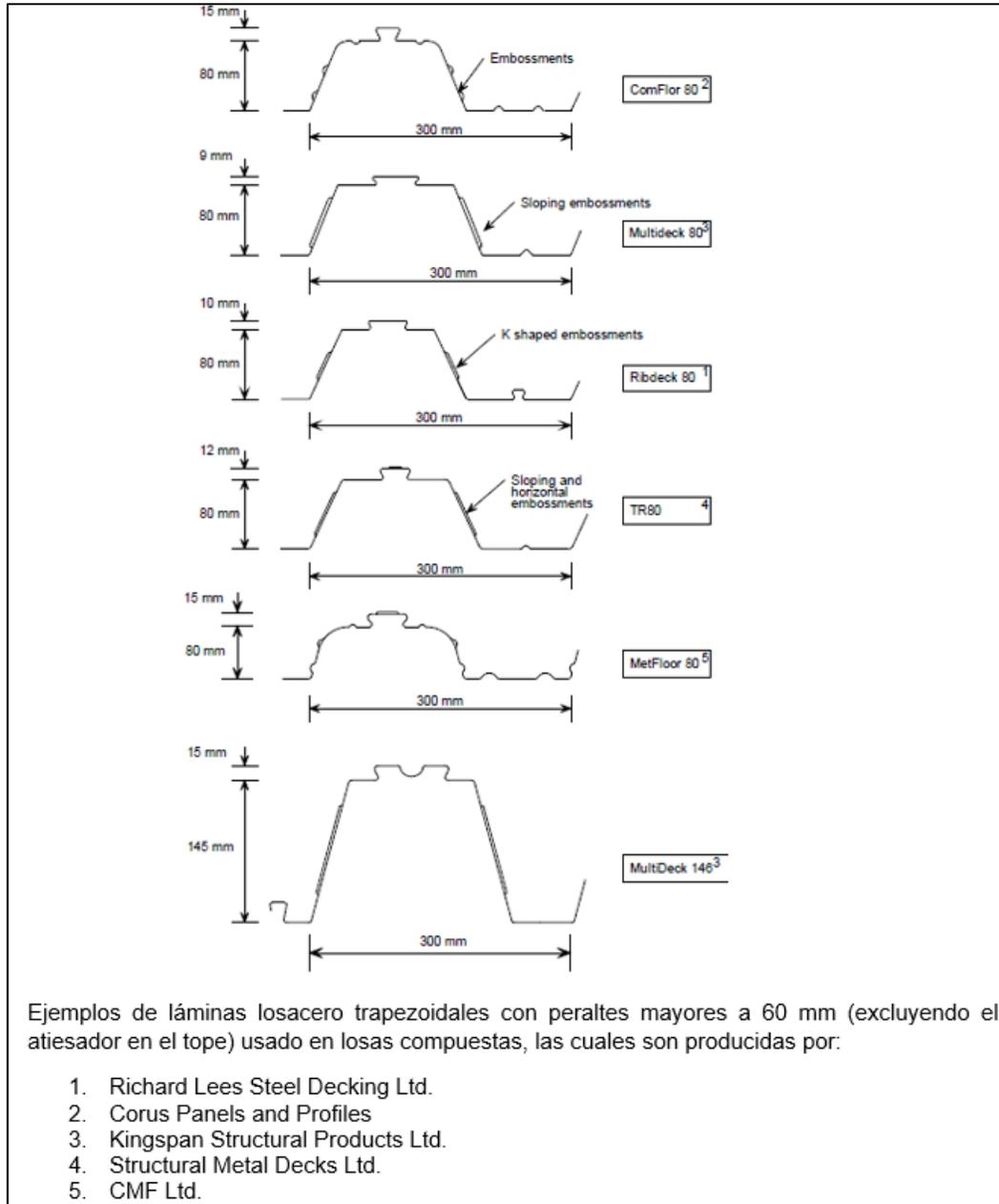
Fuente: Rackham, Couchman y Hicks. (2009). *Composite slabs and beams using steel decking: best practice for design and construction.*

Figura 5. Tipos de láminas losacero con perfiles trapezoidales con peralte de hasta 60 mm



Fuente: Rackham, Couchman y Hicks. (2009). *Composite slabs and beams using steel decking: best practice for design and construction.*

Figura 6. Tipos de láminas losacero con perfiles trapezoidales con peralte mayor a 60 mm



Fuente: Rackham, Couchman y Hicks. (2009). *Composite slabs and beams using steel decking: best practice for design and construction.*

2. CARGAS EN ESTRUCTURAS METÁLICAS

2.1. Disposiciones generales

Los edificios de estructura metálica con losas constituidas por lámina losacero y concreto se diseñan bajo cargas gravitacionales y laterales, y para el territorio de Guatemala debe respetarse lo estipulado por la Norma de Seguridad Estructural para Guatemala 2018 NSE 2: Demandas estructurales y condiciones de sitio desarrolladas por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.

En esta norma se describen las cargas muertas, vivas, aspectos sísmicos, acciones de viento, otros tipos de carga (ceniza volcánica, empujes hidráulicos, empujes de terreno, entre otros), cargas accidentales, combinaciones de carga, lineamientos para diseño de cimientos, y condiciones del terreno. Debido al contenido básico que tiene esta norma para el diseño estructural, se recomienda consultarla durante el diseño de cualquier tipo de estructura dentro del territorio guatemalteco, pero, debido al aspecto general con el que fue redactado este documento, muchas de sus recomendaciones son útiles para otros países.

2.2. Carga muerta

Las cargas muertas están constituidas por el peso de los elementos que son permanentes sobre una estructura, las mismas incluyen el peso propio de la estructura, muros, tabiques, cielos falsos, acabados, pisos, muebles fijos, equipos o maquinaria que permanece anclada a una estructura.

Previo al diseño de una estructura se deberá contar con los planos arquitectónicos donde se pueda definir el uso de cada ambiente y se realizará una cuantificación que llevará la estructura para incluirla en el modelo estructural.

La norma NSE 2-2018 hace hincapié en los siguientes aspectos de la carga muerta:

- Pisos: si la edificación llevará piso, debe cuantificarse el peso del piso más el peso del material de relleno. Si en vez de piso se fundirán pañuelos o se aplicará un acabado especial, su peso debe considerarse.
- Tabiques y particiones: se tomarán en cuenta tabiques que no formen parte de la estructura principal, su peso será una carga lineal calculada a partir de las dimensiones del muro y la densidad del material con que fue construido. En oficinas, viviendas y comercios se deberá tomar en cuenta una carga mínima de 75 kg/m², esto será de acuerdo con la arquitectura de cada ambiente.
- Fachadas y cerramientos perimetrales: las paredes exteriores, barandas, sillares, ventanales, muros cortina, o estructuras ornamentales que descansen sobre la fachada exterior de edificios se calcularán como cargas puntuales o distribuidas en el perímetro de la construcción.
- Equipos pesados y cargas especiales: los equipos que excedan la provisión de carga viva concentrada alterna (PVa) especificada en la norma NSE 2-2018 sección 3.2, se discutirán por el diseñador estructural para determinar si cuentan como carga muerta (permanente) o viva (no permanente).

- Otras cargas: otras cargas que pueden considerarse muertas son equipos fijos, cargas móviles y fluidos (depósitos de agua o piscinas).

Tabla II. **Peso específico de distintos materiales**

Valores de diseño de materiales de construcción según el Reglamento de Construcción del Distrito Federal (RCDF)	
Material	Peso específico (kg/m³)
Piedras naturales	
Arenisca	2,200.00
Basalto	2,500.00
Caliza seca	2,600.00
Granito	2,500.00
Mármol	2,650.00
Pizarras	2,550.00
Suelos	
Arena o grava seca, suelta	1,550.00
Arena o grava seca, compactada	1,750.00
Arena o grava, saturada	1,900.00
Arcilla seca	1,200.00
Limo suelto húmedo	1,150.00
Limo compactado húmedo	1,500.00
Relleno compactado seco	1,900.00
Relleno compactado saturado	2,150.00
Piedras artificiales	
Concreto simple	2,200.00
Concreto reforzado	2,400.00
Mortero de cal y arena	1,650.00

Continuación de la tabla II.

Mortero de cemento y arena	2,000.00
Tabique de barro hecho a mano	1,400.00
Tabique de barro prensado	1,850.00
Bloque de concreto pesado	2,100.00
Bloque de concreto ligero	1,300.00
Mampostería de piedra natural	2,500.00
Otros materiales	
Vidrio	2,600.00
Yeso	1,100.00
Asfalto	1,300.00
Acero	7,850.00
Aluminio	2,700.00

Fuente: Meli. (2008). *Diseño Estructural*.

2.3. Carga viva

Las cargas vivas se derivan de la ocupación de personas y mobiliario que tienen las edificaciones. La norma NSE 2-2018 especifica distintos de carga viva de acuerdo a lo siguiente:

- Cargas uniformemente distribuidas (W_v): la componen cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas, tienen la forma de carga (kg) dividida área (m^2).
- Cargas concentradas (P_v): además de las cargas distribuidas, los entresijos se chequearán por cargas concentradas que simulen equipo o

mobiliario pesado. Las cargas puntuales se colocarán en las ubicaciones más desfavorables de un entrepiso en un área de 0.75 m x 0.75 m. Las cargas uniformes, W_v , y las puntuales, P_v , no se deben calcular simultáneamente, las cargas concentradas buscan hacer una revisión puntual en un entrepiso.

- Cargas concentradas en estacionamientos: el desplazamiento de vehículos genera cargas de impacto y cargas dinámicas que se deben tomar en cuenta para realizar el diseño estructural de estacionamientos. Para chequear los estacionamientos se deberán colocar dos cargas concentradas separadas a 1.5 m, el valor de cada carga será del 40 % del peso del vehículo que se proyecte utilizar cierto espacio.

En estacionamientos que funcionen exclusivamente para automóviles, el valor de cada carga concentrada será como mínimo de 900 kg. No es necesario diseñar los entrepisos con cargas uniformemente distribuidas y cargas concentradas simultáneamente, el diseño de la estructura principal se realiza con las cargas distribuidas y los chequeos puntuales se realizan únicamente con las cargas concentradas.

- Cargas especiales y cargas de impacto: para el diseño se considerarán agentes que puedan generar cargas de impacto y de otras cargas especiales. Las cargas de impacto serán útiles para realizar el diseño local de elementos o losas, más no para el diseño global de una estructura.
- Cargas vivas en cubiertas sin acceso al público: estas se originan por las labores de mantenimiento sobre las cubiertas.

- Cargas vivas para cubiertas pesadas, con o sin acceso: cuando la cubierta exceda en su peso propio un valor de 100 kg/m², se utilizarán las cargas presentadas en la tabla 3.7.1-1 de la norma NSE 2-2018.

Tabla III. **Valores de carga viva según norma NSE 2-2018**

Cargas vivas para edificaciones según AGIES NSE 2-2018		
Material	Wv (kg/m²)	Pv (kg)
Vivenda		
Balcones	300 [R]	2,200
Habitaciones y pasillos	200 [R]	2,500
Escaleras	300	2,600
Oficina		
Pasillos y escaleras	300	
Oficinas	250 [R]	800
Áreas de cafetería	500	
Hospitales		
Pasillos y rampas	500	450
Clínicas y encamamiento	250 [R]	
Servicios médicos y laboratorio	350 [R]	800
Farmacia	500	
Escaleras	500	
Cafetería y cocina	500	
Hoteles, carga de escaleras y de elevadores		
Habitaciones	200 [R]	450
Servicios y áreas públicas	500	800
Educativos		

Continuación de la tabla III.

Aulas	200 [R]	450
Pasillos y escaleras	500	
Salones de lectura de biblioteca	200 [R]	400
Área de estanterías de biblioteca	700	800
Áreas de reunión		
Escaleras privadas	300 [R]	
Escaleras públicas	500	
Balcones	500	
Vestíbulos públicos	500	
Plazas a nivel de la calle	500	800
Salones con asiento fijo	300 [R]	
Salones sin asiento fijo	500	800
Escenarios y circulaciones	500	
Estacionamientos		
Garajes para automóviles de pasajeros	250	
Garajes para automóviles de carga (2000 kg)	500	
Rampas vehiculares de uso colectivo	500	
Áreas de circulación vehicular	250	
Áreas de servicio y reparación	500	
Instalaciones deportivas públicas		
Zonas de circulación	250	
Zonas de asientos fijos	400.00	
Zonas sin asientos	800.00	
Canchas deportivas	**La carga depende del tipo de cancha.	

Continuación de la tabla III.

Almacenes		
Minoristas	500	800
Mayoristas	600	1,200
Bodegas		
Cargas livianas	600	800
Cargas pesadas	1,200	1,200
Fábricas		
Industrias livianas	500	800
Indstrias pesadas	1,000	1,200
Cubiertas pesadas		
Azoteas de concreto con acceso	200	
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	100	
Azoteas con inclinación mayor de 20 grados	75	
Azoteas usadas para jardín o para reuniones	500	
Cubiertas ligeras		
Techos de láminas, tejas, cubiertas plásticas, lonas, entre otras.	50	135

Notas:

[R] indica que la carga es reducible.

Fuente: AGIES. NSE 2-2018. Demandas estructurales, condiciones de sitio.

2.4. Carga sísmica

La carga sísmica se debe considerar en el diseño de todas las estructuras, especialmente en Guatemala que es un territorio con alto riesgo sísmico. La

carga sísmica es proporcional a un coeficiente de pseudo aceleración y la masa sísmica del edificio.

2.4.1. Clasificación de obra

Toda obra construida o por construir se clasifica en cuatro categorías según su ocupación, tomando en consideración las consecuencias legales (consecuencias económicas, ambientales y humanas) que implican la falla total o cese de funciones del inmueble. Las categorías en las que se dividen las obras son:

- Categoría I - obras utilitarias: albergan personas de forma esporádica, la constituyen obras auxiliares o secundarias.
- Categoría II - obras ordinarias: la constituyen obras que no aplican a la categoría I, III o IV, y tienen una carga de ocupación menor 300 personas.
- Categoría III - obras importantes: la componen obras que albergan a gran cantidad de personas (aunque no estén a su máxima capacidad todo el tiempo); lugares donde los ocupantes tengan restricción de desplazarse; inmuebles que se usen para prestar servicios importantes (más no esenciales después de una catástrofe); obras donde se guarden o expongan piezas de alto valor cultural.
- Categoría IV - obras esenciales: este tipo de obras deben permanecer en operación continua y lo más normal posible después de un desastre, porque serán en estos lugares donde se procure monitorear y atender a personas después de un siniestro importante (por ejemplo, hospitales, albergues, instalaciones de defensa civil, bomberos, telecomunicaciones,

entre otros). Este tipo de obras también la componen las construcciones capaces de generar desastres si llegaran a fallar (por ejemplo, presas o centrales de energía nuclear).

2.4.2. Definición de sismicidad y nivel de protección sísmica

La sección 4 de la norma NSE 2-2018, proporciona lineamientos para establecer el nivel de protección sísmica de una construcción de acuerdo a su ubicación geográfica y la clasificación de obra. También se proveen los parámetros y espectros sísmicos de respuesta que luego se utilizarán para el análisis y diseño de las estructuras.

2.4.2.1. Índice de sismicidad

El índice de sismicidad (I_0) es un parámetro relativo para definir la severidad que tiene un sismo en cierta ubicación. Tiene incidencia en el nivel de protección requerido para el diseño de una obra, al igual que para definir el espectro sísmico de diseño.

De acuerdo con la norma NSE 2-2018, el territorio de Guatemala se divide en diferentes macrozonas de amenaza sísmica, y le es asignada a cada zona un índice de sismicidad, I_0 , que va desde 2 hasta 4.

De igual forma, la norma solicita el uso de un índice de sismicidad $I_0 = 5$, para una micro-zona para tomar en consideración condiciones sísmicas críticas para un área localizada, que pueden ser fallas geológicas activas o laderas empinadas.

2.4.2.2. Nivel de protección sísmica (NPS)

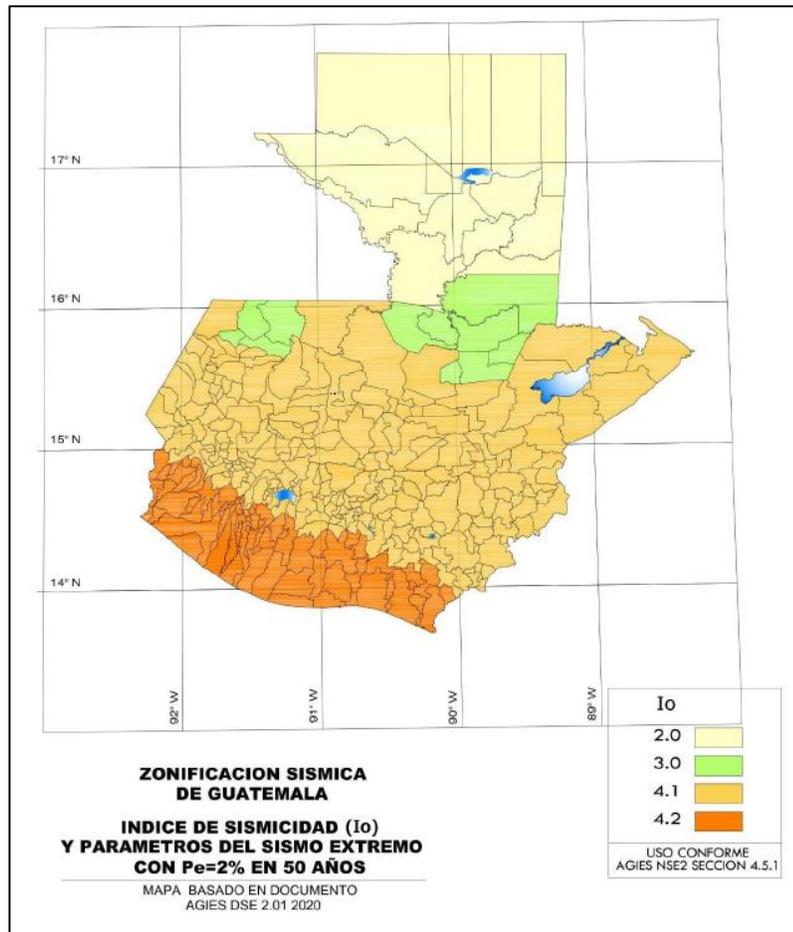
Este parámetro define el tipo de sismo que tiene que utilizarse para el diseño de una estructura, de acuerdo con su importancia y a su índice de sismicidad.

Tabla IV. **Nivel de protección sísmica y probabilidad de sismo de diseño**

Índice de sismicidad	Clase de obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
lo = 4	E	D	D	C
lo = 3	D	C	C	B
lo = 2	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño	5% en 50 años	5% en 50 años	10% en 50 años	Sismo mínimo

Fuente: AGIES. NSE 2-2018. Demandas estructurales, condiciones de sitio.

Figura 7. **Mapa de zonificación sísmica para la República de Guatemala**



Fuente: AGIES. NSE 2-2018. Demandas estructurales, condiciones de sitio.

2.4.2.3. Clasificación de sitio

Para clasificar un sitio, se tomará como base las características del perfil de suelo a partir de 30 m bajo los cimientos. La clasificación de sitio es importante para determinar el espectro de sismo de diseño, el tipo de suelo influye en la propagación de las ondas sísmicas hacia la estructura.

Los sitios se clasificarán en las siguientes categorías:

- AB: roca o depósitos densos.
- C: suelo muy denso o roca suave.
- D: suelo firme y rígido.
- E: suelo suave.
- F: suelo que presenta problemas especiales.

La clase de suelo F la comprenden suelos susceptibles a fallar bajo cargas sísmicas (suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos poco cementados), estratos de arcillas con alto contenido orgánico, estratos gruesos de arcillas (superiores a 7.50 m de espesor) y alta plasticidad, y estratos de arcillas con rigidez baja a media con espesores de más de 12 m.

Tabla V. **Parámetros para clasificación de sitio**

	Clase de sitio	Vps todo el perfil	Np todo el perfil	Nnc sector no-cohesivo	Suc sector cohesivo
AB	Roca	750 m/s	No aplica	No aplica	No aplica
C	Suelo muy denso o roca suave	750 a 360 m/s	≥ 30	≥ 30	> 200 kPa
D	Suelo firme y rígido	360 a 180 m/s	30 a 5	30 a 5	200 a 50 kPa
E	Suelo suave	< 180 m/s	≤ 5	≤ 5	< 50 kPa
Cualquier perfil de suelo con un estrato de 3.0 m o más con índice de plasticidad $IP > 20$; humedad $w \geq 40\%$ y $Suc < 25$ kPa					
F	Suelo con problemas especiales	Consultar Norma NSE 2.1 capítulo 5			

Fuente: AGIES. NSE 2-2018. Demandas estructurales, condiciones de sitio.

Tabla VI. **Coefficiente de sitio Fa**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1, 4.2, 4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.3	1.1	1.0	0.9
F	Se requiere evaluación especial				

Fuente: AGIES. NSE 2-2018. Demandas estructurales, condiciones de sitio.

Tabla VII. **Coefficiente de sitio Fv**

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1, 4.2, 4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
E	3.3	2.8	2.6	2.4	2.2
F	Se requiere evaluación especial				

Fuente: AGIES. NSE 2-2018. Demandas estructurales, condiciones de sitio.

2.4.3. **Parámetros para la construcción de los espectros de diseño Parámetros básicos**

Los parámetros S_{cr} y S_{1r} son valores para el territorio de Guatemala especificados en el listado de amenaza sísmica por municipios en el anexo A de

la norma NSE 2-2018. De igual forma, esta información está resumida, con menos detalle, en el mapa de zonificación sísmica de Guatemala, figura 7.

2.4.3.1. Ajuste por clase de sitio

El valor de S_{cr} y S_{1r} deberá ser ajustado conforme a la clase de sitio, se realizará conforme a las siguientes fórmulas:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a$$

Ecuación 1

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v$$

Ecuación 2

Donde:

S_{cs} : es la ordenada espectral del sismo extreme en el sitio extremo en el sitio de interés para estructuras con período de vibración corto.

S_{1s} : es la ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo, ambos para un amortiguamiento nominal de 5 % del crítico.

F_a : es el coeficiente de sitio para períodos de vibración cortos y se obtiene de la tabla 4.5-1.

F_v : es el coeficiente de sitio para períodos largos y se obtiene de la tabla 4.5-2.

2.4.3.2. Ajuste por intensidades sísmicas especiales

En algunos casos el valor de S_{cr} y S_{1r} deberá ser adicionalmente ajustado por la posibilidad de intensidades incrementadas de vibración en el sitio, esto se tomará en cuenta cuando se identifique este fenómeno en el sitio del proyecto. Las ecuaciones para considerar estas intensidades son las siguientes:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a$$

Ecuación 3

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v$$

Ecuación 4

Donde:

N_a y N_v : son los factores que aplican por la proximidad de las amenazas especiales indicadas en la sección 4.6.

2.4.3.3. Períodos de vibración de transición

Se deben definir los siguientes períodos de vibración (en segundos) para construir espectros de diseño empíricos:

- Períodos T_s : este período separa a los períodos cortos de los largos:

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}}$$

Ecuación 5

- Períodos T_0 : este período define el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro:

$$T_0 = 0.2 * T_s$$

Ecuación 6

2.4.3.4. Factores de escala K_d de acuerdo con el nivel de sismo de diseño

A partir de los siguientes factores se determinan los niveles de diseño, tomando en consideración la probabilidad de excedencia del tipo de sismo elegido para el diseño.

Tabla VIII. **Factor de escala K_d de acuerdo con el nivel de sismo**

Nivel de sismo	Factor K_d
Sismo ordinario – 10 % probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo – 5 % probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo – 2 % probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo - condición de excepción	0.55

Fuente: AGIES. *NSE 2-2018. Demandas estructurales, condiciones de sitio.*

Los parámetros del espectro se calibrarán de acuerdo con la probabilidad de ocurrencia del sismo, de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$S_{cd} = K_d * S_{cs}$$

Ecuación 7

$$S_{1d} = K_d * S_{1s}$$

Ecuación 8

2.4.3.5. Espectros genéricos probables

Cuando se utilicen espectros de diseño genéricos, las ordenadas espectrales $S_a(T)$ para cualquier período de vibración T , se definen con las siguientes expresiones:

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{Cuando } T_0 \leq T \leq T_s \quad \text{Ecuación 9}$$

$$S_a(T) = \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} \quad \text{Cuando } T > T_s \quad \text{Ecuación 10}$$

$$S_a(T) = S_{cd} \left[0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right] \quad \text{Cuando } T < T_0 \quad \text{Ecuación 11}$$

2.4.3.6. Componente vertical del sismo de diseño

A pesar de que las componentes verticales de varios sismos en Guatemala exceden el 50 % de la componente horizontal, estas dos acciones no suceden simultáneamente, por lo tanto, se puede considerar lo siguiente:

$$S_{vd} = 0.20 * S_{cd}$$

Ecuación 12

2.4.4. Intensidades sísmicas especiales

Con la finalidad de tomar en cuenta casos especiales para proyectos cercanos a fallas activas, lo que genera micro zonas sísmicas, se aplicarán factores de corrección específicos que modifiquen las ordenadas espectrales del espectro sísmico de respuesta.

2.4.4.1. Proximidad de fallas activas

Las ordenadas del espectro de diseño se modificarán de acuerdo con parámetros que definen el grado de actividad y proximidad de fallas geológicas activas.

Las fallas activas próximas a fuentes sísmicas tipo A, B o C se clasificarán de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla IX. Tipo de fuente sísmica

Tipo de fuente	Descripción	Máxima magnitud-momento	Tasa de corrimiento (mm por año)
A	Fallas geológicas capaces de generar eventos de gran magnitud y con alta tasa de sismicidad (1)	$M_o \geq 7.0$	$TC \geq 5$
B	Fallas geológicas que no son A o C	$M_o \geq 7.0$ $M_o < 7.0$ $M_o \geq 6.5$	$TC < 5$ $TC > 2$ $TC < 2$

Continuación de la tabla IX.

C	Fallas geológicas incapaces de generar eventos de gran magnitud y que tienen baja tasa de sismicidad	$M_o < 6.5$	$TC \leq 2$
---	--	-------------	-------------

Nota:

*No debe incluirse la zona de subducción del territorio de Guatemala (ubicada en la costa del pacífico), debido a la proximidad de la fuente.

Fuente: AGIES. NSE 2-2018. Demandas estructurales, condiciones de sitio.

Tabla X. **Factor Na para periodos cortos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica		
	≤ 2 km	5 km	≥ 10 km
A	1.25	1.12	1.00
B	1.12	1.00	1.00
C	1.00	1.00	1.00

Notas:

- Tomar la distancia horizontal a la proyección horizontal de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda de 10 km.
- Utilizar el mayor factor de Na obtenido al cotejar todas las fuentes relevantes.

Fuente: AGIES. NSE 2-2018. Demandas estructurales, condiciones de sitio.

