

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA A CORTE DE LOS CONECTORES
TIPO ÁNGULO DE 3 MILÍMETROS DE ESPESOR EN LOSAS TIPO
DECK SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA**

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

AUTORES:

CEVALLOS LÓPEZ MARÍA JOSÉ
maria.cevallos@epn.edu.ec

MERA VERA JORGE ANDRÉ
jorge.mera@epn.edu.ec

DIRECTOR: ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ, PhD

CO-DIRECTOR: ING. MARÍA BELÉN CORREA VALLEJO, MSc

QUITO, FEBRERO 2022

DECLARACIÓN

Nosotros, ***Cevallos López, María José y Mera Vera, Jorge André***, declaramos que el trabajo aquí descrito de nuestra autoría, que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional, y que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

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

CEVALLOS LÓPEZ MARÍA JOSÉ

MERA VERA JORGE ANDRÉ

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Cevallos López María José y Mera Vera Jorge André, bajo nuestra supervisión.

ING. LUIS HERNÁNDEZ, PhD
DIRECTOR DE PROYECTO

ING. MARÍA CORREA, MSc
CODIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

A mi familia, mis padres, José y Beatriz. Gracias por la vida y por ser la guía en cada uno de mis pasos. A mis hermanas, Paulina y Camila. Paulina gracias por ser mi ejemplo de superación y perseverancia y Camila gracias por ser la más bonita compañía y ser mi motivación para salir adelante. A mis sobrinos, Isabela y Juan Daniel. Gracias por llenar de alegría mis días.

A mi tía Negra y mi prima Andrea. Gracias por su inmenso apoyo y por siempre tener palabras de aliento para mí, y en especial a Andrea gracias por ser una excepcional compañera de vida.

A Alexander. Gracias por tu cariño y por ser luz en mi camino.

A mi compañero de tesis, Jorge. Gracias por tu amistad y apoyo incondicional a lo largo de toda la carrera universitaria.

A nuestro tutor de tesis, Ing. Luis Hernández. Gracias por brindarnos su ayuda y ser una guía constante en el desarrollo de esta investigación. Al personal del CIV, LEMSUR y Laboratorio de Soldadura quienes contribuyeron con sus conocimientos y experiencia para llevar a cabo este proyecto.

A la Escuela Politécnica Nacional, gracias por haberme permitido llenar mi vida de experiencias maravillosas y conocer personas increíbles.

María José.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a cada una de las personas de mi familia, especialmente a mi madre Felisa por el apoyo incondicional a lo largo de toda mi vida, a mi abuela Camelia por parte de mi educación, a mi tía Kathia por su contribución a mi desarrollo profesional, a mi padre Raúl por su ayuda cuando la necesitaba, a mi tía Ketty por estar siempre pendiente de mi progreso, a mis hermanos por estar siempre ahí y a todos quienes han podido ser parte de este logro para mí. Todas y cada una de sus palabras de motivación y aliento han sido de gran ayuda para llevarme a conseguir lo que quiero. También agradezco su paciencia conmigo en momentos de tensión por la universidad.

Gracias al Dr. Luis Hernández por su aporte al desarrollo de este proyecto de titulación y por el conocimiento impartido en sus cátedras.

A María José, por su determinación enfocada al desarrollo de este trabajo de titulación y su paciencia para tratar conmigo durante mucho tiempo. Su participación en esta etapa la hizo una gran experiencia y es indicador de la calidad de este trabajo de titulación.

A cada uno de los profesores de la Facultad que formaron parte de mi desarrollo académico y aportaron con su conocimiento al profesional en el que me convertiré.

Jorge André Mera Vera

DEDICATORIA

A Dios, por permitirme vivir este sueño.

A toda mi familia, quienes fueron mi fuente de inspiración para lograr este objetivo y en especial a mi madre porque siempre me sentí protegida a través de sus oraciones.

Y a un ángel que me cuida desde el cielo.

María José.

DEDICATORIA

Quiero dedicar este trabajo a mi familia y a mí, hemos hecho mucho por llegar hasta este punto. Haré que valga el esfuerzo.

Jorge André Mera Vera

ÍNDICE

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN	II
AGRADECIMIENTOS.....	III
DEDICATORIA.....	V
ÍNDICE	I
ÍNDICE DE TABLAS.....	VI
ÍNDICE DE FIGURAS.....	X
SIMBOLOGÍA.....	XV
RESUMEN	XIX
ABSTRACT	XX
CAPÍTULO I	1
GENERALIDADES.....	1
1.1 INTRODUCCIÓN	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.2.1 OBJETIVO GENERAL	2
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	2
1.3 JUSTIFICACIÓN.....	3
1.3.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA.....	3
1.3.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA.....	3
1.3.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA.....	4
1.4 ANTECEDENTES.....	4
CAPÍTULO II	9

MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE	9
2.1 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN.....	9
2.1.1 HORMIGÓN	9
2.1.2 RESISTENCIA Y DURABILIDAD DEL HORMIGÓN	9
2.1.3 ACERO.....	10
2.1.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO.....	10
2.1.5 LOSA COMPUESTA DE CHAPAS O LÁMINAS	13
2.2 PERFILERÍA METÁLICA.....	14
2.2.1 PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO	14
2.2.2 PROPIEDADES Y GEOMETRÍA DEL PERFIL DE ACERO TIPO I.....	15
2.2.3 PROPIEDADES Y GEOMETRÍA DEL PERFIL DE ACERO TIPO ÁNGULO.....	16
2.3 CONECTORES DE CORTE.....	17
2.4 ESTADO DEL ARTE.....	24
CAPÍTULO III	37
DATOS Y METODOLOGÍA	37
3.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE MATERIALES	37
3.1.1 HORMIGÓN	37
3.1.2 LÁMINA DECK.....	37
3.1.3 MALLA DE ACERO DE REFUERZO.....	38
3.1.4 CONECTOR DE CORTE (PERFIL DE ACERO TIPO ÁNGULO)	39
3.2 DISEÑO DEL EXPERIMENTO.....	40
3.2.1 SELECCIÓN DE VARIABLES	40
3.2.2 PARÁMETROS FIJOS.....	43
3.2.3 PARÁMETROS VARIABLES.....	45

3.3	DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS.....	47
3.3.1	LÁMINA DECK.....	47
3.3.2	LOSA COMPUESTA.....	47
3.3.3	CONECTOR DE CORTE	49
3.3.4	MALLA DE ACERO DE REFUERZO.....	50
3.3.5	PERFIL METÁLICO TIPO I.....	51
3.4	PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO	74
3.5	INSTRUMENTACIÓN DEL ENSAYO.....	75
3.5.1	TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO (LVDT)	75
3.5.2	STRAIN GAUGE O GALGA EXTENSIOMÉTRICA	76
3.6	MONTAJE DE PROBETAS PARA ENSAYO EXPERIMENTAL.....	78
3.6.1	ENCOFRADO	81
3.6.2	SOLDADURA DE CONECTORES DE CORTE AL PATÍN DE LA VIGA.....	81
3.6.3	ENSAMBLE MALLA ELECTROSOLDADA Y LÁMINA DECK	83
3.6.4	UBICACIÓN DE STRAIN GAUGES.....	84
3.6.5	FUNDICIÓN DE LOSAS	88
3.6.6	ENSAYO DE ASENTAMIENTO.....	91
3.6.7	ELABORACIÓN CILINDROS DE HORMIGÓN	94
3.6.8	CURADO DE LOSAS.....	98
3.6.9	SOLDADURA DEL PATÍN AL ALMA DE LA VIGA.....	99
3.6.10	PREPARACIÓN FINAL	100
	CAPÍTULO IV.....	101
	ANÁLISIS DE RESULTADOS	101
4.1	TRATAMIENTO ESTADÍSTICO DE DATOS.....	101

4.1.1	TRATAMIENTO DE DATOS SEGÚN ASTM E178-16	101
4.1.2	TRATAMIENTO DE DATOS SEGÚN EUROCÓDIGO 4 (2004)	103
4.2	RESULTADOS DE ENSAYOS DE MATERIALES	105
4.2.1	ENSAYO A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN (f_c).....	105
4.2.2	ENSAYO A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN PARA MÓDULO DE ELASTICIDAD (E_c)	108
4.2.3	ENSAYO A TRACCIÓN DEL ACERO	109
4.3	PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	111
4.3.1	CURVA CARGA-DESLIZAMIENTO.....	111
4.3.2	ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA PRk Y DESLIZAMIENTO CARACTERÍSTICO δ_{uk}	119
4.3.3	ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO PRD	122
4.4	ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DEL ENSAYO MONOTÓNICO	124
4.4.1	COMPARACIÓN ECUACIÓN AISC.....	124
4.4.2	COMPARACIÓN CON LAS ECUACIONES DEL ESTADO DEL ARTE	125
4.4.3	COMPARACIÓN ENSAYO MONOTÓNICO CON EL ENSAYO CÍCLICO	126
4.5	DUCTILIDAD, RIGIDEZ Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA.....	127
4.5.1	DUCTILIDAD	127
4.5.2	RIGIDEZ	130
4.5.3	DISIPACIÓN DE ENERGÍA	132
4.6	MODOS DE FALLA	135
4.7	ANÁLISIS STRAIN GAUGE.....	137
4.8	COMPARACIÓN ENTRE LOS CONECTORES DE 45° Y 90° DE ORIENTACIÓN	142

CAPÍTULO V	146
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	146
5.1 CONCLUSIONES	146
5.2 RECOMENDACIONES.....	149
BIBLIOGRAFÍA	151
ANEXOS	157

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Tipos de aceros más comunes usados en la construcción en el Ecuador....	13
Tabla 2 Propiedades geométricas conectores de corte tipo ángulo.....	26
Tabla 3 Diferentes modelos de cálculo de resistencia última a corte.....	31
Tabla 4 Tabla de resultados de los ensayos	32
Tabla 5 Resultados del experimento.....	34
Tabla 6 Comparación de la capacidad a corte y deslizamiento relativo canal vs ángulo.....	36
Tabla 7 Clasificación de la placa colaborante de acero	38
Tabla 8 Propiedades de la tracción para alambres lisos y corrugados	39
Tabla 9 Requisitos mecánicos para grados ASTM.....	40
Tabla 10 Valores de $Z\alpha$ para distintos niveles de confianza.....	42
Tabla 11 Valores de $Z\beta$ para distintos valores de confianza	42
Tabla 12 Número mínimo de probetas para el ensayo.....	42
Tabla 13 Número de probetas para cada posición del conector de corte	46
Tabla 14 Propiedades Novalosa 55.....	47
Tabla 15 Dimensiones y propiedades del perfil estructural tipo ángulo importado	49
Tabla 16 Módulo de elasticidad de agregados	53
Tabla 17 Valoración de coeficientes R_g y R_p según el caso.....	55
Tabla 18 Límite superior $k_{tmáx}$ para el coeficiente de reducción k_t	59
Tabla 19 Resumen de resultados Qn	60
Tabla 20 Determinación de elementos esbeltos o no esbeltos por razón ancho espeso	62

Tabla 21 Aplicaciones de las secciones del Capítulo E AISC-360.....	64
Tabla 22 Valores aproximados del factor K	68
Tabla 23 Requisitos para determinar el método de compactación	95
Tabla 24 Requisitos para el moldeo mediante varillado	95
Tabla 25 Valores críticos para T	102
Tabla 26 Valores de k_n	104
Tabla 27 Precisión dentro del ensayo.....	106
Tabla 28 Tratamiento de datos de resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días	107
Tabla 29 Resistencia a la compresión del hormigón según la edad de ensayo	108
Tabla 30 Módulo de elasticidad experimental del hormigón.....	109
Tabla 31 Comparación módulo de elasticidad experimental y teórico del hormigón.....	109
Tabla 32 Tratamiento de datos de las propiedades mecánicas del acero de la viga	110
Tabla 33 Tratamiento de datos de las propiedades mecánicas del acero del conector	110
Tabla 34 Cargas de falla para cada tipo de probeta del ensayo monotónico	113
Tabla 35 Análisis estadístico ASTM E178-16 PROBETAS TIPO A – Carga última	115
Tabla 36 Análisis estadístico ASTM E178-16 PROBETAS TIPO A – Carga última corregido.....	115

Tabla 37 Análisis estadístico ASTM E178-16 PROBETAS TIPO L – Carga última	116
Tabla 38 Análisis carga última para probetas tipo A	117
Tabla 39 Análisis carga última para probetas tipo L.....	118
Tabla 40 Cálculo resistencia característica para probetas tipo A.....	119
Tabla 41 Cálculo resistencia característica para probetas tipo L.....	119
Tabla 42 Análisis estadístico ASTM E178-16 probetas tipo A – Capacidad de deslizamiento	120
Tabla 43 Análisis estadístico ASTM E178-16 probetas tipo L – Capacidad de deslizamiento	121
Tabla 44 Probetas tipo A – Deslizamiento característico	122
Tabla 45 Probetas tipo L – Deslizamiento característico.....	122
Tabla 46 Probetas tipo A - Resistencia de diseño	123
Tabla 47 Probetas tipo L - Resistencia de diseño	124
Tabla 48 Comparación resultados de resistencia a corte experimentales con la ecuación AISC 360-16	124
Tabla 49 Comparación resultados de resistencia característica con ecuaciones del estado del arte.....	125
Tabla 50 Comparación ensayo monotónico con el ensayo cíclico – Probetas tipo A	126
Tabla 51 Comparación ensayo monotónico con el ensayo cíclico – Probetas tipo L	126
Tabla 52 Probetas tipo A – Factor de ductilidad	128

Tabla 53 Probetas tipo L – Factor de ductilidad	129
Tabla 54 Clasificación de componentes por demanda de ductilidad	129
Tabla 55 Cálculo rigidez característica – Probetas tipo A	132
Tabla 56 Cálculo rigidez característica – Probetas tipo L.....	132
Tabla 57 Energía Disipada – Probetas tipo A	134
Tabla 58 Energía Disipada – Probetas tipo L	134
Tabla 59 Resumen de comparación de conectore	142

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Tipología del conector.....	7
Figura 2. Curva esfuerzo-deformación unitaria.....	11
Figura 3. Formas típicas de unión de losa compuesta	14
Figura 4. Esquema de perfil I	16
Figura 5. Detalle del prototipo	17
Figura 6. Distribución de esfuerzos de corte	18
Figura 7. Fuerza requerida por los conectores de corte en el nivel de cargas de servicio	19
Figura 8. Posiciones débil y fuerte del conector tipo perno	22
Figura 9. Descripción del modelo de ensayo.....	22
Figura 10. Montaje e instrumentación de las probetas.....	23
Figura 11. Detalle de una probeta típica usada en el ensayo PushOut	24
Figura 12. a) Modelo geométrico típico de las probetas b)Viga de acero conector de corte.....	25
Figura 13. Viga compuesta hormigón-acero con conectores de corte múltiples.....	29
Figura 14. Régimen de carga.....	30
Figura 15. Esquema del experimento	32
Figura 16. Esquema del experimento	33
Figura 17. Disposición de los conectores de corte	35
Figura 18. Probeta de ensayo PushOut estándar.....	44
Figura 19. Variación de la posición del conector de corte en planta.....	46
Figura 20. Esquema Novalosa 55.....	47

Figura 21. Dimensionamiento de conector y losa de la probeta	49
Figura 22. Esquema referencial perfil tipo ángulo	50
Figura 23. Viga con placa colaborante transversal.....	58
Figura 24. Dimensiones de la viga tipo I.....	61
Figura 25. Esquema del perfil tipo I	66
Figura 26. Diseño definitivo probeta de ensayo.....	75
Figura 27. Ubicación de LDVT en la probeta.....	76
Figura 28. Ubicación de strain gauges en conectores a 90°	77
Figura 29. Ubicación de strain gauges en conectores a 45°	78
Figura 30. Sección transversal de la losa de la probeta.....	79
Figura 31. Vista en elevación de la probeta.....	79
Figura 32. Ubicación de conectores de corte y malla electrosoldada para probetas tipo L.....	80
Figura 33. Ubicación de conectores de corte y malla electrosoldada para probetas tipo A	80
Figura 34. Proceso de soldadura de conectores de corte al patín de la viga	82
Figura 35. Conectores de corte soldados al patín de la viga.....	82
Figura 36. Lámina deck unida a la probeta.....	83
Figura 37. Malla electrosoldada unida a la probeta	84
Figura 38. Alcohol etílico utilizado para limpieza de conectores	85
Figura 39. Materiales utilizados para la pega de strain gauges	86
Figura 40. Unión de strain gauge y cable gemelo	86
Figura 41. Ubicación final del strain gauge.....	87

Figura 42. Especificaciones del Strain Gauge	87
Figura 43. Probetas previo a la fundición de las losas	88
Figura 44. Mixer en obra	89
Figura 45. Descarga de hormigón.....	90
Figura 46. Fundición de losas	90
Figura 47. Probetas después de la fundición.....	91
Figura 48. Equipos utilizados para el ensayo de asentamiento	92
Figura 49. Proceso de elaboración Ensayo de Asentamiento.....	93
Figura 50. Moldes de cilindros	94
Figura 51. Moldeado de cilindros	96
Figura 52. Almacenamiento de cilindros	97
Figura 53. Curado de losas	98
Figura 54. Losas desencofradas.....	99
Figura 55. Soldadura al alma de la viga	99
Figura 56. Ensamble final de probetas	100
Figura 57. Curva carga-deslizamiento ensayo monotónico para cada tipo de probeta	112
Figura 58. Curva carga-deslizamiento ensayo cíclico Probetas tipo A	113
Figura 59. Curva carga-deslizamiento ensayo cíclico Probetas tipo L.....	114
Figura 60. Análisis Carga Última Probetas tipo A.....	117
Figura 61. Análisis Carga Última Probetas tipo L	118
Figura 62. Determinación de la capacidad de deslizamiento δ_u	120
Figura 63. Definición del factor de ductilidad μ	127

Figura 64. Determinación del deslizamiento máximo $\Delta_{\text{máx}}$ y deslizamiento elástico Δ_y	128
Figura 65. Variación de la rigidez – Probetas tipo A.....	130
Figura 66. Variación de la rigidez – Probetas tipo L.....	131
Figura 67. Energía absorbida y rigidez para cada ciclo.....	133
Figura 68. Modo de falla – Probetas tipo L.....	135
Figura 69. Modo de falla – Probetas tipo A.....	136
Figura 70. a) Falla back-breaking b) Fuerzas internas que causan la falla.....	136
Figura 71. Deformación Strain Gauge Probeta A3	137
Figura 72. Deformación Strain Gauge Probeta A4	138
Figura 73. Deformación Strain Gauge Probeta A5	138
Figura 74. Deformación Strain Gauge Probeta A7	139
Figura 75. Deformación Conector de Corte Probeta A7	139
Figura 76. Deformación Strain Gauge Probeta L4	140
Figura 77. Deformación Strain Gauge Probeta L5	140
Figura 78. Deformación Strain Gauge Probeta L6	141
Figura 79. Deformación Strain Gauge Probeta L7	141
Figura 79. Deformación Conector de Corte Probeta L7	142
Figura 80. Comparación de conectores-Carga última	143
Figura 81. Comparación de conectores-Deslizamiento.....	143
Figura 82. Comparación de conectores-Deslizamiento característico	144
Figura 83. Comparación de conectores-Ductilidad.....	144
Figura 84. Comparación de conectores-Rigidez característica	145

Figura 85. Comparación de conectores-Disipación de energía 145

SIMBOLOGÍA

A_g : Área bruta de la sección de la losa.

A_g : Área bruta de la sección transversal del miembro usada en el cálculo de la resistencia a la compresión nominal.

A_{SC} : Área efectiva de corte.

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

ba : Longitud del patín del conector.

C_w : Constante de alabeo.

d : Diámetro del perno, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$.

DA : Desviación absoluta.

E : Módulo de elasticidad del acero.

E_a : Módulo de elasticidad del agregado.

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón.

F_e : Esfuerzo de pandeo elástico.

F_{cr} : esfuerzo crítico de pandeo por flexión.

F_u : Resistencia mínima a la tracción para el conector de corte.

F_y : Esfuerzo mínimo de fluencia especificada para acero empleado.

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón.

f'_{ck} : Resistencia especificada del hormigón.

f'_{cm} : Resistencia promedio del hormigón obtenida a partir de los ensayos experimentales.

f_u : Resistencia última a tracción especificada del perno, no mayor que 500MPa.

f_u : Resistencia a la tracción del acero.

G : Módulo elástico de corte del acero.

h_{sc} : Altura nominal total del perno.

h : Altura del conector de corte.

h : Espesor de la losa.

h_s : Altura del conector de corte tipo ángulo en el estudio de Lee et al. (2020) .

h_{ac} : Altura del conector en el estudio de Balasubramanian & Rajaram (2016).

I : Momento de inercia del área transversal.

I_x : Momento de inercia alrededor de x.

I_y : Momento de inercia alrededor de y.

J : Constante torsional.

K : Factor de longitud efectiva.

K_c : Coeficiente para elementos no atiesados formados por patines de vigas I soldadas.

K_z : Factor de longitud efectiva para pandeo torsional respecto al eje longitudinal.

k : Rigidez a corte de cada probeta.

$k_{d,n}$: Factor fractil obtenido de la tabla D2 del Eurocódigo 0, que depende del número de probetas ensayadas "n".

k_n : Factor fractil obtenido de la tabla D1 del Eurocódigo 0, que depende del número de probetas ensayadas "n".

k_{sc} : Rigidez de un conector de corte.

L : Longitud del elemento a compresión.

L_c : Longitud del conector.

n : Número mínimo de observaciones a realizarse en el estudio.

n : Número de mediciones realizadas. Utilizada en el cálculo de la desviación estándar.

n_r : Número de conectores en un nervio de intersección de la viga, estos no deben exceder a 2 en el cálculo.

P : Lectura de carga del último ciclo de carga.

P : Capacidad de carga del conector.

\bar{P} : Promedio de los resultados de carga última que se obtienen experimentalmente.

P_{Rk} : Resistencia característica del conector de corte.

Q : Primer momento o momento estático del área.

R_g : Coeficiente para considerar efecto de grupo.

R_p : Factor de efecto posicional debido al conector de corte.

r : Radio de giro sección transversal.

s : Desviación estándar.

s : Es el deslizamiento calculado a partir de los ensayos de cizallamiento de acuerdo con el Anexo B para una carga de $0.7 \cdot P_{Rk}$.

t : Espesor del conector.

t_W : Espesor del conector de corte en el estudio de A. Shariati et al. (2014).

V : Fuerza cortante.

V_{Pu} : Coeficiente de variación.

V_u : Fuerza máxima de corte, en la falla de corte o por aplastamiento del hormigón.

W : Eficiencia mínima esperada.

\bar{x} : Media aritmética de todos los n valores.

\bar{x} : Promedio de las mediciones de todas las probetas ensayadas para cada edad.

x_i : Medición de cada probeta obtenido del ensayo realizado.

$Z\alpha$: Valor que corresponde al nivel de confianza.

$Z\beta$: Valor que corresponde al poder estadístico.

α : Factor que depende de la ubicación de los conectores, utilizado en la investigación de Yang et al. (2020).

γv : Factor de seguridad parcial para el conector de corte. El valor recomendado es de 1.25.

Δ : Lectura de deslizamiento correspondiente a la carga en el último ciclo de carga.

RESUMEN

La presente investigación técnico experimental tiene como finalidad analizar el comportamiento de los conectores de corte tipo ángulo, tomando en cuenta su orientación, propiedades mecánicas del material y dimensiones. Las dimensiones de los conectores corresponden a 95 mm de longitud, alas de 40 mm y espesor de 3 mm y estos conectores son analizados mediante el ensayo PushOut normado en el Eurocódigo 4.

Las probetas se dimensionan con base al Eurocódigo 4, las mismas están conformadas por una lámina deck de 0,65 mm, malla de acero de refuerzo, hormigón de 37.3 MPa de resistencia y un conector soldado a cada lado de una viga metálica tipo I de 5 mm de espesor. En el proceso constructivo de las probetas se toma en cuenta varias etapas que se detallan en la presente investigación.

Se ensayan 14 probetas, de las cuales la mitad está destinada a utilizar conectores con una orientación de 45° y la otra mitad con conectores a 90°. Además, de las 14 probetas, dos fueron destinadas al ensayo monotónico, una para cada tipo de orientación del conector. Del ensayo PushOut se obtiene datos que permiten obtener la curva carga deslizamiento de las probetas, a partir de las cuales se analiza las propiedades de ductilidad, rigidez y disipación de energía, con esto se deduce el comportamiento de los conectores de corte dependiendo de su orientación. También, a partir de los ensayos experimentales se encontró que el modo de falla se produce en el hormigón, con esto se obtiene un análisis más detallado sobre el comportamiento de los conectores de corte.

ABSTRACT

The purpose of this technical experimental research is to analyze the behavior of angle shear connectors, taking into account their orientation, mechanical properties of the material and dimensions. The dimensions of the connectors correspond to 95 mm length, 40 mm flanges and 3 mm thickness and these connectors are analyzed by means of the PushOut test standardized in Eurocode 4.

The specimens are sized according to Eurocode 4, and consist of a 0.65 mm steel deck sheet, steel reinforcing mesh, 37.3 MPa concrete and a connector welded on each side of a 5 mm thick type I steel beam. In the construction process of the specimens, several stages are taken into account, which are detailed in the present investigation.

Fourteen specimens are tested, half of which are intended to use connectors with a 45° orientation and the other half with connectors at 90°. In addition, of the 14 specimens, two were intended for monotonic testing, one for each type of connector orientation. From the PushOut test, data is obtained to obtain the load vs slip curve of the specimens, from which the properties of ductility, stiffness and energy dissipation are analyzed, with which the behavior of the shear connectors is deduced depending on their orientation. Also, from the experimental tests it was found that the failure mode occurs in the concrete, with this a more detailed analysis on the behavior of the shear connectors is obtained.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

Los sistemas estructurales a lo largo de la historia, han evolucionado tanto como el pensamiento y las necesidades propias del ser humano, producto de la interacción con el entorno en el que se desarrolla (López, 2018). A partir de la Revolución Industrial (1760 - 1830) se fueron descubriendo avances técnicos en el ámbito constructivo, logrando así aplicar a obras civiles y edificios, además de incrementar la producción de hierro de acuerdo con la demanda (Borrallo, 1998).

Para las últimas décadas, en varios países, las estructuras compuestas de hormigón acero han sido cada vez más utilizadas en la ingeniería. Con el fin de aprovechar los beneficios de cada material, tanto en términos estructurales como constructivos, los elementos compuestos acero-hormigón son constituidos por la combinación de secciones de acero y elementos de hormigón. Entre las principales ventajas de los sistemas compuestos se encuentra su funcionalidad cuando están sometidos a esfuerzos de tracción y compresión, situación en la que es posible explorar las principales propiedades mecánicas de cada material (Ribeiro Neto et al., 2020).

En las estructuras compuestas antes mencionadas se encuentra el sistema de placas de acero con losa de concreto y pernos de cortante al que le llaman losas compuestas. Las losas compuestas, se componen de manera principal de láminas de acero perfilado en frío y hormigón estructural, las cuales tienen mayor acogida en los edificios con estructura de acero en todo el mundo (Gholamhoseini, 2018).

Esto también sucede en el Ecuador por los beneficios que ofrece frente a otros sistemas estructurales.

En una estructura compuesta, es muy importante conectar el hormigón con el acero. Generalmente los conectores de corte son los que cumplen con esta función (Lee et al., 2020). Los conectores de corte permiten la transferencia de los esfuerzos cortantes de la losa de hormigón a la viga de acero. Además, estos conectores restringen el deslizamiento horizontal entre el hormigón y la viga de acero debido al esfuerzo cortante longitudinal (Hedao et al., 2012). Existen diversos tipos de conectores de corte: tipo canal, tipo perno, tipo ángulo, etc.

En el presente trabajo se va a analizar la resistencia a corte de los conectores de corte tipo ángulo, debido a que existe disponibilidad en el mercado, lo que representa una ventaja ante los otros tipos de conectores mencionados.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Analizar la resistencia a corte de los conectores tipo ángulo de 3 milímetros de espesor en sistemas de loseta con lámina deck, mediante la experimentación de probetas, usando el método PushOut.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Establecer las variables que se estudiarán en el ensayo, a través de la revisión de prácticas semejantes, para relacionar este estudio con otros similares.
- Estudiar experimentalmente la capacidad resistente del conector de corte tipo ángulo variando la forma de colocación a 45° y 90°, cumpliendo con las especificaciones establecidas en la normativa nacional.

- Determinar los parámetros que son directamente proporcionales a la resistencia del conector.
- Proponer una configuración favorable de los conectores de corte, en cuanto a su posición, para su aplicación en obra.

1.3 JUSTIFICACIÓN

1.3.1 JUSTIFICACIÓN TEÓRICA

Los elementos de la viga compuesta son la losa de concreto y la viga de acero, los cuales se unen por medio de un conector de corte. La losa de concreto trabaja como el patín de compresión de esta viga compuesta, por otro lado, la viga de acero es la que resiste los esfuerzos de tensión (Bresler et al., 1970). La función principal de los conectores de corte es resistir los esfuerzos cortantes longitudinales a través de la superficie en que se da el contacto entre el acero y el hormigón, y evitar la separación vertical de la losa de hormigón de la viga de acero (Qureshi et al., 2010). Se ha demostrado que el conector de corte tipo ángulo es mejor en algunas de las propiedades mecánicas que otros tipos de conectores a cortante, incluida la alta transferencia de cortante, la resistencia al levantamiento, la suficiente ductilidad y la resistencia a la degradación de la fuerza bajo carga cíclica (Shariati et al., 2015).

Además, este tipo de conectores puede ser rentable en comparación con conectores de corte similares, como aquellos de canal en forma de C (Shariati et al., 2015). En el desarrollo de esta investigación se pretende determinar la resistencia de los conectores de corte tipo ángulo de 0° y 45° con el fin de generar una base teórica para sustentar el uso de estos.

1.3.2 JUSTIFICACIÓN METODOLÓGICA

Para desarrollar el estudio experimental se usará el ensayo PushOut, que permitirá conocer el comportamiento y determinar la resistencia de los conectores de corte tipo ángulo. El ensayo PushOut ha sido utilizado para medir la resistencia a corte de la interacción entre el acero y la losa de hormigón en los sistemas de losa compuesta (Shariati et al., 2015).

Este ensayo permite obtener curvas de esfuerzo-deformación, en las cuales se evidencia el comportamiento de los materiales ante la carga de ensayo aplicada, y los modos de falla, ya sea en el hormigón o en los conectores de corte utilizados. Además, se obtiene en los conectores de corte la forma en la que se distribuye la fuerza cortante y en la losa de hormigón con deck, lo que posibilita estimar la separación entre conectores, dato que será usado en el diseño (European Committee for Standardization, 2004).

1.3.3 JUSTIFICACIÓN PRÁCTICA

El resultado del estudio experimental tiene una aplicación directa en la construcción ecuatoriana, ya que permitirá a los constructores utilizar con gran confianza las dimensiones de los conectores de corte probados en este estudio. Del mismo modo, beneficiará a proveedores de los materiales de construcción, brindando un mejor servicio en lo que respecta a implementación de catálogos de especificaciones técnicas.

Por otra parte, los resultados obtenidos del estudio serán un aporte a una base teórica sobre conectores de corte, con la que se podría proponer cambios a la normativa de construcción ecuatoriana. También, se puede usar estos resultados para promover investigaciones teóricas en la academia.

1.4 ANTECEDENTES

El análisis de los conectores de corte tipo ángulo no es un tema que se encuentra específicamente en normas de las cuales se pudiera seguir los requerimientos y características, además los conectores de corte que se han venido utilizando mayoritariamente en estructuras compuestas son los conectores de corte tipo perno de los cuales se puede encontrar una mayor cantidad de estudios realizados y ensayos que se han aplicado para determinar su comportamiento, sin embargo en la Escuela Politécnica Nacional se han realizado varios estudios de conectores de corte tipo ángulo que han marcado un precedente para seguir esta línea de investigación y obtener una base teórica comprobada mediante métodos experimentales, a continuación se describen varios de ellos.

Ensayo experimental de los conectores de corte de las losas tipo deck.

Investigación realizada por (Galán & Jaramillo, 2012), este análisis pretende analizar cómo se comportan las losas deck utilizando diferentes tipo de conectores de corte. Se realizaron 4 prototipos de losa, el ensayo de losa 1 no cuenta con conectores de corte, los conectores usados en el prototipo 2 son elaborados con varilla corrugada, para el ensayo de losa 3 se usó varilla corrugada de 10mm de diámetro con forma de arco y altura de cresta 75mm como conectores de corte. Para el ensayo de losa 4 se utilizaron los perfiles UPN C80x46x6mm y 5 cm de largo como conectores de corte. Los resultados obtenidos se basan en los siguientes parámetros: adherencia, desplazamiento, rigidez, deformación, forma de falla. Llegando a la conclusión de que el prototipo en el que se utilizan conectores tipo UPN tiene un mejor comportamiento como un sistema compuesto.

Análisis de la resistencia a corte de los conectores tipo ángulo en losas de hormigón armado sobre estructura metálica

Estudio realizado previo a la obtención del título de Ingeniero Civil por (Franco & Martínez, 2020), este estudio pretende analizar la resistencia a corte de los conectores tipo ángulo en viga de acero con losa de hormigón armado, mediante ensayos de probetas, utilizando la metodología PushOut, determinando así el comportamiento de los conectores de acuerdo a su ubicación de 45° y 90° respecto a su vista en planta. Se elaboraron 12 probetas PushOut en total para analizar el comportamiento de los conectores de corte de acuerdo con cada posición, con los lineamientos respectivos del Eurocódigo 4 y AISC-360.

Los autores concluyen que las probetas en las que se ubicaron los conectores a 45° resisten menor carga que las probetas en las que se utiliza el conector a 90°, además la ductilidad que presenta el conector a 90° supera en un 10% aproximadamente al valor de ductilidad del conector de 45°, mientras que para el deslizamiento característico de las 12 probetas, no se presentaron valores mayores a los 6mm, por lo tanto, el comportamiento de los conectores de corte tipo

ángulo para las dos posiciones, son considerados como dúctiles de acuerdo al Eurocódigo 4. Sin embargo, el conector posicionado a 90° presentó una falla frágil teniendo curvas con poco decaimiento en la zona inelástica. Además, el porcentaje en el que difieren la resistencia entre ambos conectores es el 2%. Por lo cual el conector a 45° presenta un comportamiento más semejante entre lo experimental y lo teórico, quedando así que este conector con dimensiones de 40x4mm y una altura de 80mm es el más favorable para emplearlo en el medio laboral de construcción.

Análisis de la influencia de los conectores de corte en la unión viga metálica y losas de hormigón armado

La presente investigación realizada por (Ayala & Chicaiza, 2021), tiene como finalidad analizar la resistencia de los conectores tipo ángulo en viga de acero con losa de hormigón armado, por medio de la experimentación del método PushOut, los autores fabricaron 16 probetas en las cuales ubicar los conectores en dos posiciones diferentes a las de Franco y Martínez y con espesor de 4 y 6 mm, se evaluó únicamente la capacidad a cortante de los conectores propuestos, por lo que los especímenes no simulan el comportamiento a acciones de flexión en la viga de acero.

En cuanto a los resultados experimentales obtenidos existieron dos fallas principales en las probetas PushOut, la rotura del material base del conector y el agrietamiento de las losas de hormigón, producto de haber aplicado cargas externas al sistema. Además, los autores concluyen que los conectores de 4 mm luego de alcanzar la carga máxima antes de la rotura presentan un decrecimiento paulatino de carga mientras el deslizamiento se mantiene hasta la falla. Esto evidencia una mejor disipación de energía y comportamiento más dúctil que los conectores de 6mm.

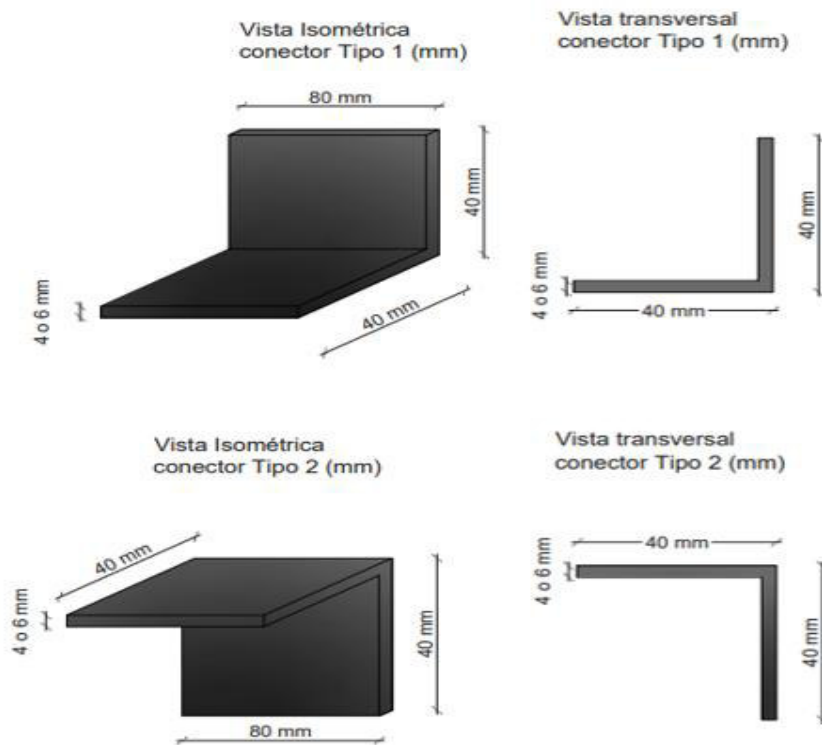


Figura 1. Tipología del conector

Fuente: (Ayala & Chicaiza, 2021)

Ensayo experimental de los conectores de corte tipo ángulo en losas tipo deck sobre estructura metálica

Investigación realizada por Rogel & Tenorio (2018b). Este trabajo tiene como finalidad presentar la propuesta de conector de corte tipo ángulo para loseta con lámina deck, utilizando el método PushOut. Las dimensiones de los conectores de corte utilizadas son 8.5 cm de longitud, 4 cm correspondientes a las dos alas y 4 mm de espesor, los conectores están soldados a una viga metálica tipo "I" y colocados a 90° y 45°, además de la posición de los conectores de corte se realiza con dos tipos de resistencia del hormigón que oscila entre los 210 kg/cm² y 280 kg/cm².

Llegando los autores al siguiente análisis respecto al posicionamiento de los conectores de corte, que tienen como mínimo un 13% de aporte en la capacidad de carga del sistema, son de más relevancia que el tipo de hormigón utilizado en la experimentación, que posee un 3% mínimo de contribución en la capacidad de carga del sistema, llegando a la conclusión que, la posición en planta del conector de corte en 45° posee mejor comportamiento sistemático, conjuntamente, con el hormigón de 280 kg/cm² de resistencia.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO Y ESTADO DEL ARTE

2.1 MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

2.1.1 HORMIGÓN

Material estructural formado por la mezcla homogénea de agregados fino y grueso, cemento hidráulico y agua. La resistencia que define la calidad del hormigón está en función de las proporciones de cada material de la mezcla (Segura, 1999).

2.1.2 RESISTENCIA Y DURABILIDAD DEL HORMIGÓN

Resistencia nominal del hormigón a la compresión f'_c

Es la resistencia a la compresión que se utiliza en el diseño de elementos estructurales de hormigón armado y define la calidad del material. Este valor de resistencia es obtenido mediante ensayos de probetas (Segura, 1999). Los ensayos de laboratorio que determinan la resistencia del hormigón en el Ecuador son regidos por la norma INEN 1573.

Durabilidad del hormigón

“Capacidad de una estructura o miembro estructural para resistir deterioro que perjudique el comportamiento o limite la duración de servicio de la estructura en el tipo de ambiente considerado en el diseño” (American Concrete Institute, 2019).

La resistencia que tiene el hormigón hacia la penetración de fluidos es un factor importante que considerar para asegurar la durabilidad del concreto. Esta resistencia depende la dosificación, principalmente la relación agua-cemento y materiales cementantes.

El uso de ceniza volante, humo de sílice, cemento de escoria, o puede ser una mezcla de estos materiales generalmente aumenta la resistencia del hormigón ante la penetración de fluidos, mejorando así la durabilidad del hormigón (American Concrete Institute, 2019).

2.1.3 ACERO

Acero estructural también llamado acero de construcción es caracterizado por un contenido de carbono entre 0.1%-0.25%. La presencia del carbono incrementa la resistencia del material, pero al mismo tiempo reduce su ductilidad y soldabilidad, por esta razón el acero estructural suele caracterizarse por un bajo contenido de carbono (Bernuzzi & Cordova, 2016).

2.1.4 PROPIEDADES MECÁNICAS DEL ACERO

Las propiedades mecánicas del acero dependen en su mayoría de la composición química, el proceso de laminado y tratamiento térmico al que sea sometido, además las técnicas que se utilizan en la experimentación, como la velocidad de carga aplicada en la muestra, las condiciones y geometría de esta y la temperatura existente al llevarse a cabo el ensayo son otros factores que pueden variar las propiedades del acero. Estos factores pueden provocar que exista una diversidad de resultados para un solo tipo de acero (Bresler et al., 1970).

El acero se caracteriza por una ley constitutiva de esfuerzo-deformación simétrica (σ - ϵ). Normalmente, esta ley se determina experimentalmente mediante un ensayo de tracción realizado en muestras mecanizadas a partir de material de placa obtenido de las secciones de interés. La figura 2 muestra una respuesta típica de esfuerzo-deformación a una fuerza de tracción uniaxial para una probeta de acero estructural (Bernuzzi & Cordova, 2016). En particular, es posible distinguir las siguientes regiones:

Una rama inicial mayoritariamente lineal (fase elástica), en la que el material muestra un comportamiento elástico lineal aproximadamente hasta el esfuerzo de fluencia (F_y). La deformación correspondiente a F_y se suele indicar con ϵ_y (deformación de fluencia). La pendiente de esta rama inicial corresponde al módulo de elasticidad del material (también llamado módulo de elasticidad longitudinal o módulo de Young), que suele indicarse con E , con un valor entre 190 000 y 210 000 N/mm^2 (de 27 560 a 30 460 ksi, aproximadamente); una fase plástica, que se caracteriza por una pendiente pequeña o incluso nula en el sistema de referencia σ - ϵ ; la rama siguiente es la fase de endurecimiento, en la que la pendiente es considerablemente menor cuando se compara con la fase elástica, pero aun así es suficiente para provocar un aumento del esfuerzo cuando la deformación incrementa, hasta llegar a la resistencia última F_u . El módulo de endurecimiento tiene valores entre 4000 y 6000 N/mm^2 (de 580 a 870 ksi, aproximadamente) (Bernuzzi & Cordova, 2016).

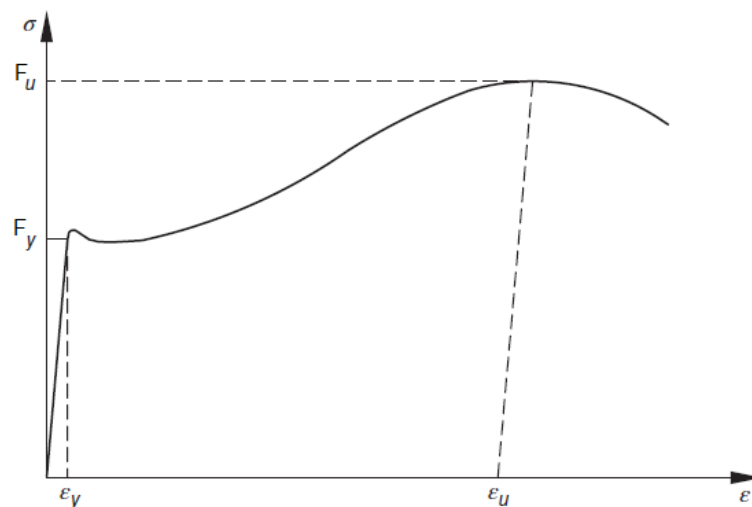


Figura 2. Curva esfuerzo-deformación unitaria

Fuente: (Bernuzzi & Cordova, 2016)

Las propiedades de acero de mayor importancia en el diseño estructural se describen a continuación:

Límite de proporcionalidad

Es el máximo esfuerzo para el cual los esfuerzos tienen una relación directa con las deformaciones, es decir, el punto máximo en el tramo lineal de la curva (Bresler et al., 1970).

Módulo de elasticidad

Se le llama módulo de elasticidad a la relación entre el esfuerzo y la deformación en la zona elástica de la curva esfuerzo-deformación unitaria. Se calcula este valor a través de la pendiente de dicha porción elástica del diagrama (Bresler et al., 1970).

Esfuerzo de fluencia

Es el esfuerzo que existe en el material para el cual la deformación muestra un gran aumento sin que se evidencie un incremento correspondiente en el esfuerzo (Bresler et al., 1970).

Ductilidad

Es la capacidad de deformarse sin romperse propia de un material. La alta ductilidad del acero permite el diseño de elementos estructurales utilizando suposiciones simplificadas que permiten reducir la complejidad de los cálculos (Vinnakota, 2006).

Para la construcción de todo tipo de infraestructuras, en el Ecuador existen tres tipos de aceros estructurales que se utilizan, según se muestra en la Tabla 1. (MIDUVI & CAMICON, 2015).

Tabla 1

Tipos de aceros más comunes usados en la construcción en el Ecuador

Fuente: (MIDUVI & CAMICON, 2015).

Tipo de Acero	F_y (MPa)	F_u (MPa)
ASTM A36	250	400-550
ASTM A572 Gr. 50	345	450
ASTM A588	345	450

2.1.5 LOSA COMPUESTA DE CHAPAS O LÁMINAS

Losa compuesta

Es aquella en la que se usan láminas de acero nervadas, que a su vez son utilizadas como encofrado para resistir el hormigón vertido, el armado y las cargas que se aplican. El objetivo es formar una estructura en la que trabaje monolíticamente el acero y el hormigón (European Committee for Standardization, 2004).

Comportamiento compuesto

Se logra un comportamiento compuesto cuando los elementos de la losa mixta actúan como un único elemento estructural. Debido a esto, la lámina de acero transmite las tensiones (European Committee for Standardization, 2004).

Los siguientes procedimientos asegurarán un comportamiento mixto entre la lámina y el hormigón:

- a. Enlace mecánico que se da por deformaciones en el perfil;
- b. Adherencia dada por la fricción para perfiles con las alas de los nervios formando un ángulo agudo con la lámina deck;
- c. Anclaje extremo dado mediante pernos soldados u otro tipo de conexión entre hormigón y lámina de acero, únicamente en combinación con a. o b.;

d. Anclaje extremo por deformación de las nervaduras al final de la lámina, solo en combinación con b.

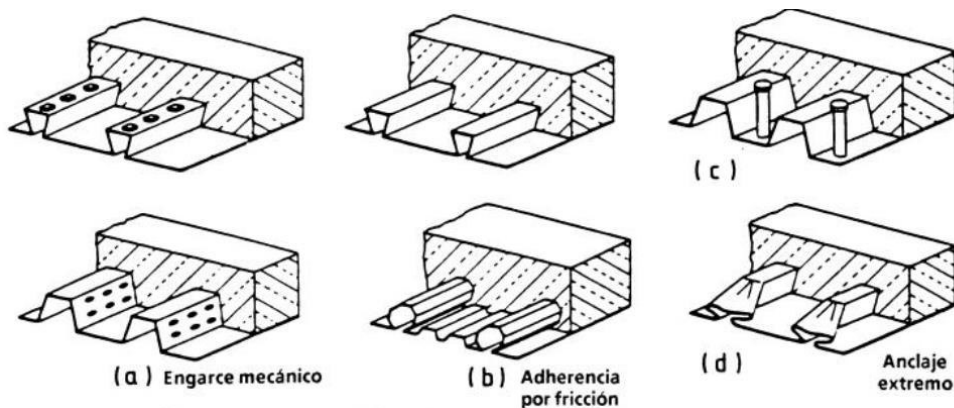


Figura 3. Formas típicas de unión de losa compuesta

Fuente: (European Committee for Standardization, 2004).

2.2 PERFILERÍA METÁLICA

2.2.1 PERFILES CONFORMADOS EN FRÍO

El AISI (2016) define a los perfiles conformados en frío como una forma fabricada mediante el prensado de piezas en bruto cortadas a partir de láminas o de longitudes cortadas de placas, o mediante el conformado de placas laminadas en frío o en caliente; para las dos operaciones de conformado se realizan a temperatura ambiente, es decir, sin adición manifiesta de calor como la que se necesitaría para el conformado en caliente.

Según el Steel Deck Institute (2017), todas las láminas de acero utilizadas como losa que soporten cargas definidas deberán tener un mínimo esfuerzo de fluencia especificado que sea igual o mayor a 33 ksi (230 MPa), también indica que para el caso en que la lámina deck actúe como encofrado de la losa compuesta, el esfuerzo de fluencia debe ser determinado de acuerdo con el AISI S100 sección A3. En la sección A3.1.2 del AISI S100 se establece que para aceros estructurales que tienen una elongación mínima del 3% en 50 mm de longitud calibrada.

Se debe usar un factor de reducción de 0.9 en los valores de F_{sy} y F_u (American Iron and Steel Institute, 2016). En el presente estudio se usará una lámina deck que corresponda a las especificaciones de la norma ASTM A653.

2.2.2 PROPIEDADES Y GEOMETRÍA DEL PERFIL DE ACERO TIPO I

El acero estructural se puede laminar de manera económica en una infinidad de formas y dimensiones sin alteraciones en sus propiedades físicas. De manera general los componentes estructurales idóneos son los que tienen altos momentos de inercia en comparación con sus áreas (McCormac & Csernak, 2013).

Generalmente los perfiles de acero se nombran por la forma de sus secciones transversales. Por ejemplo, existen perfiles en forma de ángulo, tes, zetas y placas. No obstante, se debe diferenciar las vigas estándar americanas (llamadas *vigas S*) y las vigas de patín ancho (denominadas *vigas W*), porque ambas tienen la forma de I. Las vigas I de acero fueron laminadas por primera vez en Estados Unidos en 1884. Las superficies interna y externa del patín de una sección W son paralelas o casi paralelas, dependiendo del fabricante (McCormac & Csernak, 2013).

Los perfiles W han reemplazado por completo a los canales y a las secciones S debido a que son más económicos. A veces, cuando las cargas son pequeñas y en lugares en donde es necesario patines estrechos los canales son usados como largueros, estas secciones ante fuerzas laterales tienen muy poca resistencia, por lo tanto, se requiere un soporte lateral. Los perfiles W tienen mayores momentos de inercia y momentos resistentes para un mismo peso debido a que poseen una mayor cantidad de acero concentrado en los patines, comparados con las vigas S. Estos tienen una rigidez lateral considerable. (McCormac & Csernak, 2013).

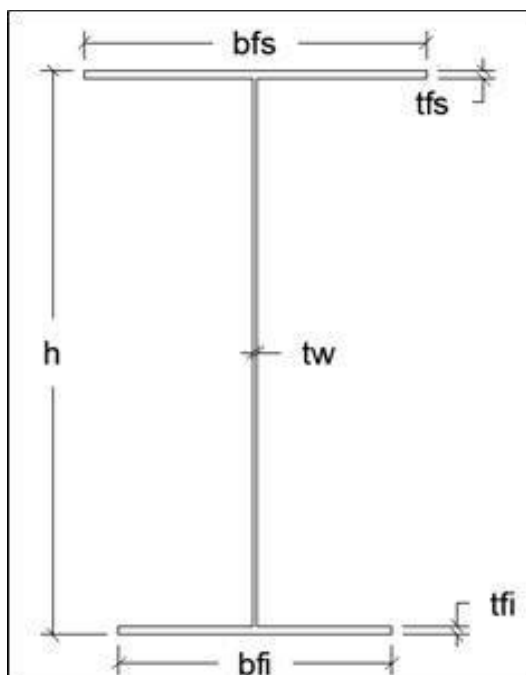


Figura 4. Esquema de perfil I

Elaborado: Cevallos & Mera

2.2.3 PROPIEDADES Y GEOMETRÍA DEL PERFIL DE ACERO TIPO ÁNGULO

Los perfiles tipo ángulo o también llamados en forma de L tienen dos lados de igual espesor, además igual o diferente dimensión de los lados. Los perfiles tipo ángulo son designados con la letra L, dimensión de los lados (mm) y espesor (mm). Por ejemplo, L 100x100x12, correspondiente a un ángulo con un lado de 100mm, el otro lado de 100mm y 12mm de espesor (American Institute of Steel Construction, 2011).

Los miembros estructurales formados de perfiles tipo ángulo trabajan adecuadamente como arriostramientos y elementos a compresión de armaduras. Los ángulos de lados iguales son más accesibles que los perfiles tipo L de lados desiguales debido a que los valores de radio de giro mínimo son superiores para una misma área (McCormac & Csernak, 2013).

La aplicación de los perfiles tipo ángulo en el presente estudio consiste en emplearlos como conectores de corte del sistema losa compuesta-viga de acero.

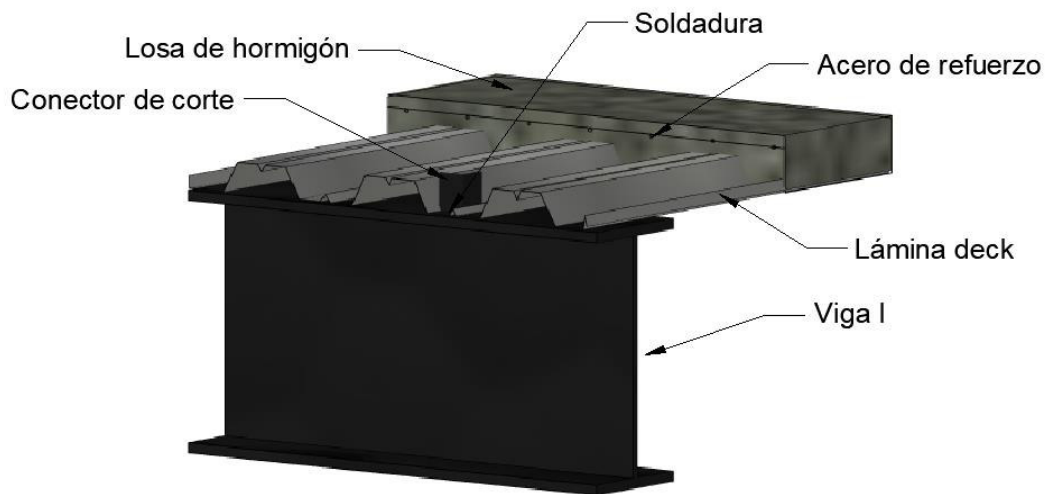


Figura 5. Detalle del prototipo

Elaborado: Cevallos & Mera

2.3 CONECTORES DE CORTE

Las losas de concreto se pueden apoyar en el patín superior de las vigas de acero. La fuerza cortante que se genera de manera longitudinal se puede transferir de la losa hacia la viga por adherencia y esfuerzo cortante, sin embargo, la adherencia entre la losa y la viga es mínima por lo tanto se desprecia, siendo necesario el uso de conectores mecánicos para lograr la transferencia de esfuerzo cortante (McCormac & Csernak, 2013).

Según Mc Cormac & Csernak (2013). se ha experimentado con varios tipos de conectores de corte, incluyendo canales, ángulos, zetas, barras espirales y pernos. De estos tipos de conectores de corte los únicos que se encuentran normados por la AISC son los conectores de corte tipo perno y los tipos canal.

La cantidad de los conectores de corte está ligada a los valores de esfuerzo cortante a lo largo de la viga, siendo esta la razón por la que se deben colocar más conectores de corte en el inicio y fin del vano donde el esfuerzo cortante es mayor que en la mitad del mismo (Salmon et al., 2009).

2.3.1 DISTRIBUCIÓN DE CONECTORES

Considerando la distribución de esfuerzos de corte de la Figura 6 (b) donde el esfuerzo v_1 debe ser desarrollado por la conexión entre la losa y la viga. Bajo condiciones elásticas el esfuerzo cortante en cualquier punto en la sección transversal variará desde un valor máximo en el apoyo a cero en la mitad del vano. Luego se examina el equilibrio de un corte de la viga como indica en la Figura 7.

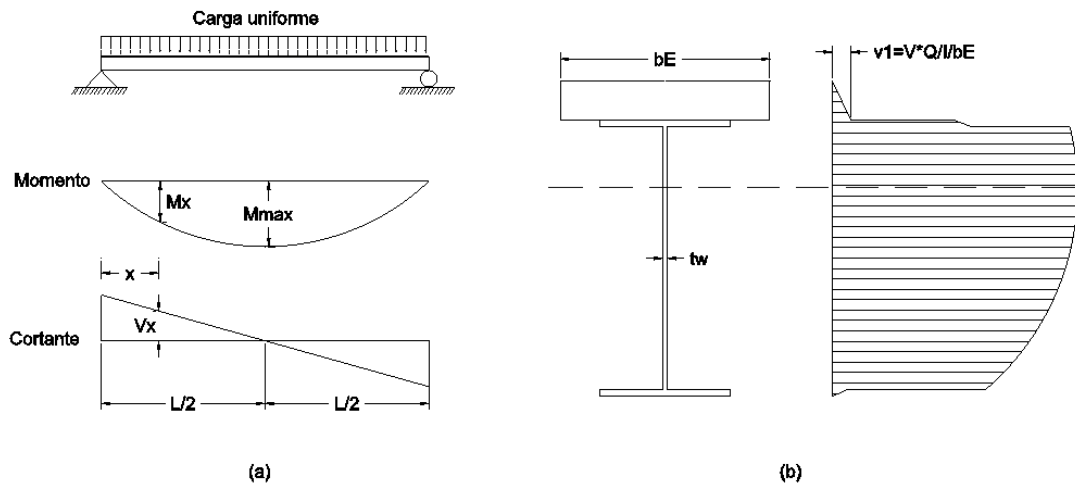


Figura 6. Distribución de esfuerzos de corte

Elaborado: Cevallos & Mera

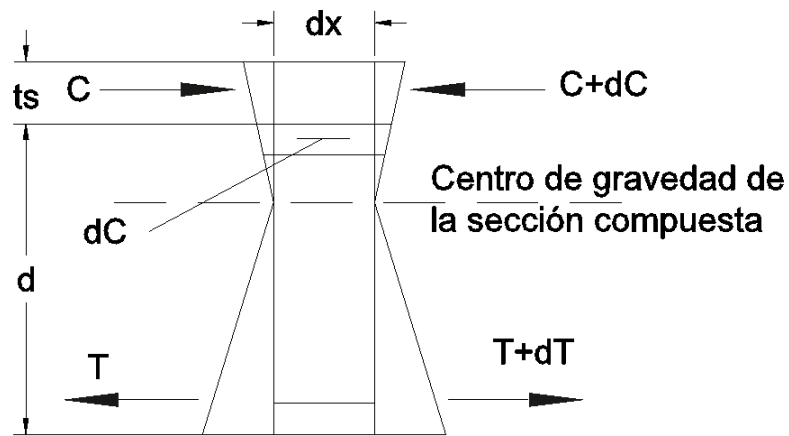


Figura 7. Fuerza requerida por los conectores de corte en el nivel de cargas de servicio

Elaborado: Cevallos & Mera

La fuerza cortante a lo largo del vano por unidad de distancia es $dC/dx = v_1 \cdot b_E = V(\int ydA)/I$. Así si un conector dado tiene una capacidad de carga de servicio admisible q , el máximo espaciamiento p para proveer la resistencia requerida es:

$$p = \frac{q}{V(\int ydA)/I} \quad (1)$$

Donde $\int ydA$ es el momento estático del área transformada del concreto a compresión tomada desde el eje neutro de la sección compuesta. La ecuación 1 tiene base en la teoría de la viga elástica y en una sección totalmente compuesta (Salmon et al., 2009).

Hasta los últimos años la ecuación (1) fue usada para el espaciamiento de los conectores de corte. Sin embargo, la AASHTO-6.10.10.1.2 requiere el uso de la ecuación (1) para diseñar a fatiga, un estado límite de carga de servicio relacionado al rango de fuerza aplicado, en este caso el rango de cortante V_R resultante de la carga viva (e impacto). AASHTO también requiere al estado límite de resistencia (Salmon et al., 2009).

Los conectores de corte son requeridos para transmitir la fuerza de compresión desarrollada en la losa de hormigón a la viga de acero en la distancia de $L/2$, ya que no puede existir fuerza de compresión en la losa al final del vano donde no existe momento (Salmon et al., 2009). La transferencia de la fuerza cortante nominal no puede exceder la fuerza máxima que el concreto puede desarrollar, denominada:

$$V' = C_{max} = 0.85f'_c \cdot b_E \cdot t_s \quad (2)$$

Donde b_E es el ancho efectivo de la losa y t_s corresponde al espesor de la losa. Cuando la fuerza máxima $T_{m\acute{a}x}$ que se puede desarrollar en el acero es menor que C_{max} , la máxima fuerza de corte transferido será:

$$V' = T_{max} = A_s \cdot f_y \quad (3)$$

Donde A_s es la sección transversal de la sección de acero.

Así, cuando la resistencia nominal Q_n de un conector de corte es conocida, el número total requerido de conectores entre punto de máximo y cero de momento flector es:

$$N = \min\left(\frac{C_{max}}{Q_n}, \frac{T_{max}}{Q_n}\right) \quad (4)$$

Así la resistencia es lograda cuando el número total de conectores de corte N están localizados entre el máximo momento y el momento cero de la viga. El procedimiento más simple será calcular un espaciamiento uniforme de los conectores ya que el número de conectores afecta más que su espaciamiento.

La determinación de la capacidad del corte de forma analítica es compleja ya que el conector de corte se deforma bajo carga y el concreto que lo rodea también es un material deformable. Además, la cantidad de deformación del conector de corte a la que está sometido depende de su propia forma y tamaño, su ubicación a lo largo de la viga, la ubicación de máximo momento, y la manera en la cual es unido al patín superior de la viga de acero.

Además, cualquier conector de corte puede fluir lo suficiente para causar deslizamiento entre la viga y la losa, en este último caso los conectores de corte adyacentes absorberán el corte adicional (Salmon et al., 2009).

Investigadores determinaron que los conectores de corte no fallarán cuando el promedio de la carga por conector sea bajo tal que cause 0.076 mm de deslizamiento residual entre el concreto y el acero. La cantidad de deslizamiento es también función de la resistencia del concreto que rodea al conector de corte (Salmon et al., 2009).

Cuando la resistencia a la flexión de la sección compuesta es la base para el diseño, los conectores se deberán adecuar para satisfacer el equilibrio de la losa de concreto entre los puntos de máximo momento y momento cero. El deslizamiento no es un requerimiento para satisfacer el equilibrio antes mencionado (Salmon et al., 2009). Como lo menciona Slutter (como se cita en Salmon et al., 2009) la magnitud de deslizamiento no reduce el momento último provisto ya que la condición de equilibrio se satisface y la magnitud de deslizamiento total no es mayor que el menor valor de deslizamiento en el cual un conector individual podría fallar.

La mayoría de las losas de sistemas compuestos usadas en edificios hoy en día son conformadas y tienen un rigidizador en cada nervio de la lámina deck. La resistencia del conector tipo perno ya sea si las nervaduras de la deck fuesen perpendiculares o paralelas a las vigas, es más grande que la resistencia obtenida de los ensayos de PushOut o ensayo de vigas para conectores tipo perno embebidos en la lámina deck. A causa del rigidizador deberán ser soldados los conectores de corte fuera del centro del nervio del deck (Salmon et al., 2009).

Rambo-Roddenbeery et al. han demostrado que los pernos de corte se comportan de manera distinta dependiendo de su posición en el nervio del deck (Salmon et al., 2009). La posición débil (desfavorable) y fuerte (favorable) se exponen en la Figura 8.

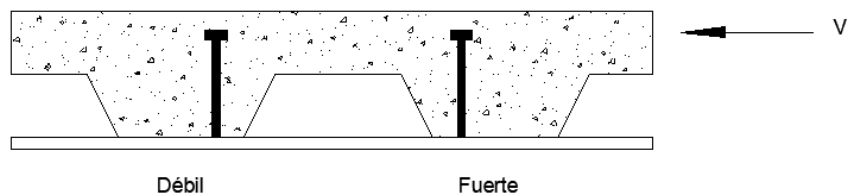


Figura 8. Posiciones débil y fuerte del conector tipo perno
Elaborado: Cevallos & Mera

2.3.2 ENSAYOS

Ensayo PushOut

Desde 1956 se ha empleado el ensayo PushOut con las primeras investigaciones acerca de conectores de corte, y consiste en aplicar carga axial hasta la falla sobre el perfil de acero de las probetas, de forma que se transfiera esfuerzos directamente hacia los conectores y viceversa, lo que posibilita aislar el efecto de corte directo, como lo enseña la Figura 9 (Hurtado et al., 2008).

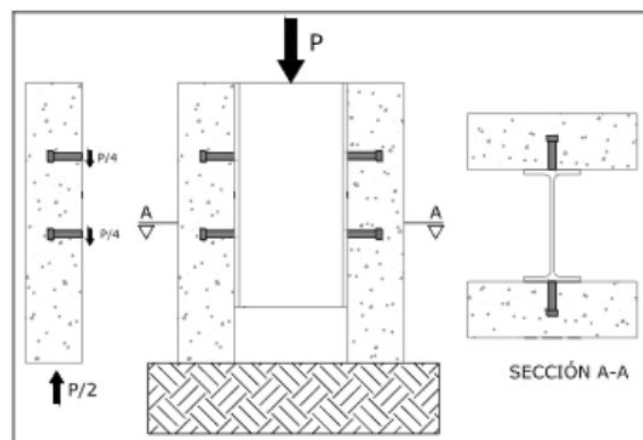


Figura 9. Descripción del modelo de ensayo
Fuente: (Hurtado et al., 2008)

Ensayo Viga Compuesta

Para los ensayos, las vigas construidas están compuestas de tres elementos: losa de concreto, perfil de acero y conectores de corte; cada uno de estos componentes se encuentran caracterizados por su geometría y sus propiedades mecánicas, como la resistencia a compresión del hormigón, el esfuerzo de fluencia del perfil de acero y la resistencia a corte de los conectores, estas propiedades son considerados como los parámetros de diseño.

El ensayo de la viga compuesta consiste en colocar apoyos en los extremos y una carga puntual en la mitad del vano, con el objetivo de obtener un cortante constante a lo largo de toda la viga, logrando así un flujo de esfuerzo constante entre la losa de hormigón y la viga de acero para obtener una sollicitación igual en todos los conectores de cada probeta (García & Molina, 2008).

El fin de la evaluación experimental en el rango elástico y plástico es analizar como influyen las propiedades mecánicas y la configuración de las vigas en el comportamiento de las probetas (García & Molina, 2008).

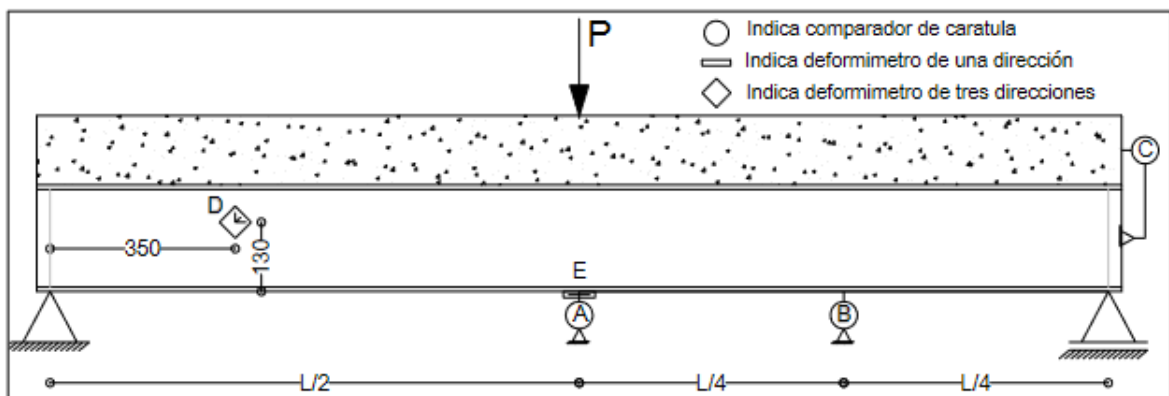


Figura 10. Montaje e instrumentación de las probetas

Fuente: (García & Molina, 2008)

2.4 ESTADO DEL ARTE

Comportamiento de los conectores angulares a cortante en forma de V: estudio experimental y paramétrico

Esta investigación fue realizada por Shariati et al. (2015) y publicada por la revista *Materials and Structures*. En este estudio se analizan los resultados de 14 pruebas experimentales con ensayos PushOut bajo carga monotónica y carga cíclica analizando los diferentes parámetros que afectan al comportamiento del conector de corte.

Los parámetros incluyen la longitud, la altura y el espesor del patín de los conectores, así como la pendiente de inclinación entre el conector angular en forma de V y el patín superior de una viga en I. Los resultados de la experimentación analizados son los modos de falla, análisis de carga y deslizamiento, y efecto de las propiedades geométricas.

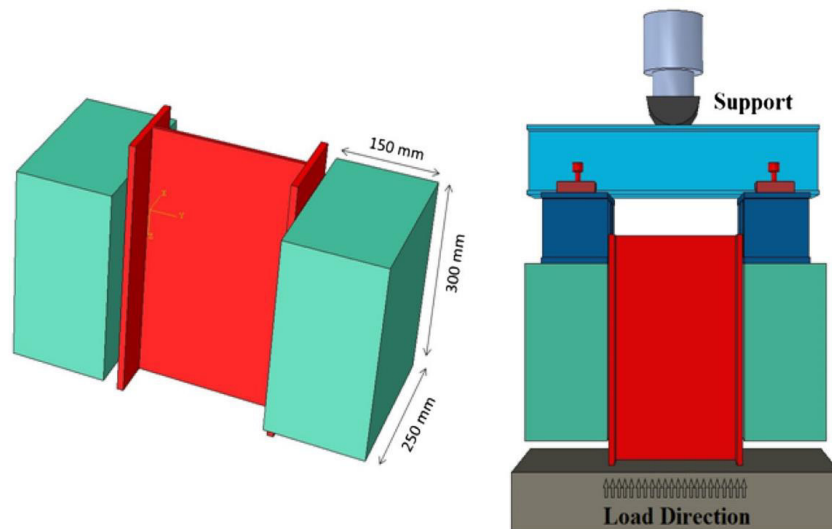


Figura 11. Detalle de una probeta típica usada en el ensayo PushOut

Fuente: (Shariati et al., 2015)

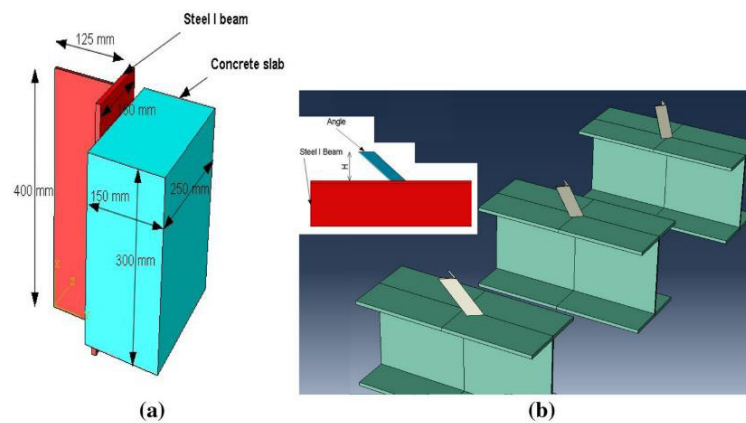


Figura 12. a) Modelo geométrico típico de las probetas

b) Viga de acero conector de corte

Fuente: (Shariati et al., 2015)

El procedimiento de ensayo PushOut se rige en el Eurocódigo 4, la carga se aplicó utilizando una máquina de ensayo universal con una capacidad de 600 kN a través de un soporte específico. La carga se aplicó a una velocidad de 0,04 mm/s. La carga monótona implicaba un lento aumento de la carga hasta que la muestra fallaba.

Una vez efectuados los ensayos de experimentación de las probetas PushOut se observan dos tipos de fallas. La primera es la falla del conector y la segunda es por aplastamiento del hormigón. En conclusión, el conector de corte tipo V que tiene un ancho mayor tiene una mayor resistencia a corte y son más dúctiles en comparación con los conectores de corte tipo V que tiene un menor ancho.

Evaluación experimental de conectores de corte de ángulo bajo carga monótona y carga cíclica reversible, embebidos en hormigón de alta resistencia

Experimentación realizada por A. Shariati et al. (2014) y publicado por la revista Construction and Building Materials. La finalidad del presente artículo es investigar el comportamiento y los efectos de los conectores de corte tipo ángulo con diferente geometría embebidos en hormigón de alta resistencia bajo carga monótona y cíclica reversible. Para tal efecto se ensayaron ocho probetas PushOut ensayadas en posición horizontal.

A continuación, se detalla la geometría de los conectores utilizados en el estudio.

Tabla 2

Propiedades geométricas conectores de corte tipo ángulo.

Fuente: (A. Shariati et al., 2014)

Probeta	Altura (mm)	Longitud (mm)	Espesor alma (mm)	Espesor patín (mm)
AH10050	100	50	6,0	8,5
AH7550	75	50	5,0	7,5
AH10030	100	30	6,0	8,5
AH7530	75	30	5,0	7,5

En el presente estudio se realizan una evaluación de las ecuaciones, propuesta por Kiyomiya y Yokota para determinar la resistencia a corte, que se detallan a continuación:

$$P = 65 \cdot \sqrt{t_w} \cdot L_C \cdot \sqrt{f'_C} \quad (5)$$

Donde:

P : Capacidad de carga del conector, kgf.

t_w : Espesor del alma del conector, cm.

L_c : Longitud del conector, cm.

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón, $\frac{kgf}{cm^2}$.

La siguiente ecuación es propuesta por Ros (2011).

$$V_u = k \cdot \sqrt{f'_c} \cdot L_c \cdot h \quad (6)$$

$$k = 63 \cdot \left(\frac{t_w}{h}\right) + 1.60 \quad (7)$$

Donde:

V_u : Fuerza máxima de corte, en la falla de corte o por aplastamiento del hormigón, N.

L_c : Longitud del conector, mm.

h : Altura del conector de corte, mm.

t_w : Espesor del conector de corte, mm.

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón, MPa.

Los resultados obtenidos en cuanto a los modos de falla se puede evidenciar principalmente dos tipos, falla del conector de corte que fue la que sucedió en todas las probetas PushOut ensayadas tanto bajo carga monótona como carga cíclica y la falla por la fisuración del hormigón.

Además, las probetas en las que se utilizó los conectores tipo ángulo que tienen mayor longitud de su patín generan más grietas en el hormigón. Los autores también concluyen que no se logró la ductilidad requerida para los conectores de corte tipo ángulo embebidos en hormigón de alta resistencia.

Experimentación en el diseño de estado límite de los conectores de corte tipo perno de gran dimensión.

Investigación realizada por Chang Su Shim (2004) y publicada por la revista KSCE Journal of Civil Engineering. Este análisis tiene como propósito hacer una comparación del comportamiento de los conectores de corte tipo perno de gran dimensión de diámetro con los conectores tipo perno normales.

Se realizan pruebas PushOut en probetas de acuerdo con la normativa Eurocódigo 4 con dimensiones de conectores de corte tipo perno de 25mm, 27mm y 30mm, se eligió el mismo acero que los tipos de conectores de corte tipo perno normales para que la ductilidad y la resistencia a la tracción sean adecuadas. En esta investigación el control de calidad de la soldadura es muy importante ya que los equipos de soldadura actuales permiten soldar conectores de corte tipo perno de hasta 25 mm.

Las conclusiones a las que llegan los autores mencionan que se podría obtener una calidad de soldadura adecuada utilizando máquinas automatizadas de soldadura. La rigidez del conector de cortante obtenidos en la experimentación mostró un valor mayor que la ecuación empírica para conectores tipo pernos normales. Sin embargo, en cuanto al deslizamiento los pernos de gran dimensión tienen una buena concordancia con la ecuación empírica de los conectores tipo perno normales. En cuanto a la resistencia a la fatiga de los pernos de gran dimensión es ligeramente inferior que los conectores tipo perno normales concluyendo que es necesario mejorar la condición de soldadura para aumentar la resistencia de los conectores tipo perno de gran dimensión a la fatiga.

Con base en los resultados de los ensayos, el uso de pernos grandes reducirá el número de pernos necesarios para lograr una estructura compuesta totalmente.

Estudio experimental de los conectores de perno múltiples a cortante de las vigas compuestas acero-hormigón prefabricadas

Análisis experimental realizado por Yang et al. (2020) y que ha sido publicado en la "Journal of Constructional Steel Research" este artículo pretende investigar el efecto de la disposición de los conectores de perno múltiples, el espaciado de las filas de pernos, así como la cantidad de refuerzo de las losas de

hormigón armado en el rendimiento a cortante de los conectores de perno múltiples, para tal efecto se fabricaron y ensayaron diez probetas PushOut.

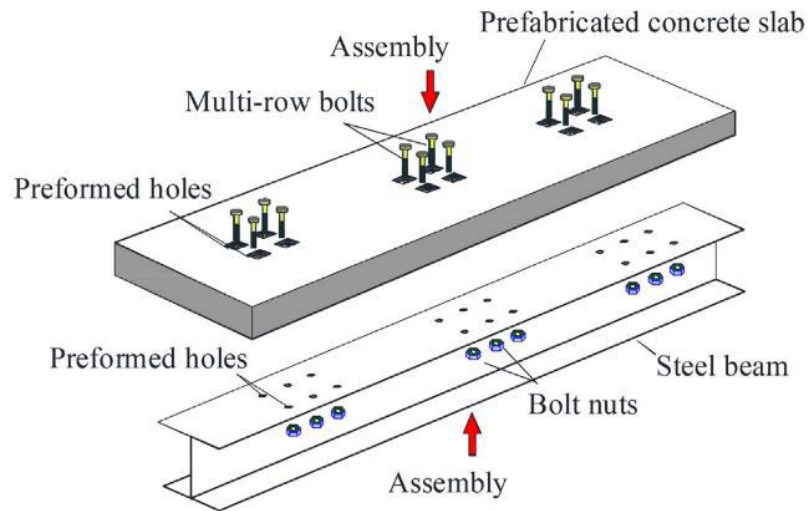


Figura 13. Viga compuesta hormigón-acerio con conectores de corte múltiples

Fuente: (Yang et al., 2020)

El procedimiento de carga se dividió en dos pasos: En el primer paso, la carga se aplica gradualmente hasta el 40% de la carga de corte última estimada ($P_{u,e}$) de las muestras de PushOut y luego se redujo a $0,05P_{u,e}$, y el ciclo de carga se repitió durante 25 veces en el siguiente proceso. Cabe señalar que $P_{u,e}$ se calculó mediante la ecuación proporcionada por el Eurocódigo 4. En el segundo paso, se aplicó una carga estática monótona en las muestras PushOut bajo control de desplazamiento con una velocidad de $0,3 \text{ mm/min}$, y el fallo final de las muestras se identificó cuando la capacidad de carga de las muestras cayó a $0,8P_u$, donde P_u es la carga última real en las pruebas.

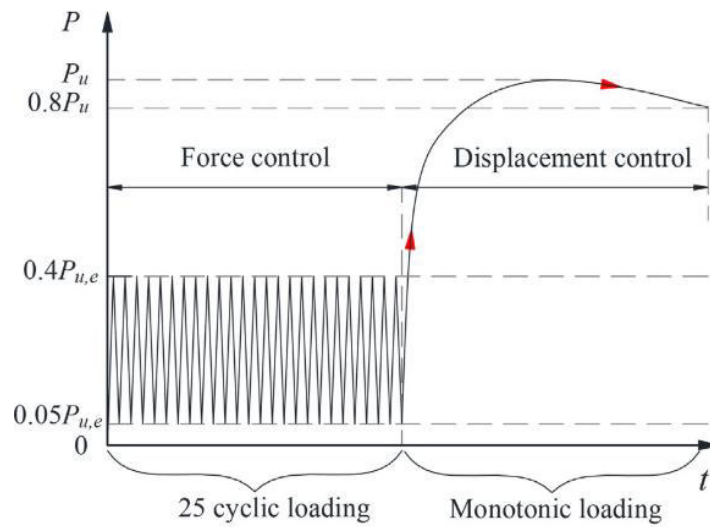


Figura 14. Régimen de carga

Fuente: (Yang et al., 2020)

Sin embargo, con base en los datos experimentales extraídos en el presente estudio se presenta una fórmula modificada para la determinación de la resistencia a corte de los conectores tipo perno teniendo en cuenta el efecto de los pernos múltiples mediante el coeficiente α .

$$N_u = 0.6 \cdot \alpha \cdot A_{SC} \cdot f_u \quad (8)$$

Donde:

A_{SC} : Área efectiva de corte.

f_u : Resistencia a la tracción del acero.