Tabla XI. **Factor Nv para períodos largos de vibración**

Tipo de fuente	Distancia horizontal más cercana a fuente sísmica			
	<= 2 km	5 km	10 km	>= 15 km
A	1.4	1.2	1.1	1.0
B	1.2	1.1	1.0	1.0
C	1.0	1.0	1.0	1.0

Notas:

- Tomar distancia horizontal a la proyección de la fuente sísmica sobre la superficie; no considerar las porciones del plano de falla cuya profundidad exceda 10 km.
- Utilizar el mayor factor Nv obteniendo al cotejar todas las fuentes relevantes.

Fuente: AGIES. *NSE 2-2018. Demandas estructurales, condiciones de sitio.*

2.4.5. Carga sísmica estática equivalente

El método de la carga sísmica estática equivalente permite aplicar las demandas sísmicas a través de fuerzas estáticas horizontales, al igual que fuerzas verticales, aplicadas en las direcciones en planta de la edificación. Las cargas estáticas están basadas en un espectro de diseño definido anteriormente, en la masa sísmica de la edificación, en las propiedades elásticas de la estructura (de acuerdo con su rigidez y a su sistema estructural) y al cálculo empírico del período fundamental de vibración de la edificación.

Así mismo, el método estático equivalente se utilizará como instrumento de calibración. Los resultados de la aplicación de este método se utilizarán como valores de comparación al aplicar alguno de los demás métodos para cuantificar las demandas sísmicas, como puede ser el análisis modal.

2.4.5.1. Peso sísmico efectivo

Es el valor de la masa que participa en el sismo, este valor incluirá lo siguiente:

- Peso propio de la estructura.
- Carga muerta superpuesta en la estructura, sin incluir tabiques.
- El mejor estimado del peso de los tabiques internos, como mínimo se toma un valor de 75 kg/m².
- Peso de las fachadas.
- Equipo anclado a la estructura con peso mayor a 1,000 kg.
- El 25 % de la carga viva igual o mayor a 500 kg/m².
- El 25 % de la carga viva que pertenezcan a artículos de bodega.
- Se pueden omitir cargas vivas reducibles.
- Se pueden omitir cargas vivas en terrazas sin acceso al público.
- Se permiten omitir cargas vivas en estacionamientos de vehículos de pasajeros, se incluyen áreas de bodegas livianas asociadas a estacionamientos.
- Deben incluirse todas las cargas clasificadas como vivas, que estén ancladas de forma rígida a la estructura y que tengan un valor superior a 1,000 kg.
- Se debe incluir el peso de jardines o áreas verdes.

2.4.5.2. Cortante basal al límite de cedencia

El total de las fuerzas sísmicas equivalentes que actúan sobre la edificación, en cada dirección de análisis, se representará por medio del cortante estático equivalente al límite de cedencia en la base sísmica de la estructura; en

adelante simplemente se le llamará cortante basal estático a cedencia (V_B); se obtendrá con la expresión:

$$V_B = C_s * W_s$$

Ecuación 13

Donde:

W_s : es la parte del peso de la edificación

C_s : es el coeficiente sísmico de diseño

2.4.5.3. Coeficiente sísmico al límite de cedencia, C_s

El coeficiente sísmico, C_s , en cada dirección de análisis se establecerá de la manera siguiente:

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R}$$

Ecuación 14

Donde:

$S_a(T)$: es la demanda sísmica de diseño (pseudo-aceleración inducida en función del periodo de la estructura) para una estructura con período T obtenida del espectro de diseño sísmico establecido para el sitio.

R : es el factor de reducción sísmica de acuerdo con la ductilidad el sistema estructural.

T : es el período fundamental de vibración de la estructura.

2.4.5.4. Valores mínimos de C_s

El coeficiente mínimo al límite de cedencia que se utiliza para calcular el cortante basal que se aplicará a la estructura, deberá cumplir con los siguientes valores mínimos:

$$C_s \geq 0.044S_{cd} \geq 0.01$$

Ecuación 15

$$C_s \geq \frac{0.75 * K_d * S_{1r}}{R}$$

Ecuación 16

Esta ecuación aplica si se cumple lo siguiente:

$$S_{1r} \geq 0.6 * g$$

Ecuación 17

2.5. Carga de viento

La carga de viento se debe considerar en el análisis y diseño de estructuras, pero esta resulta más crítica en estructuras ligeras, estructuras muy altas, estructuras con grandes colectores de viento y poca redundancia, puentes colgantes o tensados.

2.5.1. Alcance

- Se integrará al modelo de las edificaciones los empujes y succiones provocadas por el viento.

- Para el proceso de diseño estructural se deberá distinguir entre:
 - Sistema estructural contra el viento
 - Fachada (cerramientos verticales en el frente, culata y costados)
 - La cubierta
 - Componentes adosados

- Se deben diseñar por viento estructuras que no son edificaciones (no tendrán ocupación de personas más que para su mantenimiento), que comprenden: rótulos, antenas, silos, chimeneas, entre otros.

2.5.2. Direcciones de análisis

Las estructuras se analizarán considerando la acción del viento en dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes. Las direcciones de acción del viento que se consideren deben ser las que resulten más desfavorables para la estructura (las que provoquen los esfuerzos más altos). Los empujes y succiones que el viento provoque en la estructura se considerarán simultáneamente.

2.5.3. Exposición al viento

Se debe definir el tipo de exposición del sitio de la edificación. La exposición se define a partir del cuadrante de 90 grados a barlovento y 45 grados a cada lado del eje de análisis.

- Exposición B: el 80 % del cuadrante a barlovento será urbano o contará con bosques u otras irregularidades superficiales significativas que se extiendan más de 1.5 km desde el sitio del proyecto.

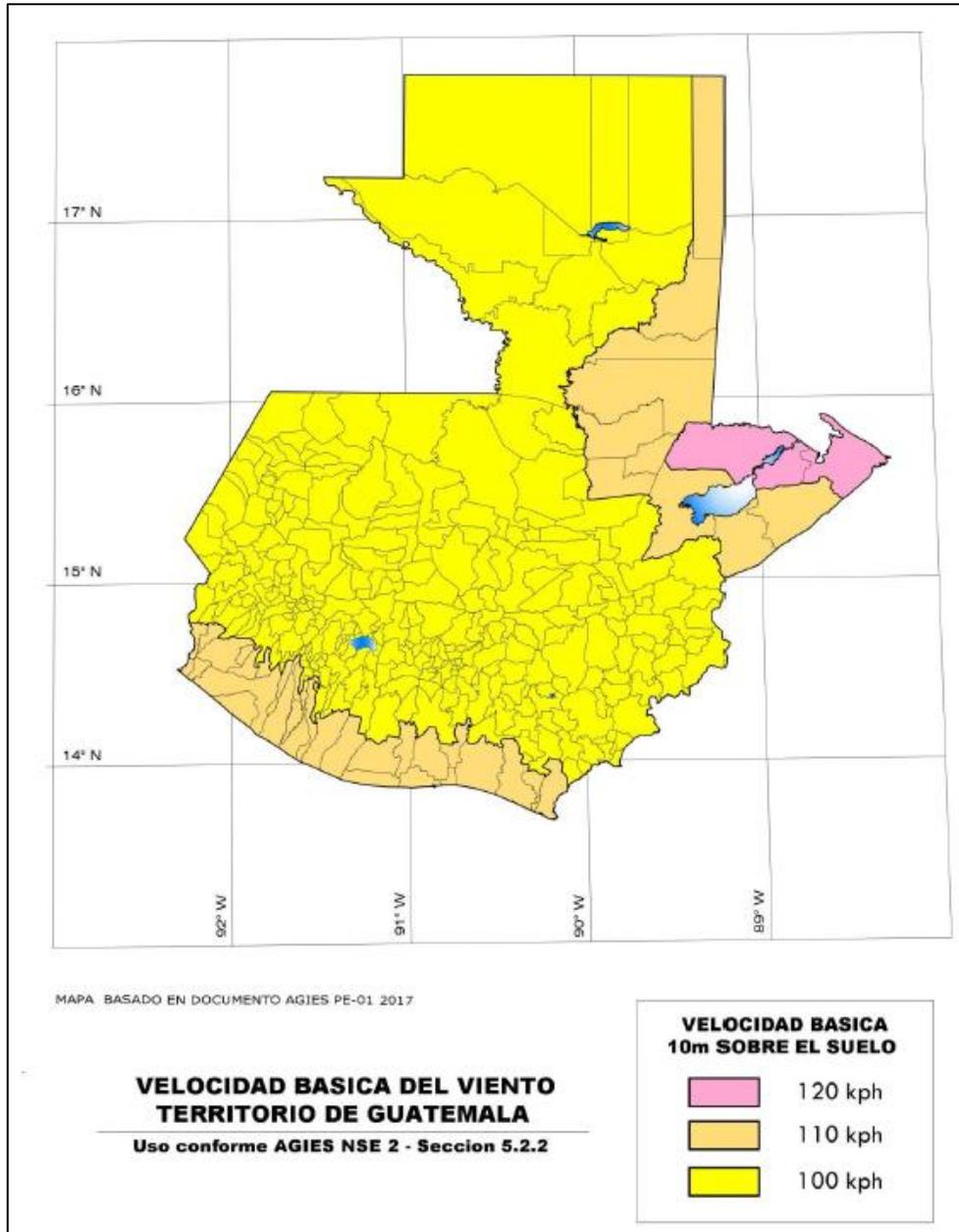
- Exposición C: el 80 % del cuadrante a barlovento tendrá explanadas llanas y abiertas, con o sin cultivos agrícolas bajos, que se extiendan más de 0.75 km del sitio del proyecto.
- Exposición D: el 80 % del cuadrante a barlovento estará frente a un cuerpo de agua que se extiende más de 1.5 km de la costa.

2.5.4. Velocidad básica del viento

Es la velocidad de una ráfaga de viento con una duración superior a 3 segundos, medida a 10 m sobre el nivel del suelo, en un área con tipo de exposición C; la probabilidad anual de la ráfaga de ser excedida será del 2 %.

La velocidad del viento que se utilice en el diseño de un proyecto no puede ser menor que la indicada en la lista de municipios de la NSE 2-2018, la cual se resume en la siguiente figura (figura 5.2-1 de la NSE 2-2018).

Figura 8. **Mapa de zonificación por viento para la República de Guatemala**



Fuente: AGIES. NSE 2-2018. Demandas estructurales, condiciones de sitio.

2.5.5. Cálculo de la presión del viento

Las presiones de viento que se integrarán al modelo estructural se determinarán para cualquier altura sobre el suelo utilizando la siguiente ecuación:

$$P_z = C_{ez} * C_q * q_s * I_c$$

Ecuación 18

Donde:

Pz: es la presión de diseño por viento, a z metros sobre el suelo, en kg/m².

Cez: es el coeficiente de exposición y altura conforme a la tabla 5.3.3-1 de la NSE 2-2018.

Cq: coeficiente de presión conforme a la tabla 5.3.6-1 de la NSE 2-2018.

qs: presión de remanso del viento a una altura estándar de 10 m, en kg/m².

Ic: factor de importancia de la obra. Se asignará un valor de 1.15 a obras de categoría IV y se asignará un valor de 1.00 para las demás categorías.

2.5.6. Presión básica del viento qs

La presión básica del viento es directamente proporcional al cuadrado de la velocidad básica del viento y se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$q_s = 0.0048 * v_s^2$$

Ecuación 19

Donde:

vs: velocidad básica del viento, en km/h

qs: presión básica del viento, en kg/m²

2.5.7. Intensidad y distribución de presiones

- Las presiones de diseño de viento a lo alto de la edificación serán proporcionales al coeficiente C_{ez} y se aplicarán perpendicularmente a la superficie.
- Las fuerzas que actúan hacia adentro se aplicarán en cada piso tomando en cuenta la altura Z sobre el suelo. En estructuras continuas, las presiones se aplicarán en incrementos no mayores de 6.0 m de altura cada vez.
- Para las fuerzas que actúan hacia afuera de la edificación, considerando toda la estructura en conjunto, el valor de C_{ez} se obtendrá a la altura de $0.5*Z$, donde Z es la altura total del edificio; la presión negativa resultante se aplicará uniforme sobre toda la altura Z .
- Para subestructuras adosadas o sobrepuestas se calculan los empujes y las succiones para diseñar la subestructura y después se transmitirán las reacciones a la estructura principal.
- Para segmentos de fachada se evaluará el empuje o la succión en diseños separados.

Tabla XII. **Coefficientes Cez**

Coefficiente Cez			
Altura sobre el nivel promedio del terreno (m)	Exposición D	Exposición C	Exposición B
-	1.39	1.06	0.62
4.50	1.39	1.06	0.62
6.00	1.45	1.13	0.67
7.50	1.50	1.19	0.72
9.00	1.54	1.23	0.76
12.00	1.62	1.31	0.84
18.00	1.73	1.43	0.95
24.00	1.81	1.53	1.04
30.00	1.88	1.61	1.13
36.00	1.93	1.67	1.20
48.00	2.02	1.79	1.31
60.00	2.10	1.87	1.42
90.00	2.23	2.05	1.63
120.00	2.34	2.19	1.80

Fuente: AGIES. *NSE 2. Demandas estructurales, condiciones de sitio.*

2.5.8. Succión vertical

- Las cubiertas livianas, los techos enlaminados y otros recubrimientos casi horizontales de construcciones, serán diseñados para resistir fuerzas de succión vertical debidas al viento. Al analizar esta condición se considerarán nulas las cargas vivas que puedan contribuir a reducir el

efecto de succión. Una cubierta se considera liviana si su peso es menor que 1.6 veces la succión.

- Estos requerimientos también son válidos para obras provisionales, especialmente las enlaminadas. Las obras con vida útil menor a 2 años podrán diseñarse para las 2/3 partes de las cargas estipuladas para edificaciones de mayor duración.

2.5.9. Presiones interiores adicionales

- Se producen cuando hay fachadas abiertas o fachadas permeables en las que hay ventanas, ventilas o puertas que permiten la entrada del viento a la edificación. Al penetrar el viento se generan presiones adicionales dentro de los recintos que se suman a los empujes de barlovento. El diseño considerará estas fachadas como se indica en la tabla 5.3.6-1 de la NSE 2-2018 donde proporcionan los factores de presión.
- Un sector de fachada será abierto si $A_a > 0.75A_f$, donde A_a es el área de aberturas en el sector y A_f es el área del sector de fachada considerado. Cuando el viento puede penetrar bajo un techo deberá considerarse un empuje hacia arriba sumado a la succión vertical conforme a las tablas de factores de presión.
- Un sector de fachada se considerará permeable si $A_a > 0.15 A_f$.

Donde

A_a : área de las aberturas, en m^2 .

A_f : área a barlovento entre los soportes de fachada que habría de estar cerrado en el sector, en m^2 .

3. DISEÑO DE VIGAS METÁLICAS COMPUESTAS

3.1. Disposiciones generales

Los elementos compuestos están formados por un elemento metálico y una fundición de concreto. Las vigas compuestas pueden estar embebidas en concreto o una losa anclada al patín superior de la viga. Esta investigación se centra en el tipo de viga compuesta, donde la losa está anclada al patín superior del elemento metálico.

3.1.1. ¿Qué es una viga compuesta?

Las vigas compuestas consisten en vigas de acero roladas en caliente que actúan en forma compuesta con la losa. La interacción compuesta entre viga de acero y concreto, se logra por medio de la instalación de pasadores de corte fijados al patín superior de la viga, teniendo generalmente los conectores la forma de tornillos estructurales. Una práctica común en la construcción con vigas metálicas y losas de concreto con formaleta metálica es que los pasadores de corte sean soldados a la viga a través de la formaleta metálica (*trough deck welding*), antes de verter el concreto. Debido a que los conectores de corte proveen suficiente conexión a corte longitudinal entre la viga y el concreto, se puede considerar que actúan juntos estructuralmente. (Rackham, Couchman y Hicks, 2009)

3.1.2. Características y clasificación de las vigas compuestas

Una losa sobre una viga se flexiona independientemente debido a cargas de piso verticales, y ocurre un corrimiento relativo por cortante en la interfaz si no existiese un anclaje entre losa y viga. En esta situación, la losa de concreto y la viga de acero resisten cargas verticales conjuntamente, por método de superposición, interactuando como componentes individuales. (Li y Li, 2007, p. 35)

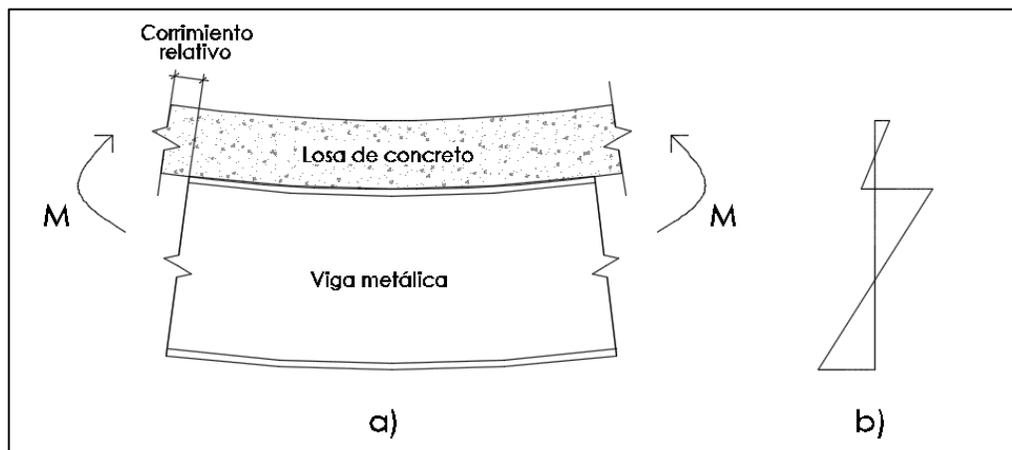
Un conector de cortante puede ser diseñado y colocado sobre la interfaz de viga-losa para restringir el corrimiento relativo por cortante, comportándose en este caso la viga como un solo elemento compuesto de concreto y acero, que resiste cargas verticales de piso como uno solo. (Li y Li, 2007)

Las vigas compuestas pueden categorizarse en los siguientes dos tipos de acuerdo con el desempeño de los pasadores de corte que conectan losas de concreto y vigas metálicas:

- Vigas compuestas con acción compuesta completa: estos elementos tienen suficientes pasadores de corte que son diseñados para ofrecer un comportamiento compuesto completo, para que de esta forma resistan la fuerza de corte que existe en la interfaz de losa de concreto y perfil de acero, siendo el corrimiento relativo entre viga y losa pequeño. Se puede asegurar una capacidad a flexión completa para esta viga compuesta.
- Vigas compuestas con acción compuesta incompleta (parcial): este tipo de elementos no cuentan con suficientes pasadores de corte, los conectores se calculan para que no soporten el 100 % de la fuerza de corte en la interfaz entre losa de concreto y viga metálica, por lo que se presenta un

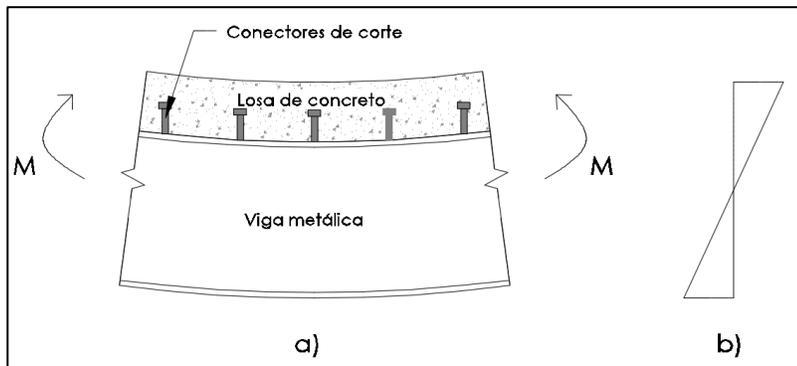
corrimiento relativo grande entre viga y losa. No se logra alcanzar la capacidad completa a flexión del elemento. Cuando el número de conectores de corte es menor a la mitad que el requerido para un comportamiento compuesto completo del elemento, la acción compuesta real entre losa y viga es pequeña, por lo que se desprecia en la práctica. (Li y Li, 2007)

Figura 9. **Viga sin acción compuesta. a) fuerza y deformación de la viga de metal y losa de concreto; b) distribución de esfuerzos en la sección**



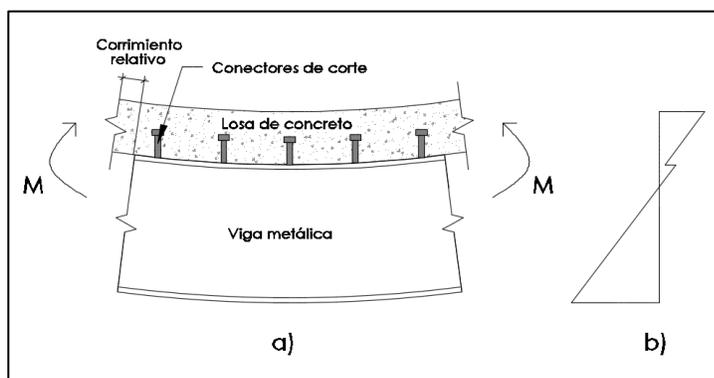
Fuente: Li y Li. (2007). *Advanced Analysis and Design of Steel Frames*.

Figura 10. **Viga con acción compuesta completa. a) fuerza y deformación de la viga de metal y losa de concreto; b) distribución de esfuerzos en la sección**



Fuente: Li y Li. (2007). *Advanced Analysis and Design of Steel Frames*.

Figura 11. **Viga con acción compuesta parcial. a) fuerza y deformación de la viga de metal y losa de concreto; b) distribución de esfuerzos en la sección**



Fuente: Li y Li. (2007). *Advanced Analysis and Design of Steel Frames*.

3.1.3. Ventajas de la construcción compuesta

Cuando las losas de concreto de una edificación se diseñan y construyen para que trabajen en conjunto con las vigas metálicas del sistema, las losas adquieren más funciones que recibir y transmitir cargas hacia las vigas (funcionar como diafragmas) dado que funcionan como una cubre placa en el patín superior de las vigas, aumentando su resistencia a flexión.

Una de las grandes ventajas de utilizar losas compuestas es que aprovechar la alta resistencia del concreto a compresión, haciendo que una gran parte de la losa trabaje a compresión. Así mismo, se logra que un mayor porcentaje del acero de las vigas metálicas trabajen en tensión, que es como el acero mejor se desempeña. Al utilizar secciones compuestas, se aumenta la rigidez y se disminuyen las deflexiones en comparación de los elementos trabajando por separado.

Otra ventaja del sistema compuesto es cuando se requiere reforzar una estructura para aumentar su capacidad de carga, esto se logra más fácilmente en elementos compuestos soldando cubre placas en los patines inferiores de las vigas; dado que la losa funciona como un refuerzo en el patín superior de las vigas, al soldar una cubre placa en el patín inferior se nivelan los esfuerzos en el elemento y se aumenta su capacidad.

Una de las desventajas de la construcción compuesta es el aumento en el costo de un proyecto por la instalación de conectores de cortante. Desde el punto de vista económico, un sistema compuesto resulta más ventajoso cuando se trabajan con vigas con tramos largos (superiores a 6.00 m), de lo contrario el costo extra de los conectores no compensa la reducción que se pueda obtener en el tamaño de las vigas. (McCormac y Csernak, 2012)

3.2. Diseño de elementos compuestos según capítulo I del Código AISC 360-10

El Código AISC 360-10 contempla el capítulo I para el diseño de secciones compuestas de concreto y metal. En dicho capítulo se tratan elementos compuestos que utilizan perfiles de molino o elementos fabricados en taller, al igual que tubos que son embebidos en concreto, y también vigas metálicas soportando losas reforzadas de concreto, conectadas entre sí para que actúen en conjunto y resistan esfuerzos de flexión.

En dicho capítulo se contemplan las siguientes secciones que abarcan distintos aspectos para el diseño de elementos compuestos: fuerza axial, flexión, corte, fuerza axial y flexión combinados, transferencia de cargas, diafragmas compuestos y vigas colectoras, anclajes metálicos y casos especiales.

La sección I3 del Código AISC 360 abarca el diseño a flexión de elementos compuestos, y se definen tres tipos de elementos compuestos: vigas compuestas con anclajes de acero que pueden ser pernos de anclaje o anclajes tipo channel, secciones de acero fundidos en concreto y secciones compuestas de acero (secciones de metal huecas que pueden ser redondas o rectangulares) rellenas de concreto. En la sección I8 del Código AISC contempla el cálculo de la resistencia de conectores de corte tipo perno y perfiles channel para anclaje. (American Institute of Steel Construction, 2010)

3.2.1. Ancho efectivo

Para una viga metálica que tiene fundida una losa de concreto, el ancho efectivo de la sección de concreto que se puede tomar en cuenta para el cálculo de la sección compuesta, se calcula como la sumatoria de los anchos efectivos

a izquierda y derecha del eje de la viga, y dichos anchos deben ser menores a cualquiera de valores dados por:

- 8.33 % del largo libre de la viga, medido de centro a centro a los soportes
- 50 % de la separación a ejes de la viga contigua.
- La distancia a la orilla de la losa. (American Institute of Steel Construction, 2010)

3.2.2. Transmisión de la fuerza cortante

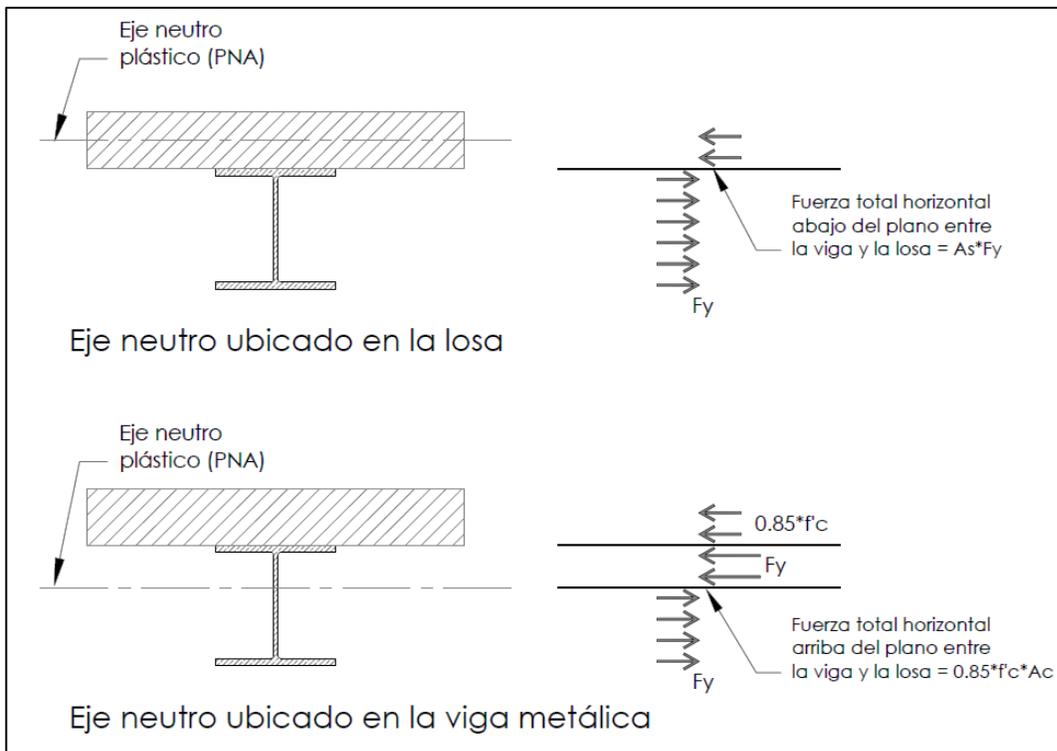
Debido a que existen desplazamientos longitudinales entre losa de concreto y viga metálica, porque la adherencia entre el patín superior de la viga y el concreto no es suficiente para evitarlo, se requieren colocar pasadores de corte para mejorar la acción conjunta entre viga metálica y losa.