$\alpha = 1.0$ Cuando los pernos están dispuestos uniformemente o en grupo en filas dobles.

$\alpha = 0.9$ Cuando los pernos están dispuestos en grupo en tres filas.

Tabla 3*Diferentes modelos de cálculo de Resistencia a última de corte.*

Fuente: (Yang et al., 2020)

Referencia	Ecuaciones de cálculo
Eurocódigo 3	$N_u = \alpha_v \cdot f_u \cdot A_{SC}$ para pernos de grado 8.8, $\alpha_v = 0.6$
ACI 318	$N_u = 0.6 \cdot f_u \cdot A_{SC}$
Liu	$N_u = 0.66 \cdot f_u \cdot A_{SC}$
Kwon	$N_u = 0.5 \cdot f_u \cdot A_{SC}$

En todas las muestras se produjo el fallo de los conectores de corte tipo perno y se observó el aplastamiento del hormigón en las zonas que rodean los agujeros preformados en las superficies interiores de la losa. En cuanto a la resistencia a cortante el modelo de probeta PushOut de multipernos se redujo comparado con las probetas que tenía una sola fila de pernos, por lo tanto, los autores concluyen que es necesario tener en cuenta la influencia adversa del efecto de los pernos múltiples en la resistencia última al corte.

Estudio del comportamiento de conectores de corte tipo ángulo en estructuras compuestas de acero-hormigón

En el presente artículo, realizado por Balasubramanian & Rajaram (2016) y publicada por el International Journal of Steel Structures, se presenta el comportamiento de conectores de corte tipo ángulo. Se realizaron 6 ensayos PushOut con ángulos de 50x90mm y 90x90mm. Se colocaron dos conectores tipo ángulo a cada lado de la viga I. Los resultados mostrados en el estudio muestran, entre otras cosas, que aquellos de 90x90mm presentaron un tipo de falla por corte y los de 90x50mm una falla en el concreto, que la resistencia de diseño se acerca mucho a los valores que indica la fórmula del Eurocódigo para los de dimensiones 90x50mm y un poco alejada para los de 90x90mm, y los valores de desplazamiento obtenidos están por debajo de lo indicado en el Eurocódigo.

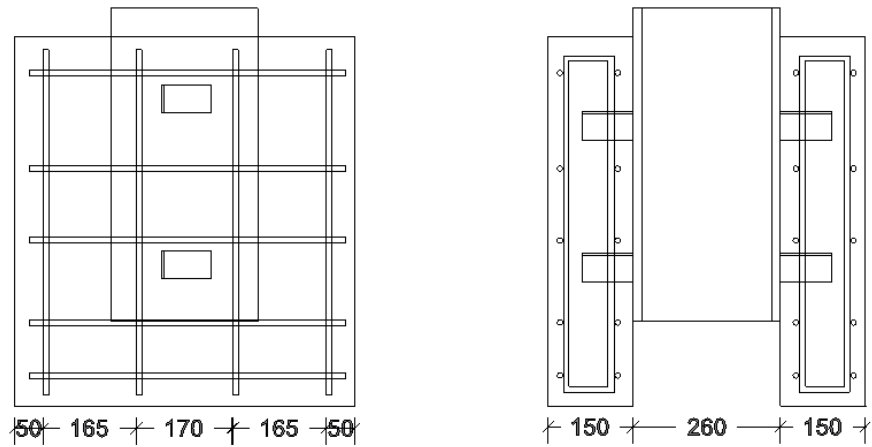


Figura 15. Esquema del experimento

Fuente: (Balasubramanian & Rajaram, 2016)

Tabla 4

Tabla de resultado de los ensayos.

Fuente: (Balasubramanian & Rajaram, 2016)

N.º	Designación de probeta	Resistencia a corte de los conectores de corte (Q_u) (kN)	Rigidez de la conexión de corte (K_s) (kN/mm)	Deslizamiento al 50% de Carga máxima (mm)	Deslizamiento máximo (mm)	Modo de falla
1	A9090.1	125	240,38	0,26	5,42	Falla de corte
2	A9090.1	120	157,89	0,38	4,21	Falla de corte
3	A9050.1	135	259,61	0,26	2,69	Fisuración de hormigón
4	A9090.1	140	318,18	0,22	3,12	Fisuración de hormigón

La fórmula usada por los autores para la resistencia de los conectores de corte es la siguiente:

$$Q_u = 10 \cdot ba \cdot hac^{\frac{3}{4}} \cdot f_c^{\frac{2}{3}} \quad (9)$$

Donde:

ba : Longitud del patín del conector.

hac : Altura del conector.

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto.

Evaluación de la resistencia de conectores de corte tipo ángulo en vigas compuestas

En el siguiente artículo, realizado por Lee et al. (2020) y publicado por el International Journal of Steel Structures, se presenta la evaluación de la resistencia de conectores de corte tipo ángulo. Las probetas son de diferentes dimensiones, con alturas de 60, 80 y 100 mm, longitudes de 160 y 100 mm, y espesores de 4.5 y 6 mm. Los especímenes se ensayaron en una máquina universal con una capacidad de 3000 kN, la velocidad de carga fue de 1.5 mm/min, y el ensayo terminó cuando la carga fue del 80% de la carga máxima.

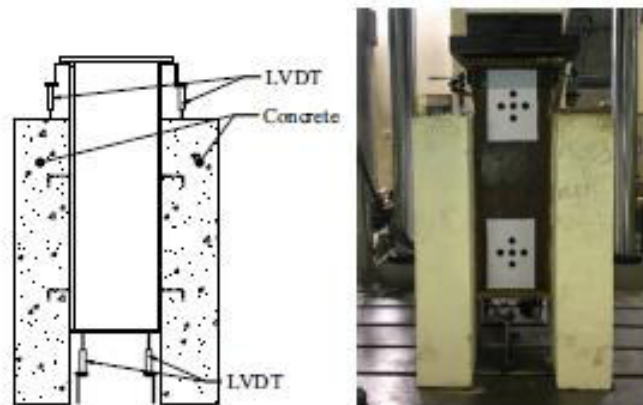


Figura 16. Esquema del experimento

Fuente: (Lee et al., 2020)

Los resultados muestran que para las probetas L-60-160-6, L-80-160-6 y L-100-160-6, se tienen unas cargas máximas de 1887.01, 2010.96 y 2217.23 kN, respectivamente. Para las probetas L-60-100-6, L-80-100-6 y L-100-100-6 se obtuvieron cargas máximas de 1820.74 kN, 2032.04 kN y 2053.62 kN, respectivamente. Por último, para las probetas L-60-160-4.5 y L-80-190-4.5, las cargas máximas fueron 1670.65 kN y 1561.55 kN.

Tabla 5*Resultados del experimento.*

Fuente: (Lee et al., 2020)

Probeta	P _U (kN)	P _{RK} (kN)	δ _u (mm)
L-60-160-6	1887,01	1698,31	16,2
L-80-160-6	2010,96	1809,86	15,9
L-100-160-6	2217,23	1995,51	15,6
L-60-100-6	1820,74	1638,67	12,7
L-80-100-6	2032,04	1828,84	9,6
L-100-100-6	2053,62	1848,26	12,3
L-60-160-4.5	1561,55	1405,4	15
L-80-160-4.5	1670,65	1503,59	12,5

Donde δ_u es la capacidad de deslizamiento, P_u es la resistencia máxima, P_{RK} es la resistencia característica correspondiente a 0.9P_u.

Los autores proponen la siguiente fórmula para calcular la resistencia del conector de corte:

$$Q_n = 1065 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (t^2 \cdot h_s \cdot L_c)^{0.3303} \quad (10)$$

Donde:

t: Espesor del conector.

L_c: Longitud del conector.

h_s: Altura del conector de corte tipo ángulo.

f'_c: Resistencia a la compresión del concreto.

Las conclusiones indican que la longitud de soldadura del conector de corte no tiene un efecto significativo en la resistencia. También se indica que la resistencia máxima se incrementó cuando la altura del conector fue incluida como variable, pero la altura no afectó la ductilidad. Cuando el espesor se usó como variable, la resistencia máxima y la ductilidad se incrementaron.

Comparación del desempeño de conectores de corte tipo canal y tipo ángulo en hormigón de alta resistencia en vigas compuestas: un estudio experimental.

En este artículo, realizado por Shariati et al. (2016) y publicado por Construction and Building Materials, se tomaron dieciséis especímenes, divididos en dos series, que fueron sometidos a carga estática y de fatiga completamente invertida. La primera serie fue para los canales y la segunda para los ángulos. Se obtuvieron resistencias del hormigón de 80 MPa para la primera serie y 63 MPa para la segunda.

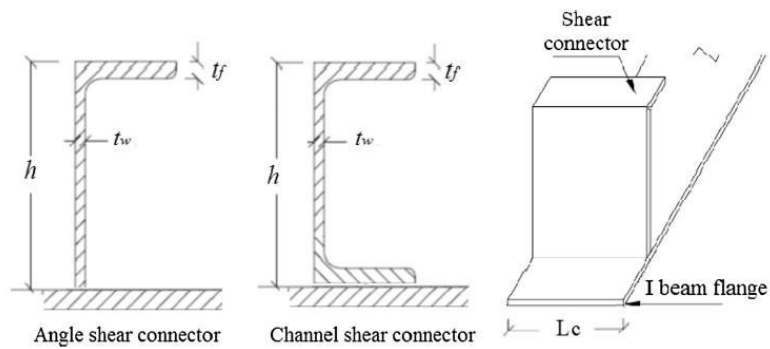


Figura 17. Disposición de los conectores de corte

Fuente: (M. Shariati et al., 2016)

La carga se aplicó mediante una máquina universal de pruebas con capacidad de 600 kN. La carga monotónica se aplicó gradualmente hasta la falla del espécimen. La velocidad de aplicación fue de 0.04 mm/s. Se usó la máquina universal para grabar la relación carga-desplazamiento en cada paso del tiempo.

Tabla 6

Comparación de la capacidad a corte y deslizamiento relativo: canal vs ángulo.

Fuente: (M. Shariati et al., 2016)

Probeta	Carga de falla monótona (kN)	Canal/ángulo degradación de la fuerza monótona (%)	Deslizamiento relativo (mm)	Carga de falla cíclica (kN)	Canal/ángulo degradación de la fuerza cíclica (%)	Deslizamiento relativo (mm)
H1C10050	191,3	6,8	7	174,3	0	7,5
H1A10050	178,3		0,5	175,8		1,0
H1C7550	186,3	17,9	6,5	165,8	9	7,0
H1A7550	152,9		1,0	150,8		2,5
H2C10030	109,6	24,2	6,5	90,8	11,9	7,0
H2A10030	83,1		1,5	80		1,5
H2C7530	91,1	30,1	4,5	74,6	18,5	6,5
H2A7530	63,7		2	60,8		2,5

Como resultado se encontró que los modos de falla más familiares fueron la falla del conector, aplastamiento y desplazamiento. Los modos de falla entre canales y ángulos fueron casi similares.

CAPÍTULO III

DATOS Y METODOLOGÍA

3.1 ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE MATERIALES

3.1.1 HORMIGÓN

Las especificaciones técnicas que debe cumplir el hormigón que va a ser utilizado para la experimentación de las probetas están establecidos en la Norma Técnica Ecuatoriana INEN 1855-1 (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2015). Como se menciona en el apartado 2.1.2 de la presente investigación los ensayos de laboratorio que determinan la resistencia del hormigón en el Ecuador son regidos por la Norma INEN 1573. Los resultados que se obtienen en este ensayo son usados para controlar la calidad de la dosificación del hormigón, actividades de mezclado y colocación, y evaluación de la efectividad de los aditivos utilizados (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2010).

3.1.2 LÁMINA DECK



Es una lámina de acero estructural galvanizado que se utiliza en la construcción de losas compuestas, actúa como refuerzo de acero positivo en este tipo de losas y descarta la necesidad de aliviamientos y encofrado (NOVACERO, 2019).

Según la NTE-INEN 2397 las láminas deck o placa colaborante se clasifican conforme la tabla 7 (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2015).

Tabla 7

Clasificación de la placa colaborante de acero

Fuente: (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2015)

Tipo	Descripción	Geometrías	Comentarios
A	Con resaltes		Cuando el ángulo de inclinación Θ entre el valle y la cresta es inferior a 90° (Figura 1)
B	Sin resaltes		Cuando el ángulo de inclinación Θ entre el valle y la cresta es superior a 90° (Figura 1)

NOTA. Las figuras solo tienen valor explicativo. Productos de diversos fabricantes pueden diferir en diseño.

La lámina deck tiene una multitud de aplicaciones prácticas y ventajas. Entre ellas la más importante es la velocidad en su ejecución ya que se suprime el tiempo de desencofrado. Por su maniobrabilidad y fácil almacenamiento, las construcciones con este sistema son limpias y seguras. Los proyectos en los que se utiliza lámina deck son más livianos, pero con la misma resistencia estructural. Además, es amigable con el medioambiente, ya que al no ser biodegradable no contamina a otros materiales. Utilizando este sistema de losas deck, las losas de entrepiso requieren menor espesor, aminorando así el peso de la estructura. Con lo antes dicho, se concluye que usar losa deck en la construcción presenta un ahorro considerable ya que se da una máxima eficiencia en la relación resistencia- peso (Luis et al., 2016).

3.1.3 MALLA DE ACERO DE REFUERZO.

Es un elemento compuesto por una serie de varillas corrugadas o grafiladas y/o lisas dispuestas longitudinal y transversalmente, formando ángulos de 90° entre sí y soldadas por resistencia eléctrica, en aquellos puntos donde se intersecan (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2012a).

La norma que rige en el Ecuador para Malla de acero de refuerzo es la NTE-INEN 2209. Esta norma enmarca los requerimientos dimensionales y mecánicos que deben seguir las mallas electrosoldadas fabricadas con alambres de acero conformado en frío (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2012a).

Los alambres sometidos a ensayo de tracción de los elementos longitudinales y transversales provenientes de las mallas deben cumplir con los valores establecidos en la NTE INEN 1 511 (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2012a).

Tabla 8

Propiedades de la tracción para alambres lisos y corrugados

Fuente: (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2012a)

Grado	Limite elástico nominal mínimo (Re) MPa	Resistencia a la tracción mínimo (Rg)* MPa	Alargamiento mínimo de rotura (%): l _o = 10d
45	440	470	6
50	490	540	5
60	588	640	4
* Para ensayos con un valor de Rg mayor que 690 MPa, la reducción del área no debe ser menor del 25 % en el caso de ser alambres lisos.			

3.1.4 CONECTOR DE CORTE (PERFIL DE ACERO TIPO ÁNGULO)

La norma que establece los requerimientos que rigen para los perfiles de acero estructural conformados en caliente en el Ecuador es la NTE INEN 2215 (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2012b).

El material de los perfiles de esta norma debe cumplir con los requerimientos mecánicos indicados en la siguiente tabla:

Tabla 9

Requisitos mecánicos para grados ASTM

Fuente:(Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2012b)

Normas	Calidades	Esfuerzo de fluencia Re	Resistencia a la tracción Rm	Ratio Re/Rm	Alargamiento mínimo A		Ensayo de flexión por choque ³⁾	
					mín. 200 mm [8 in.]	mín. 50 mm [2 in.]	ASTM A673, a la longitudinal	
		MPa[ksi]	MPa[ksi]		%	%	Temperatura °C (°F)	Energía media J[ft-lbf]
A36	Grado 36*	≥250[36]	400-550 ²⁾ [58-80]		20 ¹⁾	21 ²⁾		
A572	Grado 42*	≥290[42]	≥415[60]		20 ¹⁾	24 ^{1)2b)}		
	Grado 50	≥345[50]	≥450[65]		18 ¹⁾	21 ^{1)2b)}		
	Grado 55*	≥380[55]	≥485[70]		17 ¹⁾	20 ^{1)2b)}		
	Grado 60*	≥415[60]	≥520[75]		16 ¹⁾	18 ^{1)2b)}		
	Grado 65*	≥450[65]	≥550[80]		15 ¹⁾	17 ^{1)2b)}		
A588	Grado B*	≥345[50]	≥485[70]		18 ¹⁾	21 ^{1)2a)}		
	Grado B*	≥345[50]	≥485[70]		18 ¹⁾	21 ^{1)2a)}		
A709	Grado 36*	≥250[36]	400-550 ¹⁾ [58-80]		20 ¹⁾	21 ¹⁾²⁾		⁵⁾
	Grado 50	≥345[50]	≥450[65]		18 ¹⁾	21 ¹⁾²⁾		⁵⁾
	Grado 50S	345-450 [50-65]	≥450[65]	≥0,85	18 ¹⁾	21 ¹⁾		⁵⁾
A913	Grado 50	≥345 ⁴⁾ [50]	≥450[65]	≥0,85 ⁴⁾	18	21	21 [70]	≥54[40]
	Grado 65	≥450[65]	≥550[80]		15	17	21 [70]	≥54[40]
A992	Grado 50	345-450 [50-65]	≥450[65]	≥0,85	18 ¹⁾	21 ¹⁾		

1) véanse los ajustes relativos a los requisitos de elongación en el apartado "Ensayos de Tensión" de la norma A6/A6M
 2) Para perfiles con espesor de ala >75 mm (3 pulg): A mín. 19% en 2 pulg. (50mm), Gr. 36 exento de Rm máx.
 2a) Para perfiles con espesor de ala >75 mm (3 pulg): a mín. 18% en 2 pulg. (50 mm).
 2b) Para perfiles superiores a 634 kg/m (426 lbs/ft): A mín. 19% en 2 pulg. (50 mm).
 3) Previo acuerdo: requisito adicional 530 según ASTM A 6/A 6M: "CVN test, alternate core location"= "Ensayo CVN, intersección núcleo-ala", resiliencia media mín. 27J [20ft-ibt] a 21°C. [70°F], aplicable a espesor del ala ≥ 38.1 mm [1.5 pulg.], (anteriormente AISC Sup. 2 para secciones de los grupos 4 y 5 de A6).
 4) Previo acuerdo: requisito adicional S75 según ASTM A 913/ A913M: Re/Rm máx. 450 MPa [65 ksi], aplicable a Calidad 50.
 5) Previo acuerdo: requisito adicional; ensayo de resiliencia conforme a la tabla de A709:07.

3.2 DISEÑO DEL EXPERIMENTO

3.2.1 SELECCIÓN DE VARIABLES

Las variables a ser investigadas incluyen las propiedades mecánicas de la losa de concreto y su geometría, los conectores de corte y el refuerzo (European Committee for Standardization, 2004).

Cuando se realiza una investigación es necesario determinar el tamaño de la muestra que va a ser analizada para la obtención de resultados con el objetivo de que estos resultados sean confiables desde un punto de vista estadístico (Lozano, 2011).

La calidad y cantidad de observaciones repercuten en la representatividad de las pruebas en una investigación. El número de muestras analizadas sirve para rechazar o aceptar la hipótesis de una investigación (Lozano, 2011).

Por tanto, se propone la ecuación (11) para el cálculo del número mínimo de observaciones donde no es posible estimar la dispersión de los datos a partir de la varianza.

$$n = \frac{W - W^2 \cdot Z_{\beta} + 1.4 \cdot Z_{\alpha}^2}{W^2} \quad (11)$$

Donde:

n : Número mínimo de observaciones a realizarse en el estudio.

Z_{α} : Valor que corresponde al nivel de confianza.

Z_{β} : Valor que corresponde al poder estadístico.

W : Eficiencia mínima esperada.

Los valores de Z_{α} y Z_{β} para varios niveles de confianza se detallan en las siguientes tablas.

Tabla 10*Valores de Z_α para distintos niveles de confianza*

Fuente: (Lozano, 2011)

α	Nivel de Confianza (1- α) (%)	Z_α
0,050	95,0	1,960
0,025	97,5	2,240
0,010	99,0	2,576

Tabla 11*Valores de Z_β para distintos valores de confianza*

Fuente: (Lozano, 2011)

β	Poder estadístico (1- β) (%)	Z_β
0,20	80,0	0,842
0,15	85,0	1,036
0,10	90,0	1,282

$$n = \frac{W - W^2 Z_\beta + 1.4 Z_\alpha^2}{W^2} \quad (12)$$

Reemplazando los valores en la ecuación propuesta se resumen en la tabla 12:

Tabla 12*Número mínimo de probetas para el ensayo*

Elaborado: Cevallos & Mera

W	98%	0,98
Z_α	95%	1,96
Z_β	80%	0,842
n	5,78	

En este caso el número mínimo de probetas PushOut para esta investigación son 6 probetas. Además, que es necesario incluir una probeta para el ensayo monotónico el cual determinará la resistencia teórica del conector de corte, dando un total de 7 probetas por cada variable a analizar.

3.2.2 PARÁMETROS FIJOS

Geometría de las probetas

La geometría de las probetas para utilizar en el ensayo se basa en el Eurocódigo 4 (2004) que posteriormente se detallan en el apartado 3.3.2 y 3.3.3.

Resistencia del hormigón

La NEC 15 establece que la resistencia mínima del hormigón en condiciones normales es de 21 MPa (MIDUVI & CAMICON, 2015). Sin embargo, en la presente investigación se aspira conseguir un hormigón con una resistencia de 35 MPa para cubrir variaciones de resistencia que puedan existir en la elaboración del hormigón.

Número de conectores de corte

El Eurocódigo 4 (2004) en la sección B.2 "Ensayo de conectores de corte" hace referencia mediante la siguiente ilustración el uso de dos conectores de corte a cada lado. No obstante, es preferible utilizar un solo conector de corte a cada lado para evitar que se concentre la carga de manera inequitativa.

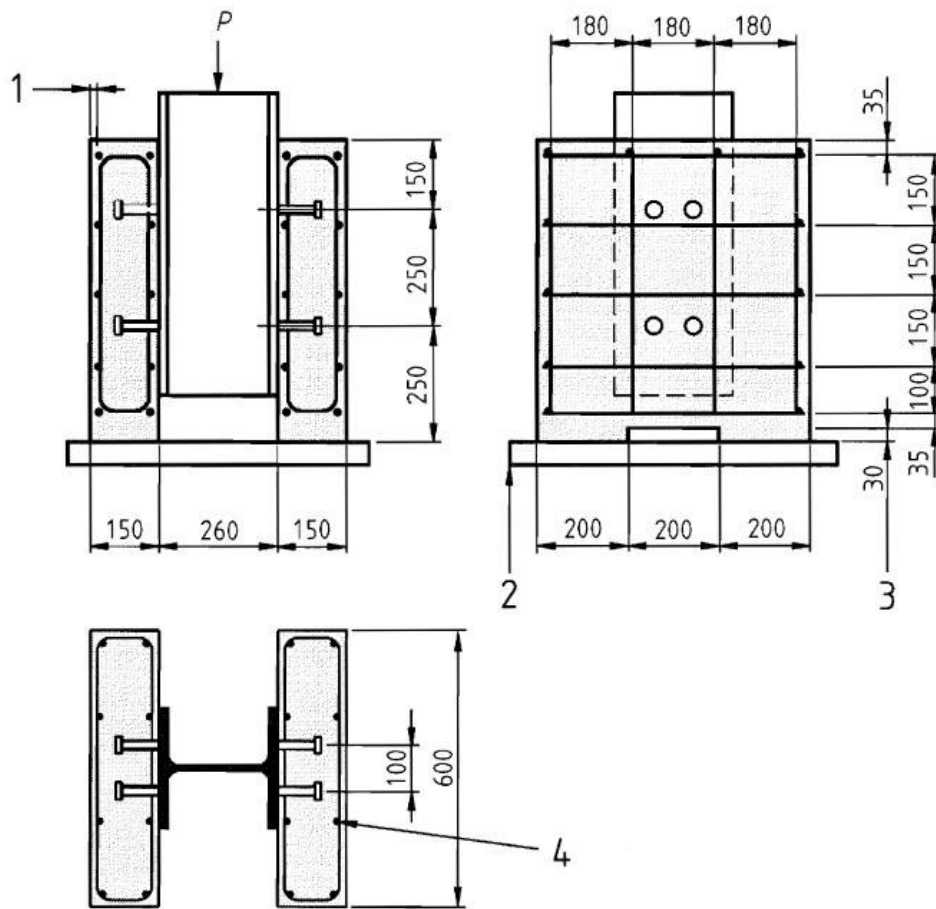


Figura 18. Probeta de ensayo PushOut estándar

Fuente: (European Committee for Standardization, 2004)

Espesor de conectores de corte

En la investigación realizada en la Escuela Politécnica Nacional por (Rogel & Tenorio, 2018) se ha utilizado las dimensiones del conector de corte L40x40x4 mm sin embargo en la presente investigación se pretende evaluar el comportamiento de los conectores de corte L40x40x3 mm.

Longitud de conectores de corte

Debido a los requerimientos del espesor de la losa compuesta que se manifiestan en el apartado 3.3.2, se ha determinado que la longitud de los conectores de corte es de 9.5 cm.

3.2.3 PARÁMETROS VARIABLES

En este estudio la única variable será la posición en planta del conector de corte.

Variación de posición del conector de corte en planta

En la fórmula propuesta por Popov (2000) para calcular el esfuerzo de corte se puede evidenciar que el esfuerzo de corte es inversamente proporcional a la inercia del elemento.

$$\tau = \frac{V \cdot Q}{I \cdot t} \quad (13)$$

Donde:

V : Fuerza cortante.

Q : Primer momento o momento estático del área.

I : Momento de inercia del área transversal.

t : Espesor del conector.

De las seis posiciones mostradas en la figura 19 en las que puede estar rotado el perfil tipo ángulo en su función de conector de corte, se han escogido dos posiciones para este estudio: las posiciones de 0 y 45 grados respecto al eje X. Se debe tener en cuenta que en cada una de estas existe una variación de inercia y por tanto un posible cambio en el valor de la resistencia a corte.

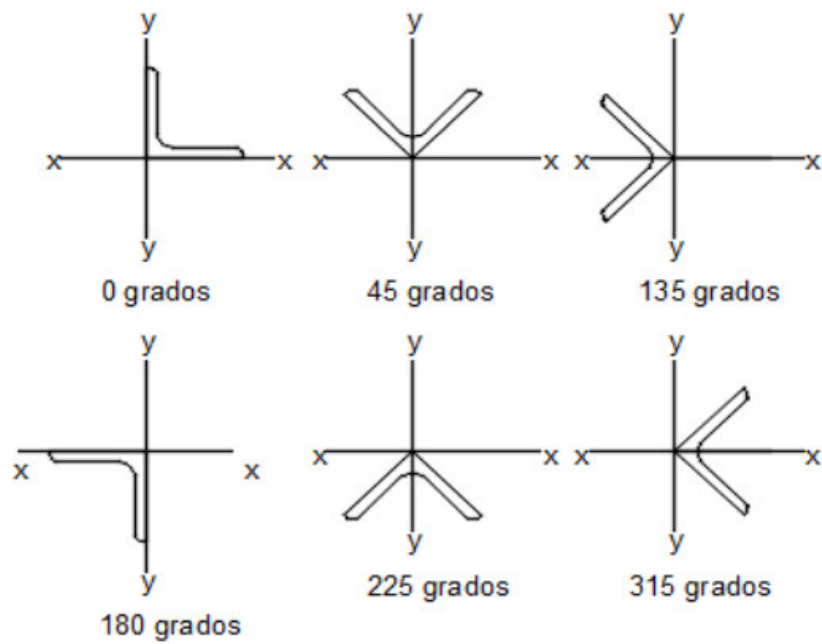


Figura 19. Variación de la posición del conector de corte en planta

Fuente: (Rogel & Tenorio, 2018)

La siguiente tabla muestra el número de probetas a ensayar dependiendo de la posición del conector.

Tabla 13

Número de probetas para cada posición del conector de corte

Elaborado por: Cevallos & Mera

Espesor conector (mm)	Dimensión del conector	Ángulo (°)	Posición ángulo	Nº de probetas
3	L 40x3	90	L	7
3	L 40x3	45	∧	7
Total probetas				14

3.3 DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS

3.3.1 LÁMINA DECK

Para el presente estudio se utilizará la lámina deck de la empresa NOVACERO denominada NOVALOSA 55 la cual cuenta con las siguientes dimensiones:

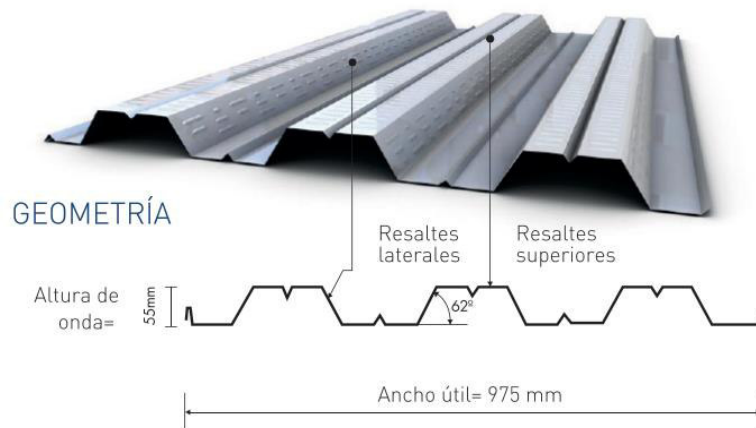


Figura 20. Esquema Novalosa 55

Fuente:(NOVACERO, 2019)

Tabla 14

Propiedades Novalosa 55

Fuente:(NOVACERO, 2019)

Espesor Novalosa mm	Peso kg/m ²	Ie + cm ⁴ /m	Se+ cm ³ /m	Se- cm ³ /m	As cm ² /m
0,76	7,47	36,89	11,46	12,81	9,03

3.3.2 LOSA COMPUESTA

Ancho

El Eurocódigo 4 (2004) propone en el anexo B.2 denominado “ Ensayo de conectores de corte” el dimensionamiento de las probetas a utilizar en el ensayo PushOut, teniendo en cuenta que los conectores de corte especificados en la norma son de tipo perno y se utilizan 2 conectores en cada dirección y para cada lado de

la viga. Sin embargo, en el presente estudio se utilizará 1 conector por lado, siendo 2 conectores por probeta. El ancho que propone el Eurocódigo 4 es de 60cm, pero tomando en cuenta el argumento e investigaciones anteriores realizadas en la Escuela Politécnica Nacional se utilizará un ancho de la losa de 30cm.

Longitud

En los esquemas que se exponen en el Eurocódigo 4 (2004) en el anexo B.2 se puede evidenciar que la longitud de la losa de la probeta depende de la separación de los conectores de corte por ende, depende de la cantidad de conectores por cada lado de la viga. La longitud que se propone en la norma es de 65 cm, usando 2 conectores de corte en la dirección longitudinal con una losa maciza de hormigón, no obstante, en el presente estudio la longitud se reduce a 50 cm ya que se ensayará un solo conector en la dirección longitudinal por cada lado además con esta dimensión puede trabajar de manera eficiente la lámina deck.

Espesor

El espesor de la losa compuesta se rige en los requerimientos del AISC-360 (2016).

- La losa de hormigón se conectará a la viga de acero con conectores de corte de acero soldados a través de la lámina deck o directamente a la sección transversal de acero. Los conectores de corte, cuando estén instalados, se extenderán no menos de 38 mm sobre la parte superior de la lámina deck y deberá haber al menos 13 mm de recubrimiento de hormigón por encima de la parte superior de los conectores de corte.
- El espesor de la losa por encima de la lámina deck no será inferior a 50 mm.
- La lámina deck se anclará a todos los elementos de soporte a una distancia no superior a 460 mm.

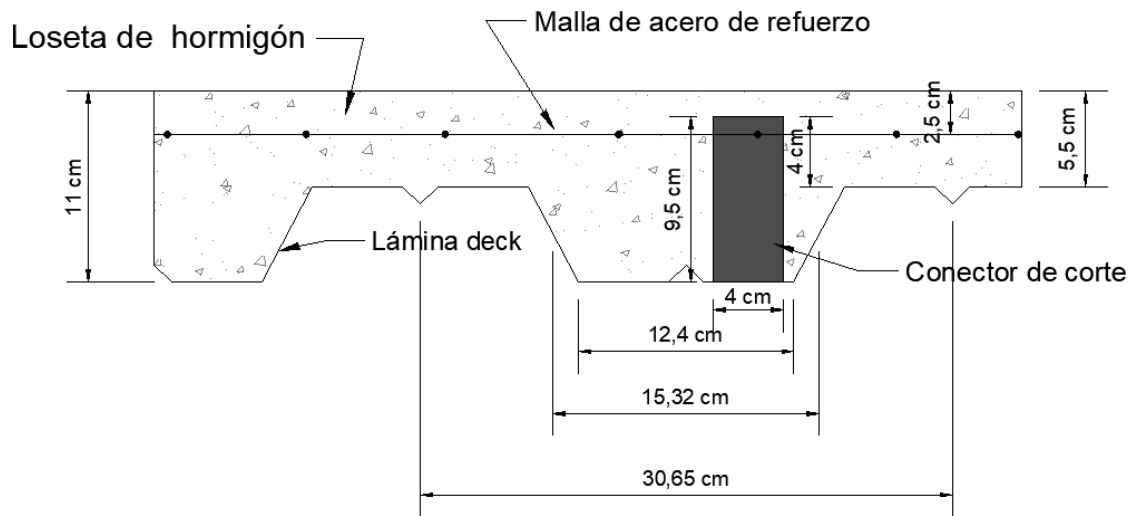


Figura 21. Dimensionamiento de conector y losa de la probeta

Elaborado: Cevallos & Mera

3.3.3 CONECTOR DE CORTE

En el presente estudio el conector de corte a utilizar es el perfil de acero tipo ángulo cuyas propiedades se detallan en la tabla 15 cuyas especificaciones generales corresponden NTE INEN 2215 con calidad ASTM A36.

Tabla 15

Dimensiones y propiedades del perfil estructural tipo ángulo importado

Fuente: (DIPAC, 2020)

Denominación	Dimensiones		Peso		Área cm ²
	A	e	kg/m	kg/6m	
AL 40x3	40	3	1,81	11	2,31

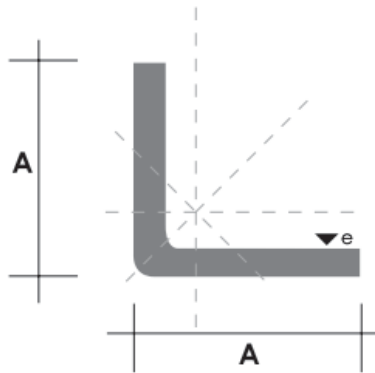


Figura 22. Esquema referencial perfil tipo ángulo

Fuente: (DIPAC, 2020)

3.3.4 MALLA DE ACERO DE REFUERZO

Según la American Concrete Institute (2019) en la sección 24.4.3.2, “el área requerida para barras corrugadas y refuerzo electrosoldado de alambre usado como refuerzo mínimo para flexión es la misma requerida para el refuerzo de retracción y temperatura” (p. 479).

Además, en la sección 24.4.3.2 la cuantía mínima de malla electrosoldada, calculada con base en el área bruta de hormigón de 0.0018 es empírica, sin embargo, se ha utilizado de manera satisfactoria durante años. El área de refuerzo resultante se puede distribuir cerca de la caras superior o inferior de la losa, o ubicarse entre las dos caras de la losa según sea apropiado para las condiciones dadas.

Y se calcula de acuerdo con la fórmula (14)

$$A_s \text{ mín} = 0.0018 \cdot A_g \quad (14)$$

Donde:

A_g : Área bruta de la sección de la losa.

Desarrollo:

$$As \text{ m\u00edn} = 0.0018 \cdot 100cm \cdot 5.5cm$$

$$As \text{ m\u00edn} = 0.99 \text{ cm}^2 \cong (10 \text{ } \emptyset 4mm)$$

$$As \text{ m\u00edn} = \emptyset 4mm @ 10 \text{ cm}$$

Para el espaciamiento m\u00e1ximo la (American Concrete Institute, 2019) lo detalla en la secci\u00f3n 24.4.3.3., que indica que “espaciamiento del refuerzo corrugado de retracci\u00f3n y temperatura no debe exceder el menor de $5 \cdot h$ y 450 mm ” (p. 479).

Donde:

h : Espesor de la losa, mm.

Desarrollo:

$$S_{\text{m\u00e1x}} = \min(5 \cdot h, 45cm)$$

$$S_{\text{m\u00e1x}} = \min(27.5 \text{ cm}, 45cm)$$

El espaciamiento m\u00e1ximo en este caso es de 27.5 cm y como se ha calculado anteriormente un espaciamiento de 10 cm se cumple la condici\u00f3n satisfactoriamente.

3.3.5 PERFIL MET\u00c1LICO TIPO I

El objetivo de estudio de esta investigaci\u00f3n es el conector de corte por tanto el valor te\u00f3rico de resistencia nominal de un conector ser\u00e1 utilizado para obtener la carga m\u00e1xima que la viga soportar\u00e1 y as\u00ed dimensionar la misma.

Resistencia nominal del conector de corte

- **American Institute of Steel Construction (2016)**

La resistencia nominal de un conector de corte tipo perno embebido en una losa sólida de concreto o en una losa compuesta con lámina deck, en la sección I8-2a, se determina como sigue:

$$Q_n = 0.50 \cdot A_{sa} \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \leq R_g \cdot R_p \cdot A_{sa} \cdot F_u \quad (15)$$

Donde:

A_{sa} : Área de la sección transversal del perno de corte, mm².

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón, MPa.

F_u : Resistencia mínima a la tracción para el conector de corte, MPa.

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón, MPa.

R_g : Coeficiente para considerar efecto de grupo.

R_p : Factor de efecto posicional debido al conector de corte.

Desarrollo:

Área de la sección transversal A_{sa} :

Para el presente estudio se utiliza el área del conector de corte tipo ángulo a utilizarse y se obtiene de la tabla 15.

$$A_{sa} = 231 \text{ mm}^2$$

Módulo de elasticidad del concreto E_c :

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (2015) el módulo de elasticidad para el hormigón, se puede calcular dependiendo de las acciones a las que estará

sometido el hormigón, por lo que se tienen dos fórmulas, las mismas que se describen a continuación:

- Ecuación que se usa para estimar las deflexiones ante cargas estáticas y a niveles de servicio de elementos a flexión de hormigón armado o pretensado.

$$E_c = 1.15 \cdot \sqrt[3]{E_a} \cdot \sqrt{f'_c} \quad (16)$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del hormigón, GPa.

E_a : Módulo de elasticidad del agregado, GPa.

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón, Mpa.

El módulo de elasticidad del agregado se indica en la siguiente tabla dependiendo de la procedencia del agregado, para el presente estudio se utiliza de las canteras de Pifo-Pichincha.

Tabla 16

Módulo de elasticidad de agregados

Fuente:(MIDUVI & CAMICON, 2015b)

Tipo	Procedencia	E_a (GPa)
Tonalita	Pascuales – Guayas	74.9
Basalto (Formación. Piñón)	Picoazá – Manabí	52.5
Basalto	Pifo – Pichincha	27.2
Ígnea (Andesitas, basaltos, Granodioritas)	Río Jubones – El Oro	110.5
Volcánica	La Península – Tungurahua	17.5

Desarrollo:

$$E_c = 1.15 \cdot \sqrt[3]{27.2} \cdot \sqrt{35}$$

$$E_c = 20.46 \text{ GPa}$$

$$E_c = 20460.75 \text{ MPa}$$

- Para estructuras que se diseñan para acciones sísmicas según la NEC-SE-DS (2015b), el módulo de elasticidad del hormigón se calcula como sigue:

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \quad (17)$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto, MPa.

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón, MPa.

Desarrollo:

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{35 \text{ MPa}}$$

$$E_c = 27805.57 \text{ MPa}$$

El valor del módulo de elasticidad a utilizar será el mayor obtenido de las dos fórmulas anteriormente indicadas correspondiente a:

$$E_c = 27805.57 \text{ MPa}$$

Coeficientes R_g y R_p

La AISC (2016) en la sección 2a describe los criterios para utilizar los valores de los coeficientes R_g y R_p según corresponda, tal como se indican en la siguiente tabla.