En el campo de la construcción, se han experimentado con diferentes tipos de pasadores de corte, entre los que se mencionan: barras espirales, perfiles channel, perfiles con forma de zeta, angulares, secciones de tubo y pernos. En la especificación AISC 360 capítulo I, se permite el uso de perfiles channel y pernos, más no se mencionan otros tipos de conectores. (American Institute of Steel Construction, 2010)

Los conectores de corte se pueden instalar tanto en el taller como en la obra, sin embargo, resulta más conveniente realizarlo en obra porque los conectores soldados a las vigas se pueden dañar durante el transporte y durante el montaje, los conectores soldados estorban para instalar las vigas o caminar sobre ellas.

Para calcular la fuerza cortante que actúa sobre los pasadores de corte, se debe idealizar que el concreto y el acero en un estado límite donde llegan a alcanzar su condición plástica, esto se puede corroborar porque cuando una viga compuesta se ensaya en un laboratorio, la falla tiende a ocurrir por aplastamiento del concreto.

Figura 12. **Ubicación del eje neutro en una sección compuesta**



Fuente: McCormac y Csernak. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*.

Para desarrollar mejor esta idea, obsérvese la figura 12, donde se asume la posible posición del eje neutro. Si el eje neutro plástico (PNA – plastic neutral axis) queda dentro de la losa, entonces la fuerza de corte máxima, que es una fuerza horizontal en la interfaz de concreto y viga de acero, es igual a $A_s \cdot F_y$; si

por el contrario el eje neutro plástico se encuentra dentro del perfil de acero, se toma la fuerza de corte máxima igual a $0.85 \cdot f'_c \cdot A_c$, donde A_c es el área efectiva de la losa de concreto. (McCormac & Csernak, 2012)

De acuerdo con la norma AISC 360, para la acción mixta, donde el concreto está sujeto a compresión causada por la flexión, la fuerza cortante ubicada en la interfaz de la viga metálica y la losa de concreto que es transferida por los pasadores de corte, V' , tiene que calcularse como el menor valor de los estados límites de fisuración del concreto, fluencia por tensión del perfil de acero, o resistencia a cortante de los anclajes metálicos, dado por las ecuaciones:

- Fisuración del concreto.

$$V' = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_c$$

Ecuación 20

- Fluencia de la sección de acero ocasionada por tensión.

$$V' = F_y \cdot A_s$$

Ecuación 21

- Resistencia a cortante de los pasadores de corte o anclajes con perfil Channel.

$$V' = \sum Q_n$$

Ecuación 22

3.2.3. Resistencia de los conectores de cortante

La resistencia de los pasadores de corte está relacionada con la forma, dimensiones y el material con el que fueron fabricados, si se usa losa tradicional o losacero, y la resistencia y tipo de concreto (peso normal o peso ligero) con el que se fundió la losa. El manual de construcción AISC proporciona una tabla donde se indica la resistencia de los conectores de cortante, tabla 3-21 del Manual AISC 13va edición que se presenta en la tabla 12 de este trabajo. Sin embargo, la resistencia de cada conector depende del tipo de conector que se utilice y de las especificaciones de cada fabricante. (American Institute of Steel Construction, 2010)

3.2.3.1. Pernos de acero de conexión por cortante

El diámetro de los conectores de corte tipo tornillo no debe ser mayor a 2.5 veces el espesor del material base al cual es soldado, a menos que esa soldado sobre un patín directamente sobre el alma.

La sección I8.2 del Código AISC 360 aplica para un miembro en flexión compuesto donde los anclajes de acero están embebidos en una losa sólida o en una losa sobre una cubierta metálica.

La longitud de los conectores de corte con cabeza no debe ser menores que 4 diámetros desde la base del conector hasta la cabeza después de la instalación.

La resistencia nominal por cortante de un perno fundido en una losa sólida de concreto o en una losa fundida sobre una cubierta metálica (lámina losacero) se determina con la expresión I8-1 del Código AISC 360, que es la siguiente:

$$Q_n = 0.5 * A_{sa} \sqrt{f'_c * E_c} \leq R_g * R_p * A_{sa} * F_u$$

Ecuación 23

Donde:

Asa = sección transversal de un conector de acero, plg² (mm²).

Ec = módulo de elasticidad del concreto.

Fu = mínima resistencia a tensión especificada de un conector de acero, ksi (MPa).

- Rg = 1.0 para:
 - Un conector de acero soldado en una ondulación de una cubierta metálica, con los troqueles orientados de forma perpendicular al perfil.
 - Cualquier número de conectores soldados en fila directamente al perfil de acero.
 - Cualquier número de conectores soldados en fila a través de la cubierta metálica con los troqueles orientados paralelos al perfil de acero y una relación de ancho promedio de una ondulación a peralte de una ondulación ≥ 1.5 .

- Rg = 0.85 para:
 - Dos conectores soldados en una ondulación de una cubierta metálica, con los troqueles orientados perpendicularmente al perfil metálico.
 - Un conector de acero soldado a través de una cubierta metálica, con los troqueles orientados de forma paralela al perfil metálico y una relación de ancho promedio de troquel y peralte de troquel < 1.5 .

- $R_g = 0.7$ para tres o más conectores de acero soldados en una ondulación de una cubierta metálica, con los troqueles orientados perpendicularmente al perfil metálico.
- $R_p = 0.75$ para
 - Anclajes metálicos con cabeza soldados directamente al perfil metálico.
 - Anclajes metálicos con cabeza soldados en una losa compuesta con cubierta metálica orientada perpendicularmente a la viga con $e_{mid-ht} \geq 2 \text{ plg (50mm)}$.
 - Anclajes metálicos con cabeza soldados a través de la cubierta metálica embebidos en una losa compuesta con los troqueles orientados paralelos a la viga.

$R_p = 0.60$ para conectores de corte soldados en una losa compuesta con los troqueles orientados de forma perpendicular a la viga con $e_{mid-ht} < 2 \text{ plg (50 mm)}$.

e_{mid-ht} = distancia desde el borde del conector de acero al alma de la cubierta metálica, medida a media altura del peralte del troquel de la lámina, y en la dirección de la carga del conector de cortante (en otras palabras, en la dirección del máximo momento para una viga simplemente apoyada), in (mm).

3.2.3.2. Perfiles channel como conectores de cortante

La resistencia nominal por cortante de un perfil channel se determina con la expresión I8-2 del Código AISC 360, que es la siguiente:

$$Q_n = 0.3 * (t_f + 0.5 * t_w) * l_a \sqrt{f'_c * E_c}$$

Ecuación 24

Dónde:

t_f = espesor del patín del channel, plg² (mm²).

t_w = espesor del alma del channel, plg² (mm²).

l_a = longitud del channel, plg² (mm²).

Tabla XIII. Resistencia de corte horizontal con un perno, Q_n , según tabla 3-21 del Manual de acero AISC

Fu = 65 ksi		Perno de corte					
		Cortante horizontal nominal para un perno, Q_n , kip					
Tipo de cubierta	Diámetro del perno, plg	Concreto de peso normal wc = 145 pcf		Concreto de peso ligero wc = 110 pcf			
		f'c = 3 ksi	f'c = 4 ksi	f'c = 3 ksi	f'c = 4 ksi		
Sin cubierta	3/8	5.26	6.53	4.28	5.31		
	1/2	9.35	11.60	7.60	9.43		
	5/8	14.60	18.10	11.90	14.70		
	3/4	21.00	26.10	17.10	21.20		
Troqueles paralelos a la viga	$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.5$	3/8	5.26	5.38	4.28	5.31	
		1/2	9.35	9.57	7.60	9.43	
		5/8	14.60	15.00	11.90	14.70	
		3/4	21.00	21.50	17.10	21.20	
	$\frac{w_r}{h_r} < 1.5$	3/8	4.58	4.58	4.28	4.58	
		1/2	8.14	8.14	7.60	8.14	
		5/8	12.70	12.70	11.90	12.70	
		3/4	18.30	18.30	17.10	18.30	
Troqueles perpendiculares a la viga	Pernos débiles por costilla (troquel)	1	3/8	4.31	4.31	4.28	4.28
			1/2	7.66	7.66	7.66	7.66
			5/8	12.00	12.00	12.00	12.00
			3/4	17.20	17.20	17.20	17.20
		2	3/8	3.66	3.66	3.66	3.66
			1/2	6.51	6.51	6.51	6.51
			5/8	10.20	10.20	10.20	10.20
			3/4	14.60	14.60	14.60	14.60
		3	3/8	3.02	3.02	3.02	3.02
			1/2	5.36	5.36	5.36	5.36
			5/8	8.38	8.38	8.38	8.38
			3/4	12.10	12.10	12.10	12.10
	Pernos fuertes por costilla (troquel)	1	3/8	5.26	5.38	4.28	5.31
			1/2	9.35	9.57	7.60	9.43
			5/8	14.60	15.00	11.90	14.70
			3/4	21.00	21.50	17.10	21.20
		2	3/8	4.58	4.58	4.28	4.58
			1/2	8.14	8.14	7.60	8.14
			5/8	12.70	12.70	11.90	12.70
			3/4	18.30	18.30	17.10	18.30
		3	3/8	3.77	3.77	3.77	3.77
			1/2	6.70	6.70	6.70	6.70
			5/8	10.50	10.50	10.50	10.50
			3/4	15.10	15.10	15.10	15.10

Fuente: American Institute of Steel Construction. (2005). *Steel Construction Manual*.

3.2.4. Cantidad, espaciamiento y recubrimiento de los conectores de corte

La cantidad de conectores de corte que se solicitan entre el punto de máximo momento positivo y los puntos adyacentes de momento nulo, se calculan como el cociente entre la fuerza de corte horizontal que debe resistirse y la resistencia nominal, Q_n , de un conector de corte.

3.2.4.1. Espaciamiento de los conectores

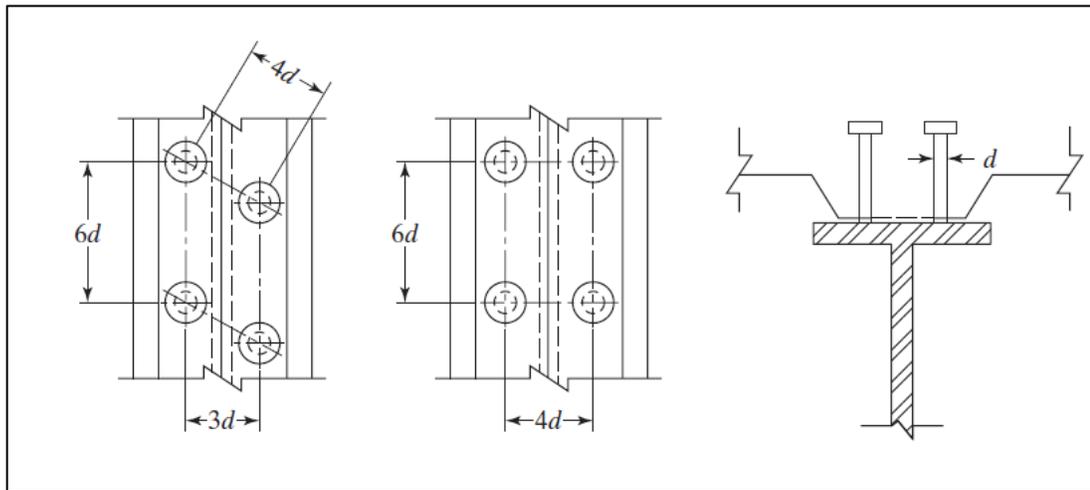
El código AISC permite un espaciamiento uniforme dentro de los puntos adyacentes al momento máximo, debido a que pruebas realizadas en vigas con conectores concentrados en puntos de momento máximo y vigas con conectores uniformemente espaciados resultan en resistencias últimas y deflexiones similares, siempre y cuando el número total de conectores sea suficiente para soportar la fuerza cortante horizontal. Sin embargo, en el caso de cargas concentradas, se solicita una suficiente cantidad de conectores cerca del área de momento máximo para desarrollar la resistencia a flexión.

Sin tomar en cuenta el caso de losas con cubiertas metálicas, el espaciamiento mínimo entre conectores de cortante a lo largo de un elemento permitido por el Código AISC es de 6 diámetros de perno, mientras que el valor mínimo transversal al eje de la viga es de 4 diámetros.

Para el caso de losa con cubiertas metálicas, dentro de una costilla en una lámina losacero, el espaciamiento mínimo es de 4 diámetros de perno en cualquier dirección. Cuando los patines de una viga son muy estrechos y no permiten cumplir con el espaciamiento transversal mínimo, se pueden colocar los

conectores alternados. Por aparte, el espaciamiento máximo no debe exceder 8 veces el espesor total de la losa o 36 plg (91 cm). (McCormac y Csernak, 2012)

Figura 13. **Disposición de los conectores de corte en el patín de una viga**



Fuente: McCormac y Csernak. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*.

3.2.4.2. Requisitos de secciones mixtas para la cubierta metálica y colocación de los conectores de corte

- La resistencia a flexión disponible de una construcción mixta que consiste en losa de concreto fundida en formaleta metálica conectada a vigas metálicas debe de obedecer las siguientes condiciones:
 - El peralte de una ondulación de la lámina losacero (*metal deck*) no debe superar el valor de 3 plg (75 mm). El ancho nominal de una ondulación de concreto o valle, w_r , no debe ser inferior que 2 plg

(50 mm), pero no debe estimarse para cálculos con un valor superior al ancho libre mínimo cerca del tope superior de la lámina.

- La losa de concreto debe de conectarse a la viga metálica con pasadores de corte soldados, de $\frac{3}{4}$ " (19 mm) o de menor diámetro. Los pernos de anclaje deben ser soldados ya sea a través de la formaleta metálica o directamente al patín de la sección de acero. Los pernos de anclaje, después de la instalación, deben extenderse al menos 1.1/2" (38 mm) sobre la superficie superior de la lámina losacero y luego deben de tener al menos $\frac{1}{2}$ " (13 mm) de recubrimiento de concreto sobre la superficie superior de los pasadores de corte.
- El espesor de la fundición de concreto de la losa sobre la lámina losacero debe ser mayor a 2 plg (50 mm).
- La lámina losacero debe ser anclada a cada uno de los miembros de soporte, donde la separación entre anclajes no debe exceder de 18 plg (460 mm). Dicho anclaje debe proveerse por medio de pasadores de corte, una conjugación de pasadores de corte y soldaduras, u otros dispositivos recomendados por el diseñador de la estructural.
- Troqueles de la lámina losacero que van orientadas de forma perpendicular a la viga metálica.

La fundición de concreto ubicada debajo del troquel superior de la lámina metálica debe ser ignorada al determinar las características de la sección mixta

y al calcular A_c para los troqueles de la lámina orientadas de forma ortogonal a las vigas metálicas.

- Troqueles de la cubierta metálica orientadas de forma paralela a la viga metálica.

La fundición de concreto ubicada bajo el troquel superior de la lámina metálica se permite que sea incluido al determinar las características de la sección mixta y debe tomarse en consideración al calcular A_c .

Cuando la altura nominal de la lámina losacero es de 1.1/2" (38 mm) o mayor, el ancho medio, w_t , del anca o troquel soportado no debería tener un valor inferior a 2 plg (50 mm), para el primer pasador de corte en una fila transversal más cuatro veces el diámetro del pasador (perno) para cada pasador de corte adicional. (American Institute of Steel Construction, 2010)

Figura 14. **Pasador fabricado con varilla lisa A36 Ø 5/8"**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2018). Colección particular. Guatemala.

Figura 15. **Instalación de pasadores de corte tipo Nelson Stud**



Fuente: Construction Mentor. *Metal Decking*. Consultado el 17 de febrero de 2019. Recuperado de <https://constructionmentor.net/metal-decking/>.

Figura 16. **Instalación de pasadores de corte tipo Hilti**

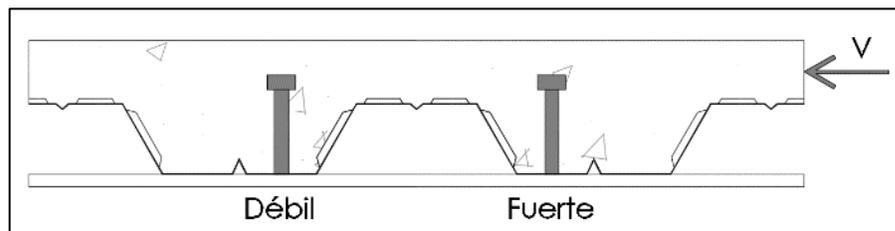


Fuente: Hilti. (2018). *Conector de cizalla X-HVB*. Consulta: 17 de febrero de 2019. Recuperado de https://www.hilti.es/c/CLS_FASTENER_7135/CLS_DIRECT_FASTENING_ELEMENTS_7135/CLS_OTHER_ELEMENTS_7135/r6231.

3.2.4.3. Posición fuerte o débil para los conectores de corte tipo perno

La tabla 12 de este documento hace referencia a la tabla 3-21 del Código AISC, que tabula la resistencia calculada para un perno de anclaje para distintas condiciones, para el caso donde se utiliza lámina losacero con sus costillas orientadas en sentido perpendicular al eje de la viga, los conectores se pueden considerar como fuertes o débiles. En las láminas que se producen actualmente, se puede observar un nervio metálico en el centro de cada valle de la lámina, por lo que los pernos pueden colocarse a la derecha o a la izquierda de estos nervios, siendo una posición fuerte y la otra débil. (American Institute of Steel Construction, 2010)

Figura 17. **Posición fuerte y débil de un conector de corte tipo perno en una losa con cubierta metálica (lámina losacero)**



Fuente: American Institute of Steel Construction. (2005). *Steel Construction Manual*.

3.2.5. Capacidad de momento de las secciones compuestas

La resistencia nominal por flexión de una viga compuesta en la región de momento positivo puede estar controlada por la resistencia plástica de la sección, por la de la losa de concreto o por la de los conectores de corte. Además, si el

alma es muy esbelta y si una porción grande de ella está a compresión, el pandeo del alma puede limitar la resistencia nominal del miembro.

Debido a que existe poca investigación acerca del pandeo del alma de las secciones compuestas, el Código AISC 360 en la sección I3.2, aplica de forma conservadora las mismas reglas a las almas de las secciones compuestas que a la de secciones simples de acero.

Considerando que el eje neutro plástico (PNA – plastic neutral axis) puede ubicarse a nivel de la losa, patín de la viga de acero o en su alma, se ampliarán estos casos más adelante.

3.2.5.1. Cálculo de la resistencia a flexión positiva

El cálculo de la resistencia a flexión positiva de diseño, $\phi_b M_n$, y la resistencia a flexión positiva admisible, M_n/Ω_b , deben ser dadas por el estado límite de fluencia del elemento cómo se indica a continuación:

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)}, \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Cuando:

$$h/t_w \leq 3.67 \sqrt{E/F_y}$$

Ecuación 25

M_n , momento nominal, se debe calcular partiendo de la distribución que presentan los esfuerzos plásticos en la sección compuesta bajo el estado límite de la fluencia del elemento de acero (se resume como momento plástico).

Cuando:

$$h/tw > 3.67\sqrt{E/Fy}$$

Ecuación 26

M_n , momento nominal, se debe calcular por la sumatoria de los esfuerzos elásticos, tomando en cuenta los efectos del apuntalamiento, para el estado límite de fluencia de la sección metálica (momento de fluencia). (American Institute of Steel Construction, 2010)

3.2.5.2. Cálculo de la resistencia a flexión negativa

El cálculo de la resistencia disponible a flexión negativa se debe determinar para la sección de forma individual, en concordancia con los requerimientos del capítulo F del Código AISC 360.

De forma alternativa, la resistencia disponible a flexión negativa debe ser calculada por la disposición plástica de los esfuerzos de la sección mixta, para el estado límite de fluencia del elemento metálico (esfuerzo plástico), con:

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)}, \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Tomando en consideración las siguientes limitantes:

- La viga metálica debe ser compacta y adecuadamente embreizada de acuerdo con el capítulo F del Código AISC 360.
- Los pasadores de corte o los perfiles channel de anclaje, conectan la losa a la viga metálica en el área del momento negativo.

- El acero de refuerzo colocado en la losa paralelo a la viga metálica, que se encuentra incluido en el ancho efectivo de la losa, está debidamente desarrollado (American Institute of Steel Construction, 2010).

3.2.5.3. Eje neutro en la losa de concreto

Los esfuerzos de compresión en la sección de losa de concreto varían desde la parte superior de la losa hasta la ubicación del eje neutro, sin embargo, se puede tomar la simplificación de una distribución constante de esfuerzos igual a $0.85 \cdot f'_c$ sobre un área de profundidad a y ancho b_e , como se muestra en la figura 12. La razón de ser de esta simplificación es proporcionar un bloque de esfuerzos con la misma capacidad de compresión total y el mismo centro de gravedad que tiene la losa real.

El valor de a se calcula con la siguiente expresión, donde se iguala la capacidad total a tensión del perfil de acero y la capacidad total a compresión de la losa:

$$A_s F_y = 0.85 * f'_c * a * b_e$$

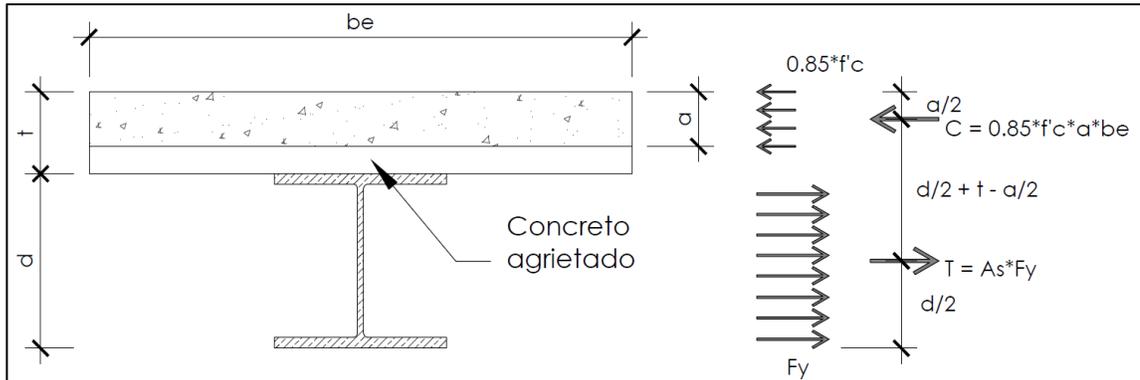
Ecuación 27

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * f'_c * b_e}$$

Ecuación 28

Si a es igual o menor que el espesor de la losa, el eje neutro plástico se ubica en la losa y la capacidad por momento plástico de la sección compuesta se puede expresar como la tensión total T o la compresión total C , multiplicada por la distancia entre sus centros de gravedad, como se observa en la figura 18. (McCormac & Csernak, 2012)

Figura 18. **Sección compuesta con eje plástico neutro ubicado en la sección de losa de concreto**



Fuente: McCormac y Csernak. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*.

3.2.5.4. Eje neutro en el patín superior de la viga de acero

Si se calcula a como se describió anteriormente y es mayor que el espesor t de la losa, el eje neutro plástico (NPA) quedará en la sección de acero. Si esto ocurre, será necesario determinar si el PNA recae en el patín o debajo de éste. Supongamos que se encuentra en la base del patín. La fuerza de compresión total C , arriba del PNA puede calcularse como $= 0.85 \cdot f'_c \cdot b_e \cdot t + A_f \cdot F_y$, donde A_f es el área del patín, y la fuerza total de tensión debajo $T = F_y \cdot (A_s - A_f)$. Si $C > T$, el PNA estará en el patín. Si $C < T$, el PNA quedará por debajo del patín. (McCormac & Csernak, 2012)

Suponiendo que encontramos que el PNA está en el patín, podemos determinar su posición haciendo que $C = T$ y sea la distancia al PNA medida desde la parte superior del patín e igualando C con T como sigue:

$$0.85f'_c t b_e + F_y b_f \bar{y} = F_y A_s - F_y b_f \bar{y}$$

Ecuación 29

En donde \bar{y} es igual a:

$$\bar{y} = \frac{F_y A_s - 0.85f'_c b_e t}{2F_y b_f}$$

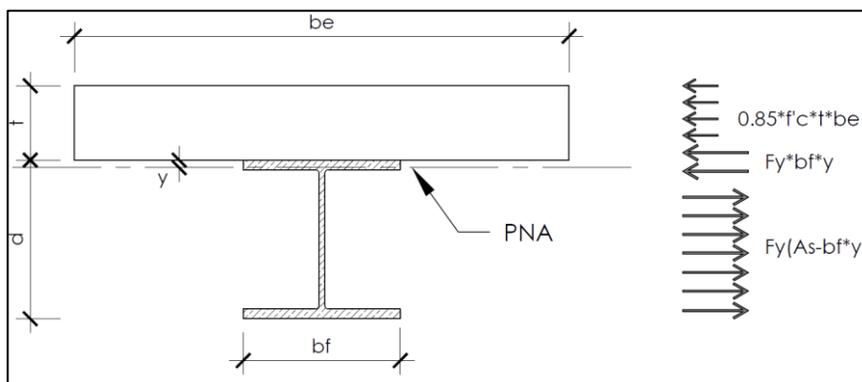
Ecuación 30

Entonces se puede determinar la capacidad por momento plástico o nominal de la sección con la siguiente expresión y haciendo referencia a la figura 19. Al tomar momentos con respecto al PNA se obtiene:

$$M_p = M_n = 0.85f'_c b_e t \left(\frac{t}{2} + \bar{y} \right) + 2F_y b_f \bar{y} \left(\frac{\bar{y}}{2} \right) + F_y A_s \left(\frac{d}{2} - \bar{y} \right)$$

Ecuación 31

Figura 19. **Sección compuesta con eje plástico neutro ubicado en el patín superior de la viga de acero**



Fuente: McCormac y Csernak. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*.

3.2.5.5. Eje neutro en el alma de la sección de acero

Si para una sección compuesta determinada encontramos que a es mayor que el espesor de la losa, y si luego suponemos que el PNA se localiza en la base del patín de acero, calculamos la compresión y la tensión total y si resulta que la tensión es mayor a la compresión, entonces el PNA estará ubicado dentro del alma del perfil metálico. El procedimiento para calcular el momento plástico de la sección es similar al realizado para el caso donde el eje neutro recae dentro del patín superior de la viga. (McCormac & Csernak, 2012)

3.3. Bases para el diseño de pasadores de corte de acuerdo con el Eurocódigo 4

El Eurocódigo 4: diseño de estructuras compuestas de acero y concreto, indica las siguientes bases para el diseño de los conectores de corte:

- Se deben proveer conectores a corte y refuerzo transversal para garantizar una transmisión de fuerzas de corte longitudinales entre la fundición de concreto y el elemento metálico.
- Los pasadores de cortante deben tener una capacidad de deformación competente para solventar cualquier redistribución inelástica asumida durante el diseño.
- Para poder justificar el supuesto de un comportamiento plástico ideal en la conexión a corte de los elementos, los conectores deben ser dúctiles y con suficiente capacidad de deformación.
- Un conector se considerará dúctil si la capacidad de desplazamiento (*slip*) característica δ_{uk} es mayor o igual a 6 mm.

- Cuando se utilicen dos o más tipos distintos de conexión a corte en la misma luz libre de una viga, debe tomarse en consideración cualquier cambio en las propiedades de carga-desplazamiento.
- Los pasadores de cortante deben ser capaces de evitar la separación de la losa de concreto de la viga de acero.
- Para evitar la separación de la losa y la viga metálica, los conectores de corte tienen que calcularse para soportar una fuerza máxima a tensión nominal, que sea ortogonal al plano determinado por el patín de la viga, o al menos el 10 % de la capacidad última a cortante ofrecida por los conectores.
- Los conectores de corte tipo perno deben considerarse con suficiente capacidad para resistir el arrancamiento, caso contrario que la conexión a cortante sea sujeta a tensión directa.
- Se debe evitar la falla a cortante longitudinal y la ruptura del concreto debido a fuerzas concentradas ocasionadas por los conectores de corte.
- Cuando se utiliza un método de anclaje, distinto a los conectores de corte, que se utilice para transferir cargas de corte entre un elemento de concreto y otro de acero, el comportamiento que considere en el diseño debe basarse en ensayos y debe ser respaldado por un modelo conceptual. Así mismo, el diseño del elemento compuesto debe de cumplir con las mismas características estructurales de un miembro similar que si utilice conectores de corte.
- Para la construcción de edificios, la cantidad de conectores utilizada en cada entre piso debe ser al menos el cociente de la fuerza de cortante total por nivel dada por el estado de carga última, dentro de la resistencia de diseño de un solo conector, Prd. (European Committee for Standardization, 2004)

3.4. Estructuras compuestas de acero y concreto en la norma AGIES

Cuando se construyen edificios con un sistema compuesto de concreto y acero, deben revisarse sus características de respuesta post-elástica ante un sismo para definir y analizar la carga sísmica.

En la tabla 1.6.14-1 de la norma AGIES NSE 3-2018 se consideran distintos sistemas estructurales para el territorio de Guatemala, dentro de los cuales se incluyen los sistemas compuestos de concreto y acero, que están clasificados como sistemas de marcos a momento y sus coeficientes de respuesta post-elástica varían si se trata de un marco especial, intermedio u ordinario, de acuerdo con los detalles especiales que tengan para resistir un sismo.

Los requisitos para el diseño y construcción de sistemas compuestos se remiten a las normas AISC 360, AISC 341, y ACI-318, donde se encuentran los requerimientos de diseño y especificaciones especiales para zonas sísmicas.

Para los sistemas compuestos se prohíbe utilizar concreto sin refuerzo interno, sin importar si está completamente embebido en un cascarón metálico. (AGIES, 2018)

Tabla XIV. **Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes**

SISTEMA ESTRUCTURAL	R	Ω_r	Cd
E1 SISTEMA DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO			
Marcos dúctiles DA (Ductilidad Alta)			
De concreto reforzado	8.0	3.0	5.5
De acero estructural	8.0	3.0	5.5
Compuestos acero-concreto	8.0	3.0	5.5
Marcos dúctiles DI (Ductilidad Intermedia)			
De concreto reforzado	5.0	3.0	4.5
De acero estructural	4.5	3.0	4.0
Compuestos acero-concreto	4.5	3.0	4.5
Sistemas aislados	5.0	3.0	4.5
Marcos dúctiles DB (Ductilidad Baja)			
De concreto reforzado	3.0	3.0	2.5
De acero estructural	3.5	3.0	3.0
Compuestos acero-concreto	3.0	3.0	2.5

Fuente: AGIES. (2018). *NSE 7.5. Diseño de edificaciones de acero.*

4. METODOLOGÍA PARA EL ENSAYO DE CONECTORES DE CORTE

4.1. Ensayos estándar para conectores de corte de acuerdo con el Eurocódigo 4-1994

En esta sección se hace referencia al procedimiento para realizar el ensayo *push out test* (ensayo de empuje) según el Eurocódigo 4-1994, siendo el procedimiento similar al utilizado para ensayar las probetas para la presente investigación.

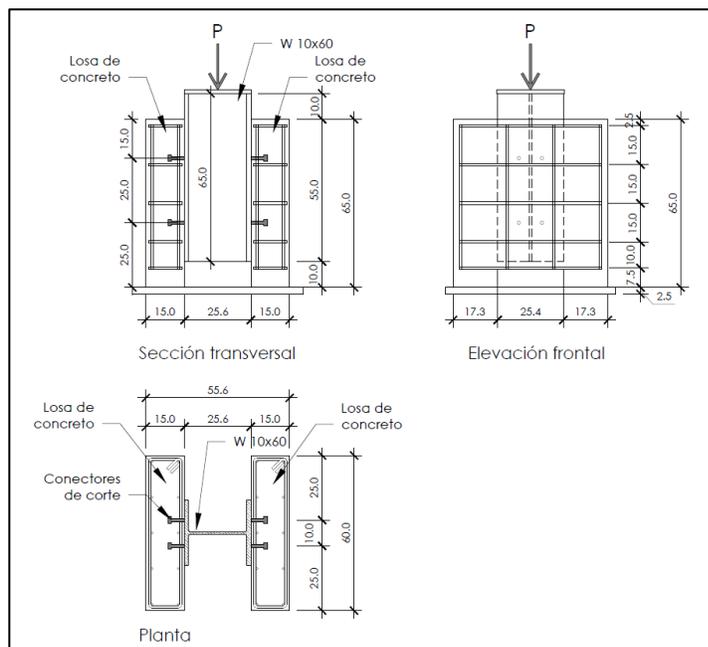
4.1.1. Preparación de los especímenes

- Cada una de las losas de concreto deben fundirse en posición horizontal, tal como se hace para vigas compuestas en la práctica.
- La unión en la interfaz de los patines del perfil metálico y el concreto debe prevenirse al engrasar el patín de las vigas o por otros medios adecuados.
- Los especímenes del ensayo de empuje deben ser curados con aire.
- Por cada mezcla de concreto, deben sacarse al menos cuatro especímenes (cilindros o cubos) para determinar la resistencia del cilindro durante la fundición de los especímenes del ensayo. Estos especímenes de concreto (cilindros o cubos) deben ser curados junto con los especímenes del ensayo por empuje.
- La resistencia a compresión f_{cm} del concreto al momento del ensayo debe ser del 70 % +/- 10 % de la resistencia especificada del concreto f_{ck} de las vigas para el cual se diseñó el ensayo. Este requisito se puede cumplir al

usar concreto del grado especificado, pero ensayarse antes de los 28 días de haberse fundidos los especímenes.

- La resistencia a fluencia, la resistencia a tensión y la máxima elongación de una muestra representativa del material de conector debe ser determinada.
- Si se utiliza lámina losacero (*metal deck*) para la fundición de concreto de las losas, la resistencia a la fluencia y la resistencia a tensión de la lámina losacero tienen que determinarse a través de ensayos de cupón, obtenidos de especímenes que se corten de las láminas utilizadas en los ensayos de empuje. (European Committee for Standardization, 2004)

Figura 20. **Espécimen para ensayo por empuje**



*El refuerzo de las losas se realizará con hierro de 3/8" de diámetro.

*Las dimensiones están en centímetros.

Fuente: European Committee for Standardization. (2004). *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures*.

4.1.2. Procedimiento de ensayo

- La carga debe ser primero aplicada en incrementos hasta el 40 % de la carga de la falla esperada y luego debe ser cíclica 25 veces entre 5 % al 40 % de la carga de la falla esperada.
- Los siguientes incrementos de carga luego deben ser impuestos a modo que la falla no ocurra en menos de 15 minutos.
- El deslizamiento longitudinal entre las losas de concreto y la sección de acero deben ser medidas continuamente durante la carga o a cada incremento de carga. El deslizamiento debe ser medido al menos hasta que la carga caiga hasta un 20 % bajo la carga máxima.
- Tan próximo como sea posible a cada grupo de conectores, la separación transversal entre la sección de acero y cada losa debe ser medida. (European Committee for Standardization, 2004).

4.1.3. Evaluación del ensayo

- Si tres resultados en especímenes nominalmente idénticos se llevan a cabo y la desviación de cada resultado del ensayo individual del valor de la media obtenida de todos los ensayos no excede el 10 %, la resistencia de diseño puede determinarse como:
 - La resistencia característica P_{Rk} se debe tomar como la carga mínima de falla (dividida dentro del el número de pasadores de corte) reducida por 10 %.
 - La resistencia de diseño P_{Rd} debe calcularse como:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_v}$$

Ecuación 32

Donde:

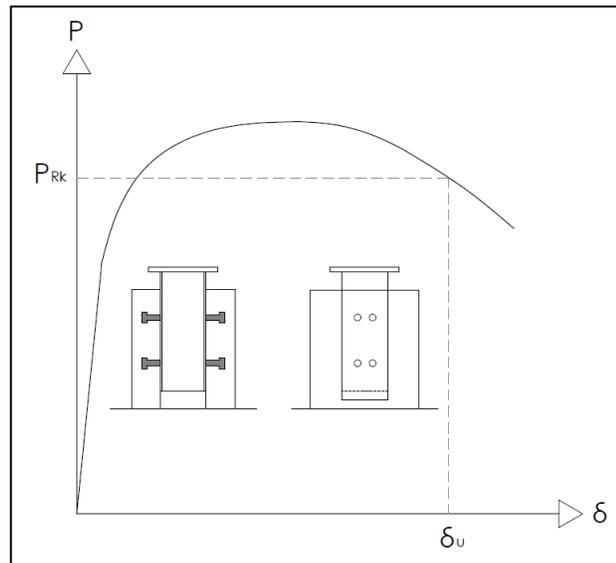
f_u = es la mínima resistencia máxima especificada del material del conector;

f_{ut} = es la resistencia máxima actual del material del conector en el ensayo del espécimen; y

γ_v = es el factor de seguridad parcial para el conector de corte. El valor recomendado para γ_v es 1.25.

- Si la desviación de la media excede el 10 %, al menos se deben realizar tres ensayos más del mismo tipo. La evaluación debe ser luego llevada a cabo de acuerdo con la norma EN 1990, anexo D.
- Donde el conector está compuesto de dos elementos separados, uno para resistir corte longitudinal y otro para resistir fuerzas que tiendan a separar la losa de la viga metálica, los conectores que resisten la separación deben tener suficiente rigidez y resistencia para que la separación en los ensayos de empuje, medida cuando los conectores estén sujetos a un 80 % de su carga última, sea menor que la mitad del movimiento longitudinal de la losa con relación a la viga.
- La capacidad de deslizamiento de un espécimen δ_u debe ser tomado como el máximo deslizamiento medido al nivel de la carga característica, como se muestra en la siguiente figura. La capacidad de deslizamiento característico δ_{uk} debe ser tomada como el mínimo valor del ensayo de δ_u reducido por 10 % o determinado por evaluación estadística a partir de todos los resultados de los ensayos. En este último caso, la capacidad a desplazamiento característico debe ser determinado de acuerdo con EN 1990, anexo D. (European Committee for Standardization, 2004)

Figura 21. **Determinación de la capacidad de desplazamiento δ_u**



Fuente: European Committee for Standardization. (2004). *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures*.

4.2. Procedimiento de ensayo *push out* para estudio comparativo de esta investigación

En esta sección se describe el procedimiento utilizado durante la investigación, para los ensayos *push out* que servirán para evaluar las características mecánicas de los anclajes.

4.2.1. Detalles de los especímenes

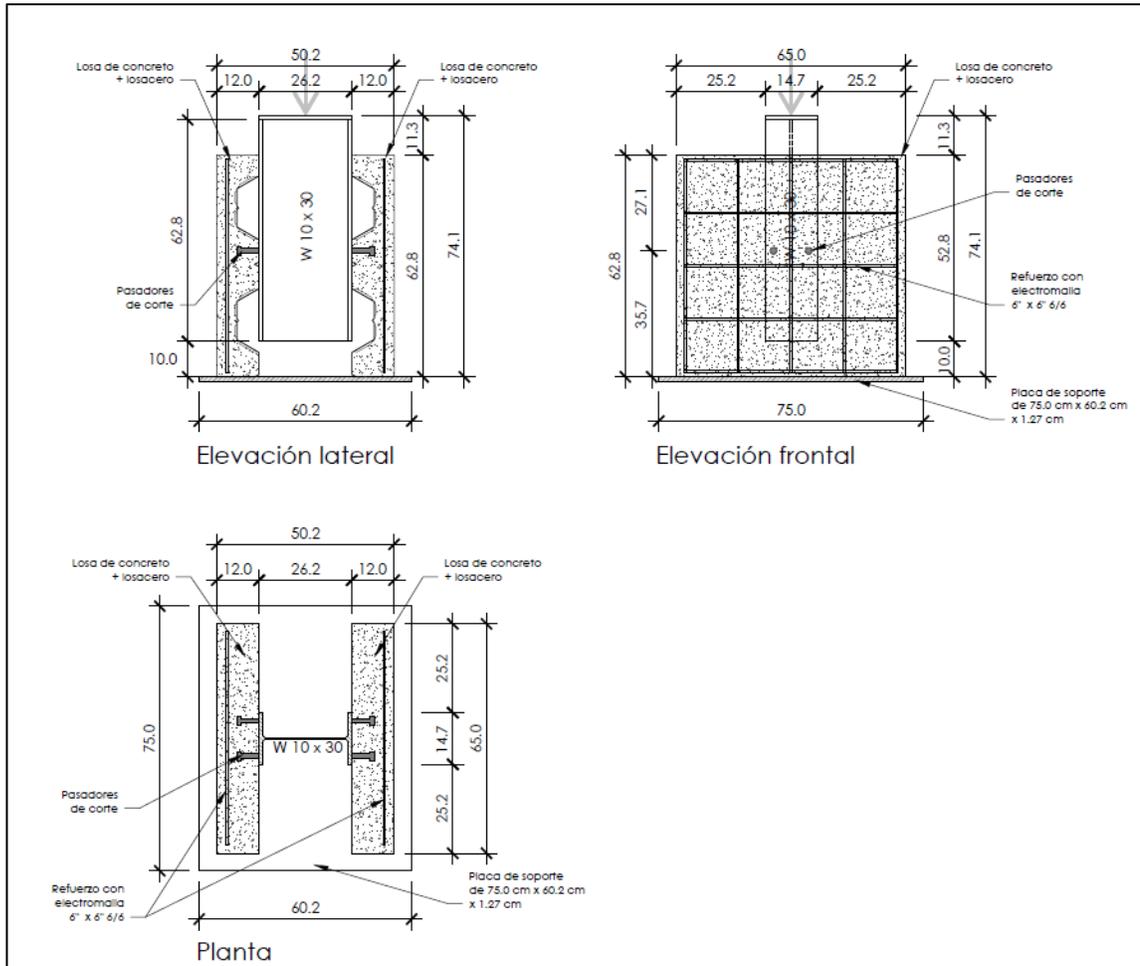
Se prepararán 3 especímenes de cada tipo, todos los especímenes tendrán las mismas dimensiones y tendrán las mismas especificaciones, la diferencia entre los 3 grupos de elementos será el tipo de anclajes que se utilizarán.

Para el primer grupo de especímenes se utilizarán pasadores de corte fabricados manualmente con varilla lisa A36, para el segundo grupo se utilizarán anclajes Hilti tipo X-HVB 3 3/4" y para el tercer grupo se utilizarán pernos Nelson Stud de Ø 3/4".

Los elementos estarán formados por:

- Columna fabricada con W 10" x 30 lb/pie especificación A992.
- Placa de 26.7 cm x 14.8 cm x 1.27 cm (10 1/2" x 5 3/4" x 1/2") especificación A36.
- 2 secciones de losa unidas a cada patín por medio de pasadores de corte, las losas serán de 62.8 cm x 65 cm x 12 cm de espesor, y contarán con una cubierta de losacero cal. 20 que servirá de formaleta. El acero de refuerzo de la losa será con electromalla 6" x 6" 6/6.
- El concreto de las losas se fundirá a partir de sacos de concreto listo con una resistencia especificada de 210 kg/cm² (3,000 psi).
- 2 pasadores de corte soldados en cada patín de la columna. Los pasadores de corte podrán ser fabricados manualmente con varilla lisa A36 Ø 5/8", Hilti X-HVB 3 3/4" ó Nelson Stud Ø 3/4".
- Los especímenes descansarán sobre una placa de 60.2 cm x 75.0 cm x 1.27 cm (23 3/4" x 29 1/2" x 1/2") especificación A36, esta placa se colocará como base antes de realizar el ensayo para obtener una mejor distribución de esfuerzos y evitar fallas locales.

Figura 22. Dimensiones de los especímenes para el ensayo de conectores de corte



*Las dimensiones están en centímetros.

Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

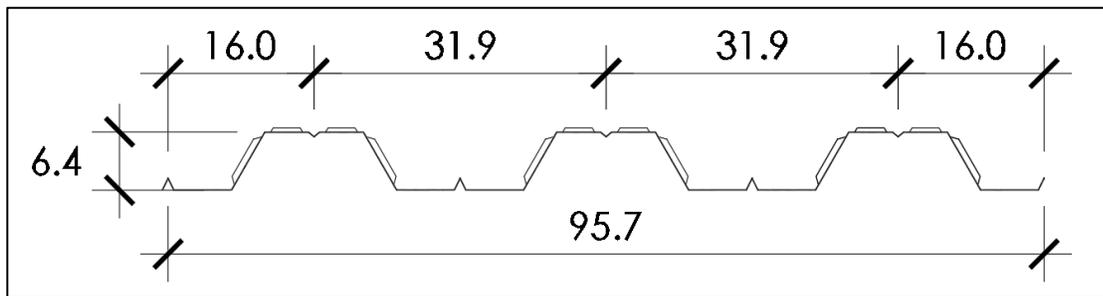
4.2.2. Detalles de los especímenes

En esta sección se detallan las características, dimensiones y refuerzo de los elementos que formarán las probetas que se ensayarán, se deben respetar estos lineamientos para que las pruebas sean comparables.

4.2.2.1. Cubierta metálica (lámina losacero)

Se utilizó lámina losacero calibre 20, proveedor Multigroup con las dimensiones especificadas en la figura 3 de esta investigación.

Figura 23. Dimensiones de lámina losacero calibre 20



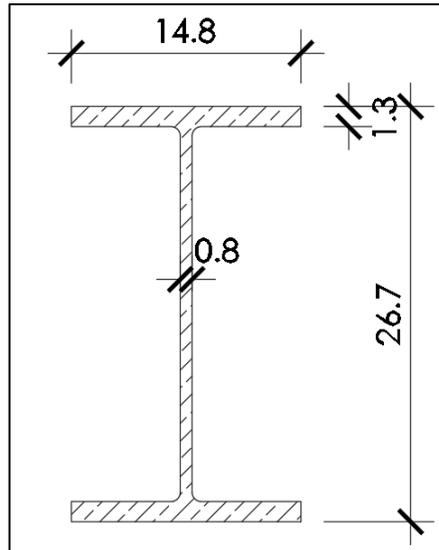
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

4.2.2.2. Perfil metálico

Se utilizó un perfil W 10" x 30, acero A992 grado 50 con las siguientes dimensiones:

- Ancho de patín (bf): 8"
- Espesor de patín (tf): 1/2"
- Altura del elemento (d): 10"
- Espesor del alma (tw): 1/4"
- Tipo de acero: A992
- Resistencia a la fluencia nominal = 50 ksi
- Resistencia última nominal: 58 ksi

Figura 24. **Dimensiones del perfil W 10" x 30 lb/pie (dimensiones en centímetros)**



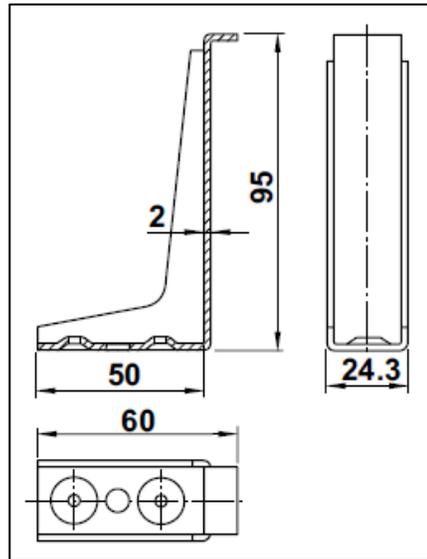
Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

4.2.2.3. Conectores de corte

Se utilizaron 3 tipos distintos de pasadores de corte, con las siguientes características:

- Conectores Hilti: se utilizan anclajes tipo Hilti X-HBV 95, que tienen las siguientes dimensiones.

Figura 25. Dimensiones del perno X-HBV95 marca Hilti



Fuente: Hilti. (2018). *Conector de cizalla X-HVB*. Consulta: 17 de febrero de 2019. Recuperado de https://www.hilti.es/c/CLS_FASTENER_7135/CLS_DIRECT_FASTENING_ELEMENTS_7135/CLS_OTHER_ELEMENTS_7135/r6231.

- Conectores Nelson Stud: se utilizan anclajes tipo perno Nelson Stud con un diámetro nominal de $\varnothing 3/4$ ", con las siguientes dimensiones.

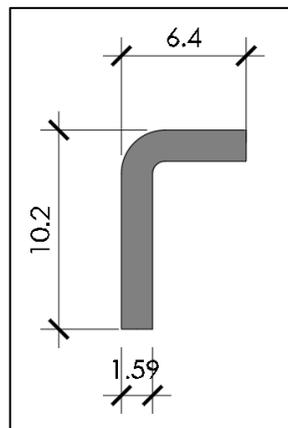
Figura 26. Dimensiones del perno Nelson Stud de $\phi=3/4''$ x 4''



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2018). Colección particular. Guatemala.

- Conectores fabricados manualmente: se utilizan anclajes con varilla lisa A-36 con un diámetro nominal de $\phi=5/8''$, con las siguientes dimensiones.

Figura 27. Dimensiones del perno fabricado manualmente de $\phi=5/8''$ x 4'' fabricado con varilla lisa A36



Fuente: elaboración propia, empleando AutoCAD 2020.

4.2.2.4. Concreto

Se utilizó concreto con una resistencia nominal a compresión f'_c de 210 kg/cm² (3,000 psi), con un tamaño nominal del agregado grueso de 3/8".

4.2.2.5. Acero de refuerzo

Se colocó 1 cama de refuerzo con electromalla con cuadro de 6" x 6" calibre 6/6, con las siguientes especificaciones del fabricante.

- Tipo de acero: ASTM A-1064
- Resistencia a la fluencia nominal = 70 ksi
- Nomenclatura: cuadro de 6" x 6" calibre 6/6
- Diámetro de varilla: 4.88 mm
- Área de varilla: 0.187 cm²
- Área de refuerzo: 1.247 cm²/m

4.2.3. Procedimiento de ensayo

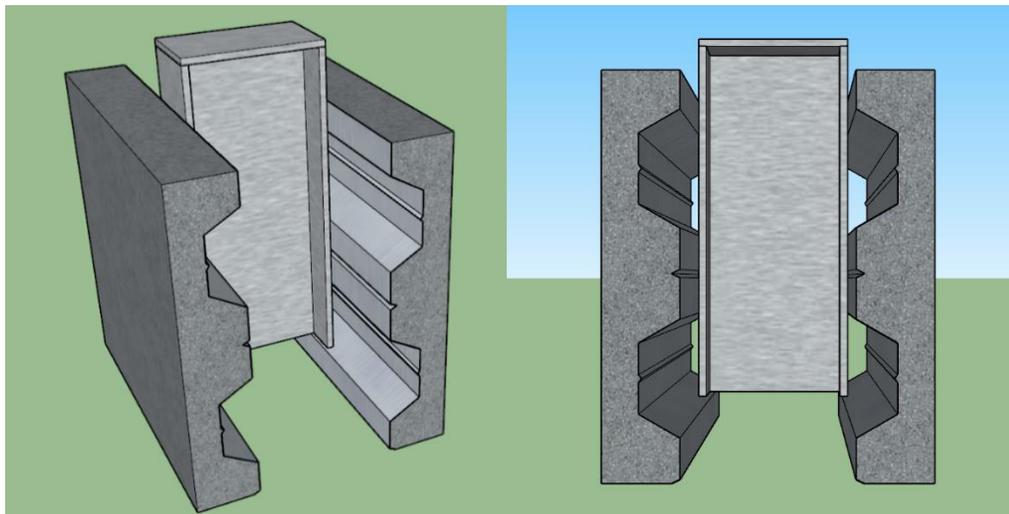
Se tomará como referencia el procedimiento de ensayo del Eurocódigo 4-1994:

- En primer lugar, se aplica la carga incrementándola hasta llegar al 40 % de la falla esperada, luego se aplicará la carga de forma cíclica 25 veces variando entre el 5 % y el 40 % de la carga última (falla esperada).
- En seguida, se aplicarán incrementos de carga a modo de lograr la falla no antes de 15 minutos.
- Se debe medir el deslizamiento longitudinal entre las porciones de losa de concreto y la columna de acero, las medidas deben ser continuas durante

la aplicación de carga, ya sea a cada variación o cada incremento de carga.

- Se debe medir la separación transversal entre la columna de acero y cada losa, tomando la medida cerca de cada grupo de conectores. (European Committee for Standardization, 2004)

Figura 28. **Modelo 3D de espécimen de ensayo con elementos secundarios de sujeción para evitar efectos por deflexión de la losa**



Fuente: elaboración propia, empleando Sketch Up 2018.

4.2.4. Evaluación del ensayo

Para la evaluación de los ensayos, se tomará como referencia el procedimiento del Eurocódigo 4-1994:

- Si tres resultados en especímenes nominalmente idénticos se llevan a cabo y la desviación de cada resultado del ensayo individual del valor de

la media obtenida de todos los ensayos no excede el 10 %, la resistencia de diseño puede determinarse como:

- La resistencia característica P_{Rk} se debe tomar como la carga mínima de falla (dividida dentro del el número de pasadores de corte) reducida por 10 %.
- La resistencia de diseño P_{Rd} debe calcularse como:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_v} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_v}$$

Ecuación 33

Donde:

f_u : es la mínima resistencia máxima especificada del material del conector;

f_{ut} : es la resistencia máxima actual del material del conector en el ensayo del espécimen; y

γ_v : es el factor de seguridad parcial para el conector de corte. El valor recomendado para γ_v es 1.25.