Tabla 17

Valoración de coeficientes R_g y R_p según el caso

Fuente:(American Institute of Steel Construction, 2016)

CONDICIÓN	R_g	R_p
Sin placa colaborante de acero	1.00	0.75
Placa colaborante orientada paralelamente al perfil de acero		
$\frac{w_r}{h_r} \geq 1.50$	1.00	0.75
$\frac{w_r}{h_r} < 1.50$	0.85 ^(a)	0.75
Placa colaborante orientada perpendicularmente al perfil de acero		
Número de conectores ocupando el mismo nervio		
1	1.00	0.60 ^(b)
2	0.85	0.60 ^(b)
3 o más	0.70	0.60 ^(b)
h_r = altura nominal del nervio, mm (cm). w_r = ancho promedio del nervio, mm (cm). (a) = valor para pemo individual. (b) = este valor puede aumentar a 0.75 cuando $e_{mid-ht} \geq 50mm$. e_{mid-ht} = distancia desde el borde del conector hasta el alma de la placa de acero, mm.		

Desarrollo:

En las probetas a ensayar en esta investigación la placa colaborante se encuentra orientada perpendicularmente al perfil de acero y se ubica un solo conector en el nervio de la lámina deck, con un valor de $e_{mid-ht} = 77.7 mm$ como se indica en la figura 21. Por lo tanto, los valores de R_g y R_p son los siguientes:

$$Rg = 1; Rp = 0.75$$

$$Fu = 400 \text{ MPa}$$

$$Q_n = 0.50 \cdot 231 \cdot \sqrt{35 \cdot 27805.57} \leq 1 \cdot 0.75 \cdot 231 \cdot 400$$

$$Q_n = 113.94 \text{ kN} > 69.3 \text{ kN}$$

$$Q_n = 69.3 \text{ kN} = 7.06 \text{ t}$$

En la parte izquierda de la ecuación correspondiente al aporte del hormigón se evidencia un mayor valor comparado con la parte derecha de la ecuación que corresponde al aporte del acero, así se concluye que la falla mandatoria en las probetas del ensayo PushOut se producirán en el conector de corte. La fórmula indica que para el diseño el valor a utilizar es el menor.

- **European Committee for Standardization (2004)**

El Eurocódigo 4 en su sección 6.6.3 que corresponde al cálculo de la resistencia del conector de corte tipo perno menciona que se determina de la siguiente manera:

$$Q_n = \frac{0.8 \cdot fu \cdot \pi \cdot d^2 / 4}{\gamma v} \quad \text{ó} \quad Q_n = \frac{0.29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f'c \cdot Ec}}{\gamma v} \quad (18)$$

Donde:

$$\alpha = 0.2 \cdot \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \quad \text{para } 3 \leq \frac{h_{sc}}{d} \leq 4$$

$$\alpha = 1 \quad \text{para } \frac{h_{sc}}{d} > 4$$

γ_v : Coeficiente parcial de seguridad, recomendado de 1.25.

d : Diámetro del perno, $16 \text{ mm} \leq d \leq 25 \text{ mm}$.

f_u : Resistencia última a tracción especificada del perno, no mayor que 500 MPa.

f'_c : Resistencia a la compresión del hormigón, MPa.

E_c : Módulo de elasticidad del concreto, MPa.

h_{sc} : Altura nominal total del perno, mm.

Desarrollo:

Para aplicar la fórmula propuesta por el Eurocódigo 4 (2004) para conectores tipo ángulo es necesario determinar el diámetro equivalente correspondiente al área del perfil tipo ángulo.

$$A_{sa} = 2.31 \text{ cm}^2$$

$$A_{sa} = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

$$\phi = \sqrt{\frac{4 \cdot A_{sa}}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 2.31 \text{ cm}^2}{\pi}}$$

$$\phi = 1.71 \text{ cm} = 17.15 \text{ mm}$$

$$\frac{h_{sc}}{d} = \frac{95 \text{ mm}}{17.15 \text{ mm}} = 5.54 > 4 \quad \text{Entonces } \alpha = 1$$

$$Q_n = \frac{0.8 \cdot 400 \cdot \pi \cdot 17.15^2 / 4}{1.25} \quad \text{ó} \quad Q_n = \frac{0.29 \cdot 1 \cdot 17.15^2 \cdot \sqrt{35 \cdot 27805.57}}{1.25}$$

$$Q_n = 59136.84 \text{ N} \quad \text{ó} \quad Q_n = 67315.66 \text{ N}$$

$$Q_n = 59.13 \text{ kN} = 6.86 \text{ t}$$

Sin embargo, a este valor obtenido de resistencia es necesario aplicarle un factor de reducción debido a que se trata de una sección mixta de losa de hormigón

y nervios de la placa colaborante de acero orientados perpendicularmente al eje de la viga I. El coeficiente por el cual se debe multiplicar se detalla a continuación:

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{n_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \cdot \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \quad (19)$$

Donde:

n_r : Número de conectores en un nervio de intersección de la viga, estos no deben exceder a 2 en el cálculo.

El resto de los datos requeridos se definen en la figura 23.

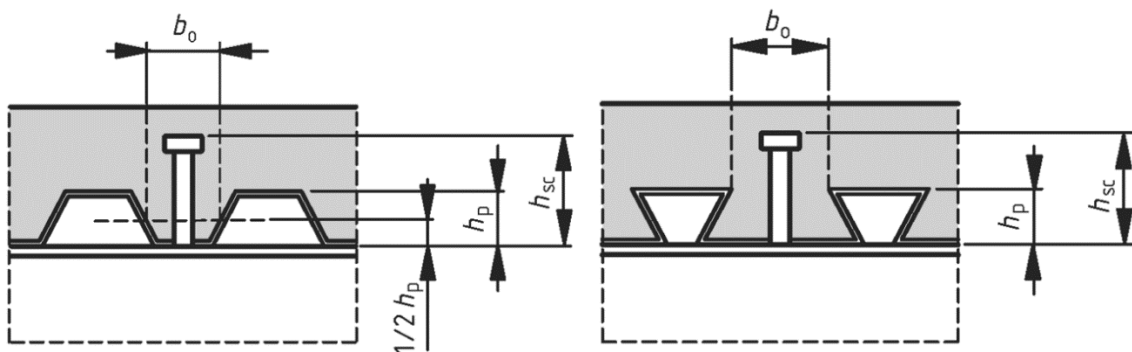


Figura 23. Viga con placa colaborante transversal

Fuente: (European Committee for Standardization, 2004)

El coeficiente (k_t) no deberá ser mayor que el valor correspondiente a $k_{t \text{ máx}}$ indicado en la tabla 18.

Tabla 18

Límite superior $k_{tm\acute{a}x}$ para el coeficiente de reducción k_t .

Fuente: (European Committee for Standardization, 2004)

Número de pernos conectadores por nervio	Espesor t de la chapa (mm)	Pernos de diámetro no mayor que 20 mm y soldados a través de la chapa nervada de acero	Chapa nervada con agujeros y pernos de 19 mm o 22 mm de diámetro
$n_t = 1$	≤ 1.0	0.85	0.75
	> 1.0	1.0	0.75
$n_t = 2$	≤ 1.0	0.70	0.60
	> 1.0	0.8	0.60

Desarrollo:

$$n_r = 1; \quad b_0 = 153.2mm; \quad h_p = 55mm \quad h_{sc} = 95mm;$$

$$k_t = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{153.2}{55} \cdot \left(\frac{95}{55} - 1 \right)$$

$$k_t = 1.41$$

Considerando un espesor de placa colaborante de 0.65 mm y un diámetro equivalente de 17.15 mm, en base a la tabla 18 se adopta un valor de $k_{tm\acute{a}x}$ de 0.85, mismo que se emplea como coeficiente de reducción para Q_n .

$$Q_n = 6.86t \cdot 0.85$$

$$Q_n = 5.86 t$$

- **Yang, Liu, Qin, Liu (2020)**

La fórmula propuesta por los autores se basa en utilizar un factor que modifica para tomar en cuenta el efecto del uso de múltiples pernos como conectores de corte.

$$N_u = 0.6 \cdot \alpha \cdot A_{SC} \cdot f_u \quad (20)$$

Donde:

A_{SC} : Área efectiva de corte

f_u : Resistencia a la tracción del acero

$\alpha = 1.0$ Cuando los pernos están dispuestos uniformemente o en grupo en filas dobles.

$\alpha = 0.9$ Cuando los pernos están dispuestos uniformemente en grupo en tres filas.

Desarrollo:

$$N_u = 0.6 \cdot 1 \cdot 231 \text{ mm}^2 \cdot 0.4 \text{ GPa}$$

$$N_u = 55.44 \text{ kN}$$

$$N_u = 5.65 \text{ t}$$

El valor de $\alpha = 1.0$ se escoge ya que en el presente estudio se utilizan perfiles tipo ángulo y no múltiples pernos como conectores de corte.

De los resultados obtenidos en las ecuaciones 15, 18 Y 20 se elige la carga máxima con la cual se diseña el elemento a compresión, se duplica esta carga debido a que existen 2 conectores en la probeta.

Tabla 19

Resumen resultados de Q_n

Elaborado: Cevallos & Mera

# Ecuación	Fórmula	Q_n (t)
15	AISC 360-16	7,06
18	Eurocódigo 4 2004	5,86
20	Yang 2020	5,65
Máx		7,06

$$Q_i = 7.06 t$$

$$\sum Q_i = 2 \cdot 7.06 t = 14.12 t$$

Diseño del elemento a compresión

El perfil metálico tipo I estará sometido a una fuerza de compresión, por lo tanto su diseño se basa en lo establecido en el capítulo E de la norma AISC 360 (2016) que se denomina “DISEÑO DE MIEMBROS EN COMPRESIÓN”.

Datos a utilizar en el diseño de la viga:

- Carga de diseño: 14.12 t
- Longitud del elemento a compresión 50 cm ó 0,50 m.

A continuación, se detallan las dimensiones del perfil a utilizar como viga en las probetas del ensayo PushOut.

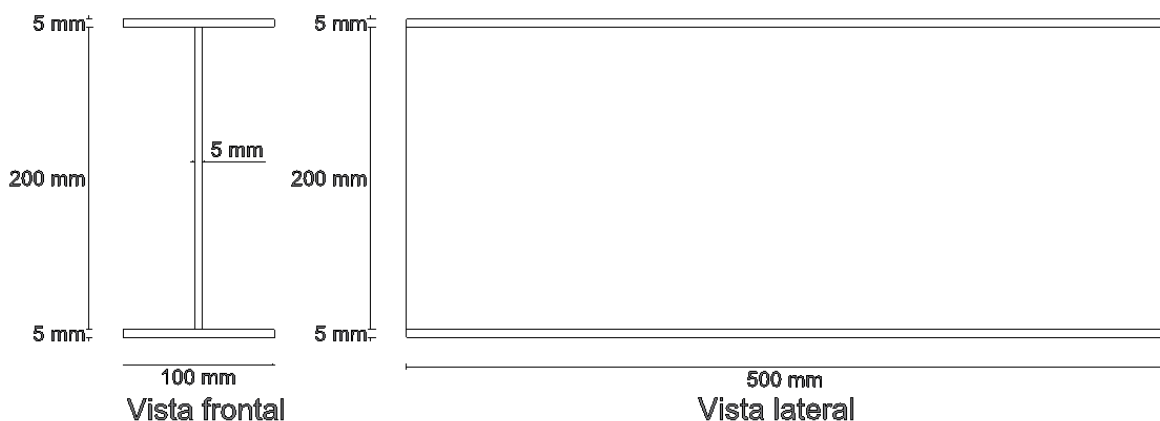


Figura 24. Dimensiones de la viga tipo I

Elaborado: Cevallos & Mera

Clasificación de la sección I según pandeo local.

Como primer paso para el diseño del elemento a compresión es necesario clasificar a la sección para pandeo local, es decir identificar si existen o no elementos esbeltos, cuyos límites para el caso a utilizar se encuentran en la tabla B4.1a de la AISC 360 (2016) y se resumen en la tabla 20.

Tabla 20

Determinación de elementos esbeltos o no esbeltos por razón ancho espesor.

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2016)

Caso	Descripción del elemento	Razón Ancho-Espesor	Razón Límite Ancho-Espesor λ_r (Esbelto-No Esbelto)	Ejemplo
Elementos No Atiesados				
2	Alas de perfiles I soldados y planchas o ángulos conectados a secciones soldadas.	b/t	$0.64 \sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}$ (a)	
Elementos Atiesados				
5	Almas de secciones I con doble simetría y secciones canal.	h/t _w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
(a) $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$, pero no se tomará menos de 0.35 ni mayor de 0.76 para propósitos de cálculo.				

a) Para elementos no atiesados (ala de la sección)

Razón Ancho-Espesor

$$\frac{b}{t} = \frac{50\text{mm}}{5\text{mm}} = 10$$

Razón Límite Ancho-Espesor λ_r (Esbelto-No Esbelto)

$$\lambda_r = 0.64 \cdot \sqrt{\frac{k_c \cdot E}{F_y}} \quad (21)$$

Donde:

K_c : coeficiente para elementos no atiesados formados por patines de vigas I soldadas.

E : módulo de elasticidad del acero, kg/cm² o MPa.

F_y : esfuerzo mínimo de fluencia especificada para acero empleado, kg/cm² o MPa.

Desarrollo:

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{h}{t_w}}} = \frac{4}{\sqrt{\frac{200mm}{5mm}}} = 0.63$$

$$0.35 < 0.632 < 0.76 \therefore \mathbf{OK}$$

$$E = 2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$$

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

$$\lambda_r = 0.64 \cdot \sqrt{\frac{0.632 \cdot 2 \cdot 10^5}{250}} = 14.4$$

$$\lambda_r > \frac{b}{t}$$

$$14.4 > 10$$

\therefore El ala de la sección es no esbelta

b) Para elementos atiesados (alma de la sección)

Razón Ancho-Espesor

$$\frac{h}{t_w} = \frac{200mm}{5mm} = 40$$

Razón Límite Ancho-Espesor λ_r (Esbelto-No Esbelto)

$$\lambda_r = 1.49 \cdot \sqrt{\frac{E}{F_y}} \tag{22}$$

Desarrollo:

$$\lambda_r = 1.49 \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{250}} = 42.14$$

$$\lambda_r > \frac{h}{t_w}$$

$$42.14 > 40$$

∴ *El alma de la sección es no esbelta*

Ya que el ala y el alma son elementos no esbeltos, la sección es no esbelta.


Diseño de miembro a compresión.

Una vez conocida la clasificación de la sección para pandeo local, se procede a diseñar según lo especificado en el capítulo E de la AISC 360 (2016), las aplicaciones de este capítulo se presentan en la tabla E1.1 de la norma, para una sección tipo “I” con doble simetría cuyo resumen se presentan en la tabla 21.

Tabla 21

Aplicaciones de las secciones del Capítulo E AISC-360.

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2016)

Aplicaciones de las Secciones del Capítulo E				
Sección transversal	Sin elementos esbeltos		Con elementos esbeltos	
	Secciones en Capítulo E	Estados Límites	Secciones en Capítulo E	Estados Límites
	E3 E4	FB TB	E7	LB FB TB

Como lo indica la tabla para secciones sin elementos esbeltos, se debe revisar FB “Pandeo por Flexión” y TB “Pandeo Torsional”.

Pandeo por flexión de miembros sin elementos esbeltos.

En primera instancia para el análisis de pandeo por flexión, es necesario calcular el esfuerzo de pandeo elástico de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} \quad (23)$$

Donde:

E : módulo de elasticidad del acero, MPa.

K : factor de longitud efectiva.

L : longitud del elemento a compresión, mm.

r : radio de giro sección transversal, mm.

F_e : esfuerzo de pandeo elástico, MPa.

Desarrollo:

El radio de giro se debe calcular de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_g}} \quad (24)$$

a) Cálculo del área de sección:

$$A_g = 2 \cdot (b_f \cdot t_f) + (h \cdot t_w) \quad (25)$$

$$A_g = 2 \cdot (100 \cdot 5) + (200 \cdot 5)$$

$$A_g = 2000 \text{ mm}^2$$

b) Posición del centro de gravedad

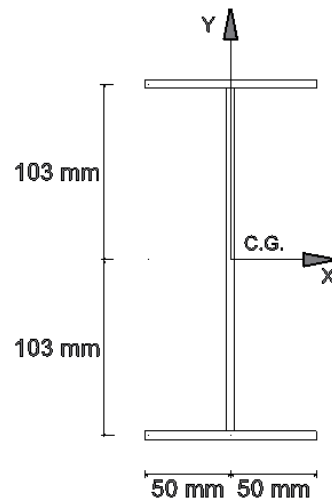


Figura 25. Esquema del perfil tipo I

Elaborado: Cevallos & Mera

c) Inercia alrededor del eje X (I_{xx})

Inercia del patín.

$$I_{patin1} = I_{patin2} = \frac{b_f \cdot t_f^3}{12} + A_{patin} \cdot d_y^2 \quad (26)$$

$$I_{patin1} = \frac{100 \cdot 5^3}{12} + (5 \cdot 100) \cdot 102.5^2$$

$$I_{patin1} = 5254166.67 \text{ mm}^4$$

Inercia del alma.

$$I_{alma} = \frac{t_w \cdot h^3}{12} \quad (27)$$

$$I_{alma} = \frac{5 \cdot 200^3}{12} = 3333333.33 \text{ mm}^4$$

La inercia total es la sumatoria de inercias de las partes.

$$I_{xx} = I_{patin1} + I_{patin2} + I_{alma}$$

$$I_{xx} = 5254166.67 + 5254166.67 + 3333333.33$$

$$I_{xx} = 13841666.67 \text{ mm}^4$$

a) Inercia alrededor del eje Y (I_{yy})

Inercia del patín.

$$I_{patin1} = I_{patin2} = \frac{t_f \cdot b_f^3}{12} \quad (28)$$

$$I_{patin1} = \frac{5 \cdot 100^3}{12} = 416666.67 \text{ mm}^4$$

Inercia del alma.

$$I_{alma} = \frac{h \cdot t_w^3}{12} \quad (29)$$

$$I_{alma} = \frac{200 \cdot 5^3}{12} = 2083.33 \text{ mm}^4$$

La inercia total es la sumatoria de inercias de las partes.

$$I_{yy} = I_{patin1} + I_{patin2} + I_{alma}$$

$$I_{yy} = 416666.67 + 416666.67 + 2083.33$$

$$I_{yy} = 835416,67 \text{ mm}^4$$

Una vez obtenidas las inercias en cada dirección, se determina que en la dirección "y" se encuentra la menor inercia siendo esta la dirección débil y el valor que se va a utilizar en el cálculo de radio de giro.

b) Radio de giro

$$r = \sqrt{\frac{I_{yy}}{A}} \quad (30)$$

$$r = \sqrt{\frac{835416.67}{2000}} = 20.44 \text{ mm}$$

$$r = 20.44 \text{ mm}$$

c) Factor de longitud efectiva (K)

El valor de la longitud efectiva “K” se determina mediante la tabla C-A-7.1 de la AISC 360 (2016) que se indica en la tabla 22.

Tabla 22

Valores aproximados del factor K.

Fuente: (American Institute of Steel Construction, 2016)

Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K						
Las líneas discontinuas muestran la forma pandeada de la columna.	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor de K recomendados para el diseño cuando las condiciones reales son parecidas a las ideales.	0.7	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0
Condiciones de extremo	<ul style="list-style-type: none"> Rotación fija y translación fija Rotación libre y translación fija Rotación fija y translación libre Rotación libre y translación libre 					

Debido a que el elemento se encuentra simplemente apoyado tanto en la parte superior por el marco de carga y en la parte inferior por las losas, le corresponde el caso (d) de la tabla 22 equivalente a un valor de factor de longitud efectiva $K=1$.

d) Esfuerzo para pandeo flexural

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot E}{\left(\frac{K \cdot L}{r}\right)^2} \quad (31)$$

$$F_e = \frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^5}{\left(\frac{1 \cdot 500}{20.44}\right)^2}$$

$$F_e = 3298.76 \text{ MPa}$$

Resistencia de pandeo torsional a compresión de elementos no esbeltos.

Para el cálculo del esfuerzo de pandeo elástico torsional o flexo-torsional para aquellos elementos que tienen simetría doble se calcula con la ecuación de la sección E4 de la AISC 360 (2016) :

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \cdot E \cdot C_w}{(K_z \cdot L)^2} + G \cdot J \right] \cdot \frac{1}{I_x + I_y} \quad (32)$$

Donde:

E : módulo de elasticidad del acero, MPa.

C_w : constante de alabeo, mm^6 .

K_z : factor de longitud efectiva para pandeo torsional respecto al eje longitudinal.

G : módulo elástico de corte del acero, MPa.

J : constante torsional, mm^4 .

I_x : momento de inercia alrededor de x, mm^4 .

I_y : momento de inercia alrededor de y, mm^4 .

Desarrollo:

a) Constante de alabeo

Para secciones "I" con doble simetría, C_w se determina como:

$$C_w = \frac{I_y \cdot h_o^2}{4} \quad (33)$$

Donde h_o se define como la distancia entre centroides de las alas.

$$C_w = \frac{835416.67 \cdot 205^2}{4}$$

$$C_w = 877 \cdot 10^7 \text{ mm}^6$$

b) La constante K_z se mantendrá con el valor de 1 optado también en el análisis de pandeo flexural.

c) Módulo elástico de corte del acero

El módulo elástico de corte del acero se a partir de la siguiente fórmula:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \mu)} \quad (34)$$

Donde μ es el coeficiente de Poisson, para el acero toma el valor de 0.3.

$$G = \frac{2 \cdot 10^5}{2 \cdot (1 + 0.3)}$$

$$G = 76923.08 \text{ MPa}$$

d) Constante torsional

$$J = 2 \cdot k_1 + k_2 + 2 \cdot \alpha \cdot D^4 \quad (35)$$

Donde:

$$k1 = b_f \cdot t_f^3 \cdot \left[\frac{1}{3} - 0.21 \cdot \left(\frac{t_f}{b_f} \right) \cdot \left(1 - \frac{t_f^4}{12 \cdot b_f^4} \right) \right] \quad (36)$$

$$k1 = 100 \cdot 5^3 \cdot \left[\frac{1}{3} - 0.21 \cdot \left(\frac{5}{100} \right) \cdot \left(1 - \frac{5^4}{12 \cdot 100^4} \right) \right]$$

$$k1 = 4035.42 \text{ mm}^4$$

$$k2 = \frac{(ht - 2 \cdot t_f) \cdot t_w^3}{3} \quad (37)$$

$$k2 = \frac{(210 - 2 \cdot 5) \cdot 5^3}{3} = 8333.33 \text{ mm}^4$$

$$\alpha = 0.15 \cdot \frac{t_w}{t_f} \quad (38)$$

$$\alpha = 0.15 \cdot \frac{5}{5} = 0.15$$

$$D = \frac{t_f^2 + \frac{t_w^2}{4}}{t_f} \quad (39)$$

$$D = \frac{5^2 + \frac{5^2}{4}}{5} = 6.25 \text{ mm}$$

$$J = 2 \cdot 4035.42 + 8333.33 + 2 \cdot 0.15 \cdot 6.25^4$$

$$J = 16861.93 \text{ mm}^4$$

e) Momentos de inercia

$$I_{xx} = 13841666.67 \text{ mm}^4 = 1384.167 \text{ cm}^4$$

$$I_{yy} = 835416.667 \text{ mm}^4 = 83.542 \text{ cm}^4$$

f) Esfuerzo de pandeo elástico torsional o flexo-torsional

$$F_e = \left[\frac{\pi^2 \cdot 2 \cdot 10^5 \cdot 877 \cdot 10^7}{(1 \cdot 500)^2} + 76923.08 \cdot 16861.93 \right] \cdot \frac{1}{13841666.67 + 835416.67}$$

$$F_e = 4806.27 \text{ MPa}$$

Se selecciona el menor valor de F_e de los obtenidos por FB (pandeo flexural) y TB (pandeo torsional).

$$F_e = 3298,76 \text{ MPa (Pandeo flexural "FB")}$$

Esfuerzo de pandeo por flexión

El esfuerzo crítico de pandeo a flexión (F_{cr}) se lo determina de la siguiente manera:

a) Cuando $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó $\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25$ (Trabajo inelástico)

$$F_{cr} = \left[0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] \cdot F_y \quad (40)$$

b) Cuando $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ ó $\frac{F_y}{F_e} > 2.25$ (Trabajo elástico)

$$F_{cr} = 0.877 \cdot F_y \quad (41)$$

Desarrollo:

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \cdot 500}{20.44} = 24.46$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2 \cdot 10^5}{250}} = 133.22$$

$$\frac{F_y}{F_e} = \frac{250}{3298,76} = 0.00758$$

Entonces:

$$24.46 < 133.22 \quad \text{ó} \quad 0.00758 < 2.25 \quad \text{Trabajo inelástico}$$

$$F_{cr} = [0.658^{0.0758}] \cdot 250$$

$$\mathbf{F_{cr} = 242.19 MPa}$$

Resistencia a la compresión nominal

$$P_n = F_{cr} \cdot A_g \tag{42}$$

Donde:

F_{cr} : Esfuerzo crítico de pandeo por flexión, MPa.

A_g : Área bruta de la sección transversal del miembro, mm².

$$A_g = 2000 \text{ mm}^2$$

$$P_n = 242.19 \cdot 2000 = 484385.66 \text{ N}$$

Resistencia de diseño a compresión

$$\phi \cdot P_n = 0.9 \cdot 484385.66$$

$$\phi \cdot P_n = 435947.09 \text{ N} = 44.44 \text{ t}$$

Como último chequeo a analizar es verificar si la resistencia a diseño a compresión es superior a la carga máxima teórica de los conectores de corte calculada anteriormente y que corresponde al valor de 14.12 t, tal como sigue:

$$Q \leq \phi \cdot P_n$$

$$14.12 \text{ t} \leq 44.44 \text{ t} \quad \therefore \mathbf{OK}$$

Por lo tanto, se verifica que la viga de sección I sometida a compresión axial no fallará por pandeo flexural o por pandeo torsional durante el ensayo PushOut.

3.4 PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO

El procedimiento de ensayo de las probetas PushOut se rige en el Eurocódigo 4 (2004) y se detalla a continuación:

- a) La carga debe aplicarse primero en incrementos hasta el 40% de la carga de falla esperada y luego en intervalos entre el 5% y el 40% de la carga de falla esperada, realizándose así 25 ciclos en este intervalo.
 - b) Se reinicia la carga al valor inicial de 5% y se realizan los incrementos progresivos de carga que deben realizarse de forma que el fallo no se produzca en menos de 15 minutos.
 - c) El deslizamiento entre cada losa de hormigón y la sección de acero debe medirse continuamente durante la carga o en cada incremento de carga. El deslizamiento debe medirse por lo menos hasta que la carga haya experimentado una disminución de un 20% por debajo de la carga máxima.
-
- a) De cada grupo de conectores se debe medir la separación que existe entre la sección de acero y la losa.

La carga de falla se determina previamente a los ensayos PushOut realizando un ensayo monotónico para cada tipo de probeta. La configuración final de la probeta se presenta en la figura 26.

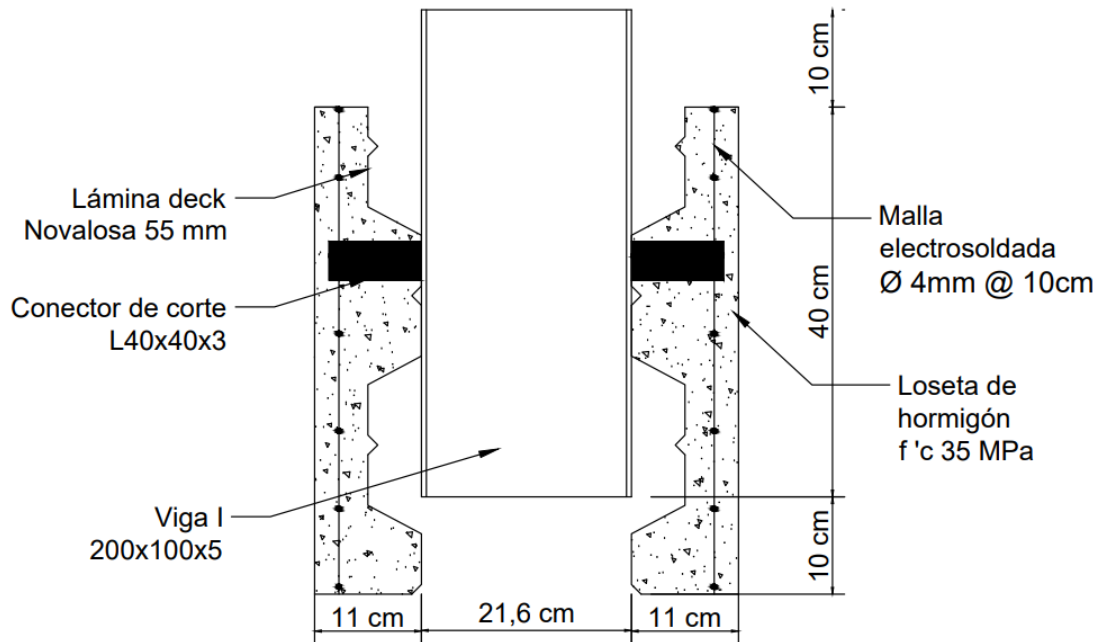


Figura 26. Diseño definitivo probeta de ensayo

Elaborado: Cevallos & Mera

3.5 INSTRUMENTACIÓN DEL ENSAYO

3.5.1 TRANSDUCTORES DE DESPLAZAMIENTO (LVDT)

Los transductores de desplazamiento o también denominados LVDT por sus siglas en inglés que significan Linear Variable Differential Transducer (Transductor Diferencial de Variación Lineal), este es un transductor capaz de medir desplazamientos (García, 2012).

Este tipo de transductores de desplazamiento han sido usados en varios estudios para medir el desplazamiento lineal como (Pavlović et al., 2013) y (Rehman et al., 2016), por lo que en la presente investigación se hará uso de este tipo de instrumentación.

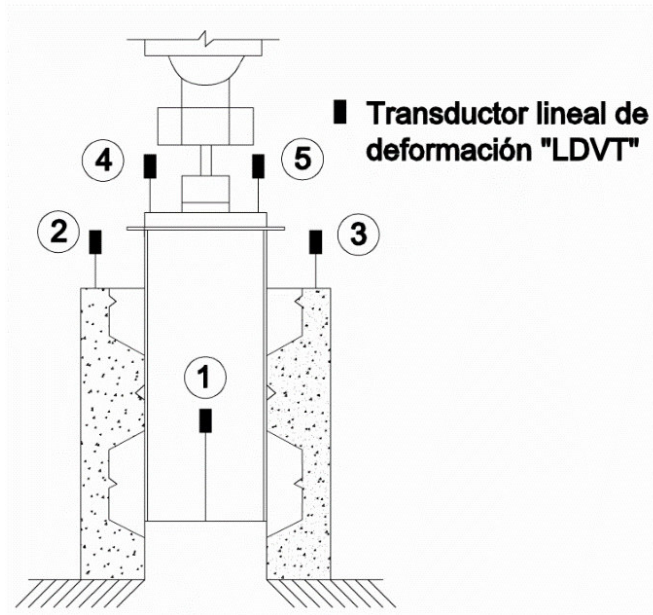


Figura 27. Ubicación de LDVT en la probeta

Elaborado: Cevallos & Mera

3.5.2 STRAIN GAUGE O GALGA EXTENSIOMÉTRICA

Los strain gauges permiten obtener una lectura de la deformación longitudinal de manera directa, esta se produce en la superficie del material en la cual se encuentra el strain gauge (Alzate et al., 2007).

Principio de funcionamiento

El funcionamiento del strain gauge se basa en el efecto piezorresistivo que tiene ciertos materiales y semiconductores, en los cuales su resistividad va variando de acuerdo con la deformación a la que se ven sometidos, del material que se encuentran hechos y del diseño que haya sido adoptado.

Considerando un hilo metálico de longitud l , sección transversal A y resistividad ρ , la resistencia eléctrica R se expresa como:

$$R = \rho \frac{l}{A} \quad (43)$$

Las magnitudes de las que depende el valor de R varían si el hilo metálico es sometido a un esfuerzo longitudinal.

La variación de resistencia de un strain gauge se expresa en función de un factor indicado por el fabricante empíricamente denominado factor de galga, GF, y está expresado como:

$$GF = \frac{\delta R/R}{\varepsilon} \quad (44)$$

Ubicación Strain Gauge

En la investigación anteriormente realizada por Franco & Martínez (2020) se ha determinado que los strain gauges se deben ubicar en las zonas de mayores esfuerzos. Para los conectores de corte a 90° se determinó que la zona de mayor esfuerzo se encuentra en la parte inferior del ángulo tratándose de desprender del patín de la viga, mientras que para el conector a 45° la zona de mayor esfuerzo se encuentra en las dos esquinas inferiores de los conectores de corte.

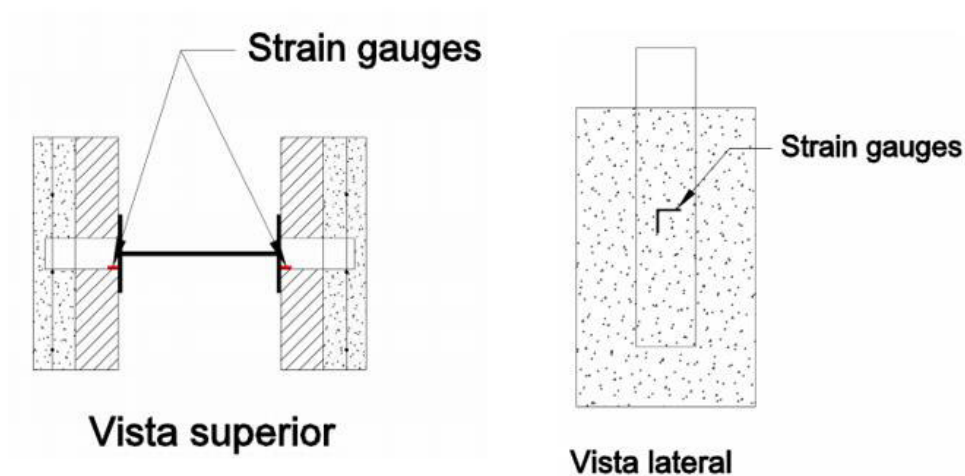


Figura 28. Ubicación de strain gauges en conectores a 90°

Elaborado: Cevallos & Mera

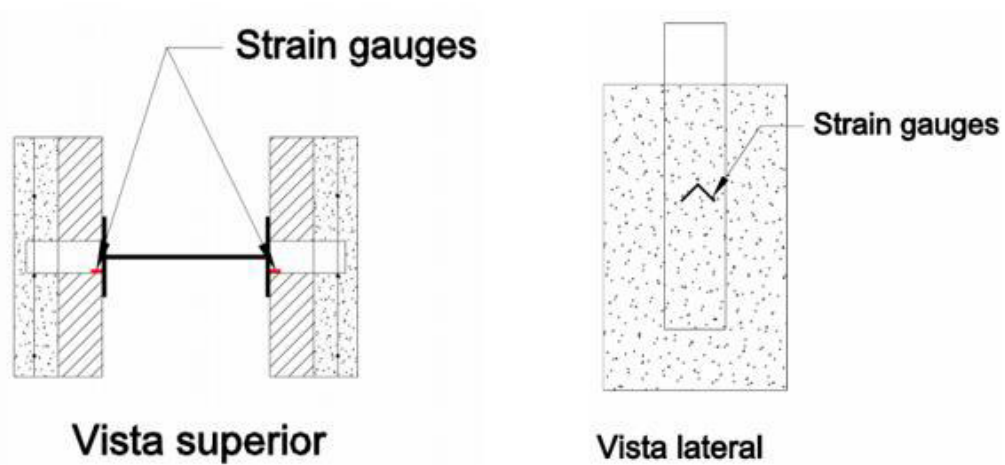


Figura 29. Ubicación de strain gauges en conectores a 45°

Elaborado: Cevallos & Mera

3.6 MONTAJE DE PROBETAS PARA ENSAYO EXPERIMENTAL

Para llevar a cabo la elaboración de las probetas que serán sometidas a los ensayos experimentales es necesario tomar en cuenta sus dimensiones y geometría basados en el Eurocódigo 4 (2004). Además, se realiza el control de calidad del hormigón en obra con base en la Norma Técnica Ecuatoriana. Todo el procedimiento de montaje de las probetas hasta antes de realizar los ensayos experimentales, se detallan a continuación.

Previo a la elaboración de las probetas se realizan esquemas que indican como se va a realizar el montaje de las probetas tomando en cuenta la geometría de cada uno de los elementos que las conforman.

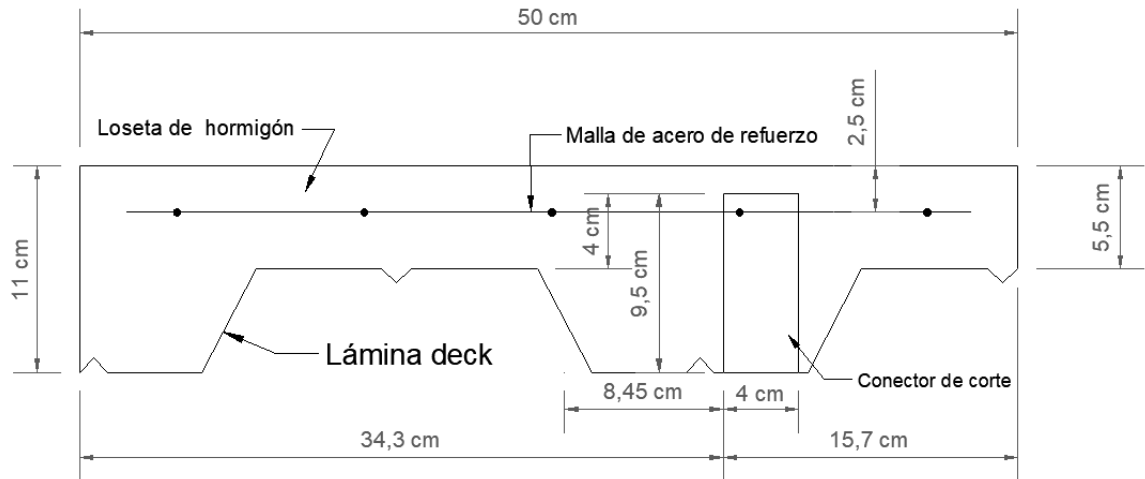


Figura 30. Sección transversal de la losa de la probeta

Elaborado: Cevallos & Mera

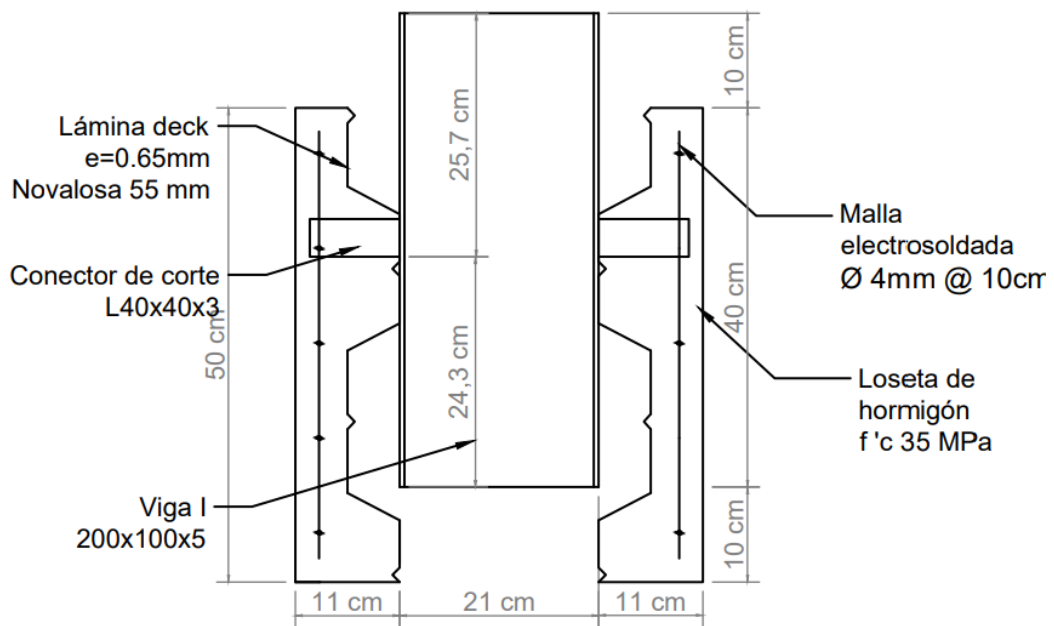


Figura 31. Vista en elevación de la probeta

Elaborado: Cevallos & Mera

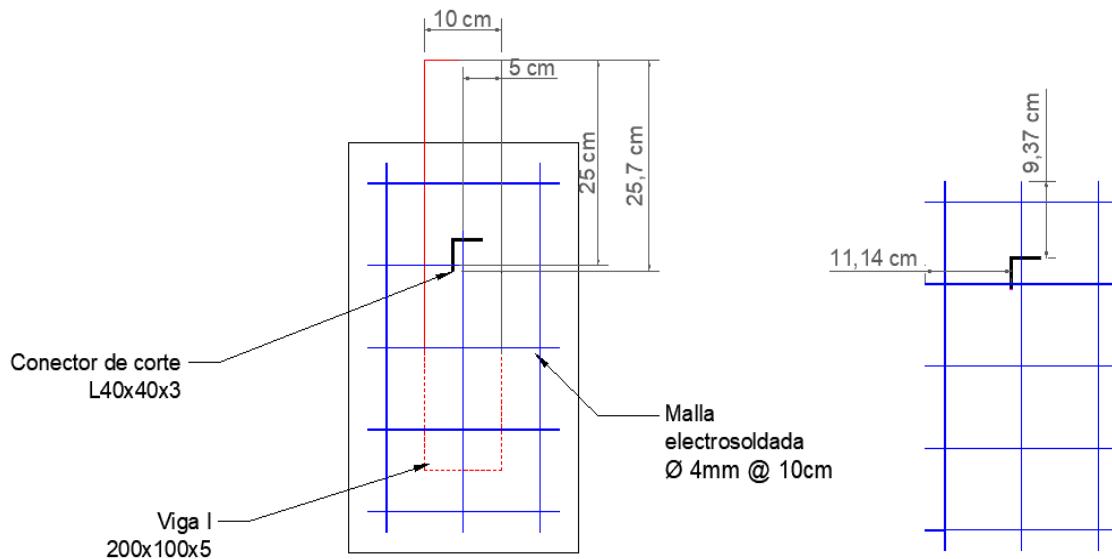


Figura 32. Ubicación de conectores de corte y malla electrosoldada para probetas tipo L

Elaborado: Cevallos & Mera

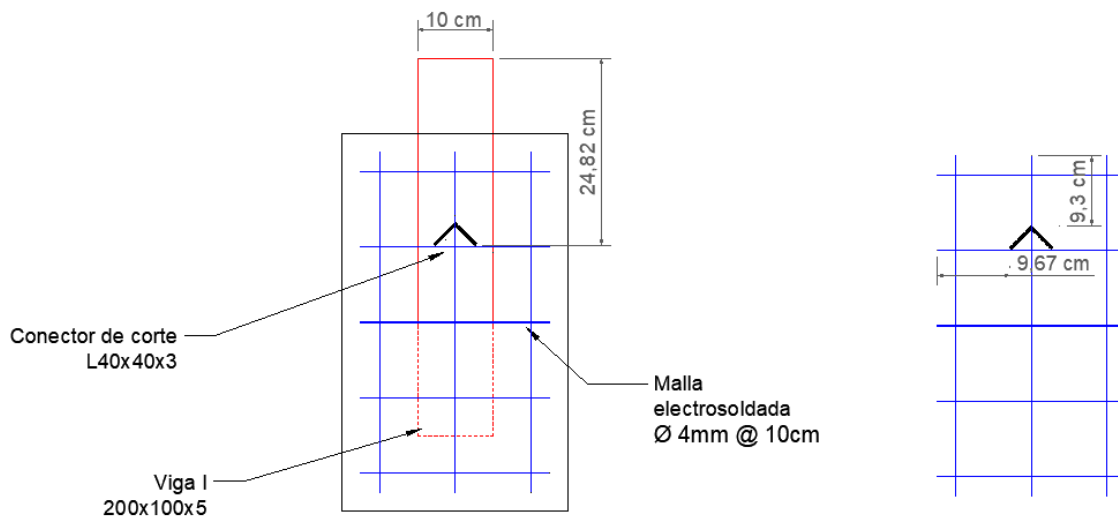


Figura 33. Ubicación de conectores de corte y malla electrosoldada para probetas tipo A

Elaborado: Cevallos & Mera

3.6.1 ENCOFRADO

Las dimensiones del encofrado se rigen en las dimensiones de la probeta de ensayo estipuladas en el Eurocódigo 4 (2004) que se detallan en el presente estudio en la sección 3.3.2. El material utilizado para realizar el encofrado es la tabla triplex de 12 mm de espesor, el encofrado se ensambla los cuatro lados del mismo utilizando clavos de 1 pulgada. Además, se colocaron soportes de madera en los extremos y en la parte inferior de la probeta con la funcionalidad de soportar el patín de la viga de acero, además se colocó un pequeño apoyo en el cual se asienta la lámina deck y no exista movimiento de la misma cuando se realice el hormigonado de las probetas.

3.6.2 SOLDADURA DE CONECTORES DE CORTE AL PATÍN DE LA VIGA

Las dimensiones de la viga se encuentran detalladas en la figura 24 de la presente investigación en la sección 3.3.5. La viga de acero se conformada por 3 platinas de acero del espesor especificado y cortado por el proveedor previamente de acuerdo a las dimensiones. Las tres platinas corresponden al alma y a los patines de la misma. Para el ensayo PushOut es necesario soldar el conector de corte al patín de la viga.

El Laboratorio de Soldadura de la Escuela Politécnica Nacional, a través de su personal técnico es el encargado de la realización del proceso de soldadura. El método de soldadura utilizado es la soldadura por electrodo utilizando alambre tubular E71T-1 el cual trabaja con CO₂ como gas protector. Las especificaciones técnicas de electrodos para soldadura de acero al carbono se detallan en la norma AWS D1.1 (2000).

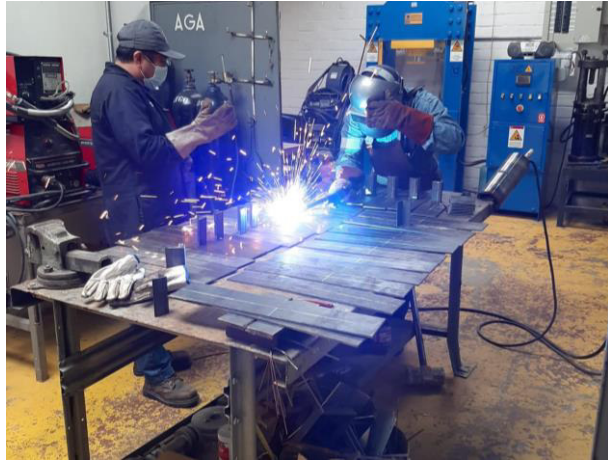


Figura 34. Proceso de soldadura de conectores de corte al patín de la viga

Fuente: Cevallos & Mera



Figura 35. Conectores de corte soldados al patín de la viga

Fuente: Cevallos & Mera

3.6.3 ENSAMBLE MALLA ELECTROSOLDADA Y LÁMINA DECK

Se adquieren dos planchas de lámina deck con una longitud de 5 metros cada una por tanto se realiza el corte de las planchas con ayuda de una amoladora considerando las dimensiones de las probetas y tomando en cuenta el sentido en el cual se van a ensayar. Una vez cortadas de acuerdo a las dimensiones es necesario realizar perforaciones en las mismas para que el conector soldado al patín pueda atravesar por la lámina deck.

La abertura de la perforación realizada se pretende que tenga la dimensión justa para el paso del conector, sin embargo, esta abertura se realiza con la soldadura de electrodo, la cual genera una perforación más grande por tanto es necesario colocar puntos de soldadura entre el conector de corte y la lámina deck para evitar así desplazamientos de la probeta y el derrame del hormigón cuando se realice la fundición de las losas.

La mínima longitud de malla electrosoldada brindada por los proveedores es 6 metros por tanto es necesario realizar el corte con las dimensiones de las probetas con ayuda de la amoladora.



Figura 36. Lámina deck unida a la probeta

Fuente: Cevallos & Mera

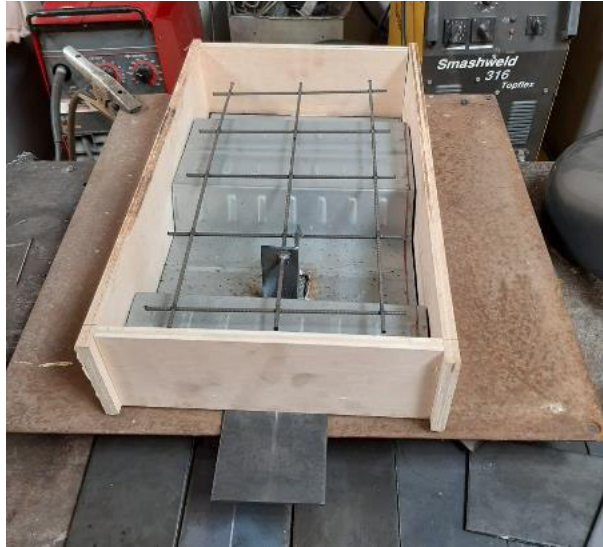


Figura 37. Malla electrosoldada unida a la probeta

Fuente: Cevallos & Mera

3.6.4 UBICACIÓN DE STRAIN GAUGES

En la sección 3.5.2 del presente estudio se detalla la ubicación de los strain gauges para las probetas de acuerdo con la orientación de los conectores, los cuales se deben colocar siguiendo un estricto procedimiento, para el cual el personal técnico del CIV fue el encargado de guiar en el mismo con el objetivo de colocarlos adecuadamente y obtener los resultados que aporten al desarrollo de la investigación.

Procedimiento:

1. La limpieza exhaustiva en la superficie en la cual se va a colocar el strain gauge es indispensable ya que es necesario que los strain gauges se encuentren adheridos correctamente. Por lo tanto, la superficie se debe encontrar totalmente lisa, con ayuda de dos lijas de 80 y 200 se retira las irregularidades de la superficie y posteriormente se limpia la misma con hisopos bañados en alcohol etílico, se utilizan aproximadamente tres hisopos para la limpieza de la superficie, el último hisopo utilizado será aquel que luego de la limpieza de la superficie quede totalmente limpio.



Figura 38. Alcohol etílico utilizado para limpieza de conectores

Fuente: Cevallos & Mera

2. Posteriormente el strain gauge debe ser retirado con cuidado de su envoltura y colocar la pega instantánea en el lado adhesivo del mismo, con ayuda de un pedazo de papel encerado que viene incluido en el paquete de strain gauge se frota durante 3 minutos hasta que el strain gauge quede totalmente adherido a la superficie.
3. Una vez pegado el strain gauge al conector de corte, debe ser conectado a un cable gemelo de 2.5 mm. Para pegar el cable gemelo es necesario previamente colocar una tela adhesiva impermeable en el conector de corte y encima de ella pegar el cable gemelo con ayuda de la pega instantánea.



Figura 39. Materiales utilizados para la pega de strain gauges

Fuente: Cevallos & Mera

4. El strain gauge se conecta al cable gemelo entorchando con ayuda de pinzas quirúrgicas los filamentos del strain gauge con los hilos del cable gemelo esta unión se debe reforzar utilizando microsoldadura eléctrica de cautín y cable de estaño.

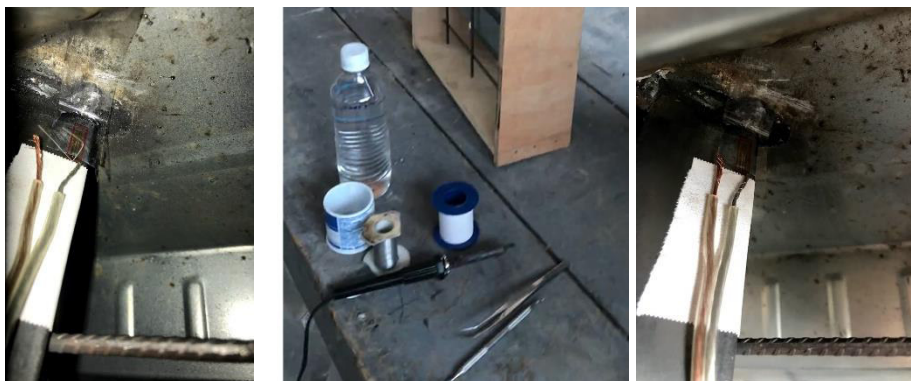


Figura 40. Unión de strain gauge y cable gemelo

Fuente: Cevallos & Mera

5. La soldadura realizada se debe proteger utilizando la tela adhesiva impermeable, colocándola tanto en la soldadura como en el strain gauge con el objetivo de que al momento que se realice la fundición de las losas de hormigón el strain gauge no se mueva y perdure su funcionalidad hasta el momento del ensayo.



Figura 41. Ubicación final del strain gauge

Fuente: Cevallos & Mera

6. Para verificar que los strain gauge se encuentran funcionales se utiliza un multímetro el cual mide la resistencia de los mismos y este valor debe encontrarse en el rango de resistencia que marca el fabricante, caso contrario el strain gauge ha perdido su funcionalidad y se debe tomar en cuenta al momento de realizar los ensayos dicha observación. En este estudio la especificación técnica de resistencia para los strain gauge es de $120 \pm 0.3 \Omega$.

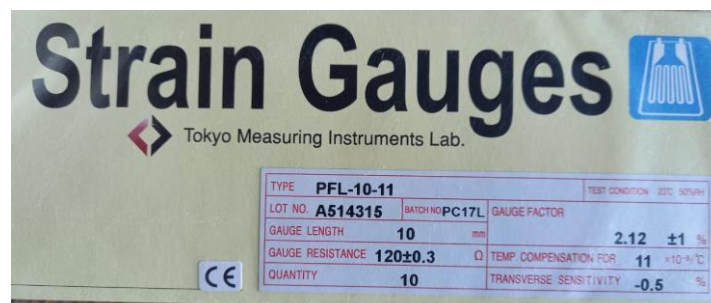


Figura 42. Especificaciones del Strain Gauge

Fuente: Cevallos & Mera

3.6.5 FUNDICIÓN DE LOSAS

La fundición de las losas de las probetas de ensayo se debe realizar en una superficie regular, las probetas se colocaron a las afueras del Centro de Investigación de la Vivienda (CIV) previamente homogenizando el terreno. Las probetas se separaron tomando en cuenta la orientación de los conectores de corte, en la parte izquierda se ubicó las probetas con conectores de corte orientados a 45° y en la parte derecha se ubican las 14 probetas con conectores de corte orientados a 90° . Previo a la fundición de las losas se realiza el último chequeo de la resistencia de los strain gauge.



Figura 43. Probetas previo a la fundición de las losas

Fuente: Cevallos & Mera

El hormigón utilizado para fundir las probetas es un hormigón premezclado cuyo proveedor es la empresa "Holcim Ecuador S.A." a la cual se le ha especificado previamente la resistencia requerida de 35 MPa.



Figura 44. Mixer en obra

Fuente: Cevallos & Mera

La Norma Técnica Ecuatoriana INEN 1763 (2010) “establece los procedimientos para la obtención de muestras representativas de hormigón fresco, como el que se entrega en el lugar del proyecto, sobre el cual se van a realizar ensayos para determinar el cumplimiento con los requisitos de calidad establecidos en las normas bajo las cuales se despacha el hormigón” (p. 1).

Por lo tanto, el proveedor del hormigón premezclado realiza el ensayo de asentamiento detallado en la sección 3.6.5.1 y toma las muestras de cilindros in situ cuyo procedimiento se detalla en la sección 3.6.5.2 para generar un reporte de resistencia del hormigón siguiendo la NTE INEN 1573 y examinar el cumplimiento de la calidad de este.



Figura 45. Descarga de hormigón

Fuente: Cevallos & Mera

El hormigón se vierte en las probetas, y se compacta el mismo mediante el varillado en toda la superficie de la probeta evitando golpear los conectores de corte en el lado que se encuentra el strain gauge.



Figura 46. Fundición de losas

Fuente: Cevallos & Mera



Figura 47. Probetas después de la fundición

Fuente: Cevallos & Mera

3.6.6 ENSAYO DE ASENTAMIENTO

Para determinar el asentamiento se debe seguir el procedimiento detallado en la NTE INEN 1578 (2010) y este ensayo se realiza con el objetivo de dar seguimiento a la consistencia del hormigón en estado plástico. La NTE INEN 1578 (2010) menciona que para los hormigones que poseen asentamientos menores a 15 mm pueden no tener suficiente plasticidad y hormigones con asentamientos mayores a 230 mm pueden no ser lo suficientemente cohesivos, se debe ser precavidos en la interpretación de los resultados.

El ensayo de asentamiento fue realizado in situ por la persona encargada de la empresa "Holcim S. A." para realizar el control de calidad del hormigón entregado, y para ratificar el resultado se realiza por parte de los tesisistas el mismo ensayo cuyo procedimiento se detalla a continuación.

- Preparación de los equipos a utilizar los cuales incluyen el molde en forma de cono y varilla de compactación cuyas especificaciones técnicas se encuentran desarrolladas en la NTE INEN 1578 (2010). Los equipos utilizados para el ensayo en este estudio pertenecen al Laboratorio de Ensayo de Materiales, Suelos y Rocas (LEMSUR) de la Escuela Politécnica Nacional.



Figura 48. Equipos utilizados para el ensayo de asentamiento

Fuente: Cevallos & Mera

- Previamente humedecer el molde y ubicarlo en una superficie homogénea para que se mantenga estable durante todo el ensayo.
- Se deben colocar 3 capas de hormigón en el cono cada capa correspondiente al tercio del volumen del cono.
- Cada capa de hormigón se debe compactar con 25 golpes utilizando la varilla de compactación. Los golpes se deben distribuir de manera homogénea.
- La última capa debe tener un excedente de hormigón para enrasar la superficie rodando sobre la misma la varilla de compactación.
- Mantener presionado firmemente el molde hacia abajo y retirar el hormigón que se haya derramado alrededor del cono.
- Retirar el molde de hormigón levantándolo de manera vertical sin movimientos laterales o de torsión.
- Medir el asentamiento existente entre la parte superior del molde y el centro desplazado de la muestra.
- Todo el ensayo se debe completar en un tiempo estimado de 2 minutos y medio.



Figura 49. Proceso de elaboración Ensayo de Asentamiento

Fuente: Cevallos & Mera

Se realizan dos ensayos de asentamiento obteniendo valores de 160 mm y 125mm teniendo una diferencia entre ellos de 35 mm cumpliendo con la NTE INEN 1578 (2010) que menciona en la tabla 1 de la misma que para asentamientos de 160 mm debe existir una variación máxima entre los dos ensayos de asentamiento realizado por dos operadores diferentes de 37 mm .

3.6.7 ELABORACIÓN CILINDROS DE HORMIGÓN

El control de calidad del hormigón se realiza tomando muestras representativas del hormigón fresco utilizado en obra, en este estudio se elaboran con el objetivo de ser sometidos a pruebas de compresión de cilindros para determinar la resistencia del hormigón.

El equipo a utilizar para la elaboración de los cilindros está comprendido por los moldes, varilla de compactación, mazo con cabeza de caucho.

En cuanto a las medidas de los moldes la NTE INEN 1576 (2011) menciona que para ensayos de aprobación de la resistencia a compresión especificada, los cilindros que se pueden usar son de las siguientes medidas 150 mm x 300 mm o de 100 mm x 200 mm, en este caso se utilizan las dimensiones de 100 mm x 200 mm.



Figura 50. Moldes de cilindros

Fuente: Cevallos & Mera

La NTE INEN 1576 (2011) describe el procedimiento para el moldeo de los cilindros de hormigón el cual se resume a continuación:

1. *Lugar para muestreo.* - Los especímenes se deben moldear sobre una superficie rígida y nivelada.
2. *Moldeo de cilindros.* - Determinar el método de compactación según la tabla 23, para la presente investigación el método de compactación utilizado es el varillado.

Tabla 23

Requisitos para determinar el método de compactación

Fuente: (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2011)

Asentamiento (mm)	Método de compactación
≥ 25	Varillado o vibración
< 25	Vibración

Tabla 24

Requisitos para el moldeo mediante varillado

Fuente: (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2011)

Tipo de espécimen y tamaño	Número de capas de aproximadamente igual altura	Número de golpes con la varilla por capa
Cilindros:		
Diámetro (mm)		
100	2	25
150	3	25
225	4	50

3. *Varillado*. – Se debe verter el hormigón en el molde de acuerdo con número de capas indicado en la tabla 23. Las capas deben tener el mismo volumen, cada capa se debe compactar de acuerdo con el número de golpes indicado en la tabla 24 penetrando la varilla en toda la profundidad. Luego de la compactación de cada capa, se debe golpear con el mazo en el exterior del molde de 10 a 15 veces.
4. *Terminado*. – Después de compactar, se debe dar el acabado en la superficie superior rodando la misma con la varilla compactadora.



Figura 51. Moldeado de cilindros

Fuente: Cevallos & Mera

5. *Curado inicial*. – El curado de los cilindros se realiza en las instalaciones del LEMSUR. Almacenándolos por 48 horas.



Figura 52. Almacenamiento de cilindros

Fuente: Cevallos & Mera

6. *Curado final.* – Una vez que se ha realizado el curado inicial, se procede a retirar los moldes e identificar cada cilindro para posteriormente colocarlos en la cámara de curado en donde permanecerán 7, 14, 28 y 56 días que son los días en los que se realizarán ensayos de compresión de cilindros, para cada día se ensayarán 3 cilindros. Además, que 3 cilindros son destinados para los ensayos de determinación del módulo de elasticidad a los 56 días.

3.6.8 CURADO DE LOSAS

El curado de las losas se realiza derramando agua dos veces al día además se coloca un plástico en la superficie para que exista una humedad continua en las mismas. El curado de las losas se realiza durante 15 días.



Figura 53. Curado de losas

Fuente: Cevallos & Mera



Figura 54. Losas desencofradas

Fuente: Cevallos & Mera

3.6.9 SOLDADURA DEL PATÍN AL ALMA DE LA VIGA

La soldadura del alma de la viga es el último paso que se debe realizar para terminar con el montaje de las probetas, la soldadura se realiza por el personal del laboratorio de soldadura en el CIV previamente transportando todos los equipos necesarios desde el Laboratorio de Soldadura. La soldadura sigue la norma AWS D1.1 (2000), los cordones de soldadura se realizan por los dos lados del alma de la viga. Se debe tener especial cuidado en cuanto a la nivelación de las losas para ubicar perfectamente el alma de la viga.

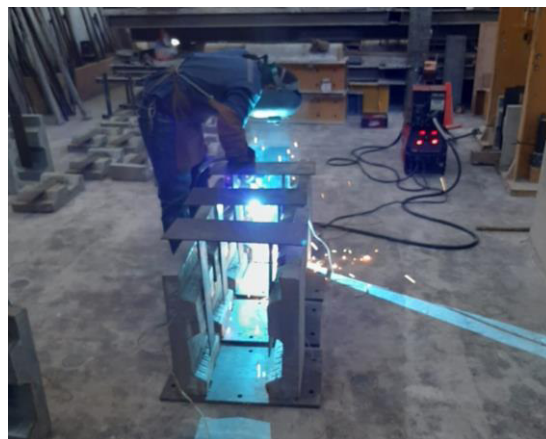


Figura 55. Soldadura al alma de la viga

Fuente: Cevallos & Mera

3.6.10 PREPARACIÓN FINAL

La preparación final de las probetas previo a la realización de los ensayos experimentales PushOut es limarlas en la superficie de los patines eliminando cualquier vestigio de soldadura con el objetivo que la placa que se coloca en la superficie superior de los patines se encuentre totalmente nivelada y el ensayo PushOut se realice correctamente. Además, con fines de identificación de las fallas que se produzcan en las losas después de los ensayos es necesario pintar las probetas tal como se indica en la figura 56.

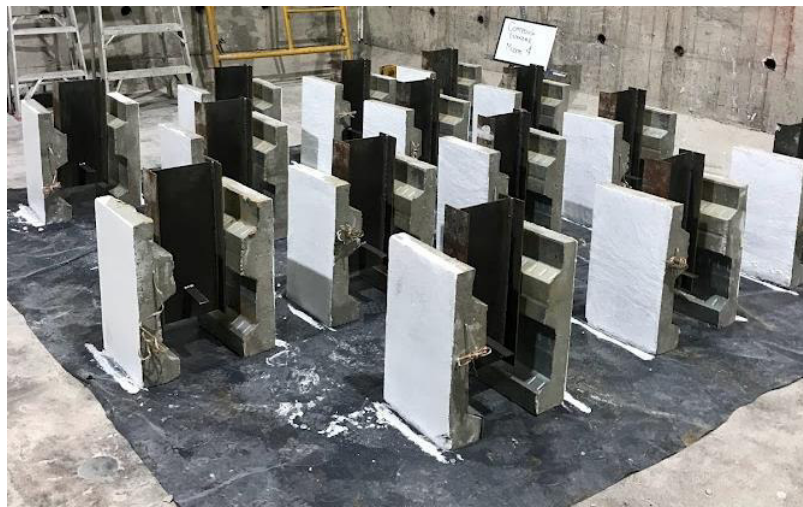


Figura 56. Ensamble final de probetas

Fuente: Cevallos & Mera

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1 TRATAMIENTO ESTADÍSTICO DE DATOS

4.1.1 TRATAMIENTO DE DATOS SEGÚN ASTM E178-16

En los datos obtenidos experimentalmente pueden existir datos atípicos es decir cuyos valores se encuentren muy dispersos impidiendo obtener conclusiones certeras en el estudio. Para ello existe una normativa ASTM en la que describe el procedimiento a seguir para la eliminación de datos atípicos, el cual se detalla a continuación.

Según la ASTM E178-16 (2018) una vez identificados los valores atípicos, se debe obtener un criterio muestral en el cual se incluyan los mismos y luego comparar con un valor crítico para determinar si los datos atípicos deben ser retenidos o rechazados.

Procedimiento:

1. Calcular la desviación estándar de todos los datos incluyendo los datos atípicos

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (45)$$

2. Para el máximo y mínimo valor de las observaciones es necesario determinar el criterio de prueba denominado "T_n"

$$T_n = \frac{|x_n - \bar{x}|}{s} \quad (46)$$

Donde:

\bar{x} : Media aritmética de todos los n valores.

s: Desviación estándar.

3. Determinar el valor crítico “T”

El valor crítico se encuentra en función del número de observaciones “n” y el nivel de significancia con el que se desea trabajar. Entendiéndose el nivel de significancia como el “ Valor de la significancia que permite aceptar que los datos obtenidos en la muestra describen correctamente a la población”(Campos, 2011). El valor crítico se debe tomar de la tabla 25.

4. Aceptación o rechazo de datos.

Si el criterio de prueba “Tn” es mayor que el valor crítico “T” el dato se convierte en un valor atípico por lo tanto es rechazado y no se toma en cuenta para ningún cálculo posterior.

Tabla 25

Valores críticos para T.

Fuente: (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2010)

Number of Observations, <i>n</i>	Upper 10% Significance Level	Upper 5% Significance Level	Upper 1% Significance Level
3	1.1484	1.1531	1.1546
4	1.4250	1.4625	1.4925
5	1.602	1.672	1.749
6	1.729	1.822	1.944
7	1.828	1.938	2.097
8	1.909	2.032	2.221
9	1.977	2.110	2.323
10	2.036	2.176	2.410
11	2.088	2.234	2.485
12	2.134	2.285	2.550
13	2.175	2.331	2.607
14	2.213	2.371	2.659
15	2.247	2.409	2.705
16	2.279	2.443	2.747
17	2.309	2.475	2.785
18	2.335	2.504	2.821
19	2.361	2.532	2.854
20	2.385	2.557	2.884
21	2.408	2.580	2.912
22	2.429	2.603	2.939
23	2.448	2.624	2.963
24	2.467	2.644	2.987
25	2.486	2.663	3.009
26	2.502	2.681	3.029
27	2.519	2.698	3.049
28	2.534	2.714	3.068
29	2.549	2.730	3.085
30	2.563	2.745	3.103
35	2.628	2.811	3.178
40	2.682	2.866	3.240
45	2.727	2.914	3.292
50	2.768	2.956	3.336

^A Values of *T* are taken from Grubbs (1, Table 1)³. All values have been adjusted for division by *n* – 1 instead of *n* in calculating *s*. Use Ref. (1) for higher sample sizes up to *n* = 147.

4.1.2 TRATAMIENTO DE DATOS SEGÚN EUROCÓDIGO 4 (2004)

En el presente trabajo de investigación se realizan 6 ensayos PushOut para cada tipo de probeta con su respectiva orientación de los conectores de corte a 45° y 90° en probetas con las mismas características, por lo tanto es imprescindible hacer el análisis de los valores obtenidos de la carga máxima P_u para cada probeta, siguiendo las directrices propuestas en el Eurocódigo 4 (2004) que se detallan a continuación:

- Si se realizan tres ensayos sobre probetas nominalmente idénticas y la desviación de cualquier resultado individual del valor medio obtenido de todos los ensayos no supera el 10%, la resistencia de diseño es obtenida así:
 - La resistencia característica P_{Rk} debe tomarse como la carga mínima de fallo (dividida por el número de conectores) reducida en un 10%.
 - La resistencia de diseño se calcula con la siguiente fórmula (European Committee for Standardization, 2004, p.112):

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (47)$$

Donde:

f_u : es la resistencia última mínima especificada del material del conector.

f_{ut} : es la resistencia última real del material del conector en la probeta de ensayo.

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

La ecuación 47 se utiliza para obtener la resistencia de diseño de los conectores de corte siempre y cuando la falla se produzca en los mismos, como en este caso la falla sucede en las losas de hormigón se procede a utilizar la ecuación 48, que toma en cuenta la resistencia del hormigón. El planteamiento de esta fórmula se rige en la norma BS 5400 (2004)

$$P_{Rd} = \frac{f'_{ck}}{f'_{cm}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (48)$$

Donde:

f'_{ck} : Resistencia especificada del hormigón.

f'_{cm} : Resistencia promedio del hormigón obtenida a partir de los ensayos experimentales

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

- Caso contrario si la desviación de la media es superior al 10%, deberán realizarse al menos tres pruebas más del mismo tipo. La evaluación de la prueba deberá realizarse de acuerdo con el Eurocódigo 0, Anexo D.

A partir de la fórmula descrita en la sección D7.2 del Anexo D se determina la resistencia característica P_{Rk} como se indica en la siguiente ecuación:

$$P_{Rk} = \bar{P} \cdot (1 - k_n \cdot V_{Pu}) \quad (49)$$

Donde:

\bar{P} : Promedio de los resultados de carga última que se obtienen experimentalmente.

k_n : Factor fractil obtenido de la tabla D1 del Eurocódigo 0, que depende del número de probetas ensayadas "n".

V_{Pu} : Coeficiente de variación ($V_{Pu} = \frac{s}{\bar{P}}$)

Tabla 26

Valores de k_n .

Fuente: (European Committee for Standardization, 1990)

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_{Pu} conocido	2,31	2,01	1,89	1,83	1,8	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V_{Pu} desconocido	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2	1,92	1,76	1,73	1,64

4.2 RESULTADOS DE ENSAYOS DE MATERIALES

4.2.1 ENSAYO A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN (f_c)

Se elaboraron 15 probetas de muestras tomadas in situ del hormigón para posteriormente realizar los ensayos para la determinación de la resistencia a la compresión que se detalla en la INEN 1573 (2010). Se realizaron 3 probetas por cada edad del hormigón correspondiente a 7, 14 y 28 días, y 3 probetas necesarias para determinar el módulo de elasticidad a los 56 días.

A partir de los valores obtenidos de resistencia a la compresión del hormigón es necesario determinar la desviación de resultados entre ellos, el cual se basa en un tratamiento estadístico para cada edad del hormigón, sin embargo, el resultado relevante corresponde a la resistencia a compresión a los 28 días.

Después de realizar los ensayos de las probetas para cada edad resulta conveniente medir el grado de dispersión alrededor del promedio de los datos obtenidos. Las medidas que se utilizan para abarcar esta característica se llaman medidas de dispersión, las cuales tienen la propiedad de que si los datos se encuentran ampliamente alejados la medida de dispersión será alta mientras que si los datos se encuentran agrupados se obtendrá un valor bajo (Galindo, 2006).

Seguidamente del cálculo de la media de las observaciones, un indicador de su variabilidad es la desviación individual con respecto a la media denominada desviación absoluta (Galindo, 2006).

$$DA = |x_i - \bar{x}| \quad (50)$$

Donde:

DA : Desviación absoluta.

x_i : Medición de cada probeta obtenido del ensayo realizado.

\bar{x} : Promedio de las mediciones de todas las probetas ensayadas para cada edad.

La desviación estándar s se calcula como sigue

$$s = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \quad (51)$$

Donde:

n : Número de mediciones realizadas

El coeficiente de variación es usado para comparar las mediciones de una misma variable (Galindo, 2006), en este caso las tres probetas ensayadas a los 28 días de edad y se calcula como sigue:

$$CV = \frac{s}{\bar{x}} \cdot 100\% \quad (52)$$

La norma técnica ecuatoriana INEN 1573 (2010) menciona que el coeficiente de variación dentro del ensayo es la representación de cómo varía la resistencia de los cilindros que han sido preparados con la misma muestra de hormigón a la misma edad. Además, se indica el rango aceptable de variación que es calculado como % Error desarrollado en la ecuación 53.

$$\% \text{ Error} = \frac{|x_i - \bar{x}|}{\bar{x}} \quad (53)$$

Tabla 27

Precisión dentro del ensayo.

Fuente: (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2010a)

	Coeficiente de variación (ver nota 12)	Rango aceptable de variación de resistencia de cilindros individuales (ver nota 12)	
		2 cilindros	3 cilindros
Cilindros de 150 por 300 mm			
Condiciones de laboratorio	2,4%	6,6%	7,8%
Condiciones de campo	2,9%	8,0%	9,5%
Cilindros de 100 por 200 mm			
Condiciones de laboratorio	3,2%	9,0%	10,6%

Las probetas tomadas in situ correspondieron a cilindros de 100 por 200 mm, por lo tanto, el coeficiente de variación máximo aceptable es de 3.2% considerando y % de error admisible es de 10.6 % tal como se indica en la tabla 27.

A continuación, se indica el tratamiento de datos para las tres probetas ensayadas a los 28 días.

Tabla 28

Tratamiento de datos de resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días.

Elaborado: Cevallos & Mera

Identificación Probeta	Edad	f'ce (Ensayos)	Desviación Absoluta (DA)	(DA) ²	% Error
		MPa	MPa	MPa	
P7	28	38,20	0,90	0,81	2,41%
P8	28	37,00	0,30	0,09	0,80%
P9	28	36,70	0,60	0,36	1,61%
Media		37,30	MPa		
Desviación estándar (s)		0,79	MPa		
Coeficiente de variación (CV)		2,13%			

De acuerdo con la tabla 28 se observa que el coeficiente de variación tiene un menor valor al valor propuesto por la norma INEN 1573 al igual que el porcentaje de error en las tres probetas ensayadas es menor al 9.5% que es el rango aceptable por tanto se adopta el valor medio de la resistencia a la compresión del hormigón a los 28 días de edad como 37.30 MPa para todos los cálculos siguientes en el desarrollo de esta investigación.

Finalmente, en la siguiente tabla se encuentra los valores de resistencia a compresión del hormigón para cada edad de ensayo.

Tabla 29

Resistencia a la compresión del hormigón según la edad de ensayo.

Elaborado: Cevallos & Mera

Edad	f'c (Ensayos)
	MPa
7	26,13
14	32,73
28	37,30

4.2.2 ENSAYO A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN PARA MÓDULO DE ELASTICIDAD (E_c)

El cálculo del módulo de elasticidad se desarrolla en la sección 3.3.5 de la presente investigación. En la cual se consideran dos ecuaciones:

$$E_c = 1.15 \cdot \sqrt[3]{E_a} \cdot \sqrt{f'c} \quad (54)$$

$$E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'c} \quad (55)$$

Los resultados del módulo de elasticidad para cada probeta proporcionados por el laboratorio LEMSUR se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 30*Módulo de elasticidad experimental del hormigón.*

Elaborado: Cevallos & Mera

Identificación Probeta	Edad	Ec (Ensayos)	Desviación Absoluta (DA)	(DA) ²	% Error
		MPa	MPa	MPa	
P13	56	26396,00	238,67	56961,77	0,91%
P14	56	25935,00	222,33	49432,11	0,85%
P15	56	26141,00	16,33	266,77	0,06%
Media		26157,33	MPa		
Desviación estándar (s)		230,93	MPa		
Coefficiente de variación (CV)		0,88%			

Como se indica en la tabla anterior el % Error no supera el 10% por lo tanto el valor a considerar como módulo de elasticidad es la media igual a 26157.33 MPa. Sin embargo, es necesario comparar los valores obtenidos experimentalmente con los valores teóricos calculados previamente como se muestra en la tabla 31.

Tabla 31*Comparación módulo de elasticidad experimental y teórico del hormigón.*

Elaborado: Cevallos & Mera

Ecuación	Ec teórico	Ec experimental	% Error
	MPa	MPa	
Ecuación 54	21122,33	26157,33	19%
Ecuación 55	28704,65		10%

4.2.3 ENSAYO A TRACCIÓN DEL ACERO

Con el objetivo de corroborar que los datos utilizados en el cálculo teórico de la resistencia del conector son correctos, es necesario realizar ensayos que proporcionen las características del acero utilizado, cuyo procedimiento se basa en la norma ASTM E8 “Métodos de ensayo estándar para ensayos de tracción de materiales metálicos” el cual ha sido realizado en el Laboratorio de Análisis de Esfuerzos y Vibraciones de la Escuela Politécnica Nacional.

A continuación, en las tablas 32 y 33 se presenta el tratamiento de datos de las propiedades mecánicas del acero utilizado en la viga y en los conectores de corte.

Tabla 32

Tratamiento de datos de las propiedades mecánicas del acero de la viga.

Elaborado: Cevallos & Mera

Identificación Probeta	ENSAYO DE TRACCIÓN ACERO DE VIGA					
	Límite de fluencia			Resistencia a la tracción		
	F _y	Desviación Absoluta DA	% Error	F _{ut}	Desviación Absoluta DA	% Error
	MPa	MPa		MPa	MPa	
M21.068.01	242,50	3,43	1,40%	400,80	6,67	1,64%
M21.068.02	250,80	4,87	1,98%	413,50	6,03	1,48%
M21.068.03	244,50	1,43	0,58%	408,10	0,63	0,16%
Media	245,93			407,47		
Desviación estándar (s)	4,33			6,37		
Coefficiente de variación (CV)	1,76%			1,56%		

Tabla 33

Tratamiento de datos de las propiedades mecánicas del acero de conector.

Elaborado: Cevallos & Mera

Identificación Probeta	ENSAYO DE TRACCIÓN ACERO DE CONECTOR DE CORTE					
	Límite de fluencia			Resistencia a la tracción		
	F _y	Desviación Absoluta DA	% Error	F _{ut}	Desviación Absoluta DA	% Error
	MPa	MPa		MPa	MPa	
M21.068.04	348,30	5,73	1,62%	465,50	6,07	1,29%
M21.068.05	348,40	5,63	1,59%	462,30	9,27	1,97%
M21.068.06	365,40	11,37	3,21%	486,90	15,33	3,25%
Media	354,03			471,57		
Desviación estándar (s)	9,84			13,38		
Coefficiente de variación (CV)	2,78%			2,84%		

Una vez realizado el tratamiento de datos se evidencia que el porcentaje de error de los valores obtenidos no supera el 10% por lo tanto los valores a utilizar en cálculos posteriores corresponden a aquellos marcados en color rojo.

4.3 PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

El ensayo PushOut proporciona datos de carga y deslizamiento por cada probeta; el deslizamiento viene dado por los LVDT's ubicados en sitios estratégicos de la probeta ensayada. Sin embargo, los datos proporcionados deben ser tratados con el fin de obtener el deslizamiento entre la losa y la viga a cada lado de la probeta, el cual marcará el inicio para la determinación de la ductilidad, rigidez y disipación de energía que se detallará posteriormente.