- Si la desviación de la media excede el 10 %, al menos se deben realizar tres ensayos más del mismo tipo. La evaluación debe ser luego llevada a cabo de acuerdo con la norma EN 1990, anexo D.
- La capacidad de deslizamiento de un espécimen δ_u debe ser tomado como el máximo deslizamiento medido al nivel de la carga característica. La capacidad de deslizamiento característico δ_{uk} debe ser tomada como el mínimo valor del ensayo de δ_u reducido por 10 0% o determinado por evaluación estadística a partir de todos los resultados de los ensayos. En

este último caso, la capacidad a desplazamiento característico debe ser determinado de acuerdo con EN 1990, anexo D. (European Committee for Standardization, 2004)

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

5.1. Prueba beta

Antes de realizar los ensayos de las probetas con lámina losacero, se optó por hacer un ensayo de prueba, para determinar la forma en la que se centraría la probeta, cómo se aplicarían las cargas y la toma de mediciones.

5.1.1. Datos del ensayo

- Fecha de fundición de las losas: lunes 22 de febrero de 2021
- Fecha del ensayo: martes 09 de marzo de 2021
- Edad del concreto: 16 días
- Dimensiones de la losa: 60 cm x 60 cm x 12 cm
- Refuerzo de la losa: sin refuerzo
- Concreto para la losa: $f'c = 3,000$ psi a los 28 días, dado que se ensayó a los 16 días, se espera una resistencia de $f'c = 2,000$ psi.
- Diámetro de los conectores: 5/8"
- Material de los conectores: A36, $F_y = 36$ ksi, $F_u = 58$ ksi
- Perfil metálico ensayado: W 10 x 12
- Material del perfil metálico: A992, $F_y = 50$ ksi, $F_u = 65$ ksi

5.1.2. Descripción del ensayo

Se realizó un ensayo de empuje (*push out test*) para evaluar la resistencia de anclajes metálicos fabricados con varilla lisa $\varnothing 5/8$ " grado A36. La probeta consta de un perfil W 10x12, de 65 cm de largo, con 2 pasadores de corte $\varnothing 5/8$ "

por cada patín. En cada patín se fundió una losa de 60 cm x 60 cm x 12 cm desfasada 10 cm respecto al perfil metálico, para poder aplicar una carga cortante y evaluar la resistencia de los pasadores de corte. Todos los ensayos se realizaron en el área de Prefabricados del Campus Central de la Universidad de San Carlos de Guatemala, zona 12, Ciudad de Guatemala.

Las losas de concreto se fundieron a partir de sacos de concreto premezclado de 3,000 psi con agregado de 3/8". La edad del concreto al momento de realizar el ensayo fue de 16 días, por lo que se espera una resistencia alrededor de 2,000 psi.

El ensayo consiste en aplicar una carga sobre el perfil metálico, lo cual genera un plano de cortante en cada patín del elemento. Como primera parte del ensayo se aplica un ciclo de carga entre el 5 % al 40 % de la carga máxima esperada, este proceso se repite 25 veces, luego se aplica la carga en incrementos hasta alcanzar la falla, la falla debe alcanzarse en un período mayor a 15 minutos. Durante el proceso se midió la elongación de los pernos y la separación que se provoca entre las losas de concreto y los patines de la viga.

Figura 29. **Probeta de ensayo colocada en marco para aplicación de carga**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 30. **Probeta de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de la carga**



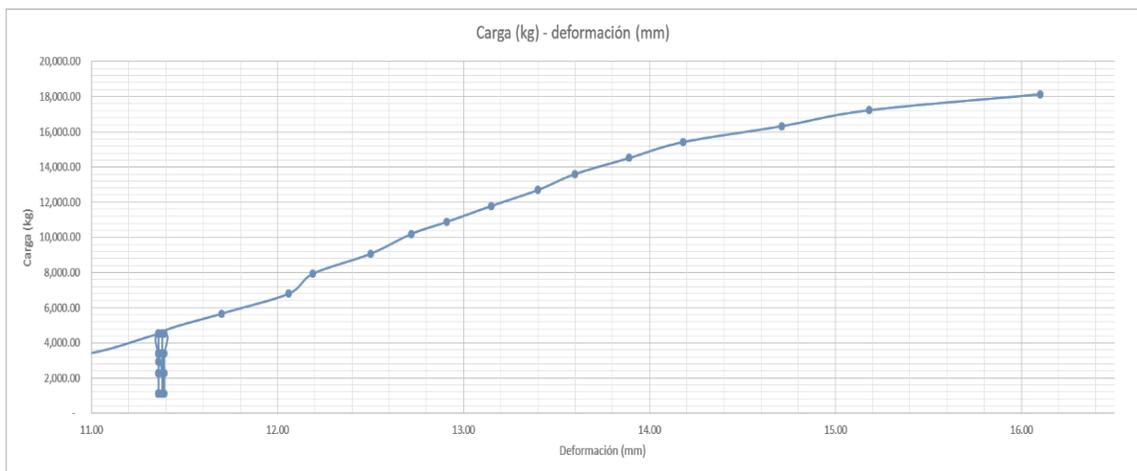
Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

5.1.3. Análisis de resultados

En la figura 31, se aprecia el desarrollo del ensayo, el bucle que se aprecia entre los 1,000 y 5,000 kg de carga, corresponde a los 25 ciclos de carga y descarga que solicita el ensayo, estos se realizan entre el 5 % y el 40 % de la carga máxima. Debido a que este fue el ensayo de prueba, se esperaba una carga máxima de 10,000 kg, sin embargo, esta carga fue de 21, 768 kg (48,000

lb), por lo que en las próximas pruebas se calibrará el valor del 5 % y el 40 % de la carga máxima esperada.

Figura 31. **Gráfica carga (kg) - deformación (mm) de la probeta ensayada**



Fuente: elaboración propia, empleando Microsoft Excel 365.

Hasta el punto no. 89, que corresponde a una carga de 6,802 kg (15,000 lb), el comportamiento de la gráfica fue lineal, donde la probeta sufre un cambio en su comportamiento, continúa comportándose de forma lineal, pero con un desplazamiento en el eje de las cargas y un ligero aumento en la pendiente de la línea.

En el punto no. 96, que corresponde a una carga de 13,605.44 kg (30,000 lb), el comportamiento de la gráfica deja de ser lineal, y la pendiente de la tangente de la gráfica empieza a disminuir hasta acercarse a la carga máxima registrada en el ensayo, que fue de 48,000 lb (no se registró el dato correspondiente a la deformación para este valor), luego la probeta ya no soportó

más carga y se obtuvo la falla en las 32,000 libras, luego de haber alcanzado su valor máximo.

En la figura 32 se aprecia la falla de la probeta de ensayo, por elongación de los pernos de anclaje, las losas de concreto no presentan ninguna falla. En la figura 33, se observan pernos que fallaron durante la realización del ensayo, la falla fue por elongación del material, y se provocó en la soldadura del perno y el patín de la viga. En la figura 34, superficie de falla donde los pernos se desprendieron del patín de la viga, la falla sucedió en la interfaz de la soldadura y el perno, el otro perno la falla se presentó dentro de la soldadura por falta de fusión del material.

Figura 32. **Falla de la probeta de ensayo**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 33. **Pernos que fallaron durante la realización del ensayo**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 34. **Superficie de falla donde los pernos se desprendieron del patín de la viga**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 35. **Falla de pernos de anclaje en probeta ensayada**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 36. **Perno deformado en probeta ensayada**



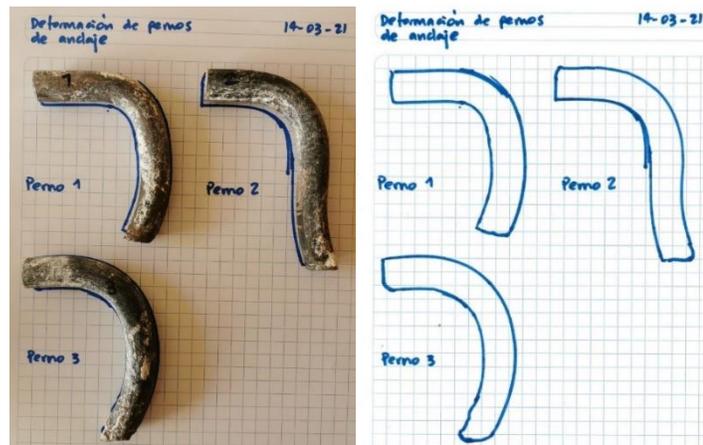
Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 37. a) vista de perfil de perno elongado, b) medición de la elongación del perno deformado, c) falla en la soldadura del perno



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 38. a) pernos de anclaje luego de haberse deformado y fallado, b) silueta presentada de los pernos fallados



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

En la figura 36 se observa que los pernos de la losa de concreto que se desprendió quedaron embebidos en la losa de concreto. Debido a que no se aplicó ningún lubricante en el patín previo a la fundición, existió fricción entre las losas de concreto y los patines de la viga, en la figura se aprecia el plano donde se presentó la fricción entre losa y patín.

En la figura 37, se observa que del lado de la losa que no se desprendió, un perno de anclaje falló por elongación y el otro perno falló en la soldadura más no terminó de desprenderse. La mínima resistencia que guardaba sirvió para que la losa de concreto no terminara de desprenderse.

Figura 38-a, 38-b, 38-c. 38-a) Vista de perfil de perno que sufrió una elongación considerable antes de presentar la falla. 38-b) elongación aparente del único perno de anclaje que no terminó de desprenderse, la elongación parece ser de 14 mm, más la rotación que sufrió el perno respecto al patín de la viga, causa un error en la medición, los demás pernos presentaron una elongación en el orden de los 8 mm. 38-c) ubicación de la falla de los pernos de anclaje, la misma se presenta en la soldadura de los pernos con el patín de la viga.

5.2. Probetas con pernos A36 $\phi = 5/8"$ ensayados a 7 días

En esta sección se presenta el análisis de resultados de las probetas que se prepararon utilizando pernos con varilla A36 $\emptyset = 5/8"$, se utilizó concreto de 3,000 psi de 7 días de edad.

5.2.1. Datos del ensayo

- Fecha de fundición de las losas: martes 16 de marzo de 2021
- Fecha del ensayo: martes 23 de marzo de 2021

- Edad del concreto: 7 días
- Dimensiones de la losa: 65 cm x 65 cm x 14 cm
- Tipo de lámina losacero: sección 4 calibre 20
- Refuerzo de la losa: electromalla 6" x 6" 6/6
- Concreto para la losa: $f'c = 3,000$ psi a los 28 días, dado que se ensayó a los 7 días, se espera una resistencia de $f'c = 2,000$ psi
- Diámetro de los conectores: 5/8"
- Material de los conectores: A36, $F_y = 36$ ksi, $F_u = 58$ ksi
- Perfil metálico ensayado: W 10 x 30
- Material del perfil metálico: A992, $F_y = 50$ ksi, $F_u = 65$ ksi

5.2.2. Descripción del ensayo

Se realizó un ensayo de empuje (*push out test*) para evaluar la resistencia de anclajes metálicos fabricados con varilla lisa $\varnothing 5/8$ " grado A36. La probeta consta de un perfil W 10" x 30 lb/pie, de 65 cm de largo, con 2 pasadores de corte $\varnothing 5/8$ " por cada patín. En cada patín se fundió una losa de 60 cm x 60 cm x 12 cm desfasada 10 cm respecto al perfil metálico, para poder aplicar una carga cortante y evaluar la resistencia de los pasadores de corte.

Las losas de concreto se fundieron a partir de sacos de concreto premezclado de 3,000 psi con agregado de 3/8". La edad del concreto al momento de realizar el ensayo fue de 7 días, por lo que se espera una resistencia alrededor de 2,000 psi.

Tabla XV. **Resistencia de los cilindros de concreto a los 7 días (psi)**

Descripción	Resistencia (psi)
Resistencia probeta A	2,375.00
Resistencia probeta B	1,650.00
Resistencia probeta C	1,275.00
PROMEDIO	1,766.67

Fuente: elaboración propia.

El ensayo consistió en aplicar una carga sobre el perfil metálico, lo cual genera un plano de cortante en cada patín del elemento. Como primera parte del ensayo se aplica un ciclo de carga entre el 5 % al 40 % de la carga máxima esperada, este proceso se repite 25 veces, luego se aplica la carga en incrementos hasta alcanzar la falla, la falla debe alcanzarse en un período mayor a 15 minutos. Durante el proceso se mide la elongación de los pernos y la separación que se provoca entre las losas de concreto y los patines de la viga.

Figura 39. **Probetas después de quitar la formaleta para la fundición**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 40. **Probeta A de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de carga**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 41. **Probeta B de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de carga**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 42. **Probeta C de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de carga**

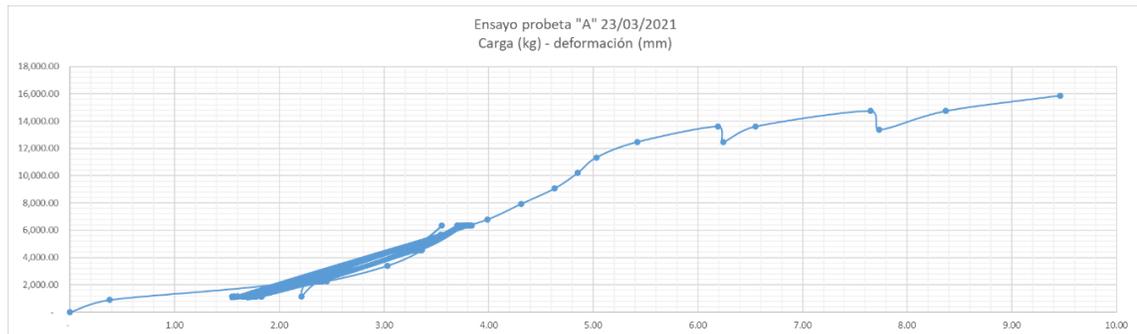


Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

5.2.3. Análisis de resultados

En la figura 43 se aprecia el desarrollo del ensayo de la probeta A, el bucle que se aprecia entre los 1,133 y 6,349 kg de carga corresponde a los 25 ciclos de carga y descarga que solicita el ensayo, estos se realizan entre el 5 % y el 40 % de la carga máxima esperada. En los cálculos preliminares se esperaba una carga máxima de 18,450 kg.

Figura 43. **Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta A ensayada**

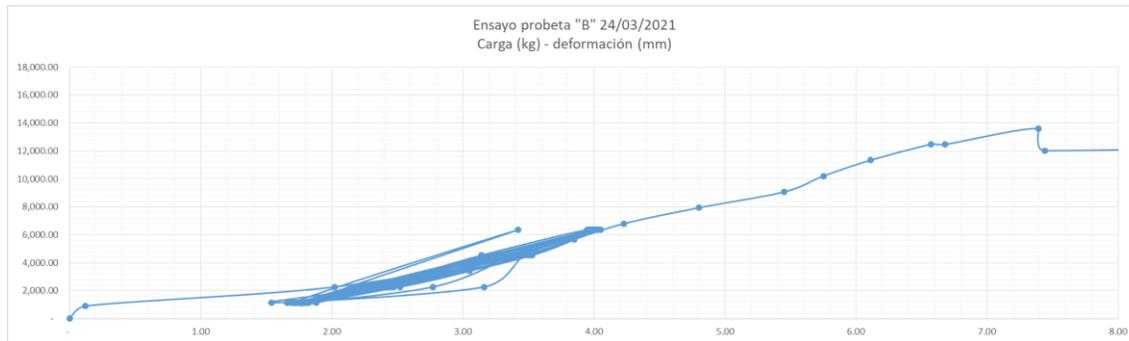


Fuente: elaboración propia.

Desde el inicio hasta los 2,200 kg existe un acomodamiento de la probeta, puede tratarse de la fricción que existe entre la lámina y el perfil de acero. Luego, desde los 2,000 kg hasta los 9,070 kg existe un comportamiento lineal, esta linealidad se debe a la resistencia por cortante del concreto en el área del conector.

A partir de los 11,337.87 kg se pierde la linealidad en el comportamiento del concreto y el material empieza a deformarse con un menor aumento en la carga aplicada. En los 13,605.44 kg el material presenta una fisura y se disminuye la carga aplicada, se esperan 2 minutos manteniendo la carga para que la probeta absorba más energía, luego se aumenta la carga hasta llegar a los 14,729.23 kg donde se vuelve a mantener la carga por 2 minutos y aumentan las fisuras, luego se vuelve a cargar y se llega a una carga máxima de 15,873.02 kg, se espera por 2 minutos más, las fisuras aumentan considerablemente. Finalmente se mantiene la carga, pero la misma empieza a descender hasta que la probeta falla por diversas fisuras provocadas en el concreto.

Figura 44. **Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta B ensayada**



Fuente: elaboración propia.

En la figura 44 se aprecia el desarrollo del ensayo de la probeta B, el bucle que se aprecia entre los 1,133 y 6,349 kg de carga corresponde a los 25 ciclos de carga y descarga que solicita el ensayo, estos se realizan entre el 5 % y el 40 % de la carga máxima esperada. En los cálculos preliminares se esperaba una carga máxima de 18,450 kg.

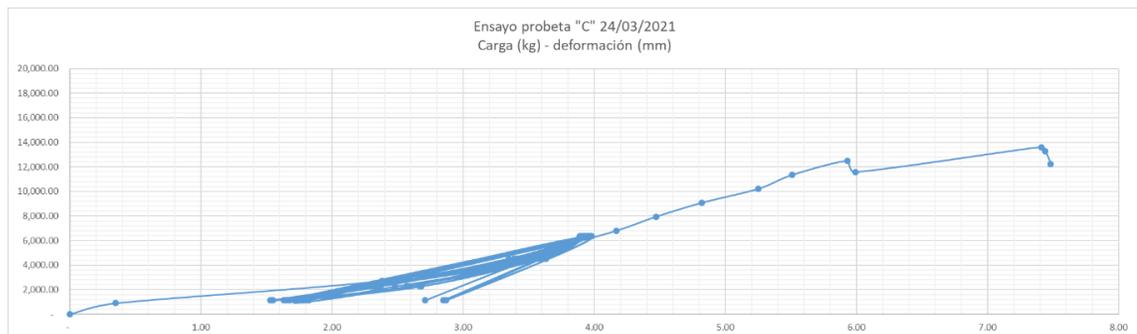
Desde el inicio hasta los 2,200 kg existe un acomodamiento de la probeta, puede tratarse de la fricción que existe entre la lámina y el perfil de acero. Luego, desde los 2,000 kg hasta los 12,472 kg existe un comportamiento lineal, esta linealidad se debe a la resistencia por cortante del concreto en el área del conector.

A partir de los 12,272 kg se pierde la linealidad en el comportamiento del concreto, se forma una fisura, lo que se transmite en un aumento de la deformación sin aumentar la carga. Después de este punto se empieza a aumentar la carga sobre la probeta hasta llegar a los 13,605 kg, que es la carga

máxima, luego las fisuras en las losas de concreto de la probeta empiezan a aumentar hasta llegar a la falla.

La falla de la probeta se produce por compresión en la losa de concreto, no se alcanza la resistencia máxima de los pasadores.

Figura 45. **Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta C ensayada**



Fuente: elaboración propia.

En la figura 45 se aprecia el desarrollo del ensayo de la probeta C, el bucle que se aprecia entre los 1,133 y 6,349 kg de carga corresponde a los 25 ciclos de carga y descarga que solicita el ensayo, estos se realizan entre el 5 % y el 40 % de la carga máxima esperada. En los cálculos preliminares se esperaba una carga máxima de 18,450 kg.

Desde el inicio hasta los 2,200 kg existe un acomodamiento de la probeta, puede tratarse de la fricción que existe entre la lámina y el perfil de acero. Luego, desde los 2,000 kg hasta los 12,472 kg existe un comportamiento lineal, esta linealidad se debe a la resistencia por cortante del concreto en el área del conector.

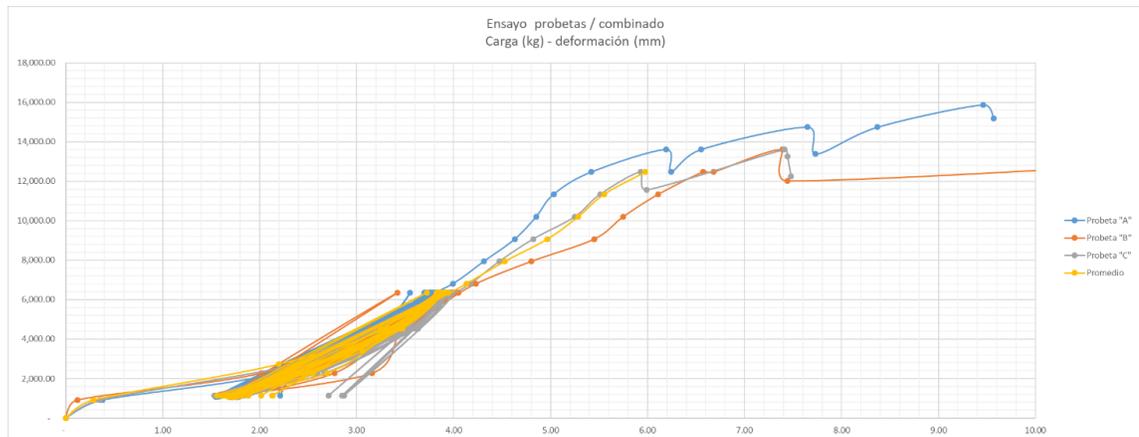
A partir de los 12,272 kg se pierde la linealidad en el comportamiento del concreto, se forma una fisura, lo que se transmite en un aumento de la deformación con una leve disminución en la carga. Después de este punto se empieza a aumentar la carga sobre la probeta hasta llegar a los 13,605 kg, que es la carga máxima, luego las fisuras en las losas de concreto de la probeta empiezan a aumentar hasta llegar a la falla.

La falla de la probeta se produce por compresión en la losa de concreto, no se alcanza la resistencia máxima de los pasadores.

5.2.4. Comparación de los ensayos realizados

La forma de las gráficas de los 3 ensayos realizados es muy similar, todas presentan su primera fisura a compresión a niveles de carga similares, sin embargo, existe una diferencia en la deformación de las probetas lo que se puede deber a la fricción que existe entre la lámina de acero y el perfil metálico, y distintos valores de la resistencia de concreto.

Figura 46. **Gráfica carga (kg) – deformación (mm) comparación de las 3 probetas con pernos de 5/8” y promedio de los 3 ensayos realizados**



Fuente: elaboración propia.

En ninguno de los 3 ensayos se alcanzó la falla de los pernos de anclaje, primero se produjo la falla del concreto de las probetas, dicho mecanismo de falla se repitió en los 3 ensayos, presentándose como fisuras en el sentido transversal de la carga en el lado más delgado de la losa de concreto.

De los tres ensayos realizados, la probeta A presentó mayor resistencia, menor deformación de los pernos y alcanzó una mayor carga última. La probeta C fue la que más se acercó al promedio de los 3 ensayos realizados, visualmente es muy parecida al ensayo promedio, sin embargo, el promedio se realizó hasta una carga de 12,472 kg, que es cuando las 3 probetas empiezan a variar demasiado su comportamiento y no es factible compararlas bajo estas circunstancias. La probeta B presentó una mayor resistencia que la probeta C pero, presentó una mayor deformación respecto a las cargas aplicadas, esto se

puede deber a una menor fricción entre la lámina losacero y el perfil metálico, y también en una mayor uniformidad en la fundición de las losas de concreto.

La probeta A alcanzó una deformación de 9.46 mm al llegar a su carga máxima de 15,873 kg, la probeta B alcanzó una deformación de 7.39 mm al llegar a su carga máxima de 13,605 kg y la probeta C alcanzó una deformación de 7.41 mm al llegar a su carga máxima de 13,605 kg. En ninguno de los tres ensayos se alcanzó o superó la carga máxima esperada para los pernos, que es de 18,450 kg, sin embargo, la probeta A alcanzó el 86 % de dicho valor y las probetas B y C alcanzaron el 74 % de dicho valor, los próximos ensayos se realizaran a los 14 días, para que el concreto obtenga mayor resistencia y se pueda acercar la carga última del ensayo a la carga máxima esperada para los pernos de anclaje.

Figura 47. **Cilindros de concreto luego de haber sido ensayados**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 48. **Fallo en losa de concreto de probeta A**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 49. **Fallo en losa de concreto de probeta B**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 50. **Fallo en losa de concreto de probeta C**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Probetas con pernos Nelson Stud $\phi = 3/4$ " ensayados a 14 días

5.2.5. Datos del ensayo

- Fecha de fundición de las losas: martes 13 de abril de 2021
- Fecha del ensayo: miércoles 28 de abril de 2021
- Edad del concreto: 14 días
- Dimensiones de la losa: 65 cm x 65 cm x 14 cm
- Tipo de lámina losacero: sección 4 calibre 20
- Refuerzo de la losa: electromalla 6" x 6" 6/6
- Concreto para la losa: $f'c = 3,000$ psi a los 28 días, dado que se ensayó a los 14 días, se espera una resistencia de $f'c = 2,100$ psi.
- Diámetro de los conectores: 3/4"

- Material de los conectores: A36, $F_y = 36$ ksi, $F_u = 58$ ksi
- Perfil metálico ensayado: W 10 x 30
- Material del perfil metálico: A992, $F_y = 50$ ksi, $F_u = 65$ ksi

5.2.6. Descripción del ensayo

Se realizó un ensayo de empuje (*push out test*) para evaluar la resistencia de anclajes metálicos tipo Nelson Stud de $\text{Ø}3/4$ ". La probeta consta de un perfil W 10" x 30 lb/pie, de 65 cm de largo, con 2 pasadores de corte $\text{Ø}5/8$ " por cada patín. En cada patín se fundió una losa de 65 cm x 65 cm x 14 cm desfasada 10 cm respecto al perfil metálico, para poder aplicar una carga cortante y evaluar la resistencia de los pasadores de corte.

Las losas de concreto se fundieron a partir de sacos de concreto premezclado de 3,000 psi con agregado de 3/8". La edad del concreto al momento de realizar el ensayo es de 14 días, por lo que se espera una resistencia alrededor de 2,100 psi.

Tabla XVI. **Resistencia de los cilindros de concreto a los 14 días (psi)**

Descripción	Resistencia 1	Resistencia 2	Promedio
	Psi	psi	psi
Resistencia probeta A	1,700.00	1,600.00	1,650.00
Resistencia probeta B	1,900.00	1,850.00	1,875.00
Resistencia probeta C	1,500.00	1,700.00	1,600.00

Fuente: elaboración propia.

Figura 51. **Cilindros de concreto luego de ser ensayados**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 52. **Probeta A de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de carga**

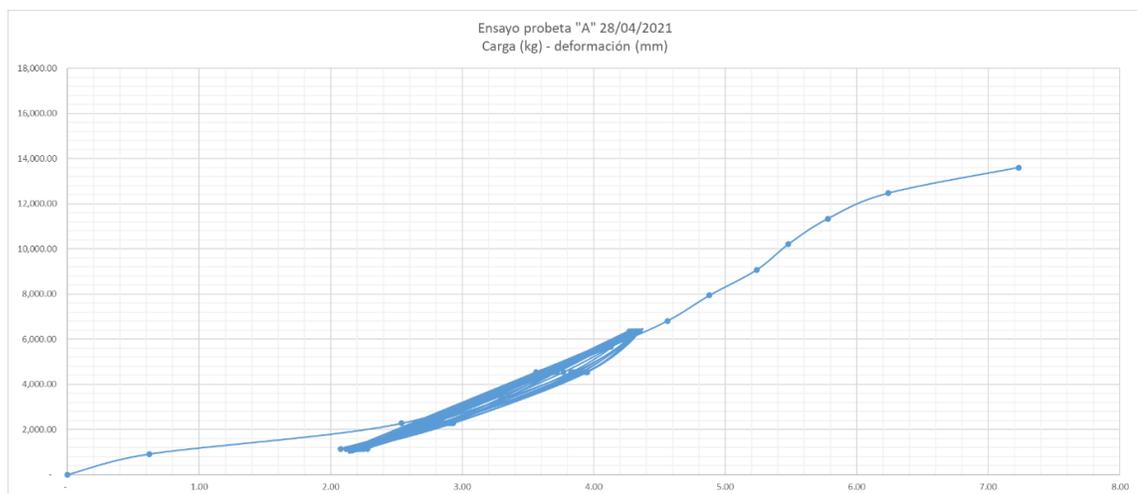


Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

5.2.7. Análisis de resultados

En la figura 53 se aprecia el desarrollo del ensayo de la probeta A, el bucle que se aprecia entre los 1,133 y 6,349 kg de carga corresponde a los 25 ciclos de carga y descarga que solicita el ensayo, estos se realizan entre el 5 % y el 40 % de la carga máxima esperada. En los cálculos preliminares se esperaba una carga máxima de 14,839 kg.

Figura 53. **Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta A ensayada**



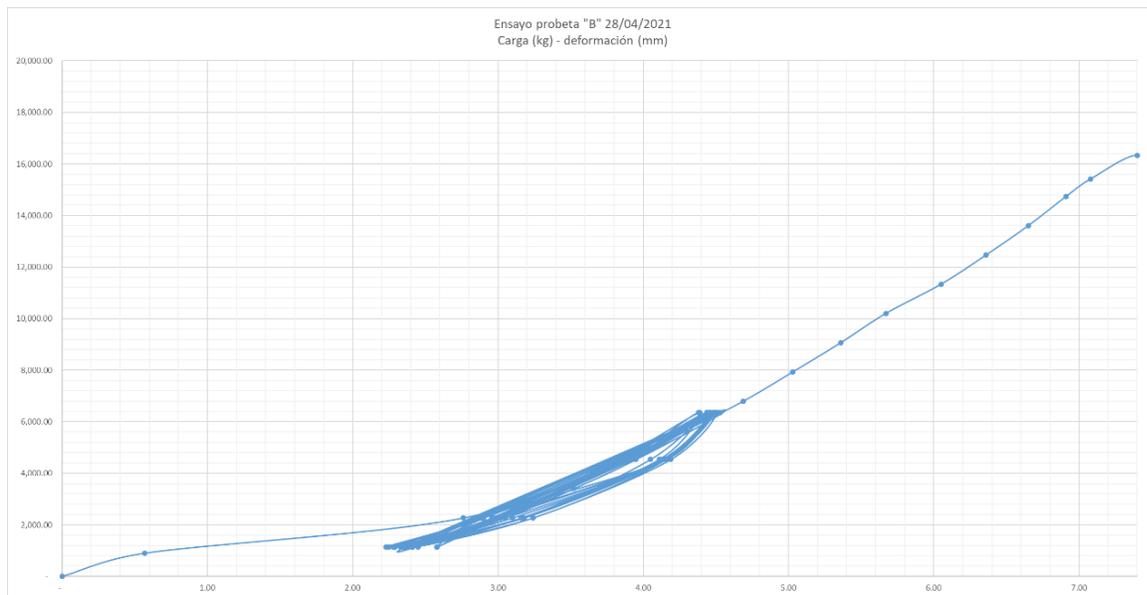
Fuente: elaboración propia.

Desde el inicio hasta los 2,200 kg existe un acomodamiento de la probeta, puede tratarse de la fricción que existe entre la lámina y el perfil de acero. Luego, desde los 2,200 kg hasta los 9,070 kg existe un comportamiento lineal, esta linealidad se debe a la resistencia por cortante del concreto en el área del conector.

A partir de los 11,337.87 kg se pierde la linealidad en el comportamiento del concreto y el material empieza a deformarse con un menor aumento en la carga aplicada, es en este punto donde el concreto disminuye su aporte en la resistencia del sistema por las fallas que se empiezan a presentar en el mismo, entonces el perno de anclaje se ve más esforzado. Hasta los 13,605.44 kg el concreto de la probeta se agrieta demasiado, se alcanza la carga máxima y las deformaciones aumentan sin intensificar la carga. Eventualmente la carga disminuye hasta finalizar el ensayo debido a la presencia de más fisuras en el concreto que no permiten que se aumente la carga sobre la probeta.

La falla se produce en una plancha por fisuración del concreto a todo lo ancho de la plancha, y en la otra plancha falla el concreto que rodea al conector.

Figura 54. **Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta B ensayada**



Fuente: elaboración propia.

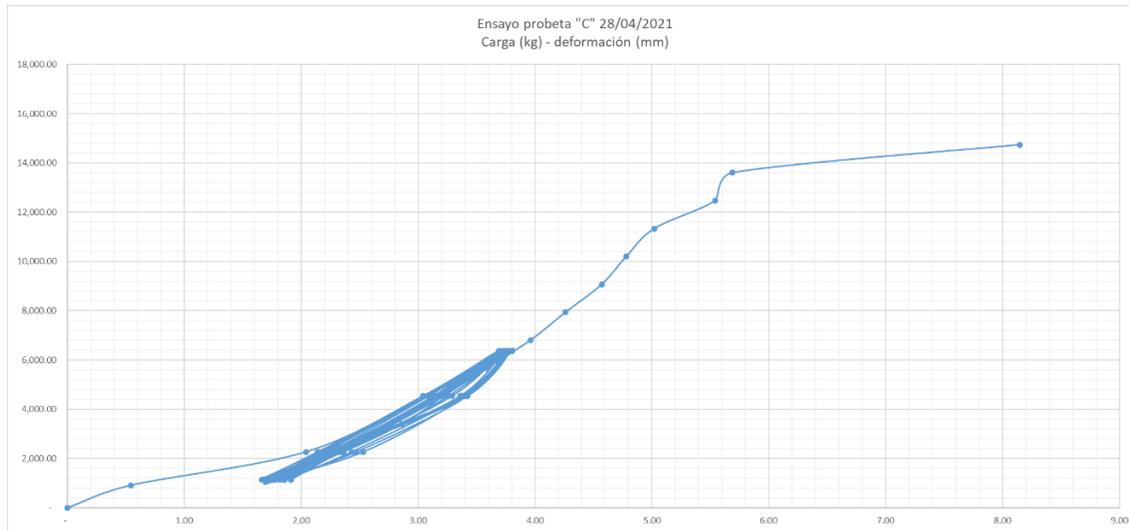
En la figura 54 se aprecia el desarrollo del ensayo de la probeta B, el bucle que se aprecia entre los 1,133 y 6,349 kg de carga corresponde a los 25 ciclos de carga y descarga que solicita el ensayo, estos se realizan entre el 5 % y el 40 % de la carga máxima esperada. En los cálculos preliminares se esperaba una carga máxima de 18,450 kg.

Desde el inicio hasta los 2,200 kg existe un acomodamiento de la probeta, puede tratarse de la fricción que existe entre la lámina y el perfil de acero. Luego, desde los 2,000 kg hasta los 15,420 kg existe un comportamiento lineal, esta linealidad se debe a la resistencia por cortante del concreto en el área del conector.

A partir de los 15,419 kg se pierde la linealidad en el comportamiento del concreto, debido al aumento de la cantidad y tamaño de fisuras en el concreto, por lo que los conectores se ven más exigidos. Después de este punto se empieza a aumentar la carga sobre la probeta hasta llegar a los 16,326 kg, que es la carga máxima de la probeta, luego que las fisuras en las losas de concreto de la probeta aumentan su tamaño y ya no admiten un aumento en la carga aplicada.

La falla de la probeta se produce por compresión en la losa de concreto, no se alcanza la resistencia máxima de los pasadores.

Figura 55. **Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta C ensayada**



Fuente: elaboración propia.

En la figura 55 se aprecia el desarrollo del ensayo de la probeta C, el bucle que se aprecia entre los 1,133 y 6,349 kg de carga corresponde a los 25 ciclos de carga y descarga que solicita el ensayo, estos se realizan entre el 5 % y el 40 % de la carga máxima esperada. En los cálculos preliminares se esperaba una carga máxima de 18,450 kg.

Desde el inicio hasta los 2,200 kg existe un acomodamiento de la probeta, puede tratarse de la fricción que existe entre la lámina y el perfil de acero. Luego, desde los 2,000 kg hasta los 11,338 kg existe un comportamiento lineal, esta linealidad se debe a la resistencia por cortante del concreto en el área del conector.

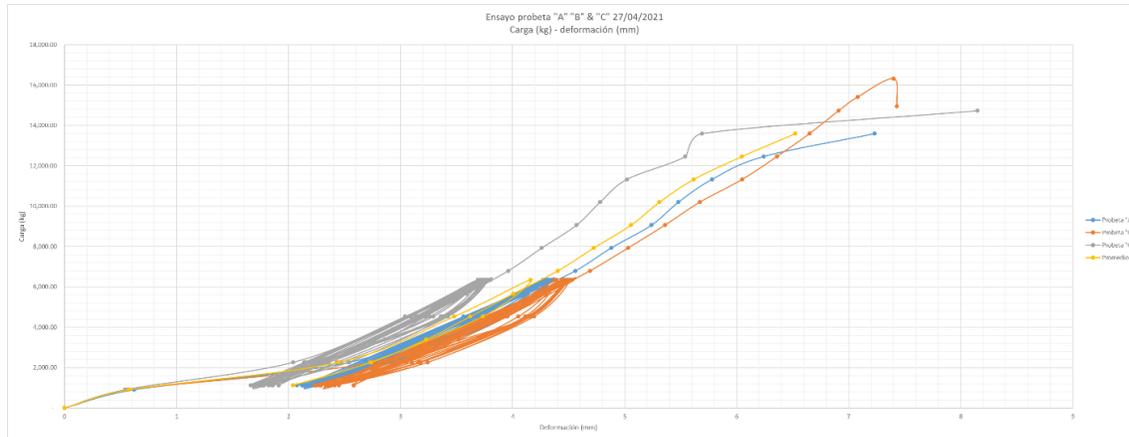
A partir de los 11,338 kg se pierde la linealidad en el comportamiento del concreto, debido a la presencia de fisuras que disminuyen la resistencia de las losas de concreto, lo que se transmite en un aumento de la deformación con una leve disminución en la carga. Después de este punto se empieza a aumentar la carga sobre la probeta hasta llegar a los 14,739 kg, que es la carga máxima, luego las fisuras en las losas de concreto de la probeta empiezan a aumentar hasta llegar a la falla. Entre los 11,338 kg y los 13,605 kg se ve un cambio abrupto en el comportamiento de la gráfica, se puede observar que se alcanzó la fluencia en el pasador de corte, por lo que a partir de los 13,605 kg la deformación de los pasadores de corte aumenta considerablemente, llevando a la probeta hasta la falla.

La falla se produce en una plancha por fisuración del concreto a todo lo ancho de la losa, y en la otra plancha falla el concreto que rodea al conector.

5.2.8. Comparación de los ensayos realizados

La forma de las gráficas de los 3 ensayos realizados es similar, todas presentan su primera fisura a compresión a niveles de carga similares, sin embargo, existe una diferencia en la deformación de las probetas lo que se puede deber a la fricción que existe entre la lámina y el perfil metálico, y a los distintos valores de la resistencia de concreto para cada probeta.

Figura 56. **Gráfica carga (kg) – deformación (mm) comparación de las 3 probetas con pernos Nelson Stud 3/4" y promedio de los 3 ensayos realizados**



Fuente: elaboración propia.

En ninguno de los 3 ensayos se alcanzó la falla de los pernos de anclaje, primero se produjo la falla del concreto de las probetas, dicho mecanismo de falla se repitió en los 3 ensayos, presentándose como fisuras en el sentido transversal de la carga en el lado más delgado de la losa de concreto.

De los tres ensayos realizados, la probeta A presentó mayor resistencia, menor deformación de los pernos y alcanzó una mayor carga última. La probeta C fue la que más se acercó al promedio de los 3 ensayos realizados, visualmente es muy parecida al ensayo promedio, sin embargo, el promedio se realizó hasta una carga de 12,472 kg, que es cuando las 3 probetas empiezan a variar demasiado su comportamiento y no es factible compararlas bajo estas circunstancias. La probeta B presentó una mayor resistencia que la probeta C pero, presentó una mayor deformación respecto a las cargas aplicadas, esto se

puede deber a una menor fricción entre la lámina losacero y el perfil metálico, y también en una mayor uniformidad en la fundición de las losas de concreto.

La probeta A alcanzó una deformación de 9.46 mm al llegar a su carga máxima de 15,873 kg, la probeta B alcanzó una deformación de 7.39 mm al llegar a su carga máxima de 13,605 kg y la probeta C alcanzó una deformación de 7.41 mm al llegar a su carga máxima de 13,605 kg. En ninguno de los tres ensayos se alcanzó o superó la carga máxima esperada para los pernos, que es de 18,450 kg, sin embargo, la probeta A alcanzó el 86 % de dicho valor y las probetas B y C alcanzaron el 74 % de dicho valor, los próximos ensayos se realizarán a los 14 días, para que el concreto obtenga mayor resistencia y se pueda acercar la carga última del ensayo a la carga máxima esperada para los pernos de anclaje.

Figura 57. **Falla de la Probeta A al alcanzar la carga última**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

En la figura 57 se observa la falla de la probeta A al alcanzar la carga última. Se presenta una fisuración del concreto a lo largo de una plancha de concreto con una ligera separación entre lámina losacero y concreto. En la otra plancha se aprecia una clara separación entre fundición de concreto y lámina metálica, debido a la falla local del concreto cerca del área del conector metálico.

Figura 58. **Falla de la Probeta B al alcanzar la carga última**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

En la figura 58 se observa la falla de la probeta B, donde se presenta una fisuración del concreto en el área donde se conecta con el perno y una separación entre el concreto y la lámina losacero iniciando en la parte superior de la pieza. En ambas planchas de concreto se presenta el mismo tipo de falla y una clara separación entre lámina metálica y fundición de concreto.

Figura 59. **Falla de la Probeta C al alcanzar la carga última**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

En la figura 59, se observa la falla de la probeta C, donde una plancha se presenta la fisuración del concreto en el área donde se conecta con el perno y una separación entre el concreto y la lámina losacero iniciando en la parte superior de la pieza. En la otra plancha se presenta una menor separación entre lámina metálica y fundición de concreto, y una falla a lo ancho de la plancha de concreto.

5.3. Probetas con pernos Hilti X-HVB de 95 mm

En esta sección se presenta el análisis de resultados de las probetas que se prepararon utilizando pernos Hilti X-HVB de 95 mm de peralte, se utilizó concreto de 3,000 psi de 14 días de edad.

5.3.1. Información del ensayo

- Fecha de fundición de las losas: martes 20 de abril de 2021
- Fecha del ensayo: miércoles 05 de mayo de 2021
- Edad del concreto: 14 días
- Dimensiones de la losa: 65 cm x 65 cm x 14 cm
- Tipo de lámina losacero: sección 4 calibre 20
- Refuerzo de la losa: electromalla 6" x 6" 6/6
- Concreto para la losa: $f'c = 3,000$ psi a los 28 días, dado que se ensayó a los 14 días, se espera una resistencia de $f'c = 2,100$ psi
- Dimensiones de los conectores: X-HVB 95 mm
- Material de los conectores: $F_y = 42$ ksi a 50 ksi
- Perfil metálico ensayado: W 10 x 30
- Material del perfil metálico: A992, $F_y = 50$ ksi, $F_u = 65$ ksi

5.3.2. Descripción del ensayo

Se realizó un ensayo de empuje (*push out test*) para evaluar la resistencia de anclajes metálicos marca Hilti tipo X-HVB de 95 mm. La probeta consta de un perfil W 10" x 30 lb/pie, de 65 cm de largo, con 2 pasadores de corte X-HVB 95 por cada patín. En cada patín se fundió una losa de 65 cm x 65 cm x 14 cm desfasada 10 cm respecto al perfil metálico, para poder aplicar una carga cortante y evaluar la resistencia de los pasadores de corte.

Las losas de concreto se fundieron a partir de sacos de concreto premezclado de 3,000 psi con agregado de 3/8". La edad del concreto al momento de realizar el ensayo es de 14 días, por lo que se espera una resistencia alrededor de 2,100 psi.

Tabla XVII. **Resistencia de los cilindros de concreto a los 14 días (psi)**

Descripción	Resistencia 1	Resistencia 2	Promedio
	psi	psi	psi
Resistencia de probeta A	1,800.00	2,100.00	1,950.00
Resistencia de probeta B	2,100.00	2,100.00	2,100.00
Resistencia de probeta C	1,700.00	2,500.00	2,100.00

Fuente: elaboración propia.

Figura 60. **Cilindros de concreto luego de ser ensayados**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 61. **Probeta A de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de carga**

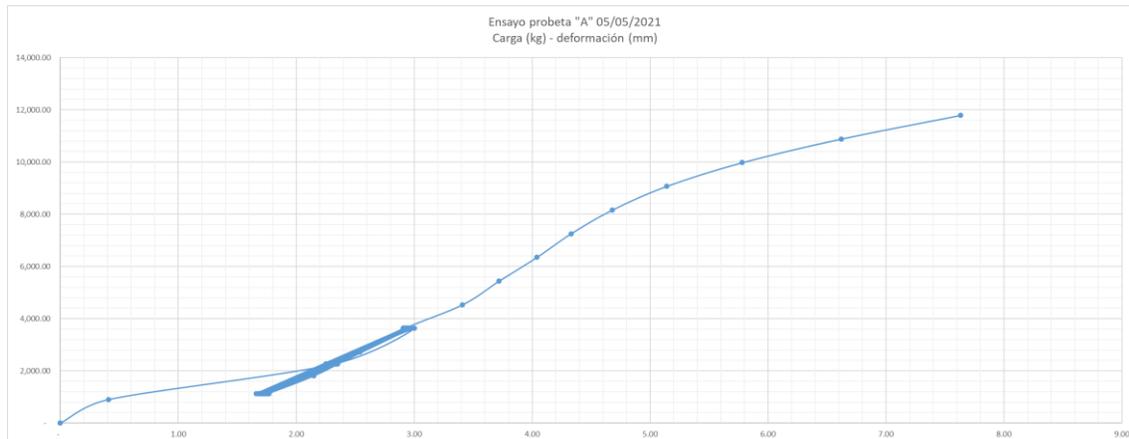


Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

5.3.3. Análisis de resultados

En la figura 62 se aprecia el desarrollo del ensayo de la probeta A, el bucle que se aprecia entre los 1,133 y 6,349 kg de carga corresponde a los 25 ciclos de carga y descarga que solicita el ensayo, estos se realizan entre el 5 % y el 40 % de la carga máxima esperada. En los cálculos preliminares se esperaba una carga máxima de 14,839 kg.

Figura 62. **Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta A ensayada**



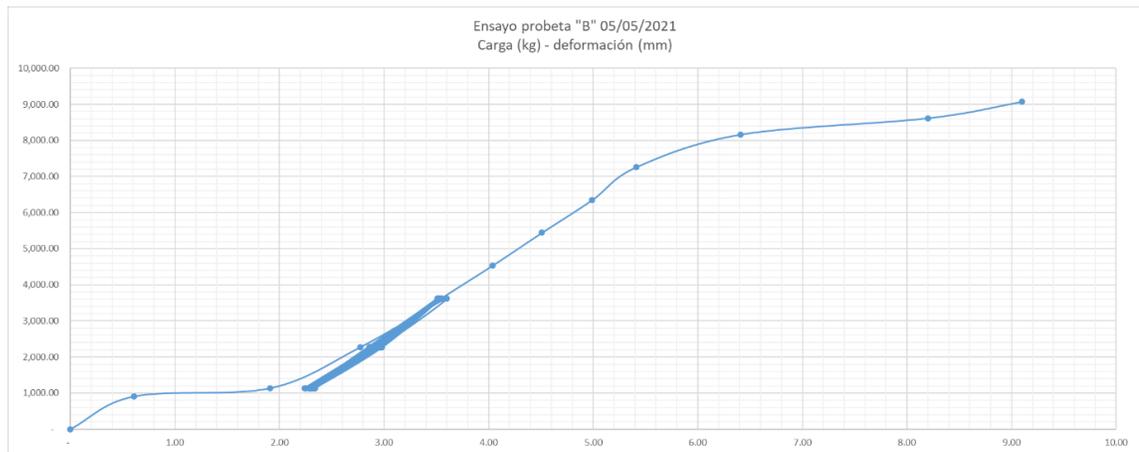
Fuente: elaboración propia.

Desde el inicio hasta los 2,200 kg existe un acomodamiento de la probeta, puede tratarse de la fricción que existe entre la lámina y el perfil de acero. Luego, desde los 2,200 kg hasta los 9,070 kg existe un comportamiento lineal, esta linealidad se debe a la resistencia por cortante del concreto en el área del conector.

A partir de los 11,337.87 kg se pierde la linealidad en el comportamiento del concreto y el material empieza a deformarse con un menor aumento en la carga aplicada, es en este punto donde el concreto disminuye su aporte en la resistencia del sistema por las fallas que se empiezan a presentar en el mismo, entonces el perno de anclaje se ve más esforzado. Hasta los 13,605.44 kg el concreto de la probeta se agrieta demasiado, se alcanza la carga máxima y las deformaciones aumentan sin intensificar la carga. Eventualmente la carga disminuye hasta finalizar el ensayo debido a la presencia de más fisuras en el concreto que no permiten que se aumente la carga sobre la probeta.

La falla se produce en una plancha por fisuración del concreto a todo lo ancho de la losa, y en la otra plancha falla el concreto que rodea al conector.

Figura 63. **Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta B ensayada**



Fuente: elaboración propia.

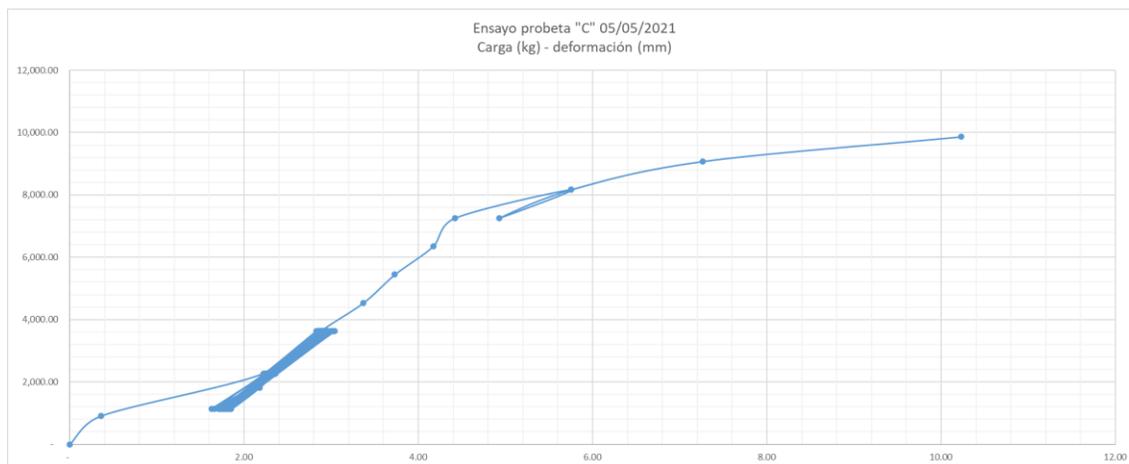
En la figura 63 se aprecia el desarrollo del ensayo de la probeta B, el bucle que se aprecia entre los 1,133 y 6,349 kg de carga corresponde a los 25 ciclos de carga y descarga que solicita el ensayo, estos se realizan entre el 5 % y el 40 % de la carga máxima esperada. En los cálculos preliminares se esperaba una carga máxima de 18,450 kg.

Desde el inicio hasta los 2,200 kg existe un acomodamiento de la probeta, puede tratarse de la fricción que existe entre la lámina y el perfil de acero. Luego, desde los 2,000 kg hasta los 15,420 kg existe un comportamiento lineal, esta linealidad se debe a la resistencia por cortante del concreto en el área del conector.

A partir de los 15,419 kg se pierde la linealidad en el comportamiento del concreto, debido al aumento de la cantidad y tamaño de fisuras en el concreto, por lo que los conectores se ven más exigidos. Después de este punto se empieza a aumentar la carga sobre la probeta hasta llegar a los 16,326 kg, que es la carga máxima que se produce, luego que las fisuras en las losas de concreto de la probeta aumentan su tamaño y ya no admiten un aumento en la carga aplicada.

La falla de la probeta se produce por una fisura en el concreto en el área donde se une con el conector, no se alcanza la resistencia máxima de los pasadores.

Figura 64. **Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta C ensayada**



Fuente: elaboración propia.

En la figura 64 se aprecia el desarrollo del ensayo de la probeta C, el bucle que se aprecia entre los 1,133 y 6,349 kg de carga corresponde a los 25 ciclos de carga y descarga que solicita el ensayo, estos se realizan entre el 5 % y el

40 % de la carga máxima esperada. En los cálculos preliminares se esperaba una carga máxima de 18,450 kg.

Desde el inicio hasta los 2,200 kg existe un acomodamiento de la probeta, puede tratarse de la fricción que existe entre la lámina y el perfil de acero. Luego, desde los 2,000 kg hasta los 11,338 kg existe un comportamiento lineal, esta linealidad se debe a la resistencia por cortante del concreto en el área del conector.

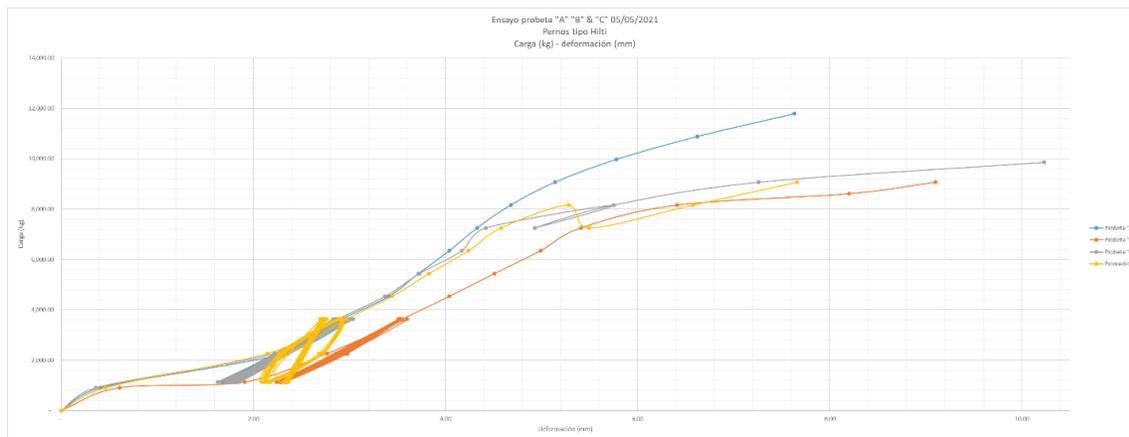
A partir de los 11,338 kg se pierde la linealidad en el comportamiento del concreto, debido a la presencia de fisuras que disminuyen la resistencia de las losas de concreto, lo que se transmite en un aumento de la deformación con una leve disminución en la carga. Después de este punto se empieza a aumentar la carga sobre la probeta hasta llegar a los 14,739 kg, que es la carga máxima, luego las fisuras en las losas de concreto de la probeta empiezan a aumentar hasta llegar a la falla. Entre los 11,338 kg y los 13,605 kg se ve un cambio abrupto en el comportamiento de la gráfica, se puede observar que se alcanzó la fluencia en el pasador de corte, por lo que a partir de los 13,605 kg la deformación de los pasadores de corte aumenta considerablemente, llevando a la probeta hasta la falla.

La falla se produce en una plancha por fisuración del concreto a todo lo ancho de la losa, y en la otra plancha falla el concreto que rodea al conector.

5.3.4. Comparación de los ensayos realizados

De acuerdo con la figura 65, la forma de las gráficas de los 3 ensayos realizados es similar, todas presentan su primera fisura a compresión a niveles de carga similares, sin embargo, existe una diferencia en la deformación de las probetas lo que se puede deber a la fricción que existe entre la lámina y el perfil metálico, y a los distintos valores de la resistencia de concreto para cada probeta.

Figura 65. **Gráfica carga (kg) – deformación (mm) comparación de las 3 probetas con pernos Nelson Stud 3/4” y promedio de los 3 ensayos realizados**



Fuente: elaboración propia.

En ninguno de los 3 ensayos se alcanzó la falla de los pernos de anclaje, primero se produjo la falla del concreto de las probetas, dicho mecanismo de falla se repitió en los 3 ensayos, presentándose como fisuras en el sentido transversal de la carga en el lado más delgado de la losa de concreto.

De los tres ensayos realizados, la probeta A presentó mayor resistencia, menor deformación de los pernos y alcanzó una mayor carga última. La probeta C fue la que más se acercó al promedio de los 3 ensayos realizados, visualmente es muy parecida al ensayo promedio, sin embargo, el promedio se realizó hasta una carga de 12,472 kg, que es cuando las 3 probetas empiezan a variar demasiado su comportamiento y no es factible compararlas bajo estas circunstancias.

La probeta C presentó una mayor resistencia que la probeta B pero presentó una menor deformación respecto a las cargas aplicadas, esto se puede deber a una variación en la fricción entre la lámina losacero y el perfil metálico, y también a una mayor uniformidad en la fundición de las losas de concreto.

La probeta A alcanzó una deformación de 7.63 mm al llegar a su carga máxima de 11,971 kg, la probeta B alcanzó una deformación de 9.10 mm al llegar a su carga máxima de 9,070.29 kg y la probeta C alcanzó una deformación de 10.23 mm al llegar a su carga máxima de 9,863.95 kg. En ninguno de los tres ensayos se alcanzó o superó la carga máxima esperada para los pernos, que es de 18,450 kg, sin embargo, la probeta A alcanzó el 86 % de dicho valor y las probetas B y C alcanzaron el 74 % de dicho valor, los próximos ensayos se realizaran a los 14 días, para que el concreto obtenga mayor resistencia y se pueda acercar la carga última del ensayo a la carga máxima esperada para los pernos de anclaje.

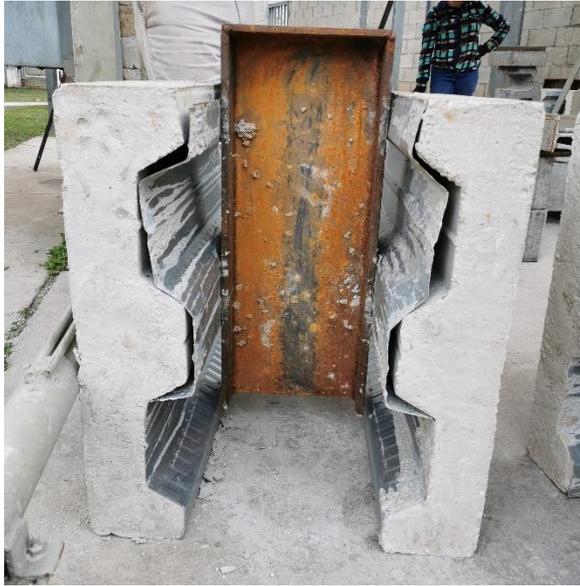
Figura 66. **Falla de la Probeta A al alcanzar la carga última**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

En la figura 66 se observa la falla de la probeta A, donde presenta una fisuración del concreto a lo largo de una plancha de concreto con una ligera separación entre lámina losacero y concreto. En la otra plancha se aprecia una clara separación entre fundición de concreto y lámina metálica, debido a la falla local del concreto cerca del área del conector metálico.

Figura 67. **Falla de la Probeta B al alcanzar la carga última**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

En la figura 67 se observa la falla de la probeta B, donde se presenta una fisuración del concreto en el área donde se conecta con el perno y una separación entre el concreto y la lámina losacero iniciando en la parte superior de la pieza. En ambas planchas de concreto se presenta el mismo tipo de falla y una clara separación entre lámina metálica y fundición de concreto.

Figura 68. **Falla de la Probeta C al alcanzar la carga última**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

En la figura 68 se observa la falla de la probeta C, donde una plancha se presenta la fisuración del concreto en el área donde se conecta con el perno y una separación entre el concreto y la lámina losacero iniciando en la parte superior de la pieza. En la otra plancha se presenta una menor separación entre lámina metálica y fundición de concreto, y una falla a lo ancho de la plancha de concreto.

Figura 69. **Probetas con anclajes Hilti luego de haber sido ensayadas**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

5.4. Probetas con pernos A36 $\phi = 5/8$ " ensayados a 14 días, 21 días y 22 días

En esta sección se presenta el análisis de resultados de las probetas que se prepararon utilizando pernos con varilla A36 $\phi = 5/8$ ", se utilizó concreto de 3,000 psi de 14, 21 y 22 días de edad.

5.4.1. Información del ensayo

- Fecha de fundición de las losas: martes 17 de agosto de 2021
- Fecha del ensayo: miércoles 01 de septiembre de 2021, martes 07 de septiembre de 2021, miércoles 08 de septiembre de 2021

- Edad del concreto: 14 días para la probeta B, 21 días para la probeta C, 22 días para la probeta A
- Dimensiones de la losa: 65 cm x 65 cm x 14 cm
- Tipo de lámina losacero: sección 4 calibre 20
- Refuerzo de la losa: electromalla 6" x 6" 6/6
- Concreto para la losa: $f'c = 3,000$ psi a los 28 días. Para el ensayo a los 14 días, se espera una resistencia de $f'c = 2,100$ psi. Para el ensayo a los 21 días, se espera una resistencia de 2,700 psi
- Diámetro de los conectores: 5/8"
- Material de los conectores: A36, $F_y = 36$ ksi, $F_u = 58$ ksi
- Perfil metálico ensayado: W 10 x 30
- Material del perfil metálico: A992, $F_y = 50$ ksi, $F_u = 65$ ksi

5.4.2. Descripción del ensayo

Se realizó un ensayo de empuje (*push out test*) para evaluar la resistencia de anclajes metálicos fabricados con varilla lisa $\varnothing 5/8$ " grado A36. La probeta consta de un perfil W 10" x 30 lb/pie, de 65 cm de largo, con 2 pasadores de corte $\varnothing 5/8$ " por cada patín. En cada patín se fundió una losa de 65 cm x 65 cm x 14 cm desfasada 10 cm respecto al perfil metálico, para poder aplicar una carga cortante y evaluar la resistencia de los pasadores de corte.

Las losas de concreto se fundieron a partir de sacos de concreto premezclado de 3,000 psi con agregado de 3/8". La edad del concreto al momento de realizar el ensayo de la probeta B es de 15 días, la probeta C se ensayó a los 21 días y la probeta A se ensayó a los 22 días. Se espera una resistencia del concreto de $f'c = 2,100$ psi para la probeta B y $f'c = 2,700$ psi para las probetas C y A.

Para la probeta B el procedimiento del ensayo fue el siguiente: aplicar una carga sobre el perfil metálico, lo cual genera un plano de cortante en cada patín del elemento. Como primera parte del ensayo se aplica un ciclo de carga entre el 5 % al 40 % de la carga máxima esperada, este proceso se repite 25 veces, luego se aplica la carga en incrementos hasta alcanzar la falla, la falla debe alcanzarse en un período mayor a 15 minutos. Durante el proceso se mide la elongación de los pernos y la separación que se provoca entre las losas de concreto y los patines de la viga.

Para las probetas C y A (se mencionan en el orden cronológico en el que fueron ensayadas), el procedimiento del ensayo fue el siguiente: aplicar una carga sobre el perfil metálico, lo cual genera un plano de cortante en cada patín del elemento. Se aplica una carga en incrementos de 10,000 libras, hasta llegar a cargas definidas, las cuales fueron de: 10,000 libras, 20,000 libras, 25,000 libras, 30,000 libras, 35,000 libras, y la carga máxima que se encontró entre 37,500 y 38,000 libras.

La carga se aumenta gradualmente desde la carga mínima de 2,000 libras, hasta llegar a cada estación de carga, al llegar a la estación de carga indicada, se toma la medición de la deformación, se mantienen la carga durante 2 minutos, y se toma la medición final de las deformaciones, luego se procede a reducir la carga hasta las 2,000 libras, y se vuelve a cargar de nuevo, repitiendo el mismo procedimiento hasta llegar a la carga última. Con este procedimiento se espera que las probetas mejoren su capacidad de absorber energía y soporten cargas más altas, en comparación con el ensayo estándar de esta investigación.

Tabla XVIII. **Resistencia de probetas de concreto**

Descripción	Resistencia 1	Resistencia 2	Promedio
	psi	psi	psi
Resistencia probeta A	2,900.00	2,500.00	2,700.00
Resistencia probeta B	2,150.00	2,100.00	2,125.00
Resistencia probeta C	2,900.00	2,400.00	2,650.00

Fuente: elaboración propia.

Figura 70. **Fundición de probetas**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 71. **Probeta B de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de carga**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 72. **Probeta C de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de carga**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 73. **Probeta A de ensayo siendo centrada y nivelada previo a la aplicación de carga**

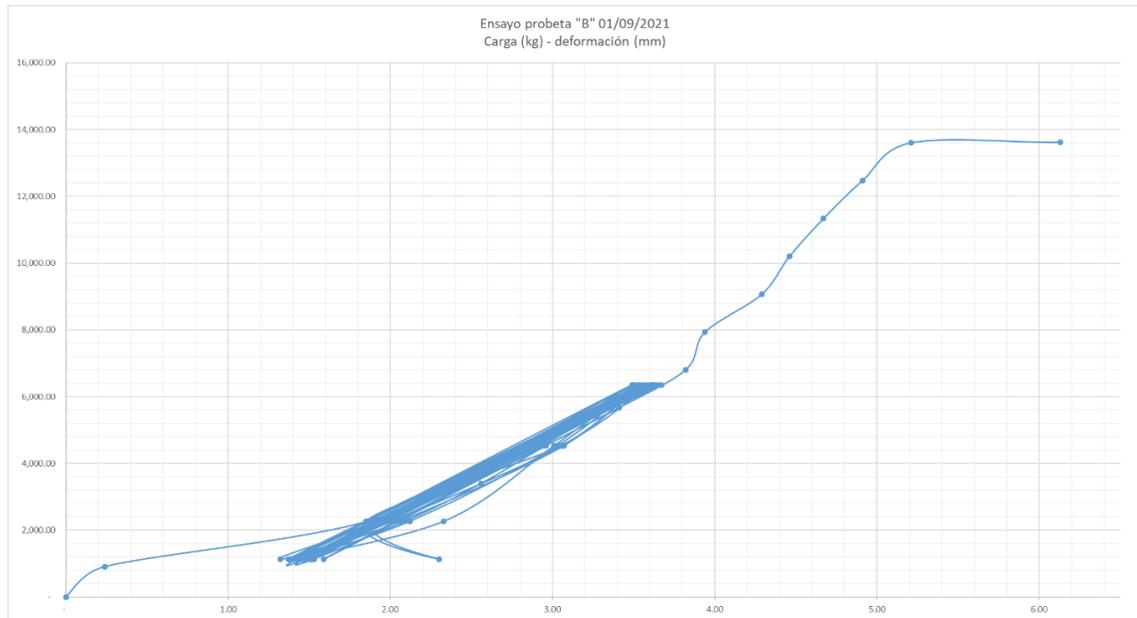


Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

5.4.3. Análisis de resultados

En la figura 74 se aprecia el desarrollo del ensayo de la probeta B, el bucle que se aprecia entre los 1,133 y 6,349 kg de carga corresponde a los 25 ciclos de carga y descarga que solicita el ensayo, estos se realizan entre el 5 % y el 40 % de la carga máxima esperada. En los cálculos preliminares se esperaba una carga máxima de 18,450 kg.

Figura 74. **Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta B ensayada**



Fuente: elaboración propia.

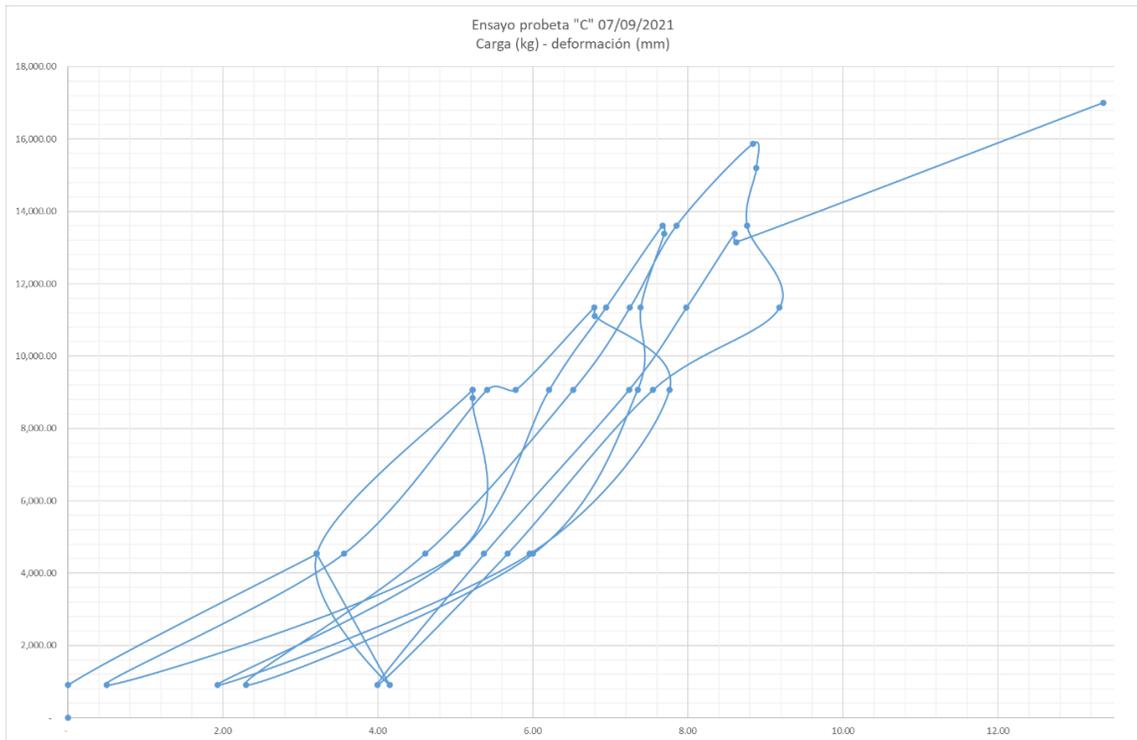
Desde el inicio hasta los 2,200 kg existe un acomodamiento de la probeta, puede tratarse de la fricción que existe entre la lámina y el perfil de acero. Luego, desde los 2,000 kg hasta los 6,802 kg existe un comportamiento lineal, esta linealidad se debe a la resistencia por cortante del concreto en el área del conector.

A partir de los 6,802 kg se pierde la linealidad en el comportamiento del concreto y el material empieza a deformarse con un menor aumento en la carga aplicada, esto se debe por la presencia de fisuras en el concreto en el área cercana al conector. En el punto de los 7,937 kg, se observa una deformación atípica en la probeta, esto se debe al agrietamiento del concreto en el área del conector, y es entonces cuando el conector de acero empieza a ser más exigido.

Al llegar a los 13,605 kg el material empieza a fisurarse, la probeta empieza a deformarse con un decaimiento de la carga, esto se debe a la fluencia de los conectores y a los diversos mecanismos de falla que presenta el espécimen. La carga última que alcanza es de 13,616 kg, que es cuando la probeta no soporta un aumento en la carga aplicada y la misma empieza a decaer.

Como se puede apreciar en la figura 78, la probeta presenta fallas en las crestas de la losa donde se une el concreto con los conectores, se presenta una separación considerable entre la formaleta metálica y la losa de concreto, y se presenta una falla a lo ancho en la cara exterior de una de las losas. Se desprendieron 3 de los 4 conectores existentes (figura 81).

Figura 75. **Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta C ensayada**



Fuente: elaboración propia.

En la figura 75 se aprecia el desarrollo del ensayo de la probeta C, existe un bucle continuo en el recorrido de la gráfica y esto se debe a la forma en la que se desarrolló el ensayo, que consiste en aumentar la carga gradualmente y al llegar a las distintas estaciones de carga, se realizaba la descarga y se volvía a empezar.

Como puntos a destacar, se observa la fluencia que presentó la probeta bajo la carga de 9,070 kg, esto se debe a la fisuración del concreto y el momento cuando el perno empieza a ser más exigido.

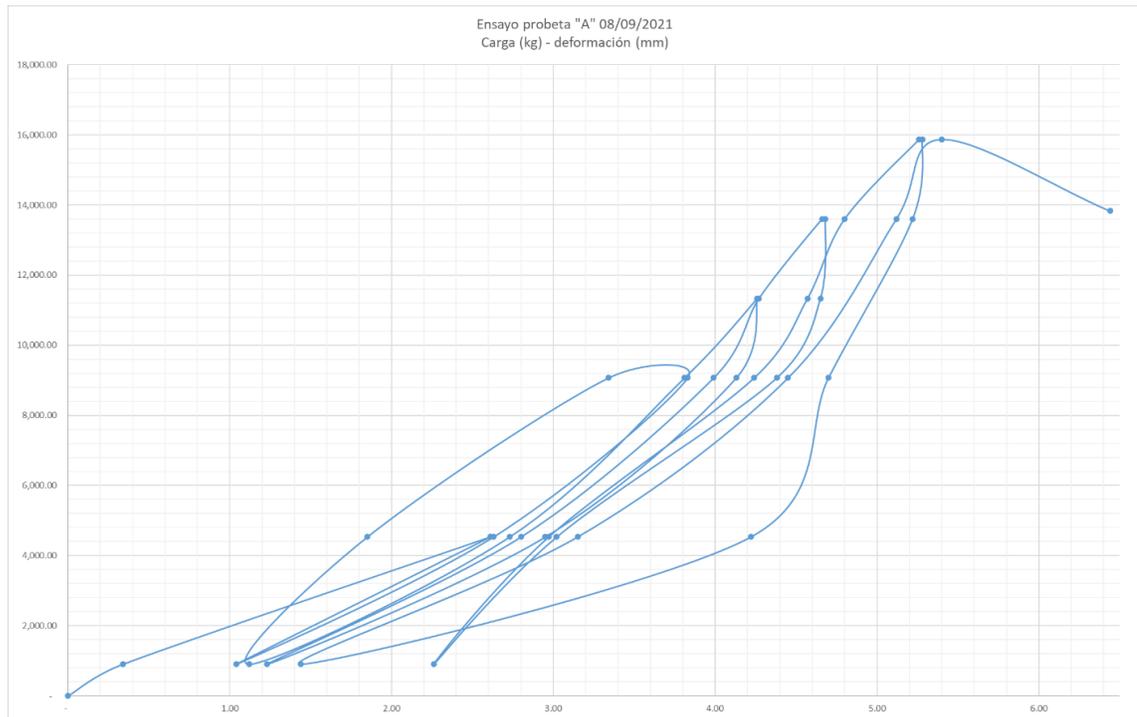
De igual forma, se observa que, durante cada ciclo de carga, existe una deformación remanente en la probeta, esto se debe a que el sistema sufre una deformación inelástica durante cada ciclo de carga, la cual se va acumulando y ocasiona la fisuración del concreto y la separación entre formaleta metálica y el concreto.

Cuando la probeta está a punto de alcanzar la carga máxima, en el penúltimo ciclo, cuando se aplica la carga de 15,873 kg, la probeta presenta una deformación importante mientras se disminuye la carga, esto se debe a que la pieza estaba cercana a alcanzar su carga última y el perno empieza a fluir, así mismo se pudo haber desprendido alguno de los pernos de la probeta.

En el último ciclo, se alcanza la carga última de 17,006 kg, la probeta ha alcanzado una deformación de 13.36 mm, y después de este punto la pieza ya no resiste un aumento en la carga y falla.

La falla de la probeta se produce por compresión de la losa de concreto, falla del concreto en la unión con el perno (figura 79) y desprendimiento de 2 de los 4 pernos instalados (figura 81).

Figura 76. **Gráfica carga (kg) – deformación (mm) de la probeta C ensayada**



Fuente: elaboración propia.

En la figura 76 se aprecia el desarrollo del ensayo de la probeta C, existe un bucle continuo en el recorrido de la gráfica y esto se debe a la forma en la que se desarrolló el ensayo, que consiste en aumentar la carga gradualmente y al llegar a las distintas estaciones de carga, se realizaba la descarga y se volvía a empezar.

Como puntos a destacar, se observa la fluencia que presentó la probeta bajo la carga de 9,070 kg, esto se debe a la fisuración del concreto y el momento cuando el perno empieza a ser más exigido. En este punto el concreto que rodea al perno empieza a fisurarse y el perno presenta cierta fluencia que ocasiona el

desplazamiento horizontal en la gráfica, es decir, un aumento en la deformación sin existir un aumento en la carga aplicada.

De igual forma, se observa que, durante cada ciclo de carga, existe una deformación remanente en la probeta, esto se debe a que el sistema sufre una deformación inelástica durante cada ciclo de carga, la cual se va acumulando y ocasiona la fisuración del concreto y la separación entre formaleta metálica y el concreto.

Cuando la probeta está a punto de alcanzar la carga máxima, en el penúltimo ciclo, cuando se aplica la carga de 15,873 kg, la probeta presenta una deformación importante mientras se disminuye la carga, entre los 9,070 kg y los 907 kg, esto se debe a que la pieza estaba cercana a alcanzar su carga última y el perno empieza a fluir, así mismo se pudo haber desprendido alguno de los pernos de la probeta.

En el último ciclo, se alcanza la carga última de 15,873 kg, la probeta ha alcanzado una deformación de 6.44 mm, y después de este punto la pieza ya no resiste un aumento en la carga y falla.

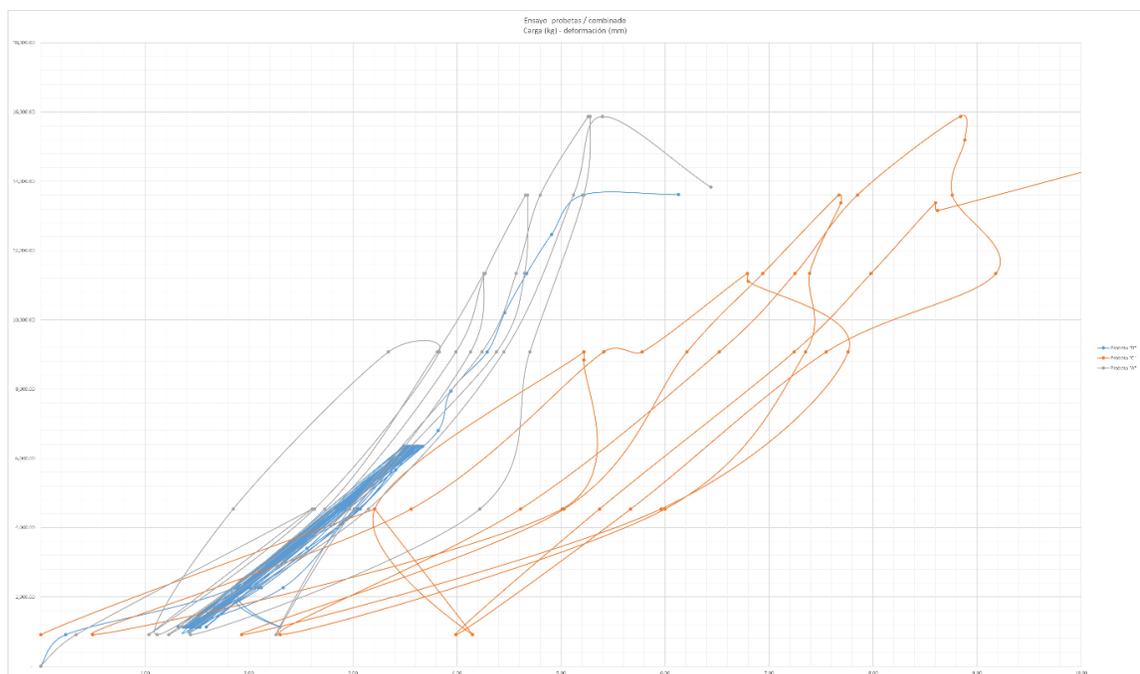
La falla de la probeta se produce por compresión de la losa de concreto, falla del concreto en la unión con el perno (figura 80) y desprendimiento de 2 de los 4 pernos instalados (figura 81).

5.4.4. Comparación de los ensayos realizados

En la figura 77 se aprecia la forma de las gráficas de los 3 ensayos realizados, las gráficas de los ensayos de las probetas B y A resultan ser muy

similares, mientras la gráfica de la probeta C presenta deformaciones más grandes que las anteriores.

Figura 77. **Gráfica carga (kg) – deformación (mm) comparación de las 3 probetas con pernos Nelson Stud 3/4” y promedio de los 3 ensayos realizados**



Fuente: elaboración propia.

¿Por qué razón la gráfica carga-deformación de la probeta C varió tanto respecto a las otras dos probetas? Luego de observar las probetas después de ser ensayadas, se encontró que en las probetas A y B fallaron 2 de los 4 pernos de anclaje mientras que para la probeta C fallaron 3 de los 4 pernos de anclaje, desde el inicio del ensayo, a partir de los 4,535 kg de carga, se nota un claro aumento en la deformación de la probeta C respecto a las demás, lo que puede

indicar que el desprendimiento de alguno de los pernos fue prematuro y ocasionó la variación en el ensayo.

De los tres ensayos realizados la probeta B alcanzó la menor carga última, siendo esta de 13,617 kg, mientras las otras dos probetas alcanzaron niveles de carga similares siendo para la probeta C de 17,006 kg y la probeta A de 17,460 kg.

Respecto a las deformaciones máximas, la probeta B alcanzó una deformación de 6.13 mm al alcanzar su carga última, la probeta C de 13.36 mm al alcanzar la carga última y la probeta A de 6.44 mm previo a alcanzar la carga última (la deformación que se presentó junto con la carga última no se midió por el riesgo de que la probeta presentara una falla repentina).

Figura 78. **Falla de la probeta B. a y b) fisuración en la cresta de la losa donde se une con el perno de anclaje. c) separación entre la losa de concreto y la formaleta metálica. d) fisuración a lo ancho de la losa de concreto**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 79. **Falla de la probeta C. a) fisuración en la cresta de la losa donde se une con el perno de anclaje. b) falla en la cresta de la losa y fisura a lo ancho de la losa c) separación entre losa de concreto y formaleta metálica d) fisuración a lo ancho de la losa de concreto**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 80. **Falla de la probeta A. a y b) fisuración en la cresta de la losa donde se une con el perno de anclaje. c) fisuración a lo ancho de la losa de concreto. d) en una de las losas del ensayo no se presentó fisuración del concreto a lo ancho de la misma**



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

Figura 81. a y b) desprendimiento de pernos en la probeta B. c y d) desprendimiento de pernos en la probeta C. e y f) desprendimiento de pernos en la probeta A



Fuente: [Fotografía de Mario David Cuté Balcárcel]. (Guatemala, Guatemala. 2021). Colección particular. Guatemala.

5.5. Cálculo de la resistencia esperada de las probetas

Se realiza el cálculo de la resistencia esperada de las probetas ensayadas, de acuerdo con el capítulo I del AISC 360-10. El capítulo I del Código AISC 360-10 se enfoca en el diseño de elementos compuestos.

Se utilizará la siguiente ecuación, la cual se menciona en el capítulo 3 de este documento:

$$Q_n = 0.5 * A_{sa} \sqrt{f'_c * E_c} \leq R_g * R_p * A_{sa} * F_u$$

Ecuación 34

La parte izquierda de la ecuación toma en cuenta la resistencia del concreto y la parte derecha de la ecuación la resistencia de los conectores, la resistencia global es la menor de ambas.

5.5.1. Condición agrietamiento del concreto

Esta ecuación contempla el agrietamiento del concreto para determinar la resistencia máxima de un perno de anclaje.

$$Q_n = 0.5 * A_{sa} \sqrt{f'_c * E_c}$$

Ecuación 35

Tabla XIX. **Resistencia del concreto correspondiente a cada tipo de perno y edad del concreto**

Tipo de perno	Asa (plg²)	Edad del concreto (días)	f'c (psi)	Ec (psi)
Fabricados A36 5/8"	0.31	7.00	1,766.00	2,395,356.76
Fabricados A36 5/8"	0.31	14.00	2,491.67	2,845,247.94
Nelson Stud 3/4"	0.44	14.00	1,708.33	2,355,921.09
Hilti X/Hvb 3/4"	0.17	14.00	2,050.00	2,580,784.76

Fuente: elaboración propia.

Tabla XX. **Resistencia de la probeta de acuerdo con la edad y resistencia del concreto**

Tipo de perno	Edad del concreto (días)	f'c (psi)	Qn (lb)	ΣQn = 4*Qn (lb)	ΣQn = 4*Qn (kg)
Fabricados A36 5/8"	7.00	1,766.00	9,977.01	39,908.04	18,098.88
Fabricados A36 5/8"	14.00	2,491.67	14,845.62	59,382.47	26,930.83
Nelson Stud 3/4"	14.00	1,708.33	21,377.69	85,510.76	38,780.39
Hilti X/Hvb 3/4"	14.00	2,050.00	8,226.16	32,904.65	14,922.74

Fuente: elaboración propia.

5.5.2. Condición resistencia del perno de anclaje

Esta ecuación contempla la resistencia a la ruptura del perno para determinar la resistencia del anclaje.

$$Q_n = R_g * R_p * A_{sa} * F_u$$

Ecuación 36

Tabla XXI. **Resistencia del conector de acuerdo con el tipo de acero y al fabricante**

Característica del perno	Resistencia	Observaciones
Fu Nelson Stud (esfuerzo último)	65,000.00 psi	Especificada por el fabricante
Fu A-36 (esfuerzo último)	58,000.00 psi	De acuerdo con el acero ASTM A-36
Prk (resistencia del conector)	3,56779 kg	Especificada por el fabricante

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2010).

Tabla XXII. **Resistencia de los pernos de anclaje de acuerdo con el tipo de perno**

Tipo de perno	Asa (plg²)	Qn (lb)	ΣQn = 4*Qn (lb)	ΣQn = 4*Qn (kg)
Nelson Stud 3/4"	0.44	21,537.09	86,148.36	39,069.55
Fabricados A36 5/8"	0.31	13,345.63	53,382.53	24,209.76
Hilti X-Hvb 3/4"		7,866.95	31,467.80	14,271.11

Fuente: elaboración propia.

5.5.3. Resistencia esperada de las probetas

Después de haber calculado la resistencia de las probetas de acuerdo con la resistencia del concreto y a la resistencia de los pasadores de corte, se elige la más pequeña de ambas como resistencia esperada.

Tabla XXIII. **Resistencia esperada de las probetas**

Tipo de perno	Edad del concreto (días)	Qn_1 (kg)	Qn_2 (kg)	Qn (kg)
A-36 D. 5/8"	7.00	18,098.88	24,209.76	18,098.88
A-36 D. 5/8"	14.00	26,930.83	24,209.76	24,209.76
Nelson Stud D. 3/4"	14.00	38,780.39	39,069.55	38,780.39
Hilti X-HVB 95mm	14.00	14,922.74	14,271.11	14,271.11

Fuente: elaboración propia.

5.6. Comparación del comportamiento de las distintas probetas ensayadas

A continuación, se presenta un cuadro comparativo entre las distintas probetas ensayadas, evaluando el tipo de perno, la edad del concreto, la carga última, la carga esperada y el tipo de falla presentada.

Tabla XXIV. **Cuadro comparativo de la resistencia del concreto de cada probeta ensayada**

Fecha del ensayo	Tipo de perno	Tipo de losa	Edad del concreto (días)	f'c probetas (psi)
9-Mar-21	A-36 D. 5/8"	Tradicional	16.00	2,100.00
23-Mar-21	A-36 D. 5/8" - Probeta A	Losacero	7.00	1,766.00
24-Mar-21	A-36 D. 5/8" - Probeta B	Losacero	8.00	1,766.00
24-Mar-21	A-36 D. 5/8" - Probeta C	Losacero	8.00	1,766.00
28-Apr-21	Nelson Stud D. 3/4" - Probeta A	Losacero	14.00	1,708.33
28-Apr-21	Nelson Stud D. 3/4" - Probeta B	Losacero	14.00	1,708.33
28-Apr-21	Nelson Stud D. 3/4" - Probeta C	Losacero	14.00	1,708.33
5-May-21	Hilti X-HVB 95mm - Probeta A	Losacero	14.00	2,050.00
5-May-21	Hilti X-HVB 95mm - Probeta B	Losacero	14.00	2,050.00
5-May-21	Hilti X-HVB 95mm - Probeta C	Losacero	14.00	2,050.00
1-Sep-21	A-36 D. 5/8" - Probeta B	Losacero	14.00	2,491.67
7-Sep-21	A-36 D. 5/8" - Probeta C	Losacero	21.00	2,491.67
8-Sep-21	A-36 D. 5/8" - Probeta A	Losacero	22.00	2,491.67

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXV. **Cuadro comparativo de la resistencia de las probetas ensayadas y la resistencia esperada de las mismas**

Fecha del ensayo	Tipo de perno	Carga última del ensayo (kg)	Carga última esperada-calculada (kg)	Tipo de falla
9-Mar-21	A-36 D. 5/8"	18,140.59	24,209.76	1
23-Mar-21	A-36 D. 5/8" - Probeta A	15,873.02	18,098.88	2
24-Mar-21	A-36 D. 5/8" - Probeta B	15,419.50	18,098.88	2, 3
24-Mar-21	A-36 D. 5/8" - Probeta C	13,605.44	18,098.88	2, 3
28-Apr-21	Nelson Stud D. 3/4" - Probeta A	13,605.44	38,780.39	2
28-Apr-21	Nelson Stud D. 3/4" - Probeta B	16,326.00	38,780.39	2
28-Apr-21	Nelson Stud D. 3/4" - Probeta C	13,605.44	38,780.39	2, 3
5-May-21	Hilti X-HVB 95mm - Probeta A	13,605.44	14,271.11	1, 2, 3
5-May-21	Hilti X-HVB 95mm - Probeta B	16,326.00	14,271.11	1, 3
5-May-21	Hilti X-HVB 95mm - Probeta C	13,605.00	14,271.11	1, 2, 3
1-Sep-21	A-36 D. 5/8" - Probeta B	13,616.78	24,209.76	1, 2, 3
7-Sep-21	A-36 D. 5/8" - Probeta C	17,006.80	24,209.76	1, 2, 3
8-Sep-21	A-36 D. 5/8" - Probeta A	17,460.32	24,209.76	1, 2, 3

Tipo de falla 1: desprendimiento del perno.

Tipo de falla 2: fisuración de la losa de concreto.

Tipo de falla 3: Falla de la cresta de la losa de concreto en la unión con el perno

Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVI. **Relación entre la carga última de las probetas ensayadas contra la carga última esperada (calculada)**

Fecha del ensayo	Tipo de perno	Relación entre la carga última del ensayo / carga esperada
9-Mar-21	A-36 D. 5/8"	74.93 %
23-Mar-21	A-36 D. 5/8" - Probeta A	87.70 %
24-Mar-21	A-36 D. 5/8" - Probeta B	85.20 %
24-Mar-21	A-36 D. 5/8" - Probeta C	75.17 %
28-Apr-21	Nelson Stud D. 3/4" - Probeta A	35.08 %
28-Apr-21	Nelson Stud D. 3/4" - Probeta B	42.10 %
28-Apr-21	Nelson Stud D. 3/4" - Probeta C	35.08 %
5-May-21	Hilti X-HVB 95mm - Probeta A	95.34 %
5-May-21	Hilti X-HVB 95mm - Probeta B	114.40 %
5-May-21	Hilti X-HVB 95mm - Probeta C	95.33 %
1-Sep-21	A-36 D. 5/8" - Probeta B	56.24 %
7-Sep-21	A-36 D. 5/8" - Probeta C	70.25 %
8-Sep-21	A-36 D. 5/8" - Probeta A	72.12 %

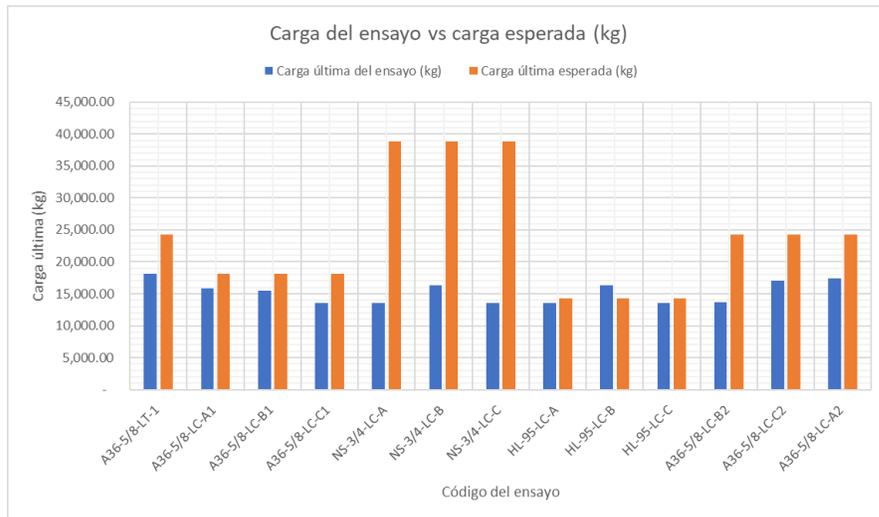
Fuente: elaboración propia.

Tabla XXVII. **Código asignado para cada ensayo**

Fecha del ensayo	Tipo de perno	Código
9-Mar-21	A-36 Ø 5/8"	A36-5/8-LT-1
23-Mar-21	A-36 Ø 5/8" - Probeta A	A36-5/8-LC-A1
24-Mar-21	A-36 Ø 5/8" - Probeta B	A36-5/8-LC-B1
24-Mar-21	A-36 Ø 5/8" - Probeta C	A36-5/8-LC-C1
28-Apr-21	Nelson Stud Ø 3/4" - Probeta A	NS-3/4-LC-A
28-Apr-21	Nelson Stud Ø 3/4" - Probeta B	NS-3/4-LC-B
28-Apr-21	Nelson Stud Ø 3/4" - Probeta C	NS-3/4-LC-C
5-May-21	Hilti X-HVB 95mm - Probeta A	HL-95-LC-A
5-May-21	Hilti X-HVB 95mm - Probeta B	HL-95-LC-B
5-May-21	Hilti X-HVB 95mm - Probeta C	HL-95-LC-C
1-Sep-21	A-36 Ø 5/8" - Probeta B	A36-5/8-LC-B2
7-Sep-21	A-36 Ø 5/8" - Probeta C	A36-5/8-LC-C2
8-Sep-21	A-36 Ø 5/8" - Probeta A	A36-5/8-LC-A2

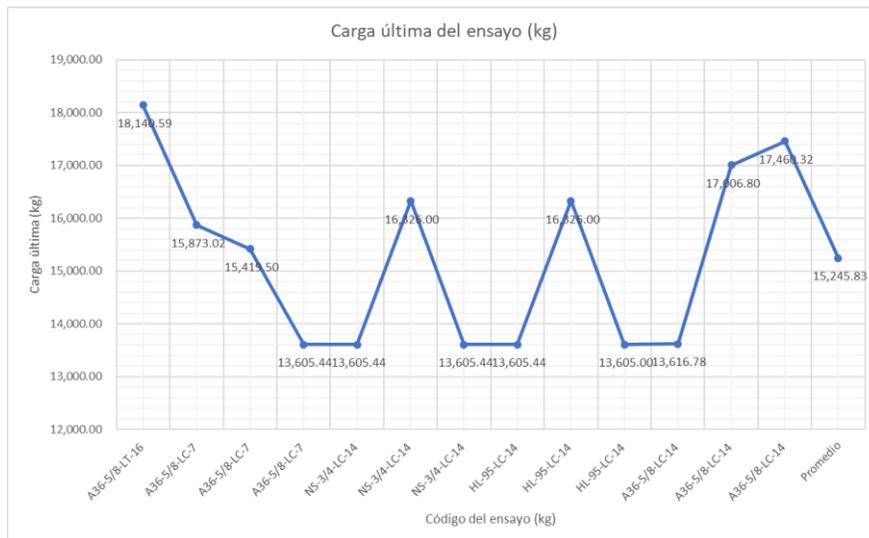
Fuente: elaboración propia.

Figura 82. **Gráfico comparativo entre carga última del ensayo y carga esperada para cada probeta**



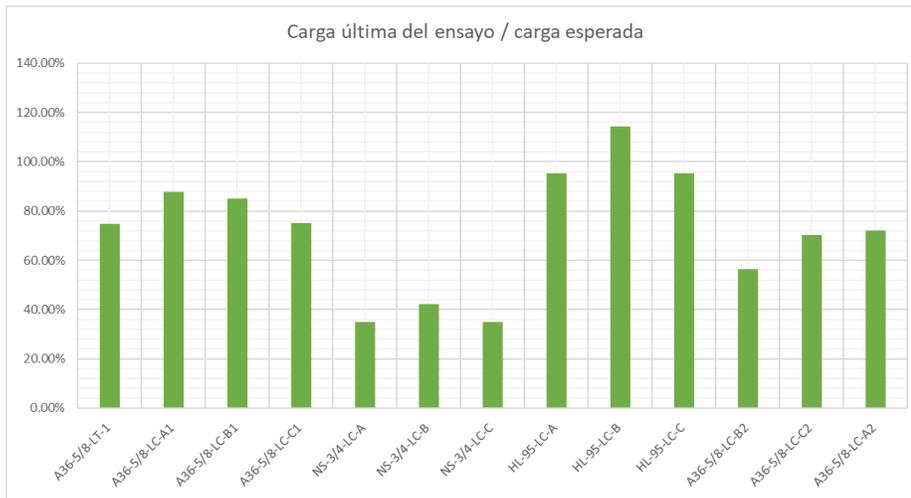
Fuente: elaboración propia.

Figura 83. **Carga última del ensayo**



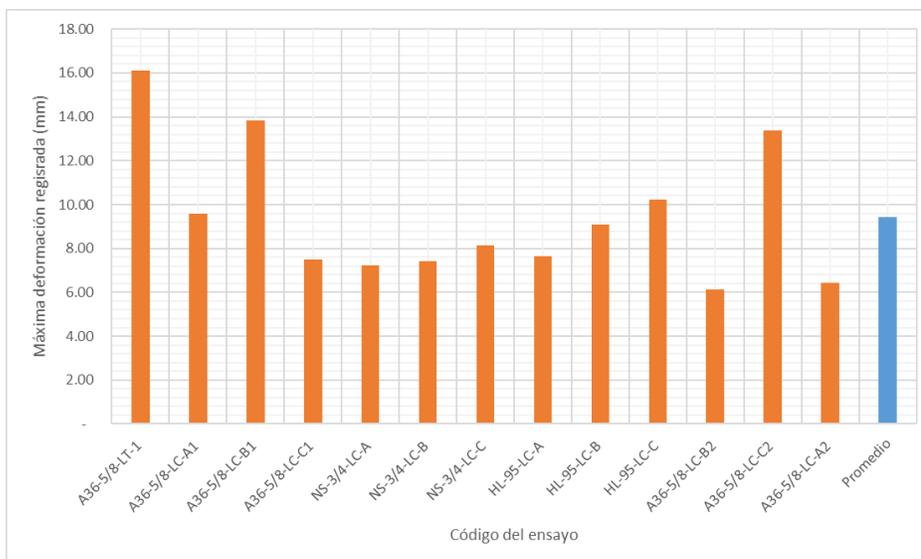
Fuente: elaboración propia.

Figura 84. Relación de la carga última del ensayo contra carga esperada para las probetas



Fuente: elaboración propia.

Figura 85. Máxima deformación registrada en los ensayos



Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. La falla en el anclaje de una viga combinada puede presentarse por fluencia o ruptura del elemento conectado, por la falla del concreto que rodea al perno (es una falla sectorizada), o por la falla por compresión en una porción de la losa.
2. Para los ensayos realizados la falla más recurrente fue a lo ancho de la losa de concreto, le sigue la falla por cortante de la cresta de concreto donde se une con el perno y la menos recurrente fue el desprendimiento de los pernos de anclaje.
3. La resistencia del concreto es un factor clave para determinar la resistencia global del anclaje del perno a la losa.
4. La falla producida en los pernos fabricados con varilla lisa A-36 ocurrió en la soldadura con el perfil metálico, por lo que se descarta que la falla se haya debido por la fluencia del perno hasta alcanzar la ruptura.
5. En el ensayo Beta, cuya probeta fue fabricada con losa tradicional, la losa fue más resistente, y la probeta falló por el desprendimiento de los pernos, sin presentarse fisuras importantes en las losas.
6. De acuerdo con la exposición a la oxidación, los pernos tipo Hilti, al ser anclados por un medio mecánico (clavijas y fulminantes) y al tener un recubrimiento galvanizado, presentan una mayor resistencia química, en comparación con los pernos soldados.

7. Al comparar la resistencia última alcanzada por las probetas con pernos A-36, estas alcanzaron una resistencia superior al 80 % de las probetas que utilizaron pernos tipo Nelson Stud y pernos tipo Hilti.
8. Al comparar la resistencia última del ensayo contra la resistencia esperada, las probetas que utilizaron pernos tipo Nelson Stud fueron las que peor desempeño tuvieron, alcanzando alrededor del 35% de la carga última esperada.
9. Las probetas que utilizaron pernos tipo Hilti fueron las que más se acercaron a la carga última esperada, alcanzando un 95 % y un 115 % de la carga última esperada.
10. Las probetas que utilizaron pernos fabricados con varilla A-36, alcanzaron en promedio el 74 % de la carga esperada.
11. El Eurocódigo 4 solicita que los conectores de corte alcancen una deformación de al menos 6 mm, para todos los ensayos realizados se superó esta deformación, por lo que todos los conectores ensayados se pueden considerar dúctiles.

RECOMENDACIONES

1. Al determinar los anclajes necesarios para una viga combinada de acero y concreto, es conveniente que la cantidad y el tipo de anclaje brinden una resistencia equilibrada con la resistencia a la ruptura del concreto, siendo siempre la resistencia de los conectores superiores a la resistencia del concreto.
2. Se recomienda aplicar un factor de reducción de resistencia de 0.75, considerando que pueden existir fallas prematuras por la fisuración del concreto, con la finalidad de brindar mayor seguridad cuando se utilicen pasadores de corte fabricados con varilla lisa A36.
3. Es necesario brindar atención especial a la soldadura para la instalación de pernos A-36 y tipo Nelson Stud, porque en los ensayos realizados la falla se presentó en la soldadura y no en el perno.
4. Para la instalación de pernos soldados, es una buena práctica cortar previamente la formaleta metálica antes de soldar el perno, para que la formaleta metálica no contamine la soldadura entre perfil y perno.
5. Se debe biselar la punta del conector de corte previo a ser soldado al patín de la viga metálica, para que la soldadura entre el conector y el patín de la viga tenga mayor superficie de contacto y mayor cuerpo, lo que se traduce en una mayor resistencia de la soldadura.

6. Con la finalidad de obtener más información sobre los pernos de anclaje con varilla lisa A-36, se insta a realizar ensayos variando la edad de concreto, y también utilizando losa tradicional en vez de losa con formaleta metálica.
7. Los pernos que son soldados están propensos a presentar óxido, lo cual disminuye su resistencia con el tiempo, por lo que se debe aplicar galvanizado en frío, u otro recubrimiento compatible con el concreto, luego de haberlos soldado y previo a realizar la fundición del concreto, o bien utilizar un factor de reducción de resistencia adicional al calcularlos.
8. A modo de que las losas alcancen su capacidad máxima en una viga combinada, cuando se utilicen losas delgadas y poco resistentes se recomienda usar anclajes de menor diámetro en menor cantidad, y cuando se trate de losas más gruesas y resistentes, se deberán utilizar anclajes de mayor diámetro y en mayor cantidad, esto deberá comprobarse con los cálculos respectivos.
9. Para cumplir con la solicitud de ductilidad del Eurocódigo 4, los pernos de anclaje que se utilicen en vigas combinadas de acero y losa de concreto deben presentar deformaciones mayores a los 6 mm, lo cual se comprueba mediante ensayos *push out*.

REFERENCIAS

1. Albarram, A., Qureshi, J. y Abbas, A. (2018). *Behaviour of composite beams with narrow and wide parallel ribbed steel decking*. London: University of East London.
2. American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. Michigan: American Concrete Institute.
3. American Institute of Steel Construction. (2005). *Seismic provisions for structural steel buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
4. American Institute of Steel Construction. (2005). *Steel Construction Manual*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
5. American Institute of Steel Construction. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago: American Institute of Steel Construction.
6. American Society for Testing and Materials. (2018). *Annual Book of ASTM Standards*. United States: ASTM.
7. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2018). *NSE 7.5 Diseño de edificaciones de acero*. Guatemala: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica - AGIES.

8. Bonilla Rocha, J. D., Mirambell Arrizabalaga, E., Larrúa Quevedo, R., & Recarey Morfa, C. (2012). Comportamiento y resistencia de conectores tipo perno en vigas compuestas. *Revista Facultad de Ingeniería Universidad de Antioquía*, 93-104.
9. Bouchair, A., Bujnak, J., Duratna, P. y Lachal, A. (2012). *Modeling of the steel-concrete push-out test*. Zilina, Eslovaquia: Elsevier Ltd.
10. Civil Engineering and Building Structures Standards Committee. (2004). *Steel, concrete and composite bridges, part 5: Code of practice for design of composite bridges*. England: British Standard.
11. Dennis Lam, Qureshi, J. y Jianqiao, Y. (2010). *Composite behaviour of headed stud shear connectors in pairs with profiled metal deck flooring*. Bradford: University of Bradford.
12. European Committee for Standardization. (2004). *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures*. Bruselas: European Committee for Standardization.
13. European Committee for Standardization. (2004). *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures* . Bruselas: European Committee for Standardization.
14. Fitzgerald, R. (2007). *Mecánica de Materiales*. México: Alfaomega.
15. Grant, J. (1980). *Determinación del comportamiento de conectores y vigas para vigas compuestas con cubierta metálica*. Lehigh: Lehigh University.

16. Grant, J., Fisher, J. y Slutter, R. (1977). Vigas compuestas con cubierta de acero formado. *AISC Journal*, 24-43.
17. Hicks, S. (2009). *Strength and ductility of headed stud connectors welded in modern profiled steel sheeting*. New Zealand: Structural Engineering International.
18. Hicks, S. (2007). *The performance of through deck welded stud connectors in full scale composite beams*. New Zealand: The University of Warwick.
19. INGASA. (2005). *Catálogo General de Productos*. Ciudad de Guatemala: INGASA.
20. Lam, D. y El-Lobody, E. (2005). *Behaviour of headed stud shear connectors in composite beam*. Virginia: Journal of Structural Engineering-ASCE.
21. Laman, J. y Leaf, D. (2013). *Testing and analysis of composite steel-concrete beam flexural strenght*. Pennsylvania: International Journal of Structural and Civil Engineering Research.
22. Li, G. y Li, J. (2007). *Advanced Analysis and Design of Steel Frames*. England: Wiley.
23. McCormac, J. (Bogotá). *Diseño de Estructuras Metálicas - Método ASD*. 2006: Alfaomega.

24. McCormac, J. y Csernak, S. (2012). *Diseño de Estructuras de Acero*. Ciudad de México: Alfaomega.
25. Meli Piralla, R. (2008). *Diseño Estructural*. Ciudad de México: LIMUSA.
26. Mirza, O. (2008). *Comportamiento y diseño de conectores de corte tipo perno en vigas compuestas de acero y concreto*. Sidney: University of Sidney.
27. Mirza, O. y Uy, B. (2011). *Effect of strain profiles on the behavior of shear connectors for composite steel-concrete beams*. New South Wales: University of Western Sydney.
28. Qureshi, J. (2010). *Finite element modelling of steel-concrete composite structures*. Leeds: University of Leeds.
29. Rackham, J., Couchman, G. y Hicks, S. (2009). *Composite slabs and beams using steel decking: best practice for design and construction*. London: The metal cladding and roofing manufacturers association.
30. Shim, H., Chung, K., Jang, S., Park, S., & Lee, J. (2010). *Push-out tests on shear studs in high strength concrete*. Seoul: Korea Concrete Institute .
31. Titoum, M., Mazoz, A., Benanane, A. y Ouinas, D. (2016). *Experimental study and finite element modelling of push-out tests on a new shear connector I-shape*. Algeria: Advanced Steel construction .

32. Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. Ciudad de México: McGraw-Hill.