Por otro lado, la carga obtenida del ensayo PushOut corresponde a la carga total que se aplica a la probeta y en este caso el análisis de resultados se realiza por conector, por lo que es necesario dividir la carga para dos, considerando la existencia de dos conectores, uno a cada lado de la probeta.

4.3.1 CURVA CARGA-DESLIZAMIENTO

La curva carga-deslizamiento, que refleja el comportamiento de una losa que conforma la probeta, se muestra según lo indicado por los autores (Bouchair et al., 2012), quienes excluyen de la gráfica el comportamiento cíclico de la curva y muestran el aporte del último ciclo de carga.

El procedimiento de los ensayos se rige en lo detallado en la sección 3.4 del presente estudio, siendo necesario realizar previamente un ensayo monotónico para cada tipo de probeta. Para las probetas en las que se utiliza conectores a 45° la probeta del ensayo monotónico será denotada A1 y para aquellas en las que se utiliza conectores a 90° la probeta del ensayo monotónico corresponde a la L1.

Con el resultado de carga de falla obtenido del ensayo monotónico aplicado a las probetas A1 y L1 se marcan los límites del 5% y 40% que son utilizados en los ensayos cíclicos.

La curva de comportamiento del ensayo monotónico se indica a continuación en la figura 57 para cada tipo de probeta.

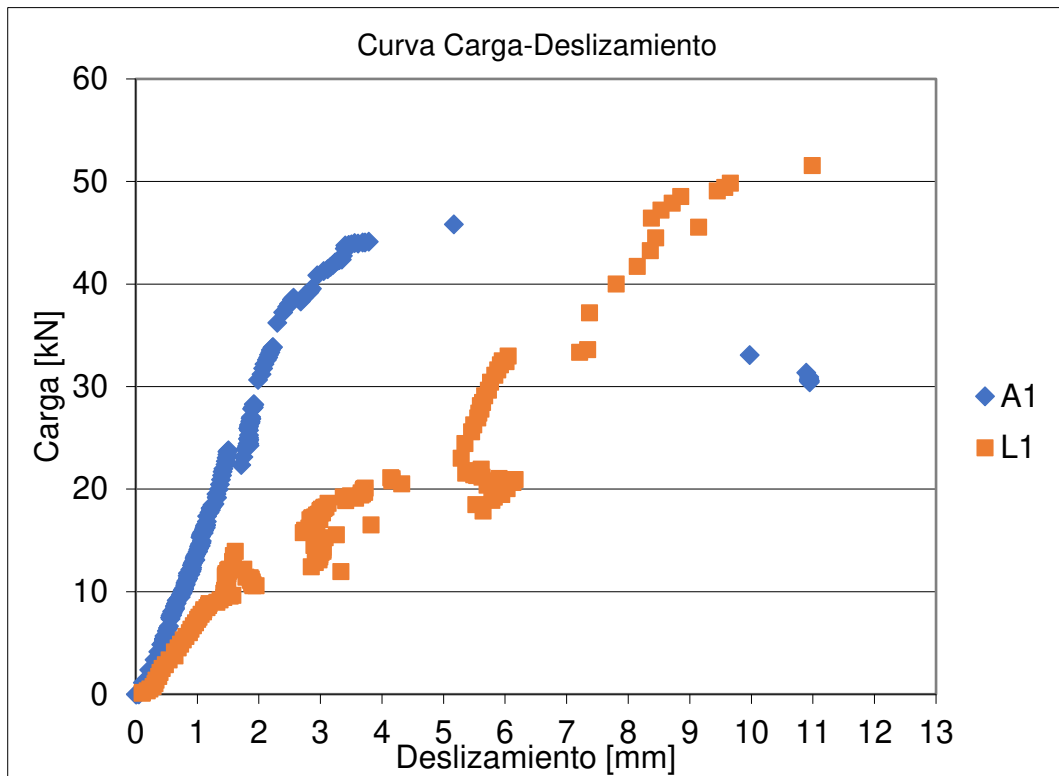


Figura 57. Curva carga-deslizamiento ensayo monotónico para cada tipo de probeta

Elaborado: Cevallos & Mera

En la tabla 34 se indican los límites para el ensayo cíclico para cada tipo de probeta.

Tabla 34

Cargas de falla para cada tipo de probeta del ensayo monotónico.

Elaborado: Cevallos & Mera

Identificación Probeta	Pu	5%Pu	40%Pu
	kN	kN	kN
A1	45,82	2,29	18,33
L1	51,55	2,58	20,62

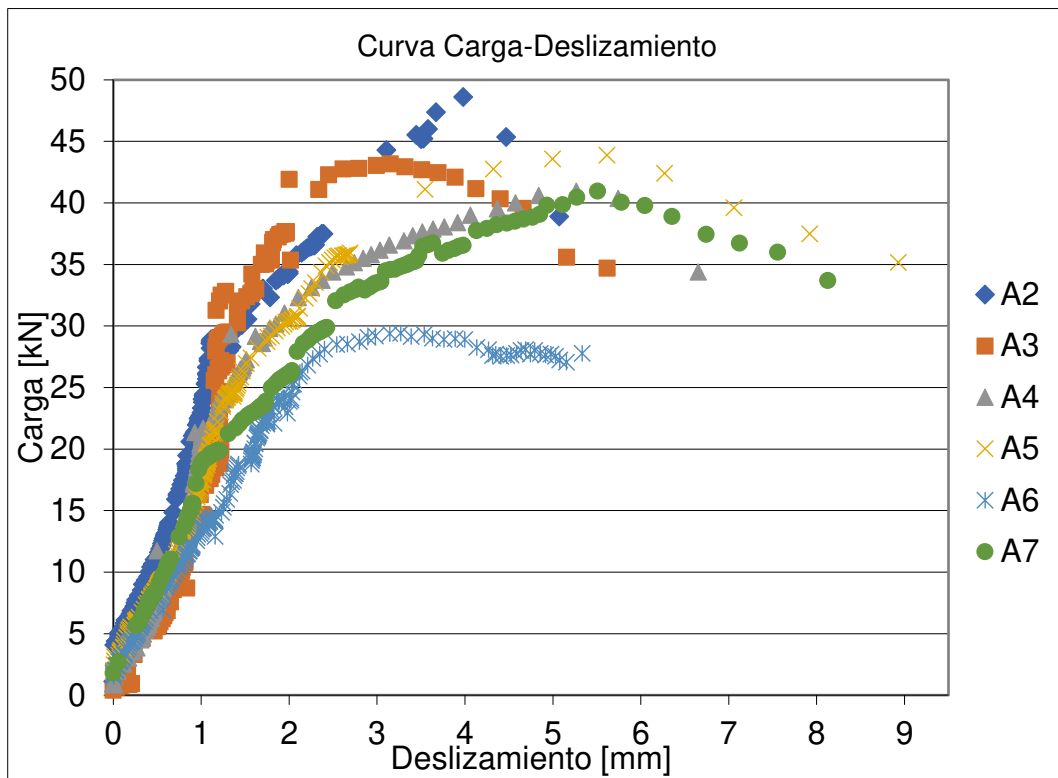


Figura 58. Curva carga-deslizamiento ensayo cíclico Probetas tipo A

Elaborado: Cevallos & Mera

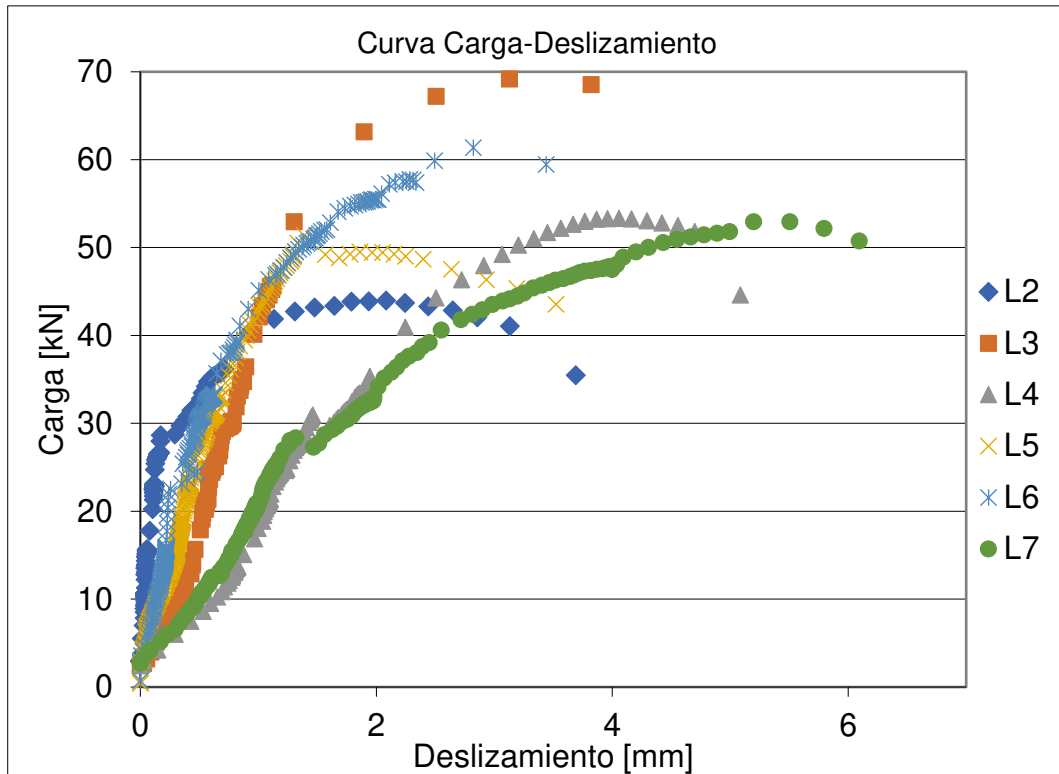


Figura 59. Curva carga-deslizamiento ensayo cíclico Probetas tipo L

Elaborado: Cevallos & Mera

De los datos obtenidos de carga última se realiza el análisis estadístico según la norma ASTM E178-16 como se detalla en la sección 4.1.1, para determinar si existen valores atípicos. Los resultados para las probetas tipo A y tipo L se indican en las tablas 35 y 37, según corresponda.

Tabla 35*Análisis estadístico ASTM E178-16 probetas tipo A – Carga última.*

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo A - Carga última			
Identificación Probeta	Pu	Tn	T 10% Nivel de significancia
	kN		
A2	97,24	1,16	1,73
A3	86,34		
A4	81,93		
A5	87,78		
A6	58,88	1,83	1,73
A7	81,93		
Media	82,35		
Desviación estándar (s)	12,79		

Como se evidencia en la tabla 35 el valor de Tn es mayor al valor crítico por tanto la probeta A6 queda fuera de análisis para cálculos posteriores. En la siguiente tabla realiza nuevamente el análisis estadístico sin tomar en cuenta la probeta A6.

Tabla 36*Análisis estadístico ASTM E178-16 probetas tipo A – Carga última corregido*

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo A - Carga última corregido			
Identificación Probeta	Pu	Tn	T 10% Nivel de significancia
	kN		
A2	97,24	1,63	1,73
A3	86,34		
A4	81,93	0,82	1,73
A5	87,78		
A7	81,93		
Media	87,04		
Desviación estandar (s)	6,27		

Tabla 37*Análisis estadístico ASTM E178-16 probetas tipo L – Carga última*

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo L - Carga última			
Identificación Probeta	Pu	Tn	T 10% Nivel de significancia
	kN		
2	87,90	1,30	1,73
3	138,31	1,65	1,73
4	106,58		
5	102,75		
6	119,40		
7	105,83		
Media	110,13		
Desviación estandar (s)	17,09		

Como se puede evidenciar en las tablas 36 y 37 los valores de T_n para los datos máximos y mínimos de carga última son menores que el valor “T” escogido por lo tanto todos los valores son aceptados para cálculos posteriores.

Una vez realizado el análisis estadístico de los datos de acuerdo con la norma ASTM E178-16 y verificar que no existen nuevos valores atípicos, se procede a realizar el tratamiento de datos para escoger la forma de cálculo de la resistencia de diseño P_{RD} de acuerdo con el Eurocódigo 4 que se describe en la sección 4.1.2.

En las figuras 60 y 61 se indica la dispersión de los valores de carga última obtenidos de los ensayos para cada tipo de probeta, considerando el límite superior correspondiente al 10% sobre el valor de la media y el límite inferior al 10% bajo el valor de la media.

Los valores de P_u que se analizan a partir de la siguiente tabla corresponden al valor de carga última obtenido del ensayo dividido entre dos ya que existe un conector de corte a cada lado.

Tabla 38

Análisis carga última para probetas tipo A

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo A				
Identificación Probeta	P_u	Lím Superior	Lím Inferior	Condición Eurocódigo 4
	kN	kN	kN	
A2	48,62	47,87	39,17	No cumple
A3	43,17			Cumple
A4	40,97			Cumple
A5	43,89			Cumple
A7	40,97			Cumple
Media	43,52			

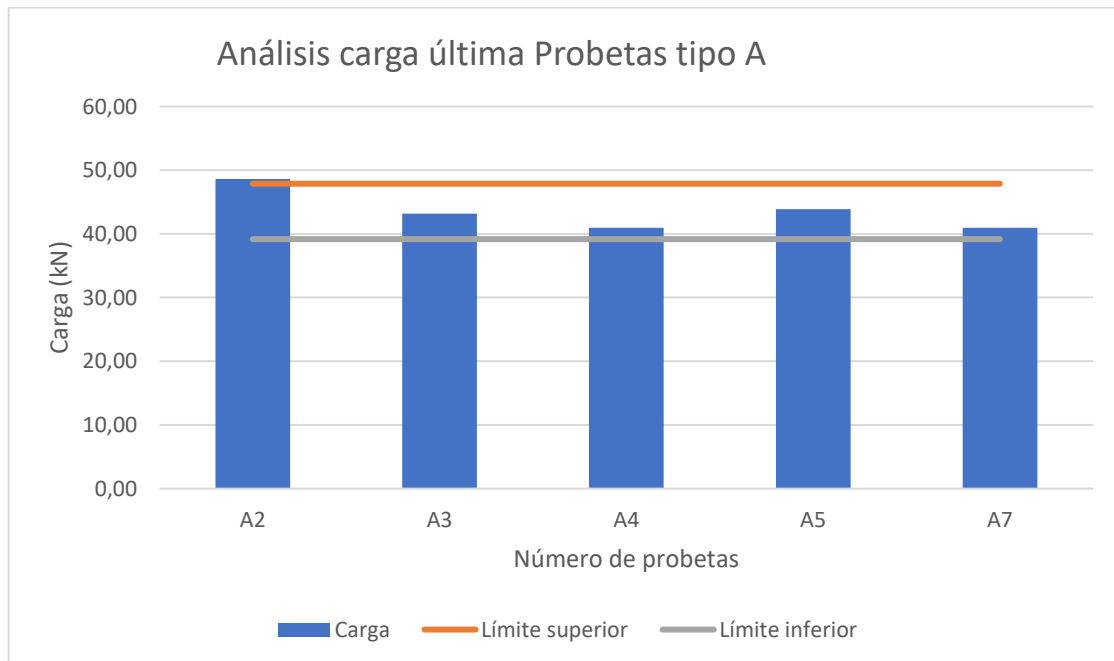


Figura 60. Análisis Carga Última Probetas tipo A

Elaborado: Cevallos & Mera

De acuerdo con la figura 60 se evidencia que la probeta A2 se encuentra fuera de los límites planteados. Tomando en cuenta que para el análisis de la resistencia de diseño de acuerdo con Eurocódigo 4 (2004) es necesario que el porcentaje de error no supere el 10%, el dato de esta probeta es considerado como atípico.

Tabla 39

Análisis carga última para probetas tipo L

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo L				
Identificación Probeta	Pu	Lím Superior	Lím Inferior	Condición Eurocódigo 4
	kN	kN	kN	
L2	43,95	60,57	49,56	No cumple
L3	69,16			No cumple
L4	53,29			Cumple
L5	51,38			Cumple
L6	59,70			Cumple
L7	52,92			Cumple
Media	55,06			

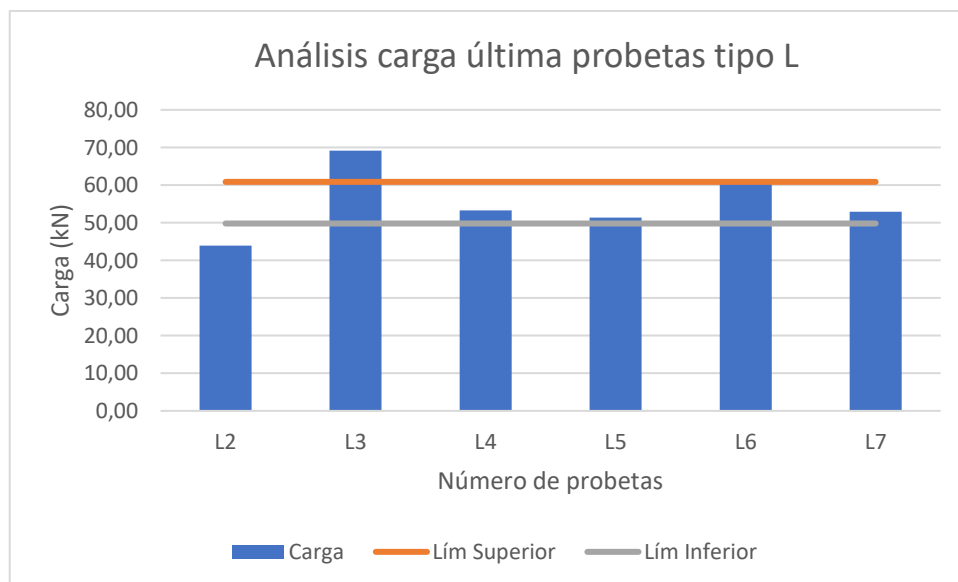


Figura 61. Análisis Carga Última Probetas tipo L

Elaborado: Cevallos & Mera

En cuanto a las probetas tipo L, la figura 61 indica que las L2, L3 se encuentran fuera de los límites establecidos, es decir, que superan el 10% de la desviación respecto al valor medio, por tanto, estos datos no serán utilizados para posteriores cálculos.

4.3.2 ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA CARACTERÍSTICA P_{Rk} Y DESLIZAMIENTO CARACTERÍSTICO δ_{uk}

De acuerdo con las consideraciones descritas en la sección 4.1.2 se calcula el valor de P_{Rk} .

Tabla 40

Cálculo resistencia característica para probetas tipo A

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo A - Resistencia Característica			
Identificación Probeta	Pu	% error	P rk
	kN		kN
A3	43,17	2,2%	36,87
A4	40,97	3,0%	
A5	43,89	3,9%	
A7	40,97	3,0%	
Media	42,25		

Tabla 41

Cálculo resistencia característica para probetas tipo L

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo L - Resistencia Característica			
Identificación Probeta	Pu	% error	P rk
	kN		kN
L4	53,3	1,9%	46,24
L5	51,4	5,4%	
L6	59,7	9,9%	
L7	52,9	2,6%	
Media	54,32		

El Eurocódigo 4 (2004) en la sección B.2.5 menciona que la capacidad de deslizamiento será tomada como el desplazamiento máximo medido en el nivel de la carga característica P_{Rk} como se muestra en la figura 62. Por tanto, los valores obtenidos en la tabla 40 y 41 servirán para el cálculo de la capacidad de deslizamiento para cada tipo de probeta según corresponda.

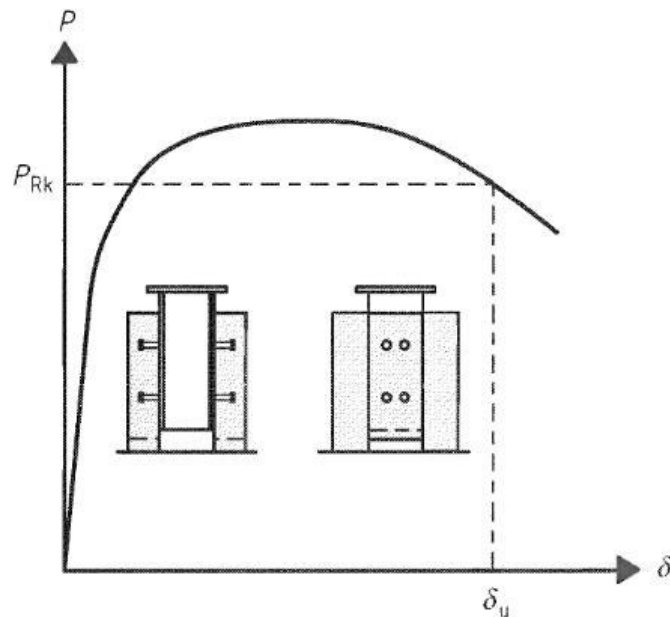


Figura 62. Determinación de la capacidad de deslizamiento δ_u

Fuente: (European Committee for Standardization, 2004)

Tabla 42

Análisis estadístico ASTM E178-16 probetas tipo A – Capacidad de deslizamiento.

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo A- Capacidad de deslizamiento			
Identificación Probeta	δ_u	Tn	T 10% Nivel de significancia
	mm		
A3	7,74		
A4	7,73	0,80	1,73
A5	10,65	1,27	1,73
A7	9,32		
Media	8,86		
Desviación estandar (s)	1,41		

Tabla 43*Análisis estadístico ASTM E178-16 probetas tipo L – Capacidad de deslizamiento.*

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo L -Capacidad de deslizamiento			
Identificación Probeta	δ_u	Tn	T 10% Nivel de significancia
	mm		
L4	5,46		
L5	4,90		
L6	4,74	0,78	1,73
L7	6,85	1,42	1,73
Media	5,49		
Desviación estandar (s)	0,96		

Una vez realizado el análisis estadístico para determinar la existencia de valores atípicos según la norma ASTM E178-16 cuyo procedimiento se expone en el apartado 4.1.1 de esta investigación, se concluye que con las exclusiones anteriores ya no existen valores atípicos tanto en las probetas tipo A y tipo L, ya que los valores de Tn de los máximos y mínimos son menores que el valor crítico "T" correspondiente al 10% del nivel de significancia por tanto estos los datos son utilizados para cálculos posteriores.

Deslizamiento característico δ_{uk}

El cálculo del deslizamiento característico δ_{uk} se basa en lo detallado por el Eurocódigo 4 (2004) en la sección B2.5 donde se menciona que el deslizamiento característico debe ser tomado como el valor mínimo de los datos de δ_u disminuido un 10% o determinado mediante una evaluación estadística de todos los resultados del ensayo, en este último caso el deslizamiento característico deberá ser determinado de acuerdo al Anexo D del Eurocódigo 0.

Tabla 44*Probetas tipo A - Deslizamiento característico*

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo A - Deslizamiento característico		
Identificación Probeta	δ_u	δ_{uk}
	mm	mm
A3	7,74	6,96
A4	7,73	
A5	10,65	
A7	9,32	

Tabla 45*Probetas tipo L - Deslizamiento característico*

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo L - Deslizamiento característico		
Identificación Probeta	δ_u	δ_{uk}
	mm	mm
L4	5,46	4,27
L5	4,9	
L6	4,74	
L7	6,85	

4.3.3 ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO P_{RD}

El valor de resistencia de diseño se determina a partir del procedimiento que se encuentra explicado en la sección 4.1.2, en donde se debe utilizar la ecuación 48 para obtener la resistencia de diseño ya que el fallo de las probetas se produce en el hormigón.

Desarrollo:

- Probetas tipo A

$$P_{Rd} = \frac{f'_{ck}}{f'_{cm}} \cdot \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V}$$

$$P_{Rd} = \frac{35}{37.3} \cdot \frac{36.87}{1.25} \leq \frac{36.87}{1.25}$$

$$P_{Rd} = 27.68 \leq 29.49 \therefore OK$$

- Probetas tipo L

$$P_{Rd} = \frac{35}{37.3} \cdot \frac{46.24}{1.25} \leq \frac{46.24}{1.25}$$

$$P_{Rd} = 34.71 \leq 36.99 \therefore OK$$

Tabla 46

Probetas tipo A - Resistencia de diseño

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo A - Resistencia de diseño		
Identificación Probeta	Pu	P rd
	kN	kN
A3	43,17	27,68
A4	40,97	
A5	43,89	
A7	40,97	

Tabla 47*Probetas tipo L - Resistencia de diseño*

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo L - Resistencia de diseño		
Identificación Probeta	Pu	P rd
	kN	kN
L4	53,3	34,71
L5	51,4	
L6	59,7	
L7	52,9	

Después de analizar los resultados de resistencia de diseño tanto para las probetas tipo A y tipo L se evidencia una disminución considerable respecto al valor de resistencia última obtenida de los ensayos experimentales, debido a que a resistencia a compresión del hormigón obtenida (37,3MPa) es muy superior a la especificada (35MPa).

4.4 ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DEL ENSAYO MONOTÓNICO

4.4.1 COMPARACIÓN ECUACIÓN AISC

Usando la ecuación 15 del presente estudio se determina la resistencia de acuerdo con la AISC 360-16 del conector de corte tomando en cuenta la resistencia mínima a la tracción del conector obtenida de los ensayos experimentales del material, el desarrollo de esta ecuación da como resultado el valor de 81.69 kN.

Tabla 48*Comparación resultados de resistencia a corte experimentales con la ecuación AISC 360-16*

Elaborado: Cevallos & Mera

Orientación conector	Identificación Probeta	Resistencia Ensayo Monotónico	Resistencia AISC 360-16	%Error
		kN	kN	
45°	A1	45,82	81,69	43,91%
90°	L1	51,55		36,90%

Para los conectores tipo A existe un mayor porcentaje de error con respecto a la ecuación empleada teóricamente, esto se evidencia ya que esta ecuación se desarrolla en base a los conectores tipo perno, por ende, no toma en cuenta la orientación de los conectores y su influencia en el resultado de resistencia a corte.

4.4.2 COMPARACIÓN CON LAS ECUACIONES DEL ESTADO DEL ARTE

En la sección 2.4 de la presente investigación se detallan varios estudios en los cuales se ha utilizado ecuaciones para determinar la resistencia de los conectores de corte en base a diferentes métodos y a continuación se aplican cada una de ellas considerando los datos de los conectores utilizados en esta investigación.

Tabla 49

Comparación resultados de resistencia característica con ecuaciones del estado del arte

Elaborado: Cevallos & Mera

Autor	Ecuación	Resultado	Resultado	Prk tipo A	% Error	Prk tipo L	% Error
			kN	kN		kN	
Kiyomiya y Yokota (1986)	$P = 65 \cdot \sqrt{t_w} \cdot L_c \cdot \sqrt{f'_c}$	2777,32 kgf	27,25	36,8 7	26%	46,24	41%
Ros (2011)	$V_u = k \cdot \sqrt{f'_c} \cdot L_c \cdot h$	89216,5 N	89,22		142%		93%
Yang et al. (2020)	$N_u = 0.6 \cdot \alpha \cdot A_{SC} \cdot f_u$	6664,83 kgf	65,38		77%		41%
Balasubramanian & Rajaram (2016)	$Q_u = 10 \cdot b a \cdot h a c^{\frac{3}{4}} \cdot f'_c^{\frac{2}{3}}$	12683,14 kgf	124,42		237%		169%
Lee et al. (2020)	$Q_n = 1065 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot (t^2 \cdot h_s \cdot L_c)^{0.3303}$	107347,5 N	107,35		191%		132%

Al comparar los resultados obtenidos mediante las ecuaciones y los resultados experimentales se observa un gran porcentaje de error en la mayoría de los casos y esto se debe a que en los estudios tomados como referencia para el estado del arte se realizaron con otros tipos de conectores y diferente orientación de estos.

4.4.3 COMPARACIÓN ENSAYO MONOTÓNICO CON EL ENSAYO CÍCLICO

Se realiza la comparación de los datos obtenidos de carga última del ensayo monotónico con los resultados de las probetas sometidas al ensayo cíclico ya que en este último se da condiciones de carga y descarga hasta obtener el valor de carga última.

Tabla 50

Comparación ensayo monotónico con el ensayo cíclico- Probetas tipo A

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo A			
Identificación Probeta	Ensayo	Pu	% error
		kN	
A1	Monotónico	45,84	
A3	Cíclico	43,17	5,82%
A4		40,97	10,63%
A5		43,89	4,25%
A7		40,97	10,63%
Promedio			7,83%

Tabla 51

Comparación ensayo monotónico con el ensayo cíclico- Probetas tipo L

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo L			
Identificación Probeta	Ensayo		% error
		kN	
L1	Monotónico	51,56	
L4	Cíclico	53,29	3,36%
L5		51,38	0,36%
L6		59,70	15,79%
L7		52,92	2,63%
Promedio			5,53%

El porcentaje de error se refiere a la diferencia porcentual que existe entre la carga última obtenida en el ensayo monotónico y la carga última obtenida en el ensayo cíclico de cada probeta.

En la tabla 50 se puede evidenciar que los valores de carga última obtenidos en los ensayos cíclicos en su mayoría son menores al valor de carga última del ensayo monotónico, mientras que en la tabla 51 se observa que los valores de carga última obtenidos en las probetas sometidas a ensayos de carga y descarga tienen valores mayores al valor de P_u del ensayo monotónico lo que se sugiere un mejor comportamiento ante cargas cíclicas de las probetas con conectores a 90° de orientación.

4.5 DUCTILIDAD, RIGIDEZ Y DISIPACIÓN DE ENERGÍA

4.5.1 DUCTILIDAD

La ductilidad se determina a partir de la curva carga-deslizamiento la cual es previamente simplificada utilizando una bilinealización; de dicha simplificación se obtiene el deslizamiento máximo y elástico, siendo el factor de ductilidad la relación entre dichos deslizamientos, como se indica en la siguiente ecuación.

$$\mu = \frac{\Delta_{m\acute{a}x}}{\Delta_y} \quad (56)$$

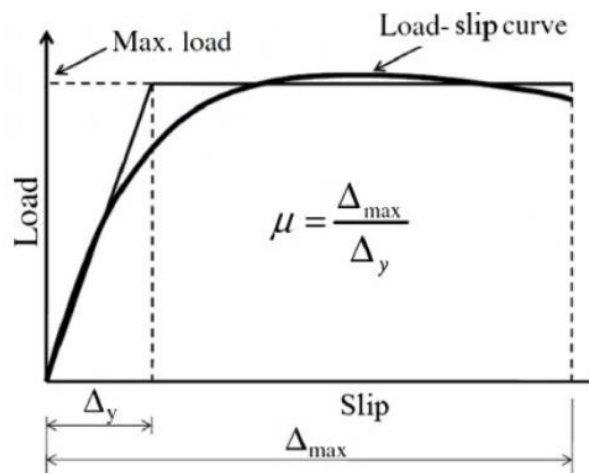


Figura 63. Definición del factor de ductilidad μ

Elaborado: Cevallos & Mera

Los valores de deslizamiento máximo y elástico se pueden determinar a partir de la investigación realizada por (Kim et al., 2019) el cual indica en una gráfica a qué carga está asociada cada deslizamiento como se muestra en la figura 64. Siendo así que el deslizamiento máximo ($\Delta_{m\acute{a}x}$) corresponde al 80% de la carga última registrada en los ensayos experimentales y el deslizamiento elástico (Δ_y) corresponde al punto de intersección de la línea desde el origen al 75% de la carga última intersecada por la línea de carga última.

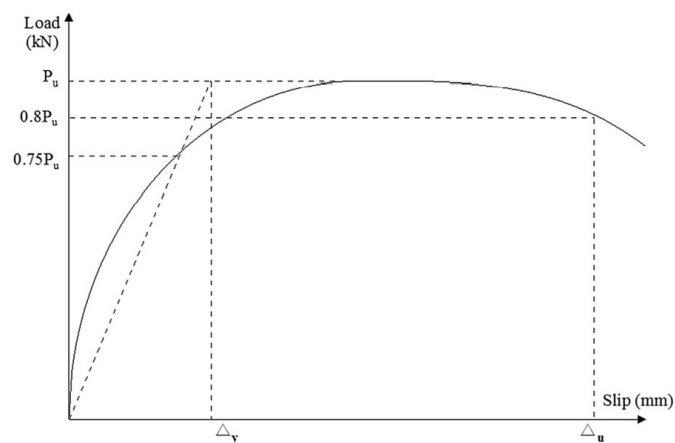


Figura 64. Determinación del deslizamiento máximo $\Delta_{m\acute{a}x}$ y deslizamiento elástico Δ_y

Fuente: (Kim et al., 2019)

A continuación, se indican los valores de factor de ductilidad para cada tipo de probeta considerando el procedimiento explicado anteriormente para la determinación de los deslizamientos según corresponda.

Tabla 52

Probetas tipo A - Factor de ductilidad

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo A - Factor de ductilidad			
Probeta	Δ_y	Δ_{max}	μ
A3	2,02	5,62	2,78
A4	2,55	7,04	2,76
A5	3,00	8,93	2,98
A7	3,29	8,49	2,58
Promedio	2,72	7,52	2,78

Tabla 53

Probetas tipo L - Factor de ductilidad

Elaborado: Cevallos & Mera

Probetas tipo L- Factor de ductilidad			
Probeta	Δy	Δ_{max}	μ
L4	2,93	5,24	1,79
L5	1,11	3,67	3,31
L6	1,42	4,13	2,91
L7	3,32	6,68	2,01
Promedio	2,20	4,93	2,50

A partir de los valores obtenidos en las tablas 52 y 53 se analiza los valores promedio de ductilidad para cada tipo de probeta con ello se busca clasificar a los conectores de acuerdo con la demanda de ductilidad que poseen. Para esta clasificación se toma como referencia la norma ASCE 41-17 (2017) la cual clasifica a los componentes estructurales por demanda de ductilidad como se muestra en la tabla 54.

Tabla 54

Clasificación de componentes por demanda de ductilidad

Elaborado: Cevallos & Mera

μ	Demanda de ductilidad
< 2	Baja
2 a 4	Moderada
> 4	Alta

Además, el Eurocódigo 4 (2004) sugiere que un conector puede considerarse dúctil si el deslizamiento característico es de al menos 6 mm. Y como se puede observar en las tablas 44 y 45, de acuerdo con los valores obtenidos de deslizamiento característico los conectores con orientación a 45° son considerados dúctiles, ya que el valor de ductilidad es de 6.96 mm.

4.5.2 RIGIDEZ

La rigidez de los conectores de corte es un parámetro importante en las estructuras que se componen de acero y hormigón, usualmente esta rigidez está definida como el incremento de carga correspondiente a la unidad de deslizamiento definido en la ecuación 57 (Wang et al., 2019).

$$k = \frac{P}{\Delta} \quad (57)$$

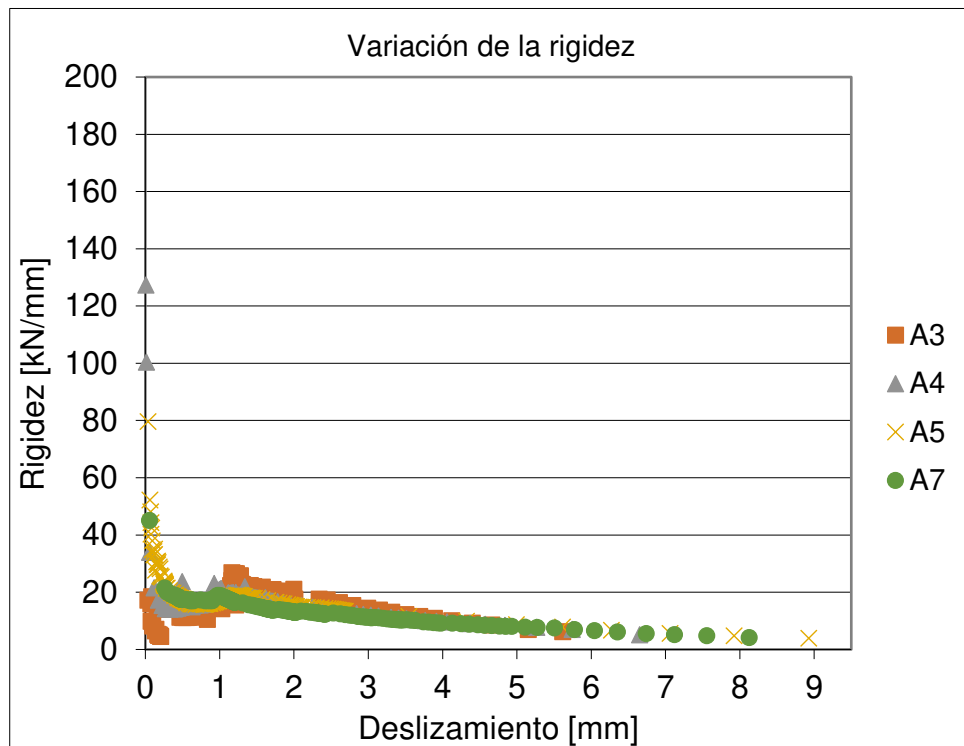


Figura 65. Variación de la rigidez – Probetas tipo A

Elaborado: Cevallos & Mera

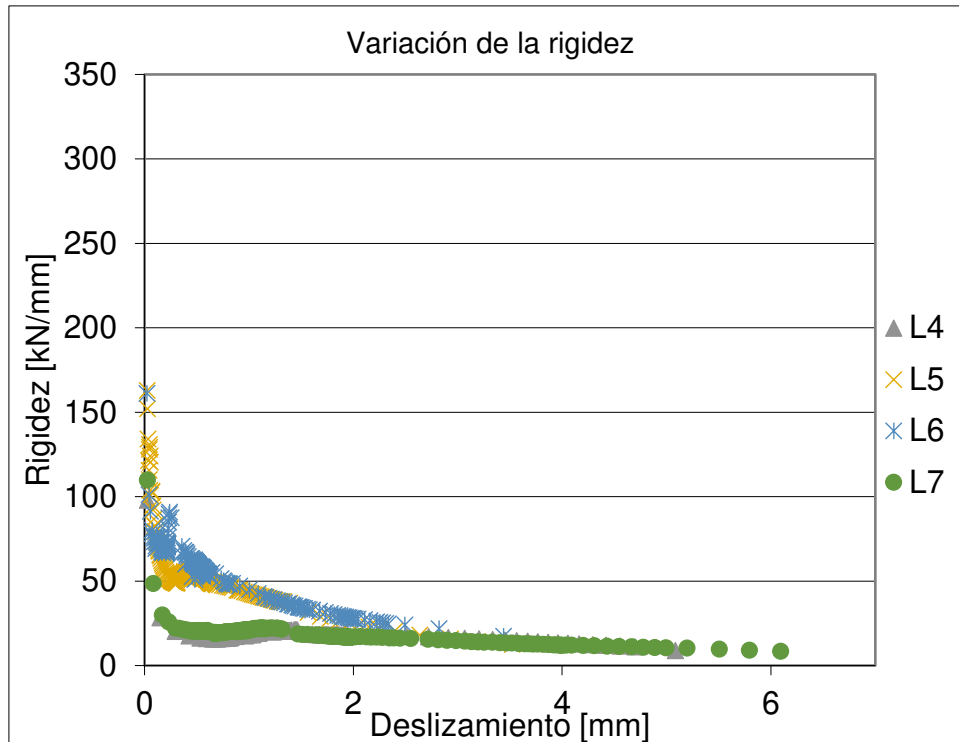


Figura 66. Variación de la rigidez – Probetas tipo L

Elaborado: Cevallos & Mera

Las gráficas 65 y 66 indicadas anteriormente sobre la variación de la rigidez para las probetas tipo A y tipo L indican que el valor de la rigidez disminuye conforme el desplazamiento aumenta, además se evidencia que la degradación crítica de la rigidez sucede al observarse los primeros desplazamientos.

Rigidez característica

De acuerdo al Eurocódigo 4 (2011) la rigidez característica se determina a partir de la fórmula 58.

$$k_{sc} = \frac{0.7 \cdot P_{Rk}}{s} \quad (58)$$

Donde:

k_{sc} : Rigidez de un conector de corte.

P_{Rk} : Resistencia característica del conector de corte.

s : Es el deslizamiento calculado a partir de los ensayos de cizallamiento de acuerdo con el Anexo B para una carga de $0.7 \cdot P_{Rk}$.

Tabla 55*Cálculo rigidez característica – Probetas tipo A*

Elaborado: Cevallos & Mera

Identificación Probeta	P_{Rk}	$0.7 \cdot P_{Rk}$	$\delta 0.7 \cdot P_{Rk}$	k_{sc}
	kN	kN	mm	kN.mm
A3	36,87	25,81	1,16	22,25
A4			1,38	18,70
A5			1,44	17,92
A7			1,93	13,37
Media			1,48	18,06

Tabla 56*Cálculo rigidez característica – Probetas tipo L*

Elaborado: Cevallos & Mera

Identificación Probeta	P_{Rk}	$0.7 \cdot P_{Rk}$	$\delta 0.7 \cdot P_{Rk}$	k_{sc}
	kN	kN	mm	kN.mm
L4	46,24	32,37	1,79	18,08
L5			0,66	49,04
L6			0,56	57,80
L7			1,95	16,60
Media			1,24	35,38

4.5.3 DISIPACIÓN DE ENERGÍA

Además de la resistencia y la ductilidad de una estructura, la capacidad de disipación de energía también es un importante factor indicativo del comportamiento sísmico de la estructura. El área total de carga y deslizamiento en cada ciclo se definió como la cantidad de energía disipada para ese ciclo. La pendiente encontrada al conectar el origen y el punto de deslizamiento y carga que se producen en la carga máxima de un ciclo se definió como la resistencia. (Kim et al., 2019)

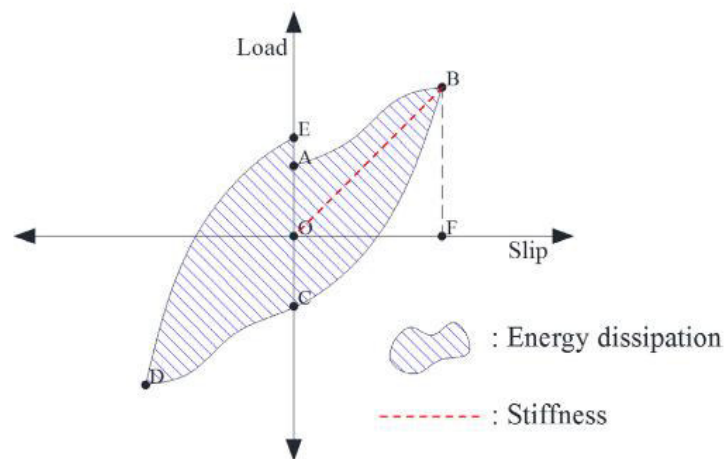


Figura 67. Energía absorbida y rigidez para cada ciclo

Fuente: (Kim et al., 2019)

El punto B corresponde el valor máximo de carga registrado en cada ciclo y el punto F al deslizamiento asociado al valor máximo de carga.

Para el presente estudio la energía disipada se determina a partir de las curvas histeréticas para cada tipo de probeta obtenidas de los ensayos experimentales, distribuyendo los 25 ciclos en 5 grupos de los cuales posteriormente se determina el porcentaje de energía disipada.

A continuación, en las tablas 57 y 58 se resumen los valores de energía obtenidos para cada tipo de probeta.

Tabla 57*Energía Disipada – Probetas tipo A*

Elaborado: Cevallos & Mera

Identificación Probeta	Disipación de energía en cada intervalo						Energía disipada
	Ciclos	1-5	6-10	11-15	16-20	21-25	kN.mm
A3	E/intervalo	10,67	7,88	5,68	3,75	5,66	33,64
	%E disipada	31,7%	23,4%	16,9%	11,1%	16,8%	
A4	E/intervalo	20,95	2,62	4,38	3,82	5,2	36,97
	%E disipada	56,7%	7,1%	11,8%	10,3%	14,1%	
A5	E/intervalo	4,78	5,86	5,08	10,76	3,26	29,74
	%E disipada	16,1%	19,7%	17,1%	36,2%	11,0%	
A7	E/intervalo	20,74	2,87	4,09	2,27	0,04	30,01
	%E disipada	69,1%	9,6%	13,6%	7,6%	0,1%	
Media							32,59

Tabla 58*Energía Disipada – Probetas tipo L*

Elaborado: Cevallos & Mera

Identificación Probeta	Disipación de energía en cada intervalo						Energía disipada
	Ciclos	1-5	6-10	11-15	16-20	21-25	kN.mm
L4	E/intervalo	16,19	8,17	5,87	6,04	3,54	39,81
	%E disipada	40,7%	20,5%	14,7%	15,2%	8,9%	
L5	E/intervalo	12,03	1,28	1,3	1,63	0,43	16,67
	%E disipada	72,2%	7,7%	7,8%	9,8%	2,6%	
L6	E/intervalo	2,05	0,88	1,76	0,89	0,67	6,25
	%E disipada	32,8%	14,1%	28,2%	14,2%	10,7%	
L7	E/intervalo	5,42	3,83	3,77	5,43	3,04	21,49
	%E disipada	25,2%	17,8%	17,5%	25,3%	14,1%	
Media							21,06

4.6 MODOS DE FALLA

El modo de falla de las probetas se evidencia después de realizarse el ensayo PushOut a las mismas y permite analizar cómo se comportan tanto de los conectores de corte como de la losa compuesta de hormigón. El procedimiento de ensayo se desarrolla tal como se describe en la sección 3.4 de esta investigación. A la instrumentación del ensayo se añade un arriostramiento horizontal que impide que la probeta tenga excesivos desplazamientos laterales durante el ensayo sin que exista cambios en la distribución de los esfuerzos y las fuerzas transmitidas ya que no existe fricción de contacto entre el arriostramiento y la probeta (Guezouli & Lachal, 2012).

En todas las probetas que se sometieron a los ensayos experimentales, el modo de falla identificado fue el fraccionamiento del hormigón en todo el ancho de la probeta en la zona más estrecha de la lámina deck como se muestra en las figuras 68 y 69. El modo de falla por fraccionamiento del hormigón resulta ser crítico al momento de analizar cómo se comportan los conectores de corte ya que no permite que estos fallen antes que el hormigón.



Figura 68. Modo de falla – Probetas tipo L

Elaborado: Cevallos & Mera

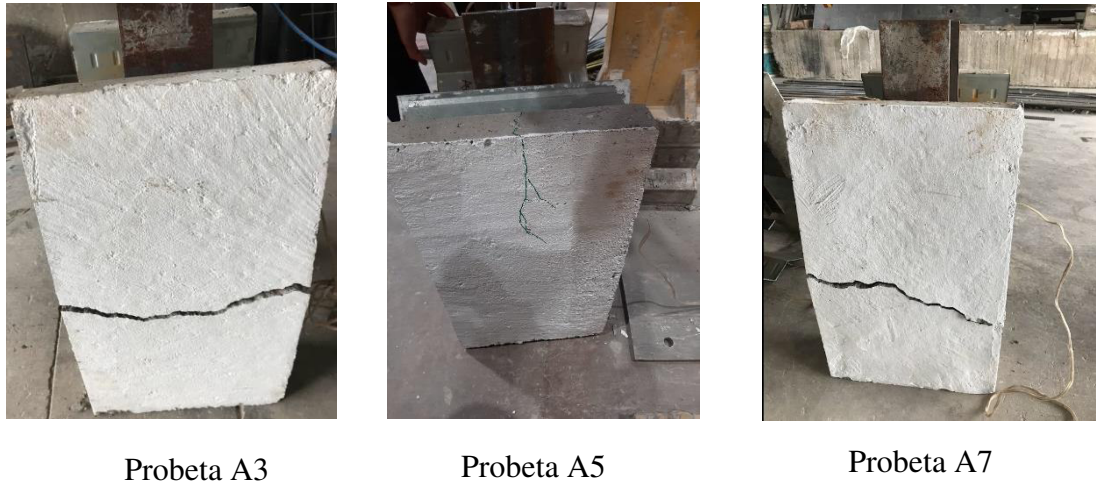


Figura 69. Modo de falla – Probetas tipo A

Elaborado: Cevallos & Mera

Hicks (2007) desarrolla una investigación para analizar la resistencia y ductilidad de los conectores de corte en el cual se llevan a cabo 24 pruebas PushOut utilizando lámina deck y conectores tipo stud, en este estudio existe un modo de falla caracterizado por una grieta a lo largo de todo el ancho de la losa la cual fue causada por el par de fuerzas internas en el nervio en el que se encuentra el conector tipo stud, a este tipo de falla se le denomina "back-breaking".

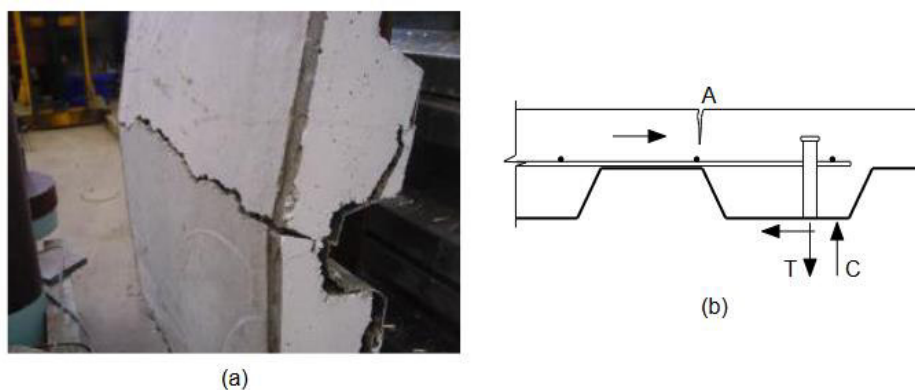


Figura 70. a) Falla back-breaking b) Fuerzas internas que causan la falla

Fuente:(Hicks et al., 2017)

Hicks et al., (2017) propone una solución ante el modo de falla back-breaking en el desarrollo de una propuesta de ensayo PushOut basándose en el Eurocódigo 4. La solución es aplicar una fuerza lateral normal a la cara de las losas y utilizar un nervio adicional de la lámina deck sin conector.

4.7 ANÁLISIS STRAIN GAUGE

En la sección 3.5.2 del presente estudio se definen a los strain gauges y se indican los esquemas de ubicación de los mismos en los conectores de corte. Los strain gauges sirven para determinar la deformación unitaria del elemento en el cual han sido colocados en este caso de los conectores de corte. A continuación, se presentan las lecturas de deformación unitaria para cada probeta, y se añade los límites de fluencia del material del conector de corte para verificar si este llega a fluir durante los ensayos experimentales a los que es sometido.

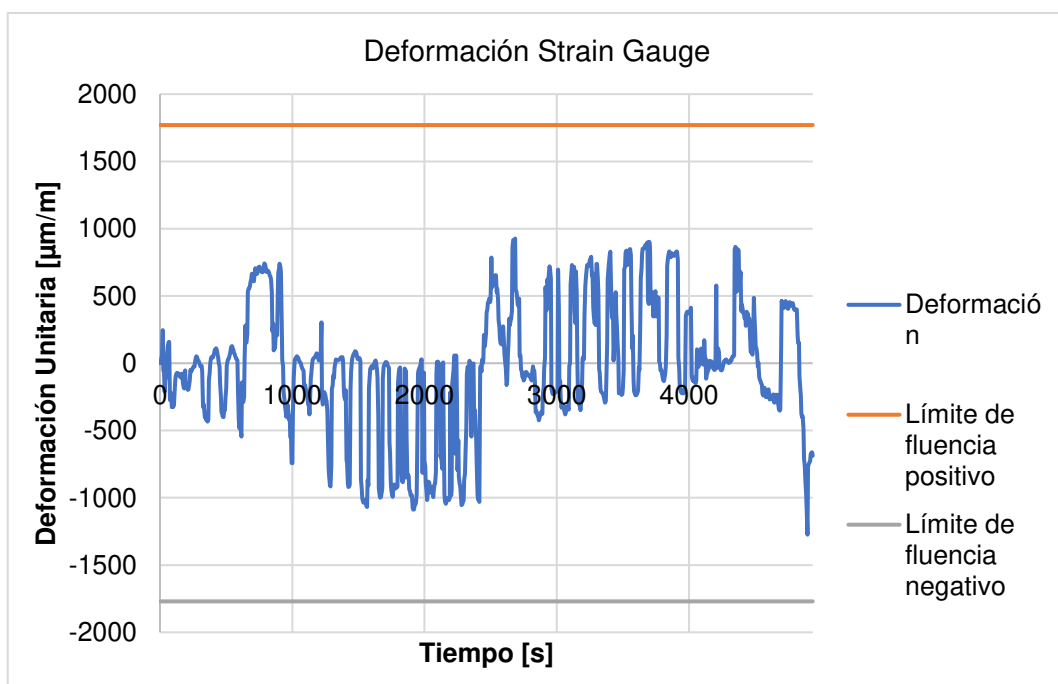


Figura 71. Deformación Strain Gauge Probeta A3

Elaborado: Cevallos & Mera

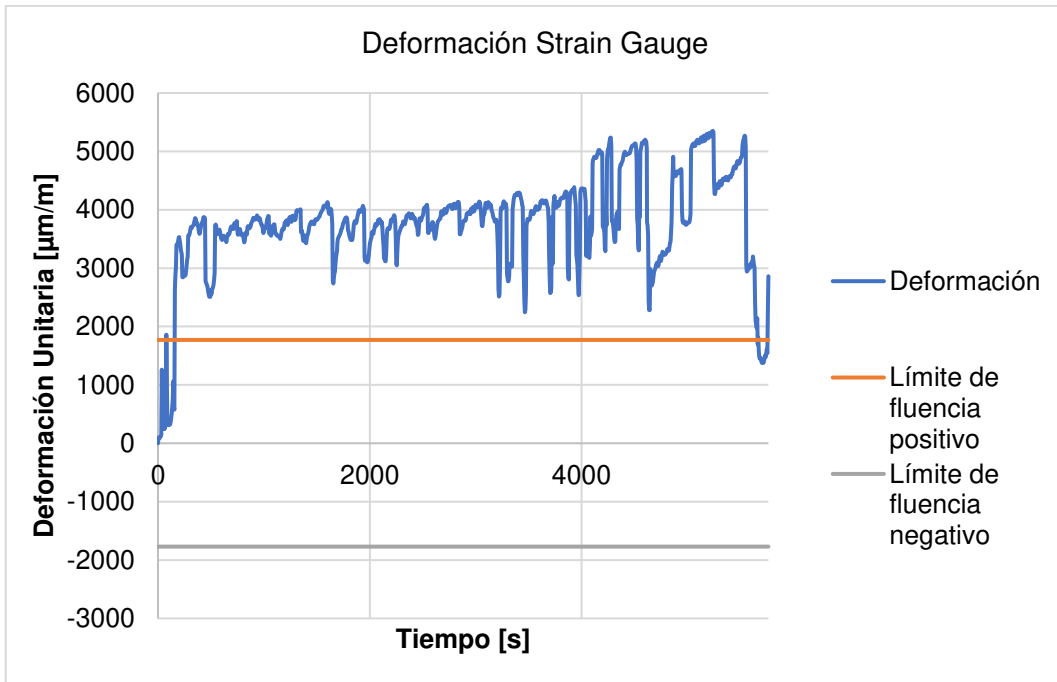


Figura 72. Deformación Strain Gauge Probeta A4

Elaborado: Cevallos & Mera

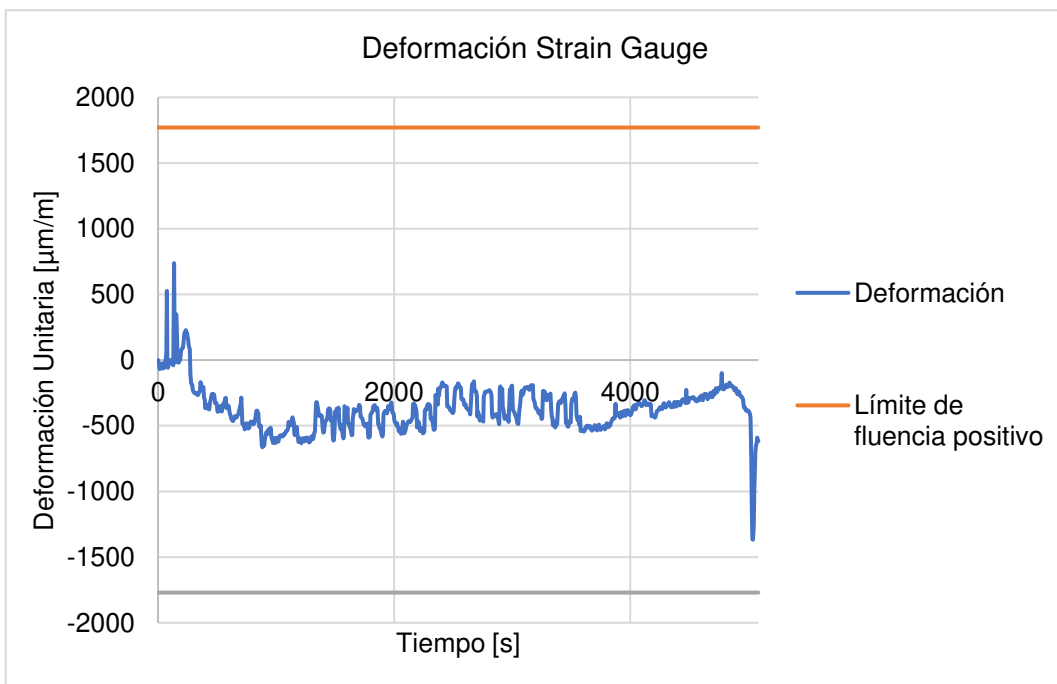


Figura 73. Deformación Strain Gauge Probeta A5

Elaborado: Cevallos & Mera

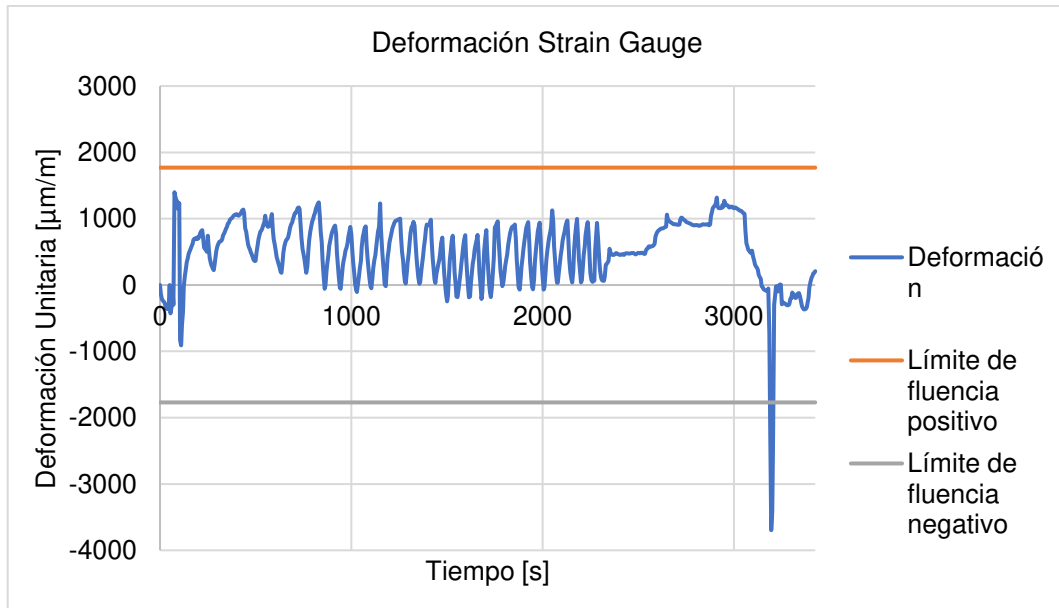


Figura 74. Deformación Strain Gauge Probeta A7

Elaborado: Cevallos & Mera

En la figura 72 y 74 se puede evidenciar que la deformación supera el límite de fluencia de una manera excesiva lo cual indica que para estas probetas los conectores fluyen. Como se evidencia en la figura 75 con una excesiva deformación en el conector de corte en el sentido de aplicación de la carga.



Figura 75. Deformación Conector de Corte Probeta A7

Fuente: Cevallos & Mera

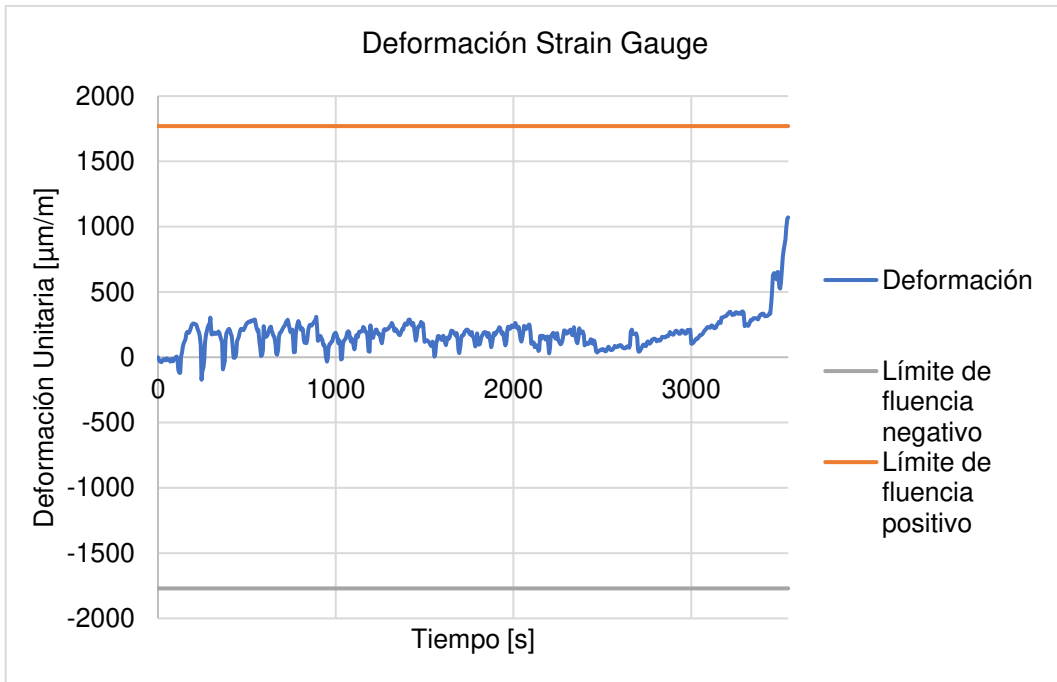


Figura 76. Deformación Strain Gauge Probeta L4

Elaborado: Cevallos & Mera

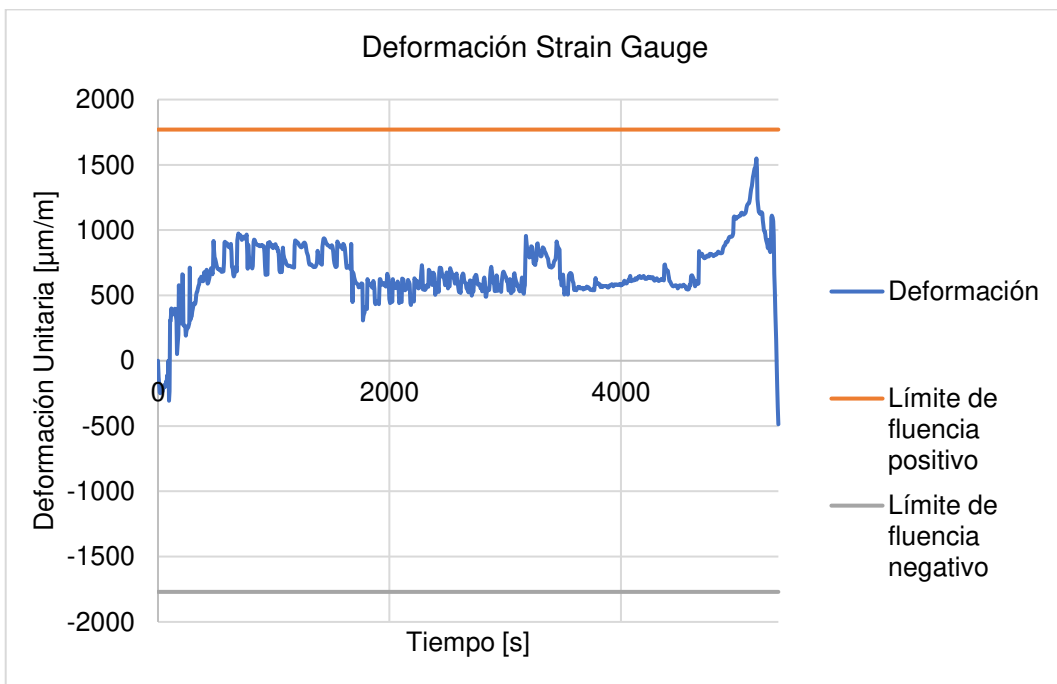


Figura 77. Deformación Strain Gauge Probeta L5

Elaborado: Cevallos & Mera

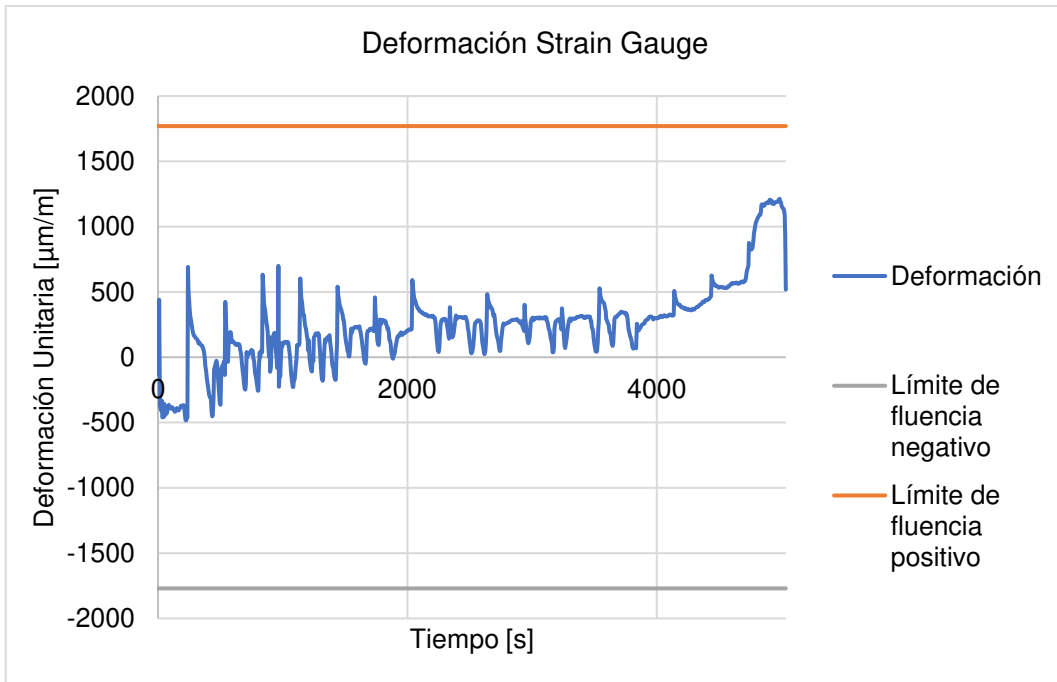


Figura 78. Deformación Strain Gauge Probeta L6

Elaborado: Cevallos & Mera

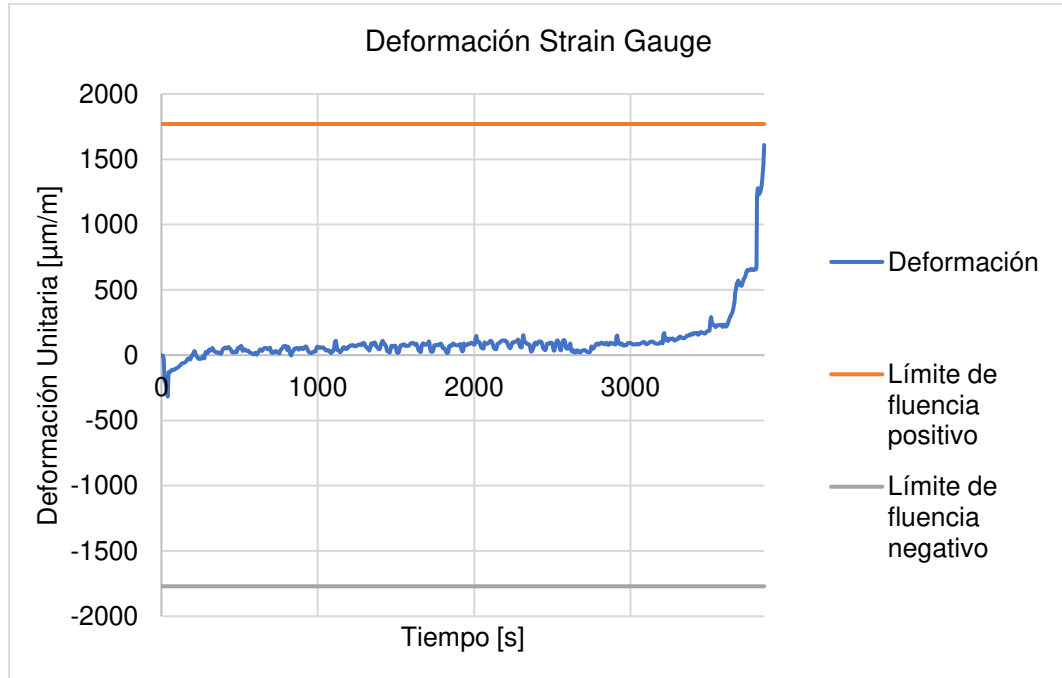


Figura 79. Deformación Strain Gauge Probeta L7

Elaborado: Cevallos & Mera

En cuanto a las probetas tipo L, ninguna lectura de deformación de los strain gauge supera el límite de fluencia, sin embargo, en la figura 78 para la probeta L7 se evidencia una lectura de deformación cercana al límite de fluencia superior y en la figura 79 se puede ver la deformación del conector para dicha probeta.



Figura 80. Deformación Conector de Corte Probeta L7

Fuente: Cevallos & Mera

4.8 COMPARACIÓN ENTRE LOS CONECTORES DE 45° Y 90° DE ORIENTACIÓN

Se realiza la comparativa de los resultados de las variables que están relacionadas a la resistencia a corte de los conectores con el objetivo de conocer cuál sería la orientación más favorable al momento de aplicar en obra dichos conectores. En la tabla 59 se resumen los datos obtenidos para cada variable.

Tabla 59

Resumen de comparación de conectores

Elaborado: Cevallos & Mera

Orientación conector	P _u	P _{Rk}	δ _u	δ _{uk}	Factor de ductilidad μ	k _{sc}	E
	kN	kN	mm	mm		kN/mm	kN mm
45°	42,25	36,87	8,86	6,96	2,78	18,06	32,59
90°	54,32	46,24	5,49	4,27	2,50	35,38	21,06

Además, los resultados que se encuentran en la tabla 59 se indican gráficamente en las figuras siguientes.

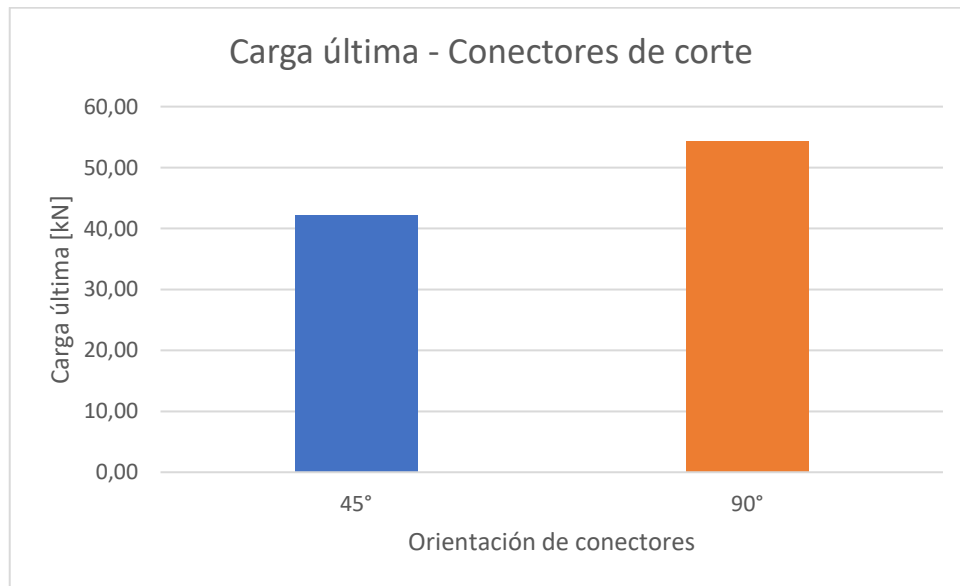


Figura 81. Comparación de conectores-Carga última

Elaborado: Cevallos & Mera

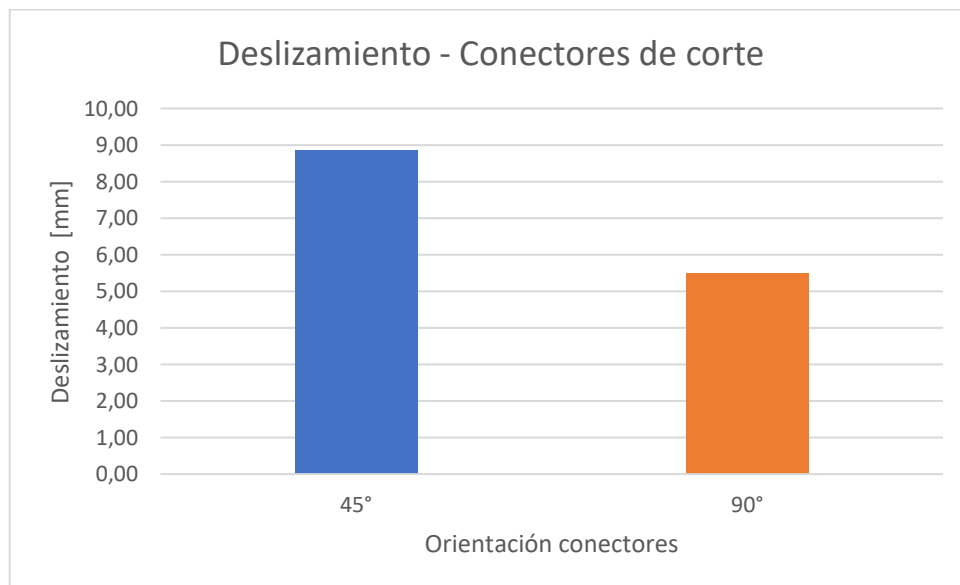


Figura 82. Comparación de conectores-Deslizamiento

Elaborado: Cevallos & Mera

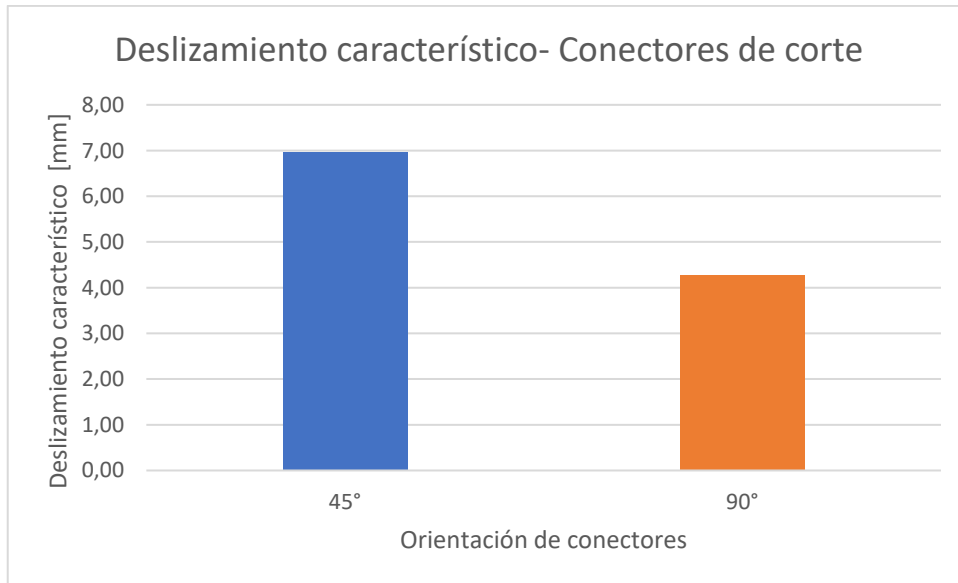


Figura 83. Comparación de conectores-Deslizamiento característico

Elaborado: Cevallos & Mera

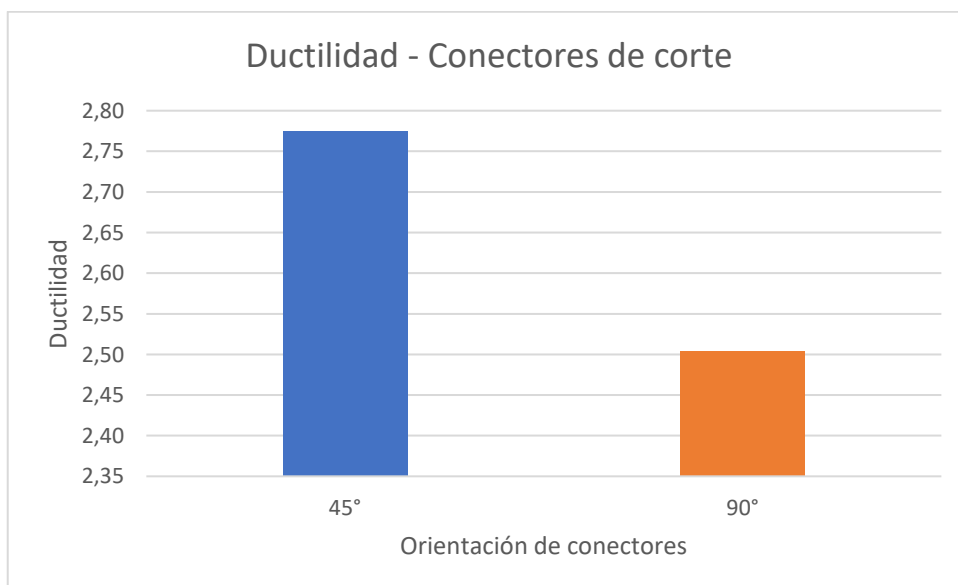


Figura 84. Comparación de conectores-Ductilidad

Elaborado: Cevallos & Mera

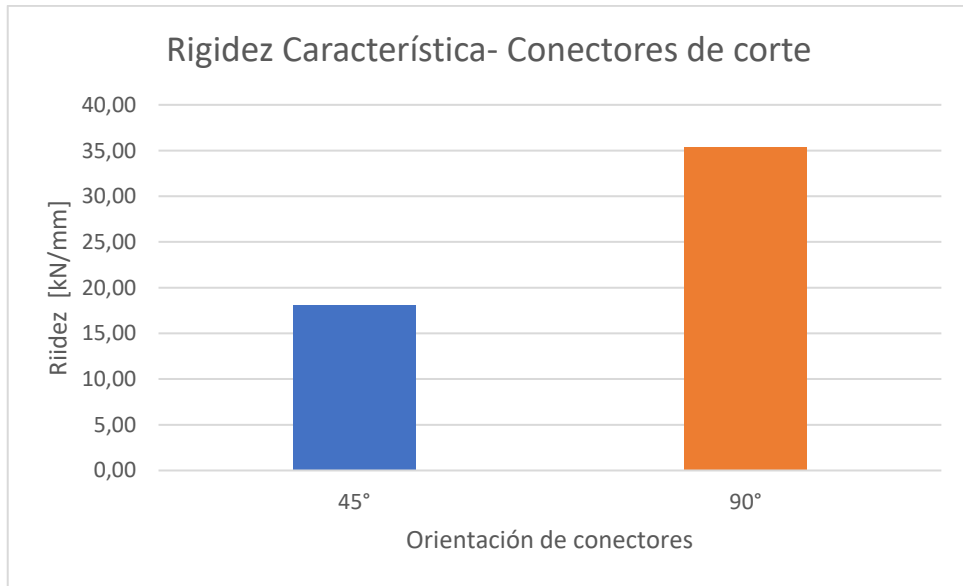


Figura 85. Comparación de conectores-Rigidez característica

Elaborado: Cevallos & Mera

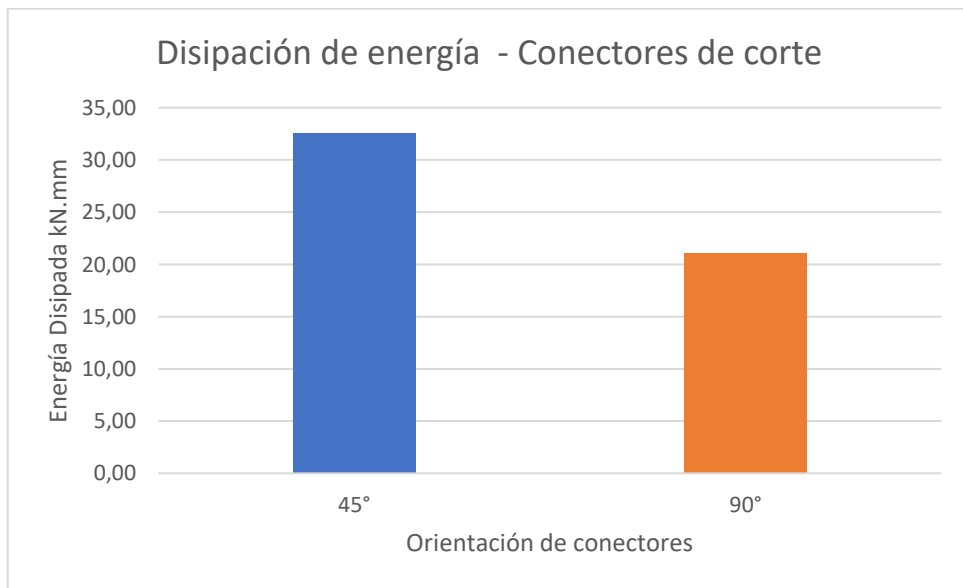


Figura 86. Comparación de conectores-Disipación de energía

Elaborado: Cevallos & Mera

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

Para evaluar el comportamiento de los conectores de corte tipo ángulo se consideran variables como la resistencia última, rigidez, ductilidad y disipación de energía, con esto se puede proponer qué orientación es más conveniente utilizar en el medio.

- La orientación de los conectores influye en la resistencia a corte de estos, evidenciándose que las probetas con conectores orientados a 90° tienen un promedio de resistencia última de 54.32 kN mientras que las probetas con conectores orientados a 45° tienen un promedio de resistencia última de 42.25 kN. La diferencia porcentual entre ambos tipos de probetas es de 22.2%, por lo tanto, se concluye que los conectores orientados a 90° resisten mayor carga. Además, comparando estos valores de resistencia última con la resistencia obtenida a partir de la ecuación del AISC360-16, se nota una diferencia porcentual del 33.5% para las probetas tipo L y 48.3% para las probetas tipo A.
- La falla de las probetas sometidas al ensayo PushOut que poseen los conectores tanto de 45° y 90° de orientación se da en el hormigón, específicamente en la parte inferior del nervio que contiene al conector, y no en los conectores como se había previsto en el análisis teórico utilizando la ecuación del AISC-360. El modo de falla que se presentó se debe a un par de fuerzas producido en el nervio que contiene al conector, provocando rotación en la probeta y generando tensión en la cara de la losa de hormigón, llevando la probeta a la falla ya que las propiedades mecánicas del hormigón ante este tipo de acción son muy bajas.

- Los conectores orientados a 90° son más rígidos que aquellos orientados a 45°. Teniendo en cuenta que la rigidez se define como la razón entre el 70% de la carga característica y el deslizamiento correspondiente a esta carga, los valores de rigidez característica son de 18.06 kN/mm y 35.38 kN/mm para las probetas de 45° y 90° según corresponda. La diferencia porcentual de rigidez característica entre ambos tipos de orientación de conectores es de 49.0%, lo que marca una importante diferencia, concluyendo que la orientación de los conectores influye en el valor de rigidez característica de las probetas.
- La ductilidad de las probetas se define como moderada según la tabla 51 que se encuentra en la sección 4.5.1, ya que los valores de ductilidad de las probetas con conectores a 45° y 90° de orientación se encuentran en el rango de 2 a 4, teniendo para las probetas de 45° un valor de ductilidad de 2.78 y para las probetas a 90° un valor de 2.50. Sin embargo, la ductilidad pudo ser analizada de una manera más detallada si la falla se hubiese dado en los conectores de corte antes que en el hormigón, ya que teniendo una falla en el conector se obtiene una ductilidad de estos a partir de los datos de deformación de los strain gauges colocados en los conectores permitiendo mejorar la interpretación de ductilidad de la probeta.
- Si bien la ductilidad es catalogada como moderada para ambos tipos de probeta, se debe realizar un análisis de ductilidad con base en el Eurocódigo el cual se describe en la sección 4.5.1, en donde las probetas con conectores orientados a 45° se consideran dúctiles ya que el valor de deslizamiento característico supera los 6 milímetros.
- La energía absorbida durante el ensayo de las probetas se disipa principalmente mediante el deslizamiento del conector respecto a la viga de acero. La energía disipada promedio para conectores a 45° es de 32.59 kN.mm y para los conectores con orientación a 90° es de 21.06 kN.mm.

Estos valores se corroboran con los resultados de deslizamiento del ciclo 26 ya que se presenta mayor deslizamiento en los conectores de 45°.

- Comparando los resultados de carga última que se obtienen en los ensayos monotónico y cíclico se evidencia que las probetas con conectores orientados a 90° tienen una mayor resistencia ante cargas cíclicas, contrario a los conectores orientados a 45° en los cuales la carga última obtenida en los ensayos cíclicos es menor a la carga última del ensayo monotónico.
- Con base en el estudio realizado por Rogel & Tenorio se concluye que el modo de falla de las probetas una vez realizado el ensayo PushOut no tiene relación con la resistencia del hormigón sino más bien depende de la geometría de la probeta, siendo esta la que ocasiona que se genere el par de fuerzas que es el factor que prima en el modo de falla.
- Una vez hecho un análisis exhaustivo de cada variable aplicada a cada orientación de los conectores estudiada en esta investigación, se propone que los conectores de corte orientados a 90° tienen mejores características para su aplicación en obra ya que resisten mayor carga a pesar de presentar menor ductilidad y disipación de energía.

5.2 RECOMENDACIONES

- Una vez que se determina que las probetas tienen un modo de falla que depende de la geometría de la probeta, se recomienda realizar estudios que consideren la geometría de la losa para evitar que esta produzca falla en el hormigón y se logre estudiar el comportamiento de los conectores.
- Ubicar de forma idónea los LVDTs con el fin de obtener valores de deslizamientos directos para poder comparar con los deslizamientos obtenidos mediante el tratamiento de datos.
- Asegurar la ubicación de los Strain Gauges en los conectores utilizando material adhesivo que impida que el hormigón entre en contacto con los mismos al momento de la fundición de las probetas.
- Ensamblar el encofrado de manera que este sea capaz de resistir las cargas del vertido del hormigón, esto se puede lograr con la aplicación de restricciones que impidan el desplazamiento vertical del deck y clavos adicionales que impidan que el encofrado se abra.
- Identificar claramente todas las probetas del ensayo y cada uno de sus componentes para poder tener un registro claro que proporcione la información requerida al momento de realizar el análisis de los resultados.
- Tomar las consideraciones necesarias antes de realizar los ensayos en campo en cuanto a materiales y equipos necesarios.

- Se debe tomar en cuenta las dimensiones del conector de corte y el cordón de soldadura que existe entre el conector de corte y el patín de la viga para realizar los cortes en la lámina deck por donde atravesarán dichos conectores.
- Previo a la realización del ensayo PushOut es necesario nivelar la probeta en todas las direcciones para que haya una correcta distribución de esfuerzos aplicados con la máquina de ensayo.

BIBLIOGRAFÍA

- Alzate, E., Montes, J., & Silva, C. (2007). Medidores de deformacion por resistencia: galgas extensiométricas. *Scientia et Technica*, 34, 6. <https://revistas.utp.edu.co/index.php/revistaciencia/article/view/5519/3171>
- American Concrete Institute. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19)*.
- American Institute of Steel Construction. (2011). *Steel Construction Manual*.
- American Institute of Steel Construction. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*.
- American Iron and Steel Institute. (2016). *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*.
- American Society for Testing and Materials. (2018). *Standard Practice for Dealing with Outlying Observations*.
- American Society of Civil Engineers, & Structural Engineering Institute. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*.
- Ayala, D. A., & Chicaiza, C. A. (2021). *Análisis De La Influencia De Los Conectores De Corte En La Unión Viga Metálica Y Losas De Hormigón Armado*. Escuela Politécnica Nacional.
- Balasubramanian, R., & Rajaram, B. (2016). Study on behaviour of angle shear connector in steel-concrete composite structures. *International Journal of Steel Structures*, 16(3), 807–811. <https://doi.org/10.1007/s13296-015-0094-0>
- Bernuzzi, C., & Cordova, B. (2016). *Structural Steel Design to Eurocode 3 and AISC Specifications*. Wiley Blackwell.
- Bouchair, A., Bujnak, J., Duratna, P., & Lachal, A. (2012). Modeling of the steel-concrete push-out test. *Engineering Procedia*, 6.
- Bresler, B., Lin, T. Y., & Scalzi, J. (1970). *Diseño de estructuras de acero* (J. Wiley

(ed.); Segunda).

Campos, W. (2011). *Una aproximación conceptual al nivel de confianza y nivel de significancia Serie Materiales de investigación*.

Civil Engineering and Building Structures Standards Committee. (2004). *Steel, concrete and composite bridges. Part 5: Code of practice for design of composite bridges*.

DIPAC. (2020). *Catálogo general de productos*.

European Committee for Standardization. (1990). *Eurocode-Basis of structural design*.

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

European Committee for Standardization. (2011). *Eurocódigo 4: Proyecto de estructuras mixtas de acero y hormigón*.

Franco, J., & Martínez, M. (2020). *Análisis De La Resistencia a Corte De Los Conectores Tipo Ángulo En Losas De Hormigón Armado Sobre Estructura Metálica*. Escuela Politécnica Nacional.

Galán, V., & Jaramillo, D. (2012). *Ensayo experimental de los conectores de corte de las losas tipo deck*. Escuela Politécnica Nacional.

Galindo, E. (2006). *Estadística Métodos y Aplicaciones* (Prociencia (ed.); Segunda Ed).

Garcia, A., & Molina, M. (2008). Comportamiento de vigas de sección compuesta con perfiles de acero laminado y losa de concreto empleando conectores de cortante tipo tornillo grado dos (2). In *Revista de Ingeniería e investigación* (Vol. 28, Issue 3).

García, E. (2012). *Implementación de un control por pre-distorsión para incrementar el rango de medición de un lvdt (linear variable differential transducer)*. Instituto Politécnico Nacional.

Guezouli, S., & Lachal, A. (2012). Numerical analysis of frictional contact effects in

- push-out tests. *Engineering Structures*.
- Hicks, S. (2007). *Resistance and ductility of shear connection: Full- scale beam and push tests*. 8.
- Hicks, S., Ciutina, A., & Odenbreit, C. (2017). Development of a new push test for Eurocode 4. *Warwick The Library*, 62–73.
- Hurtado, C., Fernando, X., Molina, ;, Linero, ;, & Luis, D. (2008). *Ingeniería e Investigación*. 28(2), 4–14. <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=64328202>
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2010a). *Hormigón de cemento hidráulico. Determinación de la resistencia a la compresión de especímenes cilíndricos de hormigón de cemento hidráulico. (NTE INEN 1573)*.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2010b). *Hormigón de Cemento Hidráulico. Muestreo (INEN- 1763)*.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2010c). *Hormigón de Cemento Hidráulico. Determinación del asentamiento (INEN-1578)*.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2011). *Hormigón de Cemento Hidráulico. Elaboración y curado en obra de especímenes para ensayo- (INEN-1576)*.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2012a). *Mallas electrosoldadas para refuerzo de hormigón elaboradas con alambres de acero conformados en frío. Requisitos*.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2012b). *Perfiles de acero laminados en caliente. Requisitos (INEN-2215)*.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2015a). *Hormigones. Hormigón premezclado. Requisitos (INEN 1855-1)*.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2015b). *Placa colaborante de acero. Requisitos y métodos de ensayo (INEN-2397)*.
- Kim, K.-S., Han, O., Choi, J., & Kim, S.-H. (2019). Hysteretic performance of stubby Y-type perfobond rib shear connectors depending on transverse rebar. *Construction and Building Materials*.

- Lee, J. S., Shin, K. J., Lee, H. Du, & Woo, J. H. (2020). Strength Evaluation of Angle Type Shear Connectors in Composite Beams. *International Journal of Steel Structures*, 20(6), 2068–2075. <https://doi.org/10.1007/s13296-020-00433-2>
- López, L. (2018). Análisis y evolución de los sistemas constructivos prefabricados, impacto ambiental e interacción con el sistema constructivo tradicional mexicano = Analysis and evolution of prefabricated building systems, environmental impact and interaction with the tr. *Anales de Edificación*, 4(3), 44. <https://doi.org/10.20868/ade.2018.3799>
- Lozano, W. (2011). Determinación del número mínimo de observaciones en investigación, obviando las estimaciones de la varianza de datos. *Revista de Didáctica Ambiental*, 10, 54–61. www.uanarino.edu.co.
- Luis, K., Marrero, S., & Díaz, I. (2016). Diseño de sistema para viviendas con lámina colaborante metálica. *Revista de Arquitectura e Ingeniería*, 10(1), 1–14. <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=193945713005>
- McCormac, J., & Csernak, S. (2013). *Diseño de estructuras de acero* (Alfaomega Grupo Editor (ed.); Quinta). Pearson Education Inc.
- MIDUVI, & CAMICON. (2015a). *Guía práctica para el diseño de estructuras de acero*.
- MIDUVI, & CAMICON. (2015b). *Norma Ecuatoriana de la Construcción: Estructuras de Hormigón Armado*.
- NOVACERO. (2019). *Catálogo Estructuras Metálicas y Mixtas*.
- Pavlović, M., Marković, Z., Veljković, M., & Bucrossed D Signevac, D. (2013). Bolted shear connectors vs. headed studs behaviour in push-out tests. *Journal of Constructional Steel Research*, 88, 134–149. <https://doi.org/10.1016/J.JCSR.2013.05.003>
- Popov, E. (2000). *Mecánica de Sólidos* (Segunda). Pearson Education Inc.
- Rehman, N., Lam, D., Dai, X., & Ashour, A. F. (2016). Experimental study on demountable shear connectors in composite slabs with profiled decking. *Journal of Constructional Steel Research*, 122, 178–189.

<https://doi.org/10.1016/J.JCSR.2016.03.021>

- Ribeiro Neto, J. G., Vieira, G. S., & Zoccoli, R. de O. (2020). Experimental analysis of the structural behavior of different types of shear connectors in steel-concrete composite beams. *Revista IBRACON de Estruturas e Materiais*, 13(6), 1. <https://doi.org/10.1590/s1983-41952020000600010>
- Rogel, J., & Tenorio, G. (2018a). *Ensayo experimental de los conectores de corte tipo ángulo en losas tipo deck sobre estructura metálica*. Escuela Politécnica Nacional.
- Rogel, J., & Tenorio, G. (2018b). *Ensayo experimental de los conectores de corte tipo ángulo en losas tipo deck sobre estructura metálica*. Escuela Politécnica Nacional.
- Ros, S. (2011). *Formulation for Shear Force-Relative Displacement Relationship of L-shape Shear Connector in Steel-Concrete Composite Structures*.
- Salmon, C. G., Johnson, J. E., & Malhas, F. A. (2009). *Steel Structures* (Fifth). Pearson Education Inc.
- Segura, J. (1999). *Estructuras de Concreto I* (Cuarta). Universidad Nacional de Colombia.
- Shariati, A., Shariati, M., Ramli Sulong, N. H., Suhatri, M., Arabnejad Khanouki, M. M., & Mahoutian, M. (2014). Experimental assessment of angle shear connectors under monotonic and fully reversed cyclic loading in high strength concrete. *Construction and Building Materials*, 52, 276–283. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.11.036>
- Shariati, M., Ramli Sulong, N. H., Shariati, A., & Kueh, A. B. H. (2016). Comparative performance of channel and angle shear connectors in high strength concrete composites: An experimental study. *Construction and Building Materials*, 120, 382–392. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.102>
- Shariati, Mahdi, Ramli Sulong, N. H., Shariati, A., & Khanouki, M. A. (2016). Behavior of V-shaped angle shear connectors: experimental and parametric study. *Materials and Structures/Materiaux et Constructions*, 49(9), 3909–3926.

<https://doi.org/10.1617/s11527-015-0762-8>

- Shim, C. S. (2004). Experiments on limit state design of large stud shear connectors. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 8(3), 313–318. <https://doi.org/10.1007/bf02836013>
- Sociedad Americana de Soldadura. (2000). *Código para Soldadura Estructural - Acero*.
- Steel Deck Institute. (2017). *Composite Steel Floor Deck-Slabs*.
- Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD* (R. del Bosque (ed.); Primera). McGraw-Hill Interamericana.
- Wang, B., Huang, Q., & Liu, X. (2019). Comparison of Static and Fatigue Behaviors between Stud and Perfobond Shear Connectors. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 11.
- Yang, T., Liu, S., Qin, B., & Liu, Y. (2020). Experimental study on multi-bolt shear connectors of prefabricated steel-concrete composite beams. *Journal of Constructional Steel Research*, 173. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106260>

ANEXOS

ANEXO 1

ENSAYOS DE RESISTENCIA A COMPRESIÓN DEL HORMIGÓN



COMPRESIÓN DE CILINDROS DE HORMIGÓN

INF No. 21 - 0114-1
Hoja 01 de 01

Quito, 1 de octubre de 2021

DATOS DEL CLIENTE

Razón social: MARÍA JOSÉ CEVALLOS, JORGE MERA
Dirección: LADRÓN DE GUEVARA E11-253 Y ANDALUCÍA
Teléfono: 0986879439; 0969550501

DATOS DEL PROYECTO

Proyecto: ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA A CORTE DE LOS CONECTORES TIPO ÁNGULO DE 3MILIMETROS DE ESPESOR EN LOSAS TIPO DECK SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA.

Contratante: ***

Contratista: ***

Fiscalizador: ***

ELEMENTO: LOSA

NORMA: ASTM C39

No.	IDENTIFICACIÓN	FECHA FABRICACIÓN	FECHA ROTURA	EDAD (días)	DIÁMETRO (mm)	ÁREA (mm ²)	PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	CARGA MÁX. (kN)	RESISTENCIA		TIPO DE FALLA*	DEFECTOS*
									(MPa)	(kg/cm ²)		
1	P1	2021-09-22	2021-09-29	7	101.25	8052	2240	207.1	25.7	262	TIPO 1	C
2	P2	2021-09-22	2021-09-29	7	101.50	8091	2260	228.0	28.0	285	TIPO 2	A
3	P3	2021-09-22	2021-09-29	7	100.75	7972	2260	187.5	24.7	252	TIPO 1	C



DESCRIPCIÓN DE DEFECTOS: A = NINGUNO, B = SEGREGADO, C = POROSIDAD, D = FISURAS PREEXISTENTES, E = OTRA

OBSERVACIONES: Todos los datos del ítem de ensayo (fecha de fabricación, elemento, identificación) son proporcionadas por el cliente por lo que involucra su total responsabilidad.

Los resultados reportados en el presente informe corresponden únicamente a los ítems ensayados.

La información marcada con asterisco (*) corresponde a lo especificado en la norma ASTM C39.

El contenido del presente informe no podrá reproducirse ni utilizarse totalmente sin la autorización del LEMSUR.

ING. PAUL ZUÑIGA M
JEFE DE LABORATORIO (E)



Telf.: 2976300
Ext.: 1609



COMPRESIÓN DE CILINDROS DE HORMIGÓN

INF. No. 21 - 0116 - I
Hoja 01 de 01

Quito, 7 de octubre de 2021

DATOS DEL CLIENTE

Razón social: MARIA JOSÉ CEVALLOS, JORGE MERA
Dirección: LADRÓN DE GUEVARA E11-253 Y ANDALUCÍA
Teléfono: 0986879439; 0966550501

DATOS DEL PROYECTO

Proyecto: ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA A CORTE DE LOS CONECTORES TIPO ÁNGULO DE 34MÍLIMETROS DE ESPESOR EN LOSAS TIPO DECK SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA.
Contratante: ***
Contratista: ***
Fiscalizador: ***
ELEMENTO: LOSA
NORMA: ASTM C39

No.	IDENTIFICACIÓN	FECHA FABRICACIÓN	FECHA ROTURA	ESDQ (mm)	DIÁMETRO (mm)	ÁREA (mm ²)	PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	CARGA MAX. (kN)	RESISTENCIA		TIPO DE FALLA*	DEFECTOS
									(MPa)	(kg/cm ²)		
1	P4	2021-09-22	2021-10-06	14	101,25	8052	2230	261,9	32,8	332	TIPO 1	C
2	P6	2021-09-22	2021-10-06	14	102,25	8211	2230	257,8	32,7	333	TIPO 1	C
3	P8	2021-09-22	2021-10-06	14	101,25	8263	2240	268,0	33,0	337	TIPO 2	C

TIPO DE FALLA

Tipo 1: Corcha en ambos extremos (razonablemente bien formados). Ángulo a través de la columna (resaca) a 20°.
Tipo 2: Corcha bien formada en uno de los extremos. Fisuras verticales que recorren a través de la columna, como lo más definido en el otro extremo.
Tipo 3: Fisura vertical columnar a través de ambos extremos, como lo más definido.
Tipo 4: Fisura diagonal en forma de X a través de los bordes, girar con un ángulo para distinguir del Tipo 1.
Tipo 5: Fisuras a los lados en el extremo superior o en el fondo, aparecen concurriendo cuando se ensaya con compresión.
Tipo 6: Similar al Tipo 5, pero el extremo del cilindro está en punto.

DESCRIPCIÓN DE DEFECTOS: A = NINGUNO, B = SEGREGADO, C = POROSIDAD, D = FISURAS PREEXISTENTES, E = OTRA

OBSERVACIONES: Todos los datos del ítem de ensayo (fecha de fabricación, elemento, identificación) son proporcionadas por el cliente por lo que involucra su total responsabilidad.
Los resultados reportados en el presente informe corresponden únicamente a los ítems ensayados.
La información marcada con asterisco (*) corresponde a lo especificado en la norma ASTM C39.
El contenido del presente informe no podrá reproducirse ni parcial ni totalmente sin la autorización del LEMSUR.

ING. PAUL C. SORIA M.
JEFE DE LABORATORIO (E)



Tel.: 2976300
Ext.: 1609



COMPRESIÓN DE CILINDROS DE HORMIGÓN

INF. No. 21 - 0119-1
Hoja 01 de 01

Quito, 20 de octubre de 2021

DATOS DEL CLIENTE

Razón social: MARIA JOSE CEVALLOS, JORGE NERA
Dirección: LADRÓN DE GUEVARA E11-253 Y ANDALUCÍA
Teléfono: 0986879439; 0989550501

DATOS DEL PROYECTO

Proyecto: ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA A CORTE DE LOS CONECTORES TIPO ÁNGULO DE 3 MILÍMETROS DE ESPESOR EN LOSAS TIPO DECK SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA.

Contratante: ***

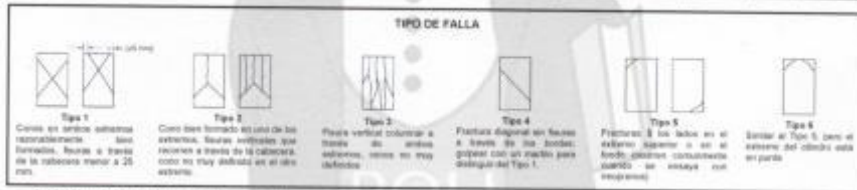
Contratista: ***

Fiscalizador: ***

ELEMENTO: LOSA

NORMA: ASTM C39

No.	IDENTIFICACIÓN	FECHA FABRICACIÓN	FECHA ROTURA	EDAD (días)	DIÁMETRO (mm)	ÁREA (mm ²)	PESO ESPECÍFICO (kg/m ³)	CARGA MÁX. (kN)	RESISTENCIA		TIPO DE FALLA*	DEFECTOS*
									(MPa)	(kg/cm ²)		
1	P7	2021-09-22	2021-10-20	28	102.00	8175	2260	311.8	38.2	389	TIPO 2	C
2	P8	2021-09-22	2021-10-20	28	102.25	8211	2260	303.8	37.0	377	TIPO 2	C
3	P9	2021-09-22	2021-10-20	28	103.00	8339	2290	305.7	38.7	374	TIPO 1	C



DESCRIPCIÓN DE DEFECTOS: A = NINGUNO, B = SEGREGADO, C = POROSIDAD, D = FISURAS PREEXISTENTES, E = OTRA

OBSERVACIONES: Todos los datos del ítem de ensayo (fecha de fabricación, elemento, identificación) son proporcionados por el cliente por lo que involucra su total responsabilidad.
 Los resultados reportados en el presente informe corresponden únicamente a los ítems ensayados.
 La información marcada con asterisco (*) corresponde a lo especificado en la norma ASTM C39.
 El contenido del presente informe no podrá reproducirse ni parcial ni totalmente sin la autorización del LEMSUR.

ING. PABLO ZUMIGA M.
JEFE DE LABORATORIO (E)



Tel.: 2976300
Ext.: 1609



COMPRESIÓN DE CILINDROS DE HORMIGÓN

RP/ No: 21 - 0138-1
Hoja 01 de 01.

Quito, 30 de noviembre de 2021

DATOS DEL CLIENTE

Razón social: MARIA JOSÉ CEVALLOS, JORGE MERA
Dirección: LADRÓN DE GUEVARA E11-253 Y ANDALUCÍA
Teléfono: 0986679439, 0999550321

DATOS DEL PROYECTO

Proyecto: ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA A CORTE DE LOS CONECTORES TIPO ÁNGULO DE 3 MILÍMETROS DE ESPESOR EN LOSAS TIPO DECK SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA.
Contratante: ***
Contratista: ***
Fiscalizador: ***
ELEMENTO: LOSA
NORMA: ASTM C39

No.	IDENTIFICACIÓN	FECHA FABRICACIÓN	FECHA ROTURA	ESPE- SOR (mm)	DIÁMETRO (mm)	ÁREA (mm ²)	REND. ESPECÍFICO (kg/m ³)	CARGA MÁX. (kN)	RESISTENCIA		TIPO DE FALLA*	DEFECTOS*
									(MPa)	(kg/cm ²)		
1	P10	2021-09-22	2021-11-17	06	101.50	8081	2300	348.5	42.8	437	TIPO 1	A
2	P11	2021-09-22	2021-11-17	08	102.75	8392	2225	335.1	40.5	410	TIPO 1	A
3	P12	2021-09-22	2021-11-17	08	101.75	8131	2380	319.8	39.3	401	TIPO 1	A

TIPO DE FALLA

Tipo 1: Como en algunos esfuerzos característicos (ver formato), fluye a través de la falda hacia el otro extremo.

Tipo 2: Como bien formado en uno de los extremos, fluye verticalmente que ocurre a través de la columna, pero no muy definido en el otro extremo.

Tipo 3: Fluye vertical cubriendo a través de ambos extremos, pero no muy definido.

Tipo 4: Presión diagonal en la zona de la falda, en los bordes, cubren con un perfil perpendicular al Tipo 1.

Tipo 5: Presión de los lados en el extremo superior e en el fondo, ocurren simultáneamente cuando se aplica una compresión.

Tipo 6: Similar al Tipo 5, pero el extremo del cilindro está en parte.

DESCRIPCIÓN DE DEFECTOS: A = NINGUNO, B = SEDREGADO, C = POROSIDAD, D = FUEURAS PREEXISTENTES, E = OTRA.

OBSERVACIONES: Todos los datos del ítem de ensayo (fecha de fabricación, elemento, identificación) son proporcionados por el cliente por lo que involucra su total responsabilidad. Los resultados reportados en el presente informe corresponden únicamente a los ítems ensajados. La información marcada con asterisco (*) corresponde a lo especificado en la norma ASTM C39. El contenido del presente informe no podrá reproducirse parcial ni totalmente sin la autorización del LEMSUR.

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DE LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609

ANEXO 2

ENSAYOS DE MÓDULO DE ELASTICIDAD EN HORMIGÓN



MÓDULO DE ELASTICIDAD EN HORMIGÓN

INF. No. 21 - 0137 - I
Hoja 01 de 03

Quito, 30 de noviembre de 2021

DATOS DEL CLIENTE

Razón social: MARIA JOSE CEVALLOS, JORGE MERA
Dirección: LADRÓN DE GUEVARA E11-253 Y ANDALUCÍA
Teléfono: 0986879439- 0986600501

DATOS DEL PROYECTO

Proyecto: ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA A CORTE DE LOS CONECTORES TIPO ÁNGULO DE 3 MILIMETROS DE ESPESOR EN LOSAS TIPO DECK SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA.

Contratante: ---

Contratista: ---

Fiscalizador: ---

ELEMENTO: LOSA

MUESTRA: P15

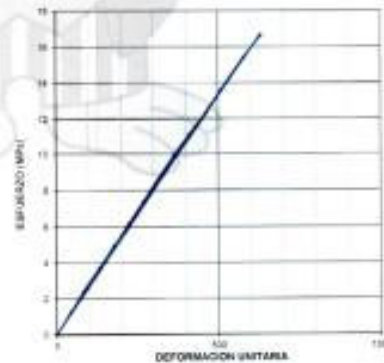
FECHA DE ENSAYO: 2021-11-17

NORMA: ASTM C469 - 14

CARGA (KN)	DEF. AXIAL (microm)	REFUERZO (MPa)
0.0	0	0.00
15.0	44	1.23
30.0	65	2.47
30.0	132	3.70
40.0	179	4.93
50.0	228	6.17
60.0	299	7.40
70.0	370	8.63
80.0	363	9.87
90.0	411	11.10
100.0	462	12.33
110.0	509	13.57
120.0	581	15.42
135.0	629	16.65
0.0	0	0.00
10.0	43	1.23
20.0	87	2.47
30.0	132	3.70
40.0	179	4.93
50.0	227	6.17
60.0	276	7.40
70.0	322	8.63
80.0	371	9.87
90.0	417	11.10
100.0	468	12.33
110.0	509	13.57
120.0	579	15.42
135.0	633	16.65

CARACTERÍSTICAS DE LA PROBETA	
DIÁMETRO (D) (mm)	101.80
ALFURA (L) (mm)	200
PESO (g)	3640.8
PESO UNITARIO (g/cm ³)	2.24

RESUMEN DE RESULTADOS	
ÁREA (mm ²)	8197.32
RELACIÓN L/D	1.97
Carga máxima (KN)	340.00
Módulo de Elasticidad (MPa)	26296
Resistencia a la compresión (MPa)	41.94
40 % de Resistencia a la compresión (MPa)	16.65



OBSERVACIONES: Las probetas no se ensayaron hasta su rotura, solo hasta el 40% de su resistencia estimada.

ING. MERCEDES VILLALOBOS
JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609



MÓDULO DE ELASTICIDAD EN HORMIGÓN

INF. No. 21 - 0137 - I
Hoja 02 de 03

Quito, 30 de noviembre de 2021

DATOS DEL CUENTE

Razón social: MARÍA JOSÉ CEVALLOS, JORGE MERA
Dirección: LADRÓN DE GUEVARA E11-253 Y ANDALUCÍA
Teléfono: 0986679430, 0969550501

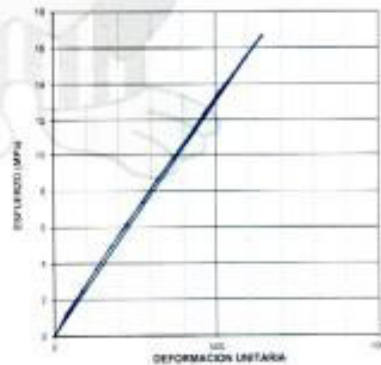
DATOS DEL PROYECTO

Proyecto: ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA A CORTE DE LOS CONECTORES TIPO ÁNGULO DE 3 MILÍMETROS DE ESPESOR EN LOSAS TIPO DECK SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA
Contratante: ***
Contralista: ***
Fiscalizador: ***
ELEMENTO: LOSA
MUESTRA: P14
FECHA DE ENSAYO: 2021-11-17
NORMA: ASTM C489 - 14

CARGA (KN)	DEF. AXIAL (microm)	ESFUERZO (MPa)
0.0	0	0.00
10.0	37	1.23
20.0	84	2.47
30.0	129	3.70
40.0	176	4.93
50.0	220	6.17
60.0	272	7.40
70.0	319	8.63
80.0	371	9.87
90.0	421	11.10
100.0	467	12.33
110.0	517	13.57
120.0	569	14.80
130.0	641	16.03
0.0	0	9.00
10.0	41	1.23
20.0	86	2.47
30.0	129	3.70
40.0	176	4.93
50.0	220	6.17
60.0	275	7.40
70.0	321	8.63
80.0	371	9.87
90.0	419	11.10
100.0	464	12.33
110.0	512	13.57
120.0	560	14.80
130.0	643	16.03

CARACTERÍSTICAS DE LA PRUEBA	
DIÁMETRO (D) (mm)	101.60
ALTIMETRO (L) (mm)	200
PESO (kg)	1700.6
PESO UNITARIO (kg/m ³)	2.20

RESUMEN DE RESULTADOS	
ÁREA (mm ²)	8107.32
RELACIÓN L/D	1.97
Carga máxima (KN)	***
Módulo de Elasticidad (MPa)	27005
Resistencia a la compresión (MPa)	***
σ _{0.05} (Resistencia a la compresión (MPa))	16.65



OBSERVACIONES: Las pruebas no se interrumpieron hasta su rotura, solo hasta el 80% de su resistencia estimada

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609



MÓDULO DE ELASTICIDAD EN HORMIGÓN

INF. No. 21 - 0137 - I
Hoja 03 de 03

Quito, 30 de noviembre de 2021

DATOS DEL CLIENTE

Razón social: MARÍA JOSÉ CÉVALLOS, JORGE MERA
Dirección: LADRÓN DE GUEVARA E11-253 Y ANDALUCÍA
Teléfono: 0988679430, 0969550601

DATOS DEL PROYECTO

Proyecto: ANALISIS DE LA RESISTENCIA A CORTE DE LOS CONECTORES TIPO ANGULO DE 3 MILIMETROS DE ESPESOR EN LOSAS TIPO DECK SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA
Contratante: ***
Contratista: ***
Fiscalizador: ***
ELEMENTO: LOSA
MUESTRA: P16
FECHA DE ENSAYO: 2021-11-17
NORMA: ASTM C469 - 14

CARGA (KN)	DEF. AXIAL (mm)	ESFUERZO (MPa)
0.0	0	0.00
10.0	39	1.20
20.0	82	2.40
30.0	128	3.60
40.0	172	4.80
50.0	219	6.00
60.0	268	7.20
70.0	315	8.40
80.0	361	9.60
90.0	408	10.80
100.0	452	12.00
110.0	498	13.20
120.0	547	14.40
130.0	593	15.60
0.0	0	0.00
10.0	37	1.20
20.0	81	2.40
30.0	125	3.60
40.0	172	4.80
50.0	215	6.00
60.0	268	7.20
70.0	313	8.40
80.0	361	9.60
90.0	406	10.80
100.0	454	12.00
110.0	501	13.20
120.0	571	14.40
130.0	617	15.60

CARACTERÍSTICAS DE LA PROBETA	
DIAMETRO (D) (mm)	100.00
ALTURA (L) (mm)	200
PESO (kg)	3826.9
PESO LIMPIADO (kg/cm ²)	2.31

RESUMEN DE RESULTADOS	
ARRANQUE (f)	0.0029
RELACIÓN L/D	1.94
Carga máxima (KN)	---
Módulo de Elasticidad (MPa)	20147
Resistencia a la compresión (MPa)	---
40 % de Resistencia a la compresión (MPa)	16.20



OBSERVACIONES: Las probetas no se ensayaron hasta su rotura, solo hasta el 40% de su resistencia estimada.

ING. MERCEDES VILLACÍS
JEFE DEL LABORATORIO



Tel.: 2976300
Ext.: 1609

ANEXO 3

ENSAYOS A TRACCIÓN DE ACERO DEL CONECTOR DE CORTE Y LA VIGA



INFORME TÉCNICO

LAEV – M21.068

Quito, 6 de septiembre de 2021

Solicitado por: Ph.D. Luis Hernández
Persona de contacto: María Cevallos, Jorge Mera
Teléfono: 0969550501
Correo: jorge.mera@epn.edu.ec
Fecha de recepción: 02/09/2021
Fecha de ejecución: 03/09/2021

ORDEN DE TRABAJO N°: DM-OTI0115-2021

1. MUESTRAS: Seis (3) probetas metálicas planas para ensayo de tracción.

2. GENERALIDADES E IDENTIFICACIÓN:

La siguiente descripción fue proporcionada por el cliente:

Título de la tesis: ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA A CORTE DE LOS CONECTORES TIPO ÁNGULO DE 3 MILÍMETROS DE ESPESOR EN LOSAS TIPO DECK SOBRE ESTRUCTURA METÁLICA

En la tabla 1 se muestra la identificación de las muestras a ser ensayadas:

Tabla 1. Identificación de las muestras

Id. cliente	Espesor nominal (mm)	Id. LAEV
T1	5	M21.068.01
T2	5	M21.068.02
T3	5	M21.068.03
T4	3	M21.068.04
T5	3	M21.068.05
T6	3	M21.068.06

3. CONDICIONES AMBIENTALES:

Temperatura: $23,1 \pm 1,4$ °C

Humedad relativa: $35,8 \pm 2,4$ %

4. ENSAYO DE TRACCIÓN

En las tablas 3 y 4 se presentan los resultados obtenidos en los ensayos de tracción.


Tabla 3. Ensayo de tracción.

Id.	Ancho promedio	Espesor Promedio	Carga máxima registrada		Límite de fluencia		Resistencia a la tracción		% elongación en 200 mm
	mm	mm	lbf	N	ksi	MPa	ksi	MPa	
M21.068.01	39,90	5,12	18 393	81 817	35,2	242,5	58,1	400,8	27,0
M21.068.02	40,16	4,98	18 577	82 634	36,4	250,8	59,9	413,5	24,6
M21.068.03	40,15	5,04	18 552	82 524	35,5	244,5	59,1	408,1	27,4

Tabla 4. Ensayo de tracción.

Id.	Ancho promedio	Espesor Promedio	Carga máxima registrada		Límite de fluencia		Resistencia a la tracción		% elongación en 50 mm
	mm	mm	lbf	N	ksi	MPa	ksi	MPa	
M21.068.04	12,44	2,85	3 708	16 495	50,5	348,3	67,5	465,5	33,5
M21.068.05	12,48	3,01	3 899	17 342	50,5	348,4	67,0	462,3	36,1
M21.068.06	12,56	2,96	4 062	18 069	53,0	365,4	70,5	486,9	32,3

Nota.- Los resultados contenidos en el presente informe corresponden únicamente a las muestras ensayadas por el Laboratorio de Análisis de Esfuerzos y Vibraciones (LAEV). Además, los valores de fuerza que se emiten en el presente documento (y con los que se ha evaluado la conformidad) corresponden a valores corregidos en función del último certificado de calibración del equipo de fuerza y no se ha utilizado el valor de la incertidumbre.

	REVISADO POR:	APROBADO POR:
Firma:	 <small>firmado digitalmente por</small> JONATHAN FERNANDO CASTRO REVELLO	WILSON IVAN GUACHAMIN ACERO <small>Firmado digitalmente por WILSON IVAN GUACHAMIN ACERO Fecha: 2021.09.06 11:31:31 0500</small>
Nombre:	Ing. Jonathan Castro, M.Sc.	Ph.D. Wilson Guachamín
Cargo:	ESPECIALISTA DE LABORATORIO	JEFE
LABORATORIO DE ANALISIS DE ESFUERZOS Y VIBRACIONES		



ORDEN DE EMPASTADO

De acuerdo a lo estipulado en el artículo 83 del Reglamento de Sistema de Estudios de las Carreras de Formación Profesional y de Posgrados, aprobado por el Consejo Politécnico en sesión del 16 de agosto del 2011 y una vez verificado el cumplimiento del formato de presentación establecido, se autoriza la impresión y encuadernación final del plan de tesis presentado por los **Srs María José Cevallos López y Jorge André Mera Vera** estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil.

Fecha de autorización: Quito, 17 de marzo del 2022.



Firmado electrónicamente por:
**GERMAN
VINICIO LUNA
HERMOSA**

Ing. Germán Luna H. MBa
Decano de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental