

INSTITUTO TECNOLÓGICO Y DE ESTUDIOS
SUPERIORES DE MONTERREY

CAMPUS MONTERREY

DIVISION DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA
PROGRAMA DE GRADUADOS EN INGENIERIA



TECNOLÓGICO
DE MONTERREY

COMPORTAMIENTO DE CONECTORES DE CORTE
UTILIZANDO CONCRETO CELULAR Y DE ANHIDRITA

TESIS

PRESENTADA COMO REQUISITO PARCIAL PARA
OBTENER EL GRADO ACADEMICO DE:

MAESTRO EN CIENCIAS

EN INGENIERIA Y ADMINISTRACION DE LA
CONSTRUCCION
ESPECIALIDAD EN INGENIERIA ESTRUCTURAL

POR

MANUEL GERARDO VERDUZCO ZAPATA

MONTERREY, NUEVO LEON

MAYO 2006

INSTITUTO TECNOLÓGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY

**CAMPUS MONTERREY
DIVISIÓN DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
PROGRAMA DE GRADUADOS EN INGENIERÍA**



**TECNOLOGICO
DE MONTERREY®**

**COMPORTAMIENTO DE CONECTORES DE CORTE UTILIZANDO CONCRETO
CELULAR Y DE ANHIDRITA**

TESIS

**PRESENTADA COMO REQUISITO PARCIAL PARA OBTENER EL GRADO
ACADÉMICO DE**

**MAESTRO EN CIENCIAS
EN INGENIERÍA Y ADMINISTRACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN
ESPECIALIDAD EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

POR:

MANUEL GERARDO VERDUZCO ZAPATA

MONTERREY, N. L.

MAYO 2006

Agradecimientos

A mis profesores, por su apoyo en la realización de este proyecto, pero sobre todo, por la comprensión y paciencia que me brindaron durante toda la maestría. Agradezco al Ing. Carlos Nungaray y al Dr. Francisco Yeomans, porque siempre supieron ser una guía dentro y fuera del ámbito escolar.

A mis padres, por esta oportunidad única de estudiar una maestría en el ITESM, y más aún agradezco su apoyo y cariño incondicional que siempre me han brindado. Ustedes son mi ejemplo a seguir, los admiro por la nobleza de sus corazones y por la calidez de vida que siempre han sabido dar. Por esto y más, les dedico a mis padres mi maestría y esta tesis. Gracias por estar siempre conmigo, los quiero mucho.

A mi hermana, que con su ejemplo me ha mostrado el significado del esfuerzo, la perseverancia y la excelencia, le agradezco su cariño y el apoyo que me ha dado siempre, tú sabes que siempre contarás con el mío.

A mis abuelos, tíos, primos y sobrinos, por sus ánimos, apoyo y por ese calor de familia que siempre han sabido brindar.

A mis amigos y amigas, que se esforzaron a mi lado y que sin ellos la elaboración de esta tesis no hubiera sido posible. Estoy y estaré siempre agradecido.

Por último y no por eso menos importante, **a Julieta**, por estar conmigo durante esta etapa tan importante de mi vida. Gracias por tu apoyo y por no dejarme caer cuando me han faltado fuerzas. Nuestro amor demostró que el tiempo y la distancia no es nada ante nosotros, pues sabemos que compartimos el mismo sueño y corazón.

TABLA DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. GENERALIDADES.....	1
1.2. JUSTIFICACIÓN.....	3
1.3. LÍNEA DE INVESTIGACIÓN.....	3
1.4. OBJETIVO GENERAL.....	4
1.5. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	4
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	5
2.1. GENERALIDADES.....	5
2.2. TIPOS DE CONECTORES.....	6
2.3. TIPOS DE LÁMINAS.....	7
2.4. PRUEBAS PUSH OUT.....	12
2.5. TIPOS DE CONCRETOS EN LAS PRUEBAS PUSH OUT.....	14
2.5.1. Concreto de peso normal.....	14
2.5.2. Concreto Celular.....	14
2.5.6. Concreto de anhidrita.....	16
2.6. REVISIÓN HISTÓRICA DE PRUEBAS EXPERIMENTALES.....	17
CAPÍTULO 3. DISEÑO EXPERIMENTAL	27
3.1. GENERALIDADES.....	27
3.2. EXPERIMENTO DE DISEÑO FACTORIAL.....	27
3.2.1. Elección de factores y niveles.....	28
3.2.2. Matriz del experimento.....	29
3.3. CONFIGURACIÓN DE LOS ESPECIMENES PUSH OUT.....	30
3.4. GEOMETRÍA DE LOS ESPECÍMENES.....	31
3.5. PROCEDIMIENTO DE PRUEBAS PUSH OUT.....	37
3.5.1. Construcción de los especímenes.....	37
3.5.2. Instrumentación.....	44
3.5.3. Sistema de carga.....	49
3.5.4. Procedimiento de ensayo.....	52
CAPÍTULO 4. RESULTADOS	54
4.1. GENERALIDADES.....	54
4.2. RESULTADOS DE PRUEBAS EXPERIMENTALES.....	54
4.2.1. Deslizamientos verticales.....	55
4.2.2. Deformaciones unitarias en conectores.....	57
CAPÍTULO 5. EVALUACIÓN ANALÍTICA	59
5.1. GENERALIDADES.....	59
5.2. PREDICCIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA.....	59
5.2.1. AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC).....	59
5.2.2. EUROCÓDIGO 4.....	60
5.2.3. CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA).....	61
5.2.4. RAMBO-RODDENBERRY.....	62
5.3. ANÁLISIS ESTADÍSTICO.....	63
5.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	66
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES	75
6.1. CONCLUSIONES GENERALES.....	75
6.2. RECOMENDACIONES PARA INVESTIGACIONES FUTURAS.....	76

APÉNDICE A. MANUAL DE PRUEBAS.....	77
<i>A.1. PROCEDIMIENTO DE FABRICACIÓN DE ESPECIMENES.....</i>	<i>77</i>
<i>A.2. PROCEDIMIENTO DE PRUEBAS PUSH OUT.....</i>	<i>80</i>
APÉNDICE B. FALLAS EN LOSAS.....	83
BIBLIOGRAFÍA.....	88

ÍNDICE DE TABLAS

TABLA 1. PROPORCIONES DE CONCRETO DE ANHIDRITA DE 200 $\frac{kg}{cm^2}$	17
TABLA 2. PORCENTAJE DE SUSTITUCIÓN DE ANHIDRITA POR CEMENTO.	17
TABLA 3. RESUMEN DE PARÁMETROS DE PRUEBAS <i>PUSH OUT</i>	26
TABLA 4. MATRIZ TÍPICA DE UN EXPERIMENTO FACTORIAL 2^2	28
TABLA 5. FACTORES Y NIVELES.....	29
TABLA 6. MATRIZ EXPERIMENTAL TESTIGO Y DE PRUEBA.....	29
TABLA 7. MATRIZ EXPERIMENTAL.....	29
TABLA 8. CARACTERÍSTICAS DE LOS ESPECÍMENES.....	31
TABLA 9. DIMENSIONES DE LOS LVDT'S.....	44
TABLA 10. DIMENSIONES DE LAS GALGAS EXTENSOMÉTRICAS.....	45
TABLA 11. RESUMEN DE INSTRUMENTACIÓN.....	48
TABLA 12. PRESENTACIÓN DE RESULTADOS DE PRUEBAS EN EL CONCRETO.....	54
TABLA 13. RESUMEN DE LECTURAS REALIZADAS EXPERIMENTALMENTE.....	58
TABLA 14. PREPROCESAMIENTO DEL ANÁLISIS ESTADÍSTICO.....	63
TABLA 15. ANÁLISIS ESTADÍSTICO.....	64
TABLA 16. RESULTADOS EXPERIMENTALES VS. MODELO ESTADÍSTICO.. ..	64
TABLA 17. GEOMETRÍA GENERAL DE LOS ESPECÍMENES DEL ITESM.....	66
TABLA 18. PREDICCIONES DE CARGA (E_c EXP.) VS. COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL.....	67
TABLA 19. PREDICCIONES DE CARGA (E_c TEÓRICO) VS. COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL.....	67
TABLA 20. DATOS GENERALES DE LAS PRUEBAS <i>PUSH OUT</i> INTERNACIONALES.....	72
TABLA 21. PREDICCIONES VS COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE RAMBO-R.....	73
TABLA 22. PREDICCIÓN VS COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE LYONS (1994).....	73
TABLA 23. PREDICCIÓN VS COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE ROBINSON (2002).....	73
TABLA 24. PREDICCIÓN VS COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE JAYAS Y HOSAIN (1988).....	74
TABLA 25. PREDICCIÓN VS COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL DE MOTTRAM Y JOHNSON (1990).....	74
TABLA 26. MÓDULO DE ELASTICIDAD, DENSIDAD Y RESISTENCIA DEL CONCRETO.....	82

ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 1. REDUCCIÓN DEL ESFUERZO FLEXIONANTE (SABNIS, 1979).....	2
FIGURA 2. PATENTE DE JULIOS KAHN (SABNIS, 1979).....	6
FIGURA 3. TIPO DE CONECTORES (SABNIS, 1979; WESTBERG ET AL., 2004).....	7
FIGURA 4. CARACTERÍSTICAS DE DIFERENTES LÁMINAS (PORTER, 1985).....	8
FIGURA 5. LÁMINAS CON CONCRETO EN LA SUPERFICIE SUPERIOR (IMSA).....	8
FIGURA 6. TIPOS DE CORRUGACIONES Y PRESENTACIONES DE LÁMINAS ESTRUCTURALES EN MÉXICO (IMSA).....	9
FIGURA 7. GEOMETRÍA DE LÁMINAS LOSACERO (IMSA).....	9
FIGURA 8. GEOMETRÍA DE LÁMINAS GALVADECK 15, 25 Y 30.....	10
FIGURA 9. POSICIÓN DE PERNOS DE CORTE (RAMBO-RODDENBERRY, 2002).....	11
FIGURA 10. POSICIÓN FUERTE Y DÉBIL DE LOS CONECTORES (AISC, 2003).....	12
FIGURA 11. PRUEBA <i>PUSH OUT</i> (RAMBO-RODDENBERRY, 2002).....	13
FIGURA 12. BOMBA GENERADORA DE ESPUMA.....	16
FIGURA 13. ESPÉCIMEN <i>PUSH OUT</i> (CHINN, 1965).....	20
FIGURA 14. DETALLE DE ESPÉCIMENES <i>PUSH OUT</i> (CHINN, 1965).....	20
FIGURA 15. ESPÉCIMEN <i>PUSH OUT</i> DE MAINSTONE Y MENZIES (BRO Y WESTBERG, 2004).....	21
FIGURA 16. PRUEBA <i>PUSH OUT</i> MODIFICADA (YURA ET AL., 2004).....	24
FIGURA 17. CIMBRA DE ESPÉCIMENES (BRO Y WESTBERG, 2004).....	25
FIGURA 18. ESPÉCIMEN DE PRUEBA <i>PUSH OUT</i> (BRO Y WESTBERG, 2004).....	25
FIGURA 19. ESPÉCIMEN SIN LÁMINA.....	32
FIGURA 20. POSICIÓN DE LOS PERNOS EN UN ESPÉCIMEN DE LOSA SÓLIDA.....	32
FIGURA 21. VISTA SUPERIOR DEL ESPÉCIMEN <i>PUSH OUT</i>	33
FIGURA 22. VISTA SUPERIOR DE LOS PERNOS.....	33
FIGURA 23. VISTA LATERAL DEL ESPÉCIMEN.....	34
FIGURA 24. VISTA FRONTAL DEL ESPÉCIMEN.....	34
FIGURA 25. DIMENSIONES DE LA LÁMINA GALVADECK 30 Y LOS PERNOS DE CORTE.....	35
FIGURA 26. ESPÉCIMEN DE UNA PRUEBA <i>PUSH OUT</i> CON LÁMINA.....	35
FIGURA 27. POSICIÓN DE LOS PERNOS EN UN ESPÉCIMEN <i>PUSH OUT</i> CON LÁMINA.....	36
FIGURA 28. VISTA SUPERIOR DE LOS PERNOS EN ESPÉCIMEN CON LÁMINA.....	36
FIGURA 29. VISTA LATERAL Y FRONTAL DEL ESPÉCIMEN <i>PUSH OUT</i>	37
FIGURA 30. SOLDADURA DE LOS PERNOS A TRAVÉS DE LA LÁMINA ESTRUCTURAL.....	38
FIGURA 31. EQUIPO DE SOLDADURA (NELSON STUD WELDING, 2004).....	38
FIGURA 32. PROCEDIMIENTO DE LA APLICACIÓN DE LA SOLDADURA.....	39
FIGURA 33. PERNOS SOLDADOS AL PATÍN DEL PERFIL W.....	39
FIGURA 34. CIMBRAS DE ESPÉCIMENES SIN LÁMINA.....	40
FIGURA 35. CIMBRA DE LOS ESPÉCIMENES CON LÁMINA.....	40
FIGURA 36. SE COLARON LAS LOSAS DE MANERA LATERAL EL MISMO DÍA.....	41
FIGURA 37. APUNTALAMIENTO PARA EVITAR QUE EL CONCRETO DESPRENDIERA LA CIMBRA.....	41
FIGURA 38. ESPÉCIMENES DE LOSA SÓLIDA YA CONSTRUIDOS.....	42
FIGURA 39. ESPÉCIMENES CON LOSAS COMPUESTAS.....	42
FIGURA 40. VERIFICACIÓN DE LA INSTRUMENTACIÓN EN LOS PERNOS.....	43
FIGURA 41. CILINDROS DE CONTROL.....	43
FIGURA 42. FOTO DE UN LVDT SERIE LD310.....	44
FIGURA 43. DIMENSIONES DE LOS LVDT'S.....	44
FIGURA 44. ACERCAMIENTO DE UNA GALGA <i>PFL-10-11</i>	45
FIGURA 45. LVDT'S PARA MEDIR DESPLAZAMIENTOS VERTICALES.....	45
FIGURA 46. POSICIÓN DE GALGAS.....	46
FIGURA 47. INSTRUMENTACIÓN DE PERNOS.....	46
FIGURA 48. NIVELES PARA MEDIR DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES EN UN ESPÉCIMEN DE LOSA COMPUESTA.....	47
FIGURA 49. NIVELES DE COLOCACIÓN EN ESPÉCIMENES SIN LÁMINA.....	47
FIGURA 50. RESUMEN DE INSTRUMENTACIÓN EN ESPÉCIMENES CON LOSAS SÓLIDAS.....	48
FIGURA 51. ESPÉCIMEN TOTALMENTE INSTRUMENTADO, CON LÁMINA.....	49

FIGURA 52. SISTEMA DE CARGA.	50
FIGURA 53. TARIMA CON EL GATO EN SU POSICIÓN FINAL.	51
FIGURA 54. DISPOSITIVO CON CABLES Y CUÑAS.	51
FIGURA 55. ESPÉCIMEN CON LÁMINA ANTES DE LA PRUEBA.	52
FIGURA 56. ESPÉCIMEN SIN LÁMINA PREVIO A LA PRUEBA EXPERIMENTAL.	53
FIGURA 57. GRÁFICA DE CARGA VS. DESLIZAMIENTO VERTICAL DE LOS ESPÉCIMENES DE ANHIDRITA.	55
FIGURA 58. GRÁFICA DE CARGA VS. DESLIZAMIENTO VERTICAL DE LOS ESPÉCIMENES DE CONCRETO CELULAR.	56
FIGURA 59. GRÁFICA DE CARGA VS. DESLIZAMIENTO VERTICAL DE LOS ESPÉCIMENES DE CONCRETO NORMAL.	57
FIGURA 60. APROXIMACIÓN ENTRE MODELO TEÓRICO Y DATOS EXPERIMENTALES.	65
FIGURA 61. APROXIMACIÓN ENTRE PREDICCIÓN DEL AISC Y LOS VALORES EXPERIMENTALES.	68
FIGURA 62. APROXIMACIÓN ENTRE LA PREDICCIÓN DE RAMBO-R. Y LOS VALORES EXPERIMENTALES.	69
FIGURA 63. APROXIMACIÓN ENTRE LA PREDICCIÓN DEL CSA Y LOS VALORES EXPERIMENTALES.	70
FIGURA 64. APROXIMACIÓN ENTRE LA PREDICCIÓN DEL EUROCÓDIGO Y LOS VALORES EXPERIMENTALES.	71
FIGURA 65. MEDIDAS EN CM PARA LA COLOCACIÓN DE LOS PERNOS.	77
FIGURA 66. CIMBRAS DE MADERA.	79
FIGURA 67. CIMBRAS DE MADERA CON CONCRETO EN SU INTERIOR.	80
FIGURA 68. FALLA EN LOS ESPÉCIMENES LA1 Y LA2.	83
FIGURA 69. FALLA EN EL ESPÉCIMEN LAM.	84
FIGURA 70. FALLA EN LOS ESPÉCIMENES LC1 Y LC2.	84
FIGURA 71. FALLA EN LOS ESPÉCIMENES LC3 Y LN.	85
FIGURA 72. FALLA EN LOS ESPÉCIMENES SA1 Y SA2.	86
FIGURA 73. FALLA EN LOS ESPÉCIMENES SA3 Y SC1.	86
FIGURA 74. FALLA EN LOS ESPÉCIMENES SC2 Y SC3.	87

CAPÍTULO 1. Introducción

1.1. GENERALIDADES

La construcción compuesta a base de concreto y acero aparece a principios de los años 20's. En las décadas siguientes, se comenzó a extender su uso pero no fue hasta la década de los sesenta que fue ampliamente aceptada por ingenieros para la construcción de puentes grandes y edificios. (Ollgaard et al, 1971; Salmon y Johnson, 1996)

Antes de que la construcción compuesta acero-concreto fuera aceptada y puesta en práctica, se diseñaban las estructuras considerando que cada elemento actúa de manera independiente del otro para soportar las cargas. En el caso de un perfil de acero que soporta una losa de concreto, se reconoce que la losa contribuye a la rigidez y la capacidad resistente del elemento que trabaja a flexión. La acción compuesta entre el acero y el concreto implica que existe una transferencia de cortante, dada por la fricción entre los materiales. Sin embargo, se reconoce que debido a que esta unión puede ser fácilmente desecha mediante una sobrecarga o un impacto en la estructura, es necesario proveer de algún tipo de anclaje adicional, de lo contrario los materiales se deben diseñar considerando que actúan de manera separada uno del otro, debido a la débil unión entre ellos. Este tipo de anclaje era difícil de obtener, por lo que se diseñaban las estructuras sin considerar que cumplían con una acción conjunta. Sin embargo, con el ingreso de nuevas tecnologías, como el uso de la soldadura, se volvió práctico el proveer esta adherencia extra entre los materiales, aplicando una unión mecánica mediante el uso de conectores para resistir el cortante horizontal desarrollado durante la flexión de los diferentes elementos estructurales y limitando el deslizamiento tanto vertical como horizontal. Con lo anterior se logra una acción compuesta, la cual consiste en combinar varios materiales del mismo o diferente tipo, formando un elemento que actúe aprovechando las características de cada uno de los materiales que lo conforman.

Según estudios hechos por Johnson (1975), se sabe que es posible reducir en un 50 % el máximo esfuerzo al proveer conectores de corte, y mantener el máximo esfuerzo cortante igual en magnitud –Figura 1-. También observó que la deflexión máxima al centro del claro con conectores totalmente efectivos (es decir sin deslizamiento entre los materiales), es 25 % de la deflexión que se obtiene cuando no se utilizan conectores (Sabnis, 1979).

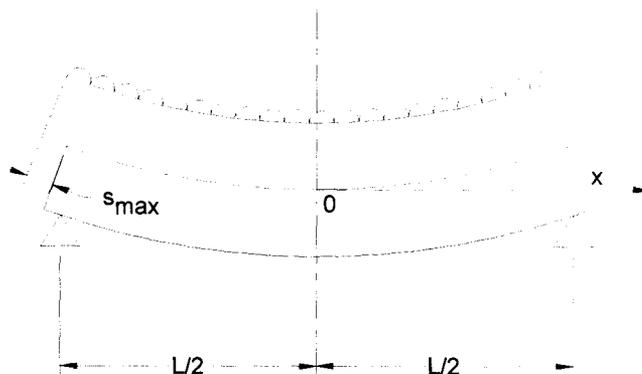
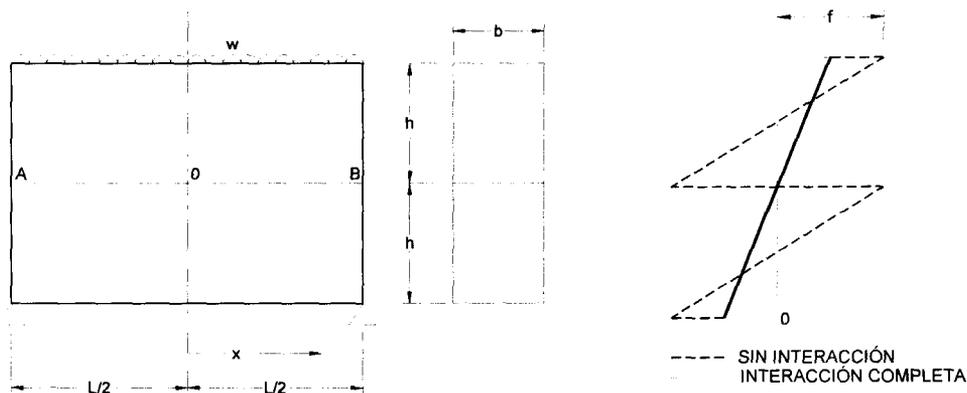


Figura 1. Reducción del esfuerzo flexionante (Sabnis, 1979).

En años recientes diversas investigaciones sobre construcción compuesta y sus conexiones han logrado incrementar la resistencia y la rigidez en los elementos, lo que se traduce en estructuras de menores dimensiones. Por lo tanto, al utilizar este tipo de construcción es posible reducir, en algunos casos, los costos debidos al peso del acero estructural (Sabnis, 1979; Salmon y Johnson, 1996; McCormac, 2002; Nungaray, 2005).

La construcción compuesta utilizando losas de concreto conectado a un perfil W, en ocasiones se puede llevar a cabo incluyendo láminas estructurales de acero, las cuales se posicionan entre la losa y el perfil, dando origen a una losa "compuesta" (con el término losa compuesta se debe entender que es una losa conformada por concreto y lámina, no se debe confundir con el término de acción compuesta). Las láminas trabajan en tensión, eliminando o reduciendo la necesidad de refuerzo en el lecho inferior. La lámina también sirve como cimbra para la losa, y sus canales y

corrugaciones permiten que el concreto obtenga un anclaje adicional. Sin embargo es necesario para que todos los elementos que conformen el sistema se comporten como una unidad, proveer de conectores de corte, para que de esta manera se logre la acción compuesta. Numerosos tipos de estos conectores han sido propuestos y utilizados desde principios del siglo 20, hasta la fecha. En la industria se utilizan principalmente dos tipos de conectores: el perno y el canal laminado en caliente. El primero requiere de tecnología especializada de colocación y el segundo es menos práctico cuando se utiliza con lámina estructural. En general se prefiere el uso de pernos, que son barras de acero de sección circular soldadas por uno de sus extremos a las vigas de acero, teniendo en el otro extremo una cabeza para impedir la separación vertical de la losa y la viga. La determinación de su comportamiento se fundamenta no sólo en estudios teóricos, sino también en investigaciones experimentales realizadas alrededor del mundo. (Ollgaard et al, 1971; Buckner y Viest, 1988; MacGregor, 2000; Meli Piralla, 2001; McCormac, 2002).

Actualmente existen fórmulas de diversos códigos que intentan predecir el comportamiento de los conectores. Dichas fórmulas son el resultado de pruebas experimentales donde se han utilizado diferentes láminas estructurales y concreto de peso normal y ligero. Algunas de las pruebas que se utilizan para evaluar el comportamiento de los conectores son las pruebas en vigas compuestas y las pruebas *Push Out*. Debido al gran tamaño y el costo del primer tipo de pruebas, se prefiere el uso de las pruebas *Push Out*. (Rambo-Roddenberry, 2002).

En la presente investigación se llevaron a cabo 15 pruebas *Push Out* con el objeto de evaluar el comportamiento real de los conectores embebidos en concretos celular y de anhidrita y comparar los resultados con aquellos obtenidos teóricamente por medio de ecuaciones de los diferentes códigos de diseño.

1.2. JUSTIFICACIÓN

A pesar de contar con datos y reportes de pruebas internacionales utilizando concreto convencional y ligero, no se ha encontrado bibliografía existente que indique la realización de investigaciones sobre este tema utilizando concreto celular o de anhidrita. Es en este aspecto donde está la justificación de este proyecto de investigación, pues se tiene como objetivo evaluar experimentalmente el comportamiento de los conectores de corte, utilizando el concreto de anhidrita y el celular.

1.3. LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

La presente tesis se llevó a cabo en las instalaciones del Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey Campus Monterrey, dentro del programa de

Maestría en Ciencias con Especialidad en Ingeniería y Administración de la Construcción en el área de Estructuras. Este proyecto se ubicó dentro de una amplia línea de investigación de la Cátedra de Vivienda, incidiendo principalmente en el tema de la acción compuesta utilizando áreas específicas de materiales de construcción y análisis estructural, donde se estudia la posibilidad del uso de materiales no convencionales y se valora la factibilidad de su implementación, mediante la evaluación del comportamiento de dichos materiales en pruebas experimentales para obtener un análisis completo y poder hacer una comparación con lo teórico.

1.4. OBJETIVO GENERAL

El objetivo del presente proyecto es evaluar el comportamiento de los conectores de corte que sirven de unión en vigas compuestas, utilizando perfiles W y concreto de anhidrita y celular, en especímenes con losa sólida y con lámina estructural.

1.5. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Los objetivos particulares que se buscan alcanzar en el desarrollo del proyecto son los siguientes:

- a) Revisión del Estado del Arte en el estudio y caracterización de la acción compuesta.
- b) Diseño del experimento.
- c) Prueba experimental.
- d) Captura de datos.
- e) Análisis y discusión de resultados.
- f) Investigar la aplicabilidad de las ecuaciones existentes, desarrolladas para concreto normal, a concreto celular y de anhidrita.

CAPÍTULO 2. Marco Teórico

2.1. GENERALIDADES

Para la construcción compuesta con concreto-acero, se cuenta con una gran diversidad de perfiles W, traveses armados y traveses cajón, perfiles T, traveses con conectores horizontales en la parte superior... En el caso del concreto, la losa se puede colar utilizando cimbra de madera temporal sobre la viga de acero, o bien utilizar láminas estructurales y colar directamente concreto de peso normal o ligero sobre ellas. Dichas láminas pueden tener sus corrugaciones paralelas o perpendiculares a la viga de acero (Fisher and Salmon, 1971; Sabnis et al, 1979).

La conexión necesaria entre la losa y la viga se logra mediante la unión del concreto y el acero cuando éste se encuentra embebido total o parcialmente. También se logra al usar conectores mecánicos. Esta conexión es necesaria para transferir el corte longitudinal de la losa a la viga para que actúe como unidad. También es necesario que se proporcione una conexión que evite la separación vertical entre los materiales, la cual ocurre debido a que cada material tiende a flexionarse diferente. Cuando no existen conectores de cortante, la unión entre los materiales no es la adecuada y el deslizamiento puede ocurrir, por lo que la viga y la losa actúan de manera independiente (Sabnis et al, 1979).

Con base en lo anterior, la acción compuesta que se desarrolla entre acero y concreto, puede ser de alguno de los tres tipos siguientes:

- El primer caso es cuando la viga desarrolla una acción compuesta completa, debido a que los conectores que se proveen son suficientes para lograr una total interacción entre el acero y el concreto, evitando que el deslizamiento se presente (AISC, 2003). En la práctica, la acción compuesta es muy difícil de lograr, por lo que en la mayoría de los elementos compuestos se logra solamente de manera parcial (Westberg et al., 2004).
- Cuando los elementos compuestos están parcialmente conectados entre ellos, se desarrolla una acción compuesta parcial. Un cierto deslizamiento tiene que presentarse para que los conectores transmitan la fuerza cortante. En la práctica este tipo de acción compuesta es la más común (AISC, 2003; Westberg et al., 2004).
- Otro tipo de acción compuesta es la que se desarrolla entre la viga de acero y el concreto, cuando el perfil está embebido totalmente en el concreto, por lo que se asume que están interconectados los materiales por adherencia, sin ayuda de ningún anclaje adicional (AISC, 2003).

2.2. TIPOS DE CONECTORES

Los conectores mecánicos aparecieron por primera vez a principios del siglo 20. En 1903 Julius Kahn inventó un tipo de conector, el cual aumentaba la unión natural entre el acero y el concreto – Figura 2-. Dichos conectores eran placas soldadas en la parte superior del patín de acero, los cuales se proyectaban de manera inclinada hacia el concreto (Sabnis, 1979).

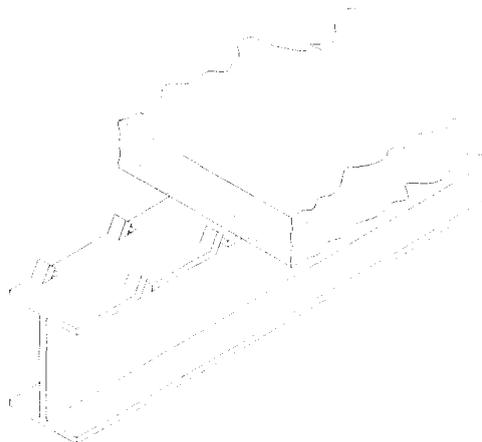


Figura 2. Patente de Julios Kahn (Sabnis, 1979).

Desde entonces varios tipos de conectores se probaron, pero no fue hasta 1954 que los pernos de corte fueron estudiados en la Universidad de Illinois (Moore, 1988). Hoy en día varios tipos de conectores se utilizan para resistir el corte longitudinal y la separación vertical. Algunos de ellos pueden ser rígidos, flexibles, o también se puede hacer uso de tornillos de alta resistencia (Figura 3). Algunos tipos de conectores son los pernos, Figura 3a, los tornillos, Figura 3b, los canales, Figura 3c, ganchos, barras y ángulos.

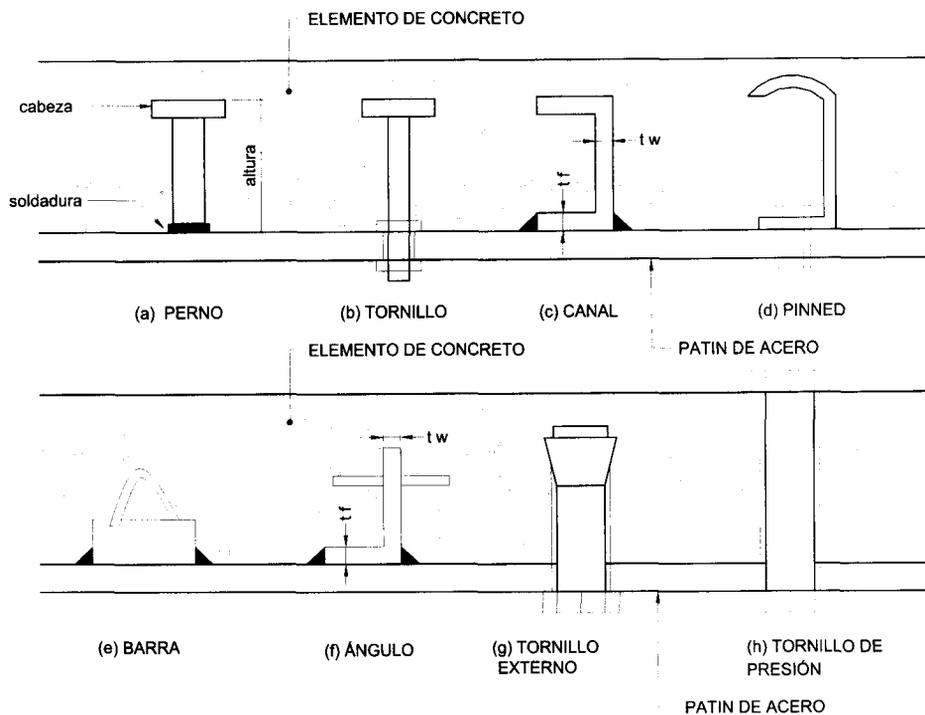


Figura 3. Tipo de conectores (Sabnis, 1979; Westberg et al., 2004).

Ejemplos de conectores flexibles son los tipo canal y los pernos de corte, mostrados en la Figura 3a y 3c, los cuales se utilizan con frecuencia en México. Sin embargo, los canales son menos prácticos cuando se utilizan con lámina estructural, por lo que se prefiere el uso de los pernos de corte (Sabnis, 1979; MacGregor, 2000). De los diferentes elementos empleados como conectores de corte, sólo los pernos y canales se incluyen en las especificaciones.

2.3. TIPOS DE LÁMINAS

Las láminas estructurales han ganado mucha popularidad, y cada vez es más común su empleo como parte de vigas compuestas. Su geometría es muy diversa y en México se cuenta con una gran variedad de ellas. Cada una de las láminas cuenta con características diferentes para lograr una mayor unión entre ellas y el concreto, como ranuras, corrugaciones e inclusive agujeros en la superficie de la lámina, como se observa en la Figura 4 (Porter, 1985; Buckner y Viest, 1988).

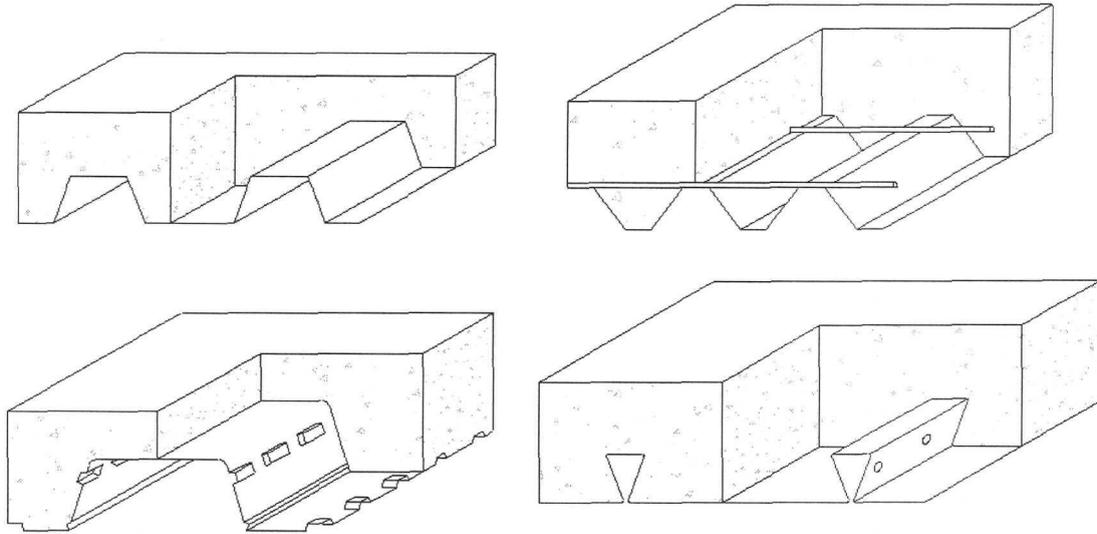


Figura 4. Características de diferentes láminas (Porter, 1985).

La unión entre la lámina y el concreto proveída por las características geométricas mostradas en la Figura 4, ayuda a resistir la separación vertical y el desplazamiento horizontal entre los materiales. Sin embargo, es necesario usar conexiones mecánicas, como los conectores que ya se han tratado anteriormente en este capítulo, para asegurar la acción compuesta.

Algunas de las láminas comerciales en México se muestran en las Figuras 5, 6, 7 y 8.

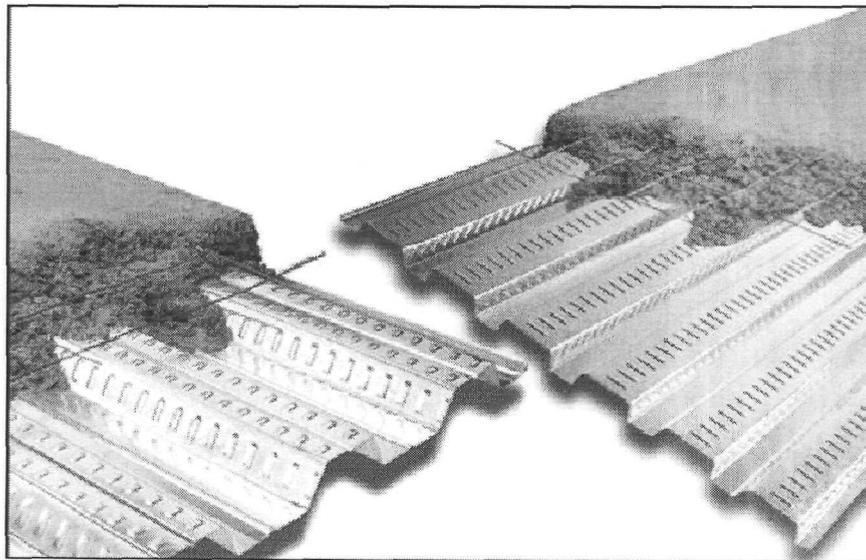
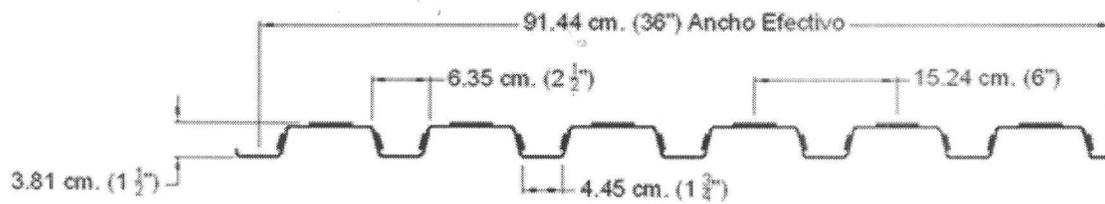


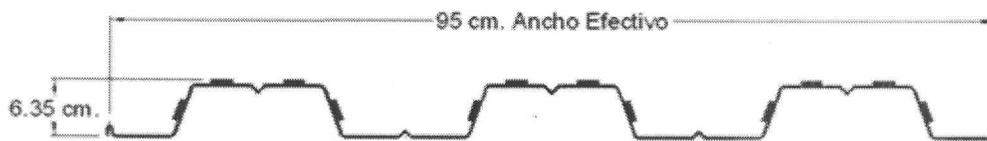
Figura 5. Láminas con concreto en la superficie superior (IMSA).



Figura 6. Tipos de corrugaciones y presentaciones de láminas estructurales en México (IMSA).

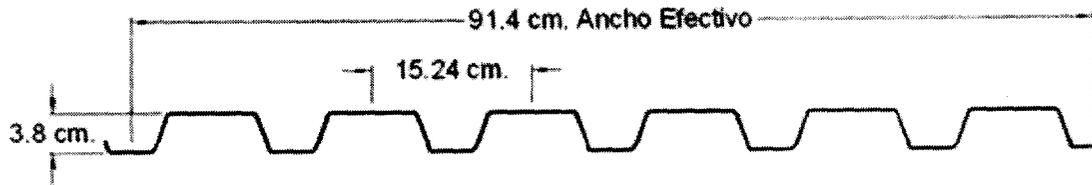


LOSACERO SECCIÓN 36/15

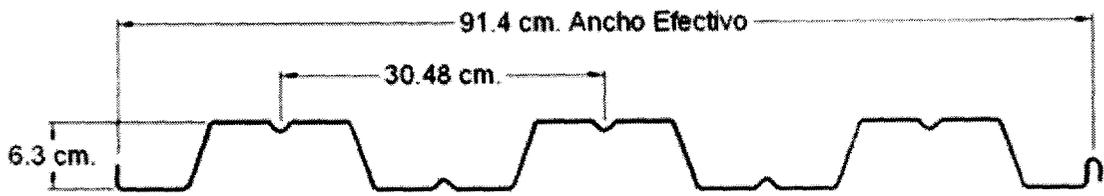


LOSACERO SECCIÓN 4

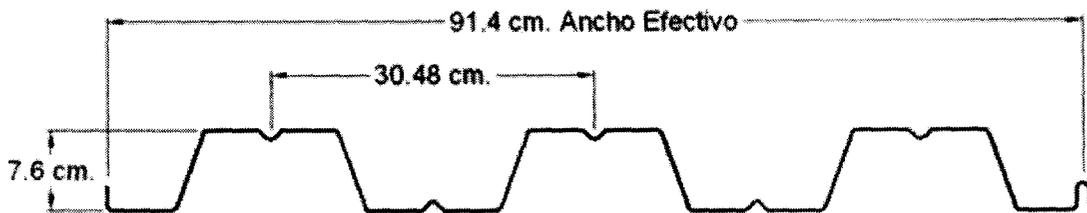
Figura 7. Geometría de láminas LOSACERO (IMSA).



GALVADECK 15



GALVADECK 25



GALVADECK 30

Figura 8. Geometría de láminas GALVADECK 15, 25 y 30.

Algunas de las ventajas que ofrece la lámina estructural son:

- Sirve de refuerzo principal en la etapa de servicio.
- Sirve de cimbra permanente en la etapa de colocación del concreto, por lo que elimina casi por completo la necesidad de cimbras de madera.
- Son de fácil colocación y de fácil manejo.
- Sus canales sirven para el paso de instalaciones, como de electricidad, comunicaciones y de aire acondicionado.
- Una vez instalada la lámina ésta sirve de plataforma segura para los trabajadores y el manejo de herramientas, materiales y equipo (Porter, 1985; Buckner y Viest, 1988).

Para fijar las láminas al perfil W, por lo general se utilizan los conectores tipo perno que ya se mencionaron anteriormente. Su colocación puede ser de dos maneras:

- Posición fuerte.
- Posición débil.

Estas posiciones son debidas a que muchas láminas comerciales en México tienen una pequeña corrugación en la parte central del valle de la lámina, sirviendo de atiesador. Es por esta razón que los pernos no pueden estar en el centro del valle, y tienen que estar colocados desfasados de la parte central, afectando su resistencia. Lo anterior se debe a que la cantidad de concreto que hay entre el perno y la lámina es diferente, dependiendo de la posición. El perno está en la posición fuerte si se encuentra más cerca al extremo del claro de la viga. Por otro lado, si se encuentra más cerca del centro del claro, están en posición débil (Figura 9 y 10).

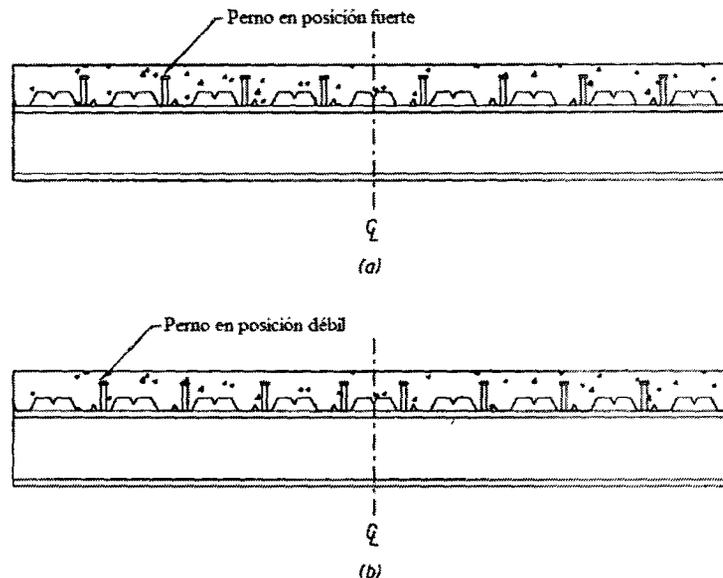


Figura 9. Posición de pernos de corte (Rambo-Roddenberry, 2002).

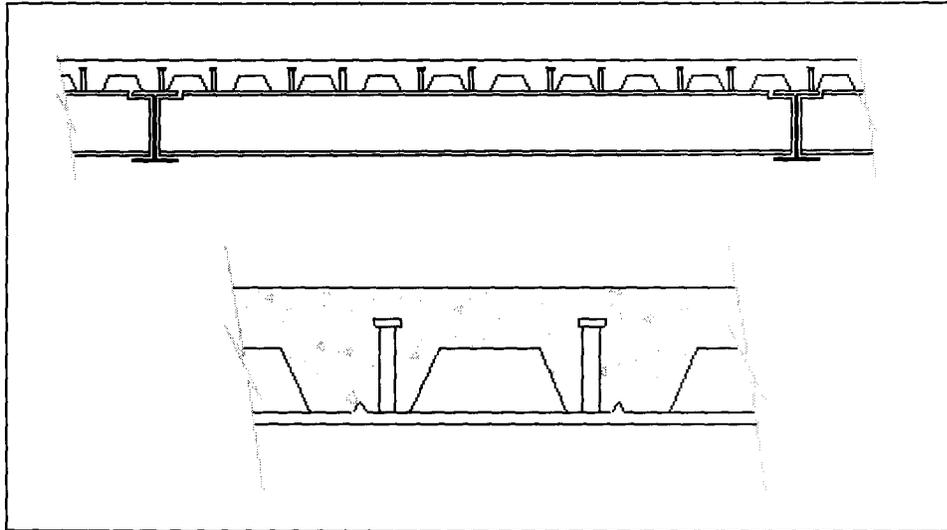


Figura 10. Posición fuerte y débil de los conectores (AISC, 2003).

Se han publicado múltiples investigaciones internacionales acerca de los pernos y su reducción de capacidad resistente al utilizarse láminas estructurales [(Viest (1960); Taplin (1999); Rambo-Roddenberry (2002); AISC (2003))].

2.4. PRUEBAS *PUSH OUT*

Actualmente existen fórmulas de diversos códigos que intentan predecir el comportamiento de los conectores, dichas fórmulas son el resultado de pruebas experimentales. Algunas de las pruebas que se utilizan para evaluar el comportamiento de los conectores son las pruebas en vigas compuestas y las pruebas *Push Out*. Sin embargo, debido al gran tamaño y el costo del primer tipo de prueba, se prefiere el uso de las pruebas *Push Out*. Un espécimen de este tipo de pruebas se muestra en la Figura 11.

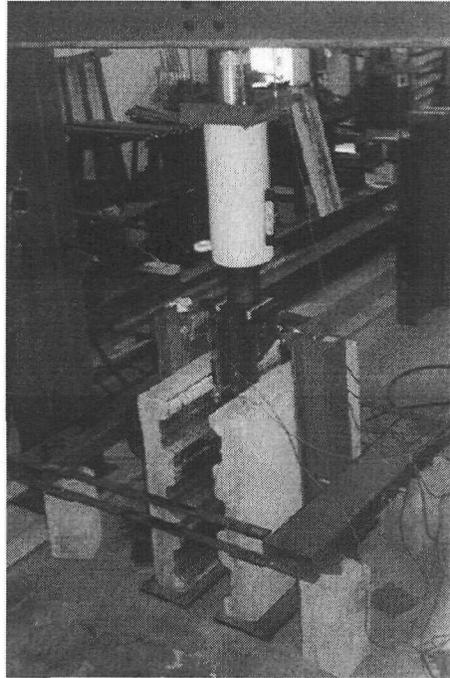


Figura 11. Prueba *Push Out* (Rambo-Roddenberry, 2002).

Las pruebas *Push Out* en pernos de corte se utilizaron por primera vez en la década de los 50's. Pueden utilizarse para evaluar el comportamiento de los conectores tanto en especímenes sin lámina como con aquellos que cuenten con láminas estructurales. Los resultados de dichas pruebas son bastantes aceptables y resultan muy parecidos a los que arrojan las pruebas en vigas completas (Rambo-Roddenberry, 2002). Los experimentos que se han hecho anteriormente utilizando este tipo de pruebas, demuestran que son más conservadoras que las pruebas realizadas utilizando vigas compuestas (Carlsson y Hajjar, 2000).

El Eurocódigo es el único reglamento de diseño que estandariza las pruebas *Push Out*. A pesar de esto, no todos los investigadores han adoptado este procedimiento estandarizado para fabricar y llevar a cabo este tipo de pruebas, aunque sí se han aplicado procedimientos similares. En una prueba *Push Out* típica, los pernos se sueldan a ambos patines de un perfil W. Después se cuela una losa de concreto en cada lado del perfil, de tal manera que los pernos queden embebidos en el concreto. El espécimen se coloca con el perfil en forma vertical, apoyado sobre las bases de las losas de concreto, y posteriormente se le aplica carga vertical sobre el perfil. Durante la prueba, se mide el deslizamiento vertical entre la losa y la viga. Los especímenes generalmente se cargan hasta la falla, en ocasiones sin cargar y descargar durante la prueba. La resistencia última de los pernos y la relación carga-deslizamiento son dos de los resultados más importantes a obtener en una prueba *Push Out* (Yura, et al., 2004).

2.5. TIPOS DE CONCRETOS EN LAS PRUEBAS PUSH OUT

Es importante mencionar que las investigaciones sobre la construcción compuesta pueden utilizar diferentes tipos de parámetros. En el presente estudio se utilizaron como parámetros la colocación o no de lámina estructural y el tipo de concreto. Ya se escribió sobre los tipos de láminas y sus ventajas previamente en este capítulo. Queda definir las clases de concretos que se emplearon en las pruebas:

- Concreto de peso normal.
- Concreto Celular.
- Concreto de Anhidrita.

En la actualidad, el primer tipo de concreto se maneja extensamente en México, mientras que los restantes no se encuentran tan difundidos todavía.

2.5.1. Concreto de peso normal

El concreto de peso normal es el material de construcción por excelencia; su elaboración consiste en una mezcla de cemento, agua y agregados finos y gruesos, arena y grava. El concreto se constituye aproximadamente de entre 70 y 80% de agregados en volumen, siendo el resto pasta de cemento. Dicha pasta está constituida de un 30 a 50% de cemento en volumen, siendo el resto agua. El cemento se debe emplear sólo en las cantidades adecuadas para cumplir con la resistencia y durabilidad que se requieren en el proyecto (Gómez, 2000).

Otra parte de la estructura del concreto es el aire, el cual puede quedar atrapado durante el mezclado y en la colocación del concreto en las cimbras. Este aire constituye hasta un 2% en volumen, pero si la producción es defectuosa puede ser mayor (Gómez, 2000).

2.5.2. Concreto Celular

Para poder definir lo que es concreto celular, es necesario introducir el tema de concretos ligeros. El concreto ligero es aquél que es considerablemente menos pesado que el concreto de peso volumétrico normal. Su uso es muy variado, pues se utiliza en puentes, también como protección contra el fuego en edificios, inclusive en la construcción de losas de azoteas y rellenos de bloques de concreto en muros. Los agregados que se utilizan para su fabricación pueden ser naturales o artificiales (Alvarado, 1995; Organista, 1999).

La resistencia a compresión de la mayoría de los concretos ligeros es menor que la de los concretos normales que tienen la misma relación agua/cemento y que estén sujetos a las mismas condiciones de curado (Alvarado, 1995).

Algunos tipos de concreto ligeros pueden ser hechos sin el uso de agregados ligeros. En estos casos se utilizan aditivos para producir burbujas de gas que producen una reducción en el peso volumétrico (Alvarado, 1995).

Los concretos celulares son aquellos que contienen burbujas estables de aire o gas uniformemente distribuidas en la pasta de cemento, se puede elaborar utilizando agregado fino y grueso, únicamente agregado fino, e inclusive sin utilizar ningún agregado (Organista, 1999). Es un material de peso ligero que contiene aire estable o celdas de aire uniformemente distribuidas a través de la mezcla, las cuales se añaden como espuma estable preformada o a través de un aditivo dentro de la misma mezcla, con lo que se logra densidades entre 350 y 1000 $\frac{kg}{m^3}$ (Elizondo-Fócil, 2006).

Existen dos formas principales para elaborar las burbujas en la pasta cementante:

- Burbujas producidas con reacciones químicas.
- Burbujas formadas por medio de métodos espumados.

El concreto fabricado con el primer método, se utiliza para la fabricación de prefabricados, como bloques, losas y pisos. Su producción por lo general se lleva a cabo mediante cámaras de autoclave. Este procedimiento permite que se logren altas resistencias en el concreto con baja densidad, con la desventaja de requerir un estricto control de calidad, lo que eleva su costo al compararlo con otro tipo de fabricación (Elizondo-Fócil, 2006).

El concreto espumado tiene como principio atrapar aire y homogeneizarlo a la masa del cemento. Para lograr lo anterior existen dos técnicas diferentes:

- Espuma por aditivos o espumado en la mezcla: Consiste en adicionar un aditivo el cual al contacto con el agua y con el movimiento del mezclado produce la espuma que atrapa al aire y lo incorpora a la pasta en forma de burbujas (Organista, 1999). La desventaja de este método es que el peso volumétrico del concreto depende de la cantidad y las características del agente espumante, de los agregados y del tiempo y velocidad del mezclado (Elizondo-Fócil, 2006).
- Espuma preformada: Consiste en preparar una espuma estable de manera externa, que no se deje disolver y posteriormente se incorpora a la masa cementante. La espuma se produce por medio de un generador. Este método es más fácil de controlar en comparación con los métodos químicos y de espumado en la mezcla, y por lo general resulta más económico (Organista, 1999; Elizondo-Fócil, 2006).

En este proyecto de investigación se utilizó la espuma preformada, con lo que se tuvo que conseguir los siguientes productos:

- Bomba (Figura 12).
- Aditivos.

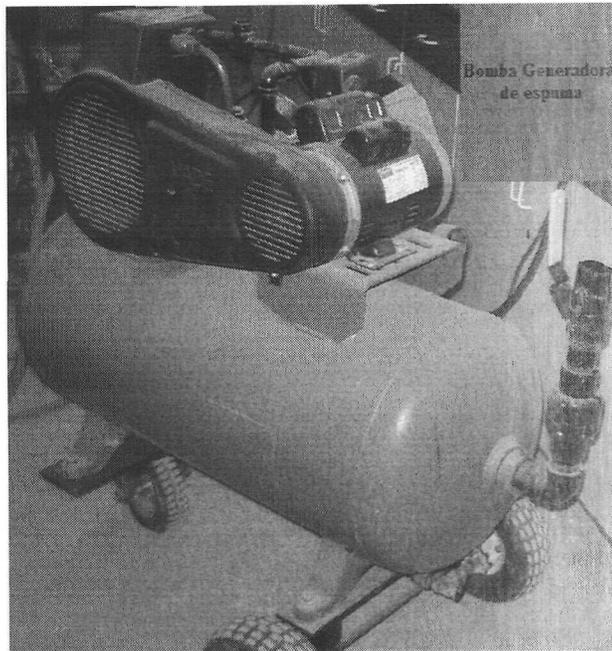


Figura 12. Bomba generadora de espuma.

La bomba es un generador de espuma densa, bastante estable de color blanco, con burbujas homogéneas, pequeñas, y difíciles de segregarse. Una vez teniendo la espuma fabricada, se incorpora al mortero celular con una dosificación específica (Organista, 1999).

2.5.6. Concreto de anhidrita

La anhidrita sintética es un sulfato de calcio anhidro, el cual se obtiene de la producción de ácido fluorhídrico en horno rotatorio. Una vez obtenida la anhidrita, se extrae del horno y se neutraliza con cal, para luego ser triturada y almacenada. En México existen empresas dedicadas a la fabricación de ácido fluorhídrico (HF) y cuyo principal material de desecho es la anhidrita. Dichas están ubicadas en los estados de Chihuahua, Nuevo León, San Luis Potosí y Tamaulipas.

Por su parte, el concreto de anhidrita es aquel que utiliza anhidrita como un agregado cementante, el cual sustituye parte del cemento, obteniendo resistencias similares al concreto de peso normal. Para dar una idea de cómo se agrega la anhidrita, se muestra a continuación una tabulación (Tabla 1) donde se observa la proporción a seguir (Hernández-Alfaro, 2003).

Tabla 1. Proporciones de concreto de anhidrita de 200 $\frac{kg}{cm^2}$

f'_c esperada	200 $\frac{kg}{cm^2}$
Revenimiento	10 cm
Agua de mezclado	205 $\frac{kg}{m^3}$
A/(cemento + anhidrita)	0.63
Peso requerido cemento + anhidrita	325 kg

Se han hecho muchas propuestas sobre el porcentaje de sustitución de cemento por anhidrita en la mezcla, manejándose desde 10% hasta 90% como se muestra en la Tabla 2 (Hernández-Alfaro, 2003).

Tabla 2. Porcentaje de sustitución de anhidrita por cemento.

	% de sustitución de cemento								
	10	20	30	40	50	60	70	80	90
Cemento	293	260	228	195	163	130	98	65	33
Anhidrita	33	65	98	130	163	195	228	260	293
Total	326	325	326	325	326	325	326	325	326

En el Centro de Diseño y Construcción, se diseñó una mezcla de concreto de $f'_c = 200 \frac{kg}{cm^2}$ de resistencia a los 28 días, donde la cantidad de cementante requerida para lograr esta resistencia fue un 60% de anhidrita y un 40% de cemento tipo Pórtland, en peso. Con las pruebas que se realizaron, se encontró que el concreto elaborado a base de anhidrita tiene un comportamiento a flexión y corte similar al del concreto elaborado con cemento tipo Pórtland (Hernández-Alfaro, 2003).

2.6. REVISIÓN HISTÓRICA DE PRUEBAS EXPERIMENTALES

Es muy importante conocer la resistencia de los pernos para poder hacer un diseño preciso y confiable, por lo que en códigos como el AISC, Eurocode 4 y el CSA se proponen ecuaciones y fórmulas que intentan predecir la resistencia de los conectores. Dichas ecuaciones han salido de estudios experimentales, y la mayoría de ellos han sido pruebas *Push Out*. Sin embargo, se sabe que los resultados que se llegan a obtener de estos experimentos pueden variar, pues dependen de los parámetros que se utilicen en cada prueba. El tipo de restricción externa que se coloca para evitar la separación horizontal de las losas en algunas de las pruebas *Push Out*, tiene un efecto significativo en la resistencia de los conectores. Es por eso que en otro grupo de pruebas *Push Out* se prefiere dejar libre los especímenes, sin restricciones. El primer grupo induce una fuerza de compresión axial en los pernos, mientras que el segundo grupo conduce a una fuerza axial de tensión (Carlsson y Hajjar, 2000), de ahí la importancia de revisar los parámetros que se han utilizado en

pruebas *Push Out* a lo largo de la historia, para poder escoger de manera más confiable una geometría y los parámetros más adecuados.

Al principio de los años 30 se iniciaron las primeras pruebas *Push Out*, en Suiza (no se utilizaron pernos). Se presume que gracias a estas investigaciones se desarrollaron los conectores de corte tipo espiral (Taplin, 1999). Sin embargo, los primeros estudios en pernos fueron hechos por Viest hasta la década de los 50, quien probó especímenes *Push Out* con varios tamaños y espaciamiento de los conectores. (Ollgaard et al., 1971). Desde entonces se han hecho muchos estudios para comprender mejor su comportamiento. A continuación se hace una revisión de ensayos que se han emprendido desde entonces:

Viest en 1956 investigó el efecto del concreto, del espaciamiento y del diámetro de los pernos en la resistencia de los conectores. Para esto fabricó pruebas *Push Out* con varias dimensiones y diferentes espaciamientos de conectores. La geometría fue la siguiente:

- Utilizó dos losas reforzadas de concreto colocadas en el patín de un perfil W.
- Se utilizaron uno y dos niveles de colocación de los conectores.
- Se utilizó carga en incrementos hasta que los especímenes fallaron.
- Se ignoró la fricción entre el concreto y el acero.

Viest encontró que la resistencia del concreto tiene un impacto relevante en la capacidad de los pernos, al igual que su tamaño y concluyó que la longitud del perno, al usarse un mínimo de 4 pulgadas, no interfiere en la capacidad del mismo. En cuanto al espaciamiento de los conectores, se concluyó que se debe usar un espaciamiento uniforme para de esta manera distribuir mejor la fuerza cortante.

Viest (1960) revisó algunos parámetros que se utilizaron en pruebas anteriores en las Universidades de Illinois y Lehigh. Algunos parámetros de las pruebas en Illinois fueron los siguientes:

- Los patines de las vigas W debían estar cubiertos de grasa para evitar la unión entre el concreto y el acero.
- Las losas fueron coladas horizontalmente para simular las condiciones en una viga compuesta, necesitando un día de retraso entre colada de losas.
- Las losas fueron de 178 mm × 610 mm.
- La parte inferior de las losas se embebieron en yeso.
- Todos los pernos estaban localizados en la misma sección transversal.

Por otra parte, en la universidad de Lehigh, en las pruebas *Push Out* siguieron los parámetros descritos a continuación:

- La unión entre el concreto y el acero no fue impedida.
- Las losas fueron coladas en posición vertical.
- Las losas fueron de 152 mm × 508 mm.

- La parte inferior de las losas se colocó sobre madera.
- Los pernos se localizaron en dos secciones transversales.

Chapman (1964) propuso los siguientes parámetros estándar para las pruebas *Push Out*:

- Los patines de las vigas son cubiertos con grasa antes de colar el concreto.
- Las losas son coladas en posición horizontal en días consecutivos.
- Todos los pernos son colocados en una sola sección transversal, usando un par de pernos en cada patín.

Jenny (1965) indicó que una de las propiedades importantes del concreto ligero debe ser su peso reducido sin sacrificar la resistencia. En el diseño compuesto se asume que el único sistema de unión entre el acero y el concreto es el que resulta del uso de pernos. Si el concreto ligero es comparable en la resistencia a compresión al concreto de peso normal, la capacidad a corte de los conectores debe ser comparable. De acuerdo a los resultados de pruebas *Push Out* con conectores embebidos en concreto ligero han indicado que los valores sí son semejantes. Sin embargo, el autor recomienda una reducción en la capacidad del conector cuando se usa concreto ligero, generalmente de diez a veinte por ciento.

Chinn (1965) realizó pruebas *Push Out* en la Universidad de Colorado, utilizando losas de concreto ligero. Utilizó pernos de $\frac{1}{2}$, $\frac{5}{8}$, $\frac{3}{4}$ y $\frac{7}{8}$ de pulgada de diámetro. Sus longitudes fueron poco mayor a cuatro veces su diámetro. Dos pernos se soldaron en cada patín. Una losa de concreto ligero se coló en cada patín en posición horizontal en días consecutivos. Se evitó la fricción entre los patines del perfil y la losa de concreto, engrasando los patines antes de colar las losas. Para cargar los especímenes se utilizó una máquina de carga de 300,000 libras (≈ 136 Ton). Se probaron los elementos a los 28 días después de colados. La parte inferior de las losas descansan en madera de un cuarto de pulgada (Figuras 13 y 14).

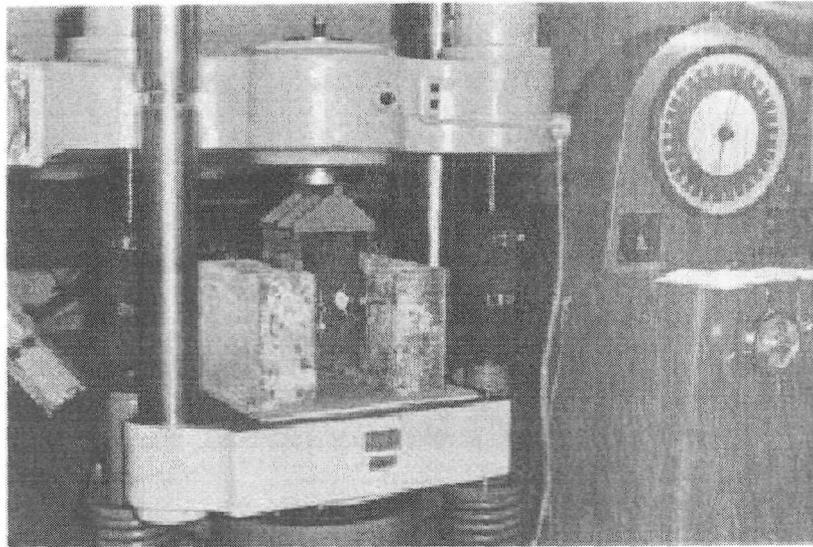


Figura 13. Especimen *Push Out* (Chinn, 1965).

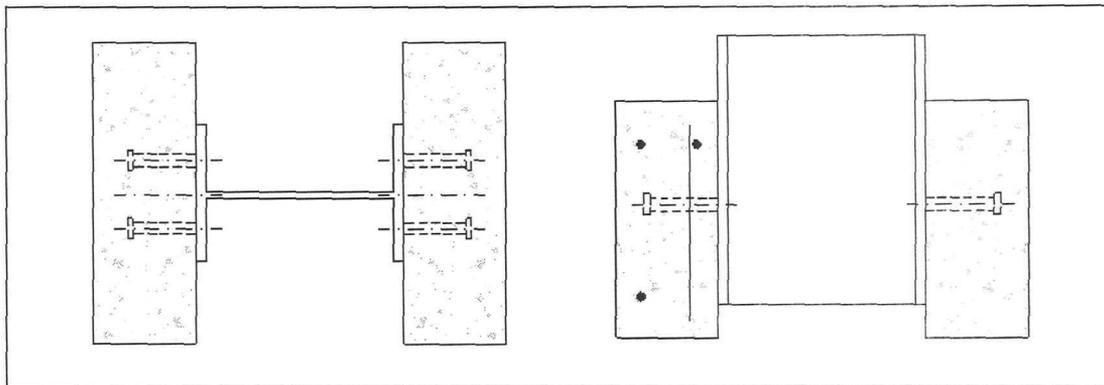


Figura 14. Detalle de especímenes *Push Out* (Chinn, 1965).

Las fallas se debieron a uno o dos pernos los cuales fueron arrancados en todos los especímenes, excepto en los de $\frac{7}{8}$ " , los cuales fallaron por agrietamiento de la losa.

Slutter y Fisher en 1966, intentaron determinar el comportamiento de los conectores de corte bajo carga cíclica en pruebas *Push Out*. Se utilizaron diámetros de pernos de $\frac{3}{4}$ y $\frac{7}{8}$ de pulgada de diámetro y una longitud de 4 pulgadas y conectores tipo canal. La geometría de estos especímenes fue diferente a las pruebas *Push Out* convencionales, pues en lugar de dos losas de concreto reforzado, se utilizó únicamente una losa unida a un patín del perfil de acero. Se aplicaron cargas cíclicas. Se encontró que los pernos con diámetros de $\frac{7}{8}$ se comportaron de manera similar a los de $\frac{3}{4}$. Se concluyó también que el espaciamiento de los conectores debe ser uniforme, pues distribuye mejor la fuerza

cortante. Inclusive se compararon los resultados obtenidos con otras investigaciones anteriores en vigas compuestas, y se llegó a la conclusión que las pruebas *Push Out* son más conservadoras.

De acuerdo con Carlsson y Hajjar (2000); Bro y Westberg (2004), Mainstone y Menzies en 1967, investigaron el comportamiento de conectores, utilizando diámetros de $\frac{3}{4}$ con una longitud de 4 pulgadas. Se utilizaron pruebas *Push Out* con dos losas de concreto reforzado de 9 pulgadas de espesor, conectadas al perfil de acero por medio de un par de pernos en cada patín. La carga se aplicó en incrementos de cuatro toneladas hasta lograr el agrietamiento del concreto. Posteriormente la carga se aplicó en incrementos de dos toneladas hasta lograr grietas considerables en las losas. La geometría general de sus especímenes es como se muestra en la Figura 15.

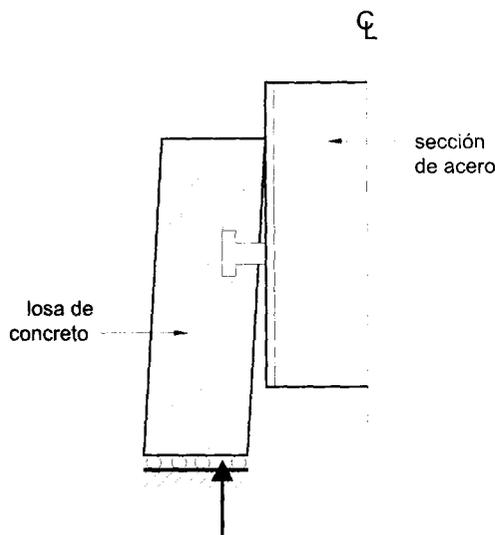


Figura 15. Espécimen *Push Out* de Mainstone y Menzies (Bro y Westberg, 2004)

Ollgaard, Slutter y Fisher (1971) llevaron a cabo una investigación para determinar el comportamiento de conectores en concreto de peso normal y en concreto ligero, tomando los siguientes parámetros:

- Colaron las losas verticalmente en una posición invertida, es decir, a 180° de la posición de la prueba, esto para evitar que se formaran vacíos cerca de los pernos.
- Las losas fueron de 711 mm \times 508 mm \times 152 mm.
- La parte inferior de las losas se apoyó en material compresible.
- Los especímenes tuvieron cuatro conectores embebidos en cada losa, dos por nivel.
- La unión entre el concreto y el acero no se impidió.

Los especímenes se probaron con un gato hidráulico de 300 kips (≈ 136 ton), a los 28 días después de colados. Las cargas se hicieron en incrementos de 10 kips (≈ 4.5 ton), manteniéndose constante a cada nivel de carga mientras los deslizamientos verticales entre la losa y la viga se midieron.

Un espécimen de cada grupo se llevó hasta la carga última sin descargar. Los dos especímenes restantes de cada grupo se cargaron y descargaron, y posteriormente se llevaron hasta su carga última. Algunas de las conclusiones que arrojó dicho estudio son las siguientes:

- La resistencia a corte de los conectores embebidos en concreto normal y ligero fue influenciado primordialmente por la resistencia a compresión y el módulo de elasticidad del concreto. Se formuló la siguiente expresión matemática:

$$Q_u = 1.106 A_s f'_c{}^{0.3} E_c{}^{0.44} \quad (2.1)$$

y se simplificó para fines de diseño quedando de la siguiente manera:

$$Q_u = \frac{1}{2} A_s \sqrt{f'_c E_c} \quad (2.2)$$

f'_c es la resistencia a compresión del concreto; E_c es el módulo de elasticidad, y A_s es el área de la sección transversal del perno.

- Otras propiedades del concreto incluyendo la resistencia a tensión y densidad no mejoraron significativamente los resultados de las pruebas.
- Los especímenes *Push Out* con uno o dos niveles de pernos por losa obtuvieron la misma resistencia promedio por perno.
- La resistencia a corte fue aproximadamente proporcional al área transversal de los pernos.

McGarraugh et al. (1971) en la universidad de Missouri Columbia, diseñaron pruebas en vigas compuestas como complemento del estudio hecho por Ollgaard en 1971. En este nuevo estudio construyeron y probaron seis vigas compuestas con losas de concreto ligero, encontrando que este tipo de elementos pueden resultar tan efectivos como aquellos construidos con concreto de peso normal.

Johnson y Oehlers (1981) identificaron las siguientes formas de falla:

- Fractura del perno.
- Falla por desprendimiento del perno.
- Falla en la losa.

Aseguraron que la falla por desprendimiento se evita al usar pernos con suficiente longitud, y que la relación de longitud/diámetro sea de aproximadamente

cuatro. También aseguraron que la separación se observa ocasionalmente en el laboratorio, pero que no se observa en la práctica, debido a que las losas de laboratorio son relativamente estrechas y ofrecen menos restricción que las losas que se usan en la práctica. Encontraron que la resistencia a la separación no se incrementa con refuerzo transversal, sin embargo la resistencia después de separarse cae de manera menos abrupta.

Por otra parte Taplin (1999) en la Universidad de Monash en Australia, realizó diecisiete pruebas *Push Out* para investigar el comportamiento de los conectores de corte bajo cargas repetitivas. Uno de los problemas con los que se enfrentaron fue el equipo de control, por lo que abortaron dos especímenes, quedando quince pruebas exitosas. Se encontró que bajo cargas cíclicas unidireccionales, el deslizamiento era más lento que con cargas cíclicas simétricas. También se notó que la resistencia última del perno, y el deslizamiento en el momento de la fractura era mayor que en las cargas simétricas.

Taplin (1999), en una revisión de varias pruebas *Push Out* realizadas en años anteriores, encontró que eran necesarios los siguientes requerimientos:

- Dos hileras de pernos por patín, con dos pernos por hilera a un espaciamiento lateral de cinco diámetros de pernos.
- Relación de longitud/diámetro del perno de al menos cuatro.
- Relación del diámetro del perno con el espesor del patín de no más de 1.5.
- La unión entre la losa de concreto y el patín de acero es impedida.
- Las losas son coladas horizontalmente, con los pernos verticalmente.
- La base de la losa se embebe en mortero.
- Se debe proporcionar refuerzo transversal adecuado.

En el Instituto Politécnico de Virginia, se llevó a cabo en el 2002 una investigación para evaluar el comportamiento de los conectores, y para ello se construyeron especímenes para pruebas *Push Out*, 24 con losas sólidas, y 93 con láminas. También hicieron uso de las pruebas de vigas compuestas, construyendo y probando un total de 3 especímenes. Los resultados que obtuvieron se compararon con las predicciones de los modelos de resistencia de los pernos, según las especificaciones del AISC 1993, CSA 1994 y el Eurocódigo 2001 y Johnson y Yuan, 1997. Concluyeron que los modelos no eran conservadores en sus predicciones, o que su utilización era muy complicada para uso práctico. La resistencia de los pernos en losas sólidas fue menor que 90% de las predicciones del AISC. El CSA también resultó ser no conservador, especialmente cuando los pernos estaban ubicados en la posición débil (al igual que el AISC). El Eurocódigo por su parte, resultó ser un poco más conservador que el AISC y el CSA en cuanto a sus modelos de predicción de resistencia. Por último, el modelo de Johnson y Yuan (1997) es el más preciso para predecir la resistencia de los pernos en posición fuerte y débil, sin embargo su uso es muy complejo pues hay que predecir primero el tipo de falla, lo que lo hace poco práctico (Rambo-Roddenberry, 2002).

Yura et al. (2004) hicieron pruebas *Push Out* modificadas para evaluar la resistencia de los conectores en construcciones compuestas con edades tempranas del concreto, ya que se encontró que las pruebas *Push Out Standard* no eran adecuadas. Un total de 24 especímenes fueron hechos en edades diferentes del concreto variando desde 4 horas hasta 28 días. Como resultado se obtuvieron pruebas *Push Out* fáciles y rápidas de hacer, que sirven para investigar el comportamiento de los pernos embebidos en concretos en edades tempranas. La prueba *Push Out* modificada que se utilizó se describe a continuación.

La prueba consiste de un elemento fijo de carga (A), un espécimen de prueba (B) y una viga donde se aplica la carga directamente (C). La Figura 16 muestra a detalle cada uno de las partes mencionadas:

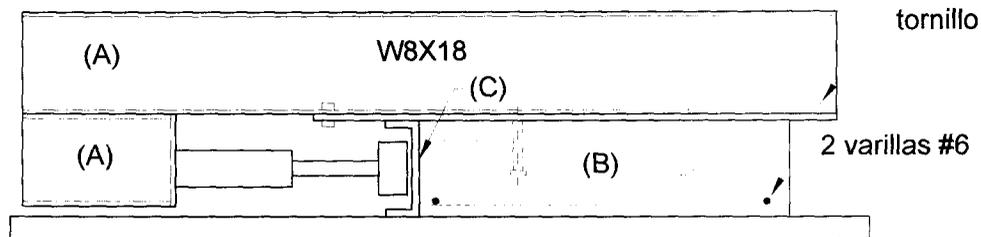


Figura 16. Prueba *Push Out* modificada (Yura et al., 2004).

Para cada espécimen se preparó una cimbra de 915 mm x 610 mm x 203 mm. Se utilizó madera en tres lados mientras que una sección canal C8X11.5 se colocó en el lado faltante, el cual sirvió como la parte que faltaba de la cimbra y para recibir la carga durante todo el proceso. Se utilizaron también dos varillas número seis en la parte inferior en ambas direcciones, a una distancia de 51 mm de la cimbra. Dos conectores fueron soldados a una placa plana de 16 mm x 254 mm x 1219 mm. Se utilizó también una hoja de plástico para envolver la placa para prevenir la unión entre el acero y el concreto. La placa plana se colocó en la parte superior de la cimbra con los pernos orientados hacia abajo. Después se coló el concreto en la cimbra.

Los especímenes se probaron utilizando un elemento fijo de carga, el cual constaba de dos perfiles W8X18 soldados, uno de 305 mm de largo y otro de 1829 mm. Un gato hidráulico de 60 kips (≈ 27 ton) se atornilló a una placa la cual fue soldada a la sección W8X18 más corta.

Bro y Westberg (2004) llevaron a cabo 10 pruebas *Push Out*, cinco estáticas y cinco con fatiga. La geometría de los especímenes fueron de acuerdo al Eurocódigo y los pernos que se utilizaron fueron de 5 pulgadas de longitud y $\frac{1}{16}$ de pulgada de diámetro. Todas las fallas que se obtuvieron fueron por corte en el perno.

La Figura 17 muestra las cimbras que se utilizaron para la fabricación de los especímenes. Las losas se colaron en días consecutivos, acorde al Eurocódigo.

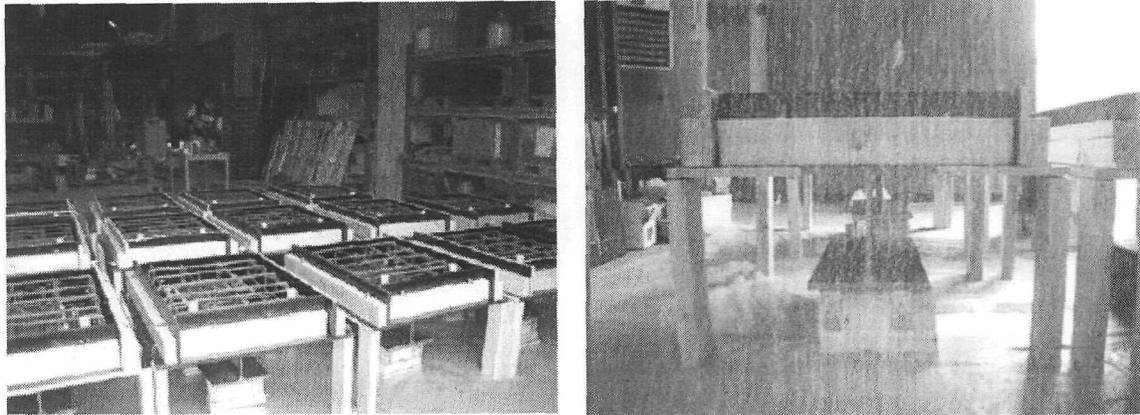


Figura 17. Cimbra de especímenes (Bro y Westberg, 2004).

La figura 18 exhibe un espécimen listo para probarse.

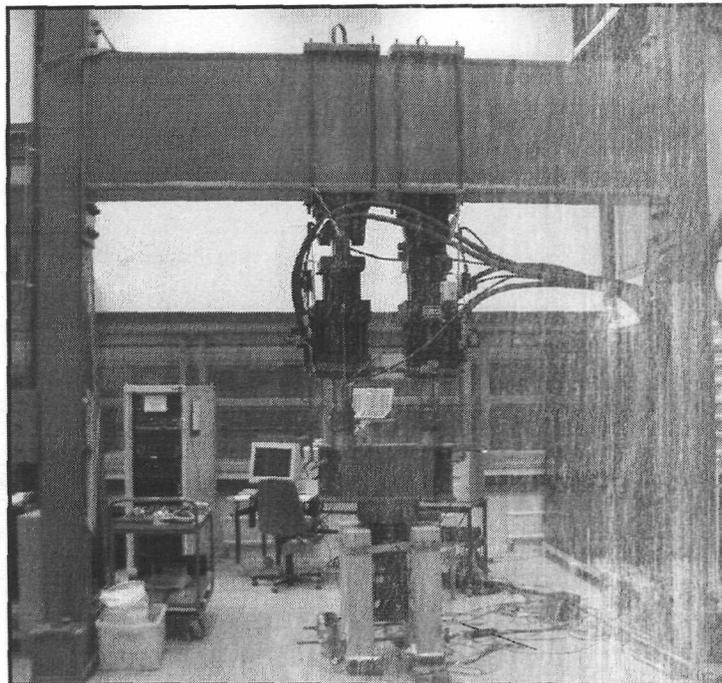


Figura 18. Especimen de prueba Push Out (Bro y Westberg, 2004).

La Tabla 3 muestra un resumen de algunos de los parámetros utilizados en investigaciones anteriores.

AÑO	AUTOR	OBSERVACIONES	¿SE EVITÓ LA FRICCIÓN?	NIVELES DE PERNOS	COLADO LOSAS	DIMENSIONES (mm)	BASE	RESULTADOS
1956	Viest	Fabricó pruebas Push Out	NO	1 Y 2	Horizontalmente	609 X 762 X 177	-	Usar 4" de longitud de pernos. Usar espaciamento Uniforme.
1960	Viest	Revisó parámetros anteriores de la Universidad de Illinois	SI	1	Horizontalmente	178 X 610	Yeso	-
		Revisó parámetros anteriores de la Universidad de Leigh	NO	2	Vertical	152 X 508	Madera	-
1964	Chapman	Propuso parámetros Standard	SI	1	Horizontalmente	-	Mortero	-
1965	Chinn	Pruebas Push Out con concreto ligero	SI	1	Horizontalmente	457 X 355 X 152	Madera	Varios tipos de falla.
		Diámetros de pernos 1/2, 5/8, 3/4, 7/8						
1971	Olgaard, Slutter & Fisher	Se cargaron hasta la falla, algunos se cargaron y descargaron	NO	2	Vertical invertida	711 x 508 x 152	Neopreno	Ecuaciones.
1999	Taplin Geoff	Revisó pruebas Push Out	SI	2	Horizontal	-	Mortero	Push Out más conserv. que vigas compuestas.
2002	Rambo-Roddenberry	Pruebas Push Out	SI Y NO	2	Horizontal	914 X 914	Neopreno	Las ecuaciones no son conserv.
2004	Yura et al.	Pruebas Push Out modificadas.	SI	2	Horizontal	915 X 610 X 203	Madera	Las pruebas funcionan bien para concreto en edades tempranas.
2004	Westberg et al.	Geometría según Eurocódigo.	SI	2	Horizontal	650 X 600 X 600	Yeso	Falla en los pernos.

Tabla 3. Resumen de parámetros de pruebas Push Out.

CAPÍTULO 3. Diseño Experimental

3.1. GENERALIDADES

En el programa experimental se realizaron pruebas *Push Out* para obtener información sobre el comportamiento de conectores de corte, utilizando diferentes tipos de concretos: concreto convencional, concreto de anhidrita y concreto celular. Se construyeron 7 especímenes con losa sólida y 8 especímenes haciendo uso de losa compuesta. Las pruebas *Push Out* se diseñaron para estimar el comportamiento de los pernos enfocándose de manera especial a los dos últimos tipos de concreto debido a que el de peso normal se utilizó únicamente como testigo.

3.2. EXPERIMENTO DE DISEÑO FACTORIAL

Los experimentos se realizan para establecer un grupo de factores o variables independientes y observar cuál produce un efecto. Se puede lograr este objetivo al estimar la magnitud de los efectos producidos al cambiar los factores experimentales. Los diseños factoriales experimentales son muy eficientes para lograrlo y se utilizan prácticamente en todos los campos de investigación. Se manejan con frecuencia en experimentos en los que intervienen varios factores para estudiar el efecto conjunto de éstos sobre la respuesta. Son de gran valor en trabajo de exploración, donde no se sepa con exactitud el nivel óptimo de los factores, o si no se sabe qué niveles son los de verdadera importancia. (Steel y Torrie, 1980; Organista, 1999; Berthouex y Brown, 2002). Resumiendo, un diseño factorial es aquel en el que se investigan todas las combinaciones posibles, en todos los niveles, de los factores en cada ensayo o réplica del experimento.

Los niveles son diferentes tipos de tratamientos, son los rangos de valores cuantitativos o cualitativos –es decir numéricos o categóricos- en los que se mueve un factor. Un experimento de diseño factorial se define entonces como n^k , donde n representa el número de niveles y k representa el número de factores. (Steel, 1980; Organista, 1999). Entonces, para un experimento factorial en donde hay 2 factores y dos niveles, se le denomina experimento factorial 2^2 . Los dos niveles por lo regular se denotan como *alto* y *bajo*, ó $+1$ y -1 . Un experimento factorial incluye observaciones para cada combinación de cada nivel, para un total de n^k observaciones. Para $n=2$, el orden estándar de combinaciones es $\{ + -, - +, ++ \}$. Una matriz típica de un experimento factorial de este tipo se muestra en la Tabla 4 (Zwillinger y Kokoska, 2000; Berthouex y Brown, 2002).

Tabla 4. Matriz típica de un experimento factorial 2^2 .

X_1	X_2
+	-
-	+
+	+

El modelo tiene la forma :

$$y_{ijk} = \mu + \alpha_i + \beta_j + \gamma_{ij} + \Delta_{ijk}$$

para $i = 1, 2, \dots, a, j = 1, 2, \dots, b, y k = 1, 2, \dots, r$. Donde :

- y_{ijk} es la observación en la k -ésima réplica tomada en el i -ésimo factor de A y el j -ésimo factor de B .
- μ es la gran media poblacional.
- α_i es el efecto del i -ésimo nivel del factor A .
- β_j es el efecto del j -ésimo nivel del factor B .
- γ_{ij} es el efecto de interacción del i -ésimo nivel de A y el j -ésimo nivel del factor B .
- Δ_{ijk} son variables aleatorias independientes.

En el diseño del experimento se tiene que cumplir la mayor aleatoriedad posible, con el propósito de eliminar posibles fuentes de error.

3.2.1. Elección de factores y niveles

Fue necesario definir los factores que afectan cada una de las pruebas y los niveles donde se encuentra cada uno de ellos. Se propusieron los factores de tal manera que las pruebas se ajustaran al objetivo general de la tesis, por lo que se propusieron los siguientes:

- Tipo de concreto.
- Utilización de láminas estructurales.

Para el proyecto, se utilizaron diferentes tipos de concreto, lo que dio lugar al primer factor, que es la clase de concreto a utilizar. El segundo factor considerado es el uso o no de lámina estructural. En cuanto a los niveles, se utiliza el nivel +1 y el nivel -1. El primero se utilizó para representar que los pernos tendrían un mejor comportamiento al corte, mientras que el nivel -1 se utilizó para representar que los pernos tendrían una reducción en su capacidad. Por lo tanto, se definió un diseño

experimental del tipo factorial 2^2 con dos réplicas, siendo los factores y niveles, los expresados en la Tabla 5.

Tabla 5. Factores y niveles.

FACTOR	DENOMINACIÓN	NIVEL + 1	NIVEL -1
Tipo de concreto	X_1	Concreto de anhidrita	Concreto celular
Uso de lámina	X_2	Sin lámina	Con lámina

3.2.2. Matriz del experimento

Para realizar la matriz del experimento, se fijó el número de réplicas que se efectuarían por cada nivel de cada uno de los factores, los cuales fueron definidos en el apartado anterior. Aunados a éstos, se tuvieron que tomar en cuenta tres pruebas más (Tabla 6).

- 2 Pruebas testigos utilizando concreto convencional.
- 1 espécimen de prueba, utilizando el factor X_1 nivel +1.

Tabla 6. Matriz experimental testigo y de prueba.

PRUEBA	No. ESPECIMENES	X_1	X_2	CATEGORÍA
I	1	-	Anhidrita	Prueba
II	1	-	Convencional	Testigo
III	1	+	Convencional	Testigo

Prueba I: Un espécimen muestral con concreto de anhidrita con lámina.

Prueba II: Un espécimen testigo con concreto convencional con lámina.

Prueba III: Un espécimen testigo con concreto convencional sin lámina.

La matriz del experimento se establece en la Tabla 7.

Tabla 7. Matriz experimental

PRUEBA	No. ESPECIMENES	X_1	X_2	CATEGORÍA
IV	3	-	-	Experimental
V	3	+	-	Experimental
VI	3	-	+	Experimental
VII	3	+	+	Experimental

Prueba IV: Tres especímenes experimentales con concreto celular y lámina.

Prueba V: Tres especímenes experimentales con concreto de anhidrita y lámina.

Prueba VI: Tres especímenes experimentales con concreto celular y sin lámina.

Prueba VII: Tres especímenes experimentales con concreto de anhidrita y sin lámina.

3.3. CONFIGURACIÓN DE LOS ESPECÍMENES PUSH OUT.

En la configuración se cumplieron las especificaciones del AISC 1999 y las más recientes (2005), donde se establece lo siguiente:

- 1) El diámetro de los pernos debe estar limitado a 2.5 veces el espesor del patín.
- 2) La altura de las crestas de las láminas acanaladas no debe ser mayor a 3 pulgadas. El ancho promedio de sus valles no debe ser menor de 2 pulgadas.
- 3) La losa de concreto debe de ser conectada a la viga con pernos de $\frac{3}{4}$ o de menor diámetro.
- 4) Los pernos después de instalarse, deben extenderse no menos de 1.5 pulgadas sobre la cresta de la lámina acanalada.
- 5) Debe haber un recubrimiento mínimo sobre los pernos de $\frac{1}{2}$ pulgada.
- 6) El espesor de la losa sobre la cresta de la lámina debe ser de al menos 2 pulgadas.
- 7) La separación entre pernos no debe ser mayor a 18 pulgadas.

Los materiales y los especímenes quedaron conformados de la siguiente manera:

- Cada espécimen se formó utilizando un perfil de acero, cuya denominación es $W14 \times 34$, con un ancho de patín de 6.75 pulgadas, grado 36 y un espesor de patín de 0.455 pulgadas.
- Una losa de concreto en cada patín, con y sin utilizar lámina corrugada. Las dimensiones de las losas son:
 - Al no utilizar lámina: 60 cm de ancho \times 65 cm de alto \times 15.5 cm de espesor.
 - Al utilizar lámina corrugada: 60 cm de ancho \times 103 cm de alto \times 15.5 cm de espesor.
- La viga de acero y los elementos de concreto se conectan por medio de ocho conectores de 19 mm de diámetro y 13.17 cm de longitud, antes de la soldadura y una longitud final de 12.70 cm. Dichos pernos son los

denominados S3L 3/4 X 5 3/16 MS (Nelson Stud Welding), con resistencia última de 4289 kg/cm² (Fu = 61 ksi).

- Se emplearon láminas Galvadeck 30 de calibre 20, es decir, 0.91 mm de espesor.

Las características generales de los especímenes se resumen en la Tabla 8.

Tabla 8. Características de los especímenes.

Prueba	Espécimen	Denominación	Características	X1	X2
I	1	LAM	<ul style="list-style-type: none"> • Resistencia a la compresión del concreto : 200 kg/cm² • Ancho de las losas de 60 cm. • Espesor de las losas de 15.5 cm. • Conectores stud de 1,9 cm de diámetro. 	Con lámina	Anhidrita
III	2	LN		Con lámina	Normal
II	3	SN		Sin lámina	Normal
IV	4	LC1		Con lámina	Celular
VI	5	SC1		Sin lámina	Celular
V	6	LA1		Con lámina	Anhidrita
VII	7	SA1		Sin lámina	Anhidrita
IV	8	LC2		Con lámina	Celular
VI	9	SC2		Sin lámina	Celular
V	10	LA2		Con lámina	Anhidrita
VII	11	SA2		Sin lámina	Anhidrita
IV	12	LC3		Con lámina	Celular
VI	13	SC3		Sin lámina	Celular
V	14	LA3		Con lámina	Anhidrita
VII	15	SA3		Sin lámina	Anhidrita

L: Con Lámina; S: Sin lámina; A: Anhidrita; C: Celular; M: Muestra de prueba; N: Normal.

3.4. GEOMETRÍA DE LOS ESPECÍMENES

La geometría y las dimensiones (en cm) de los especímenes de losa sólida se muestra en las Figuras 19 a la 24 que se proporcionan a continuación.

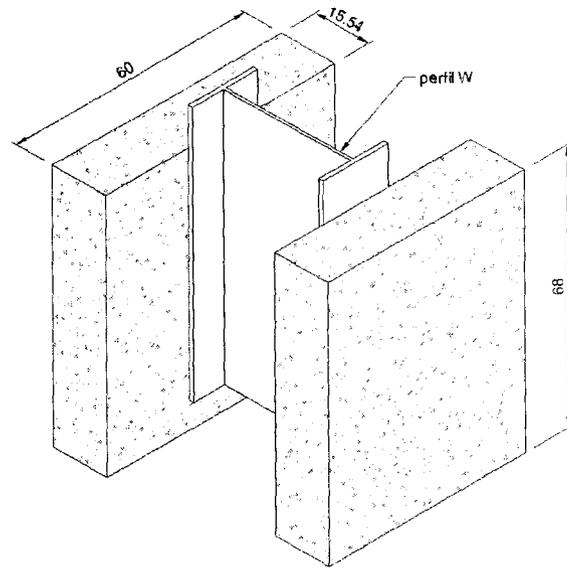


Figura 19. Espécimen sin lámina.

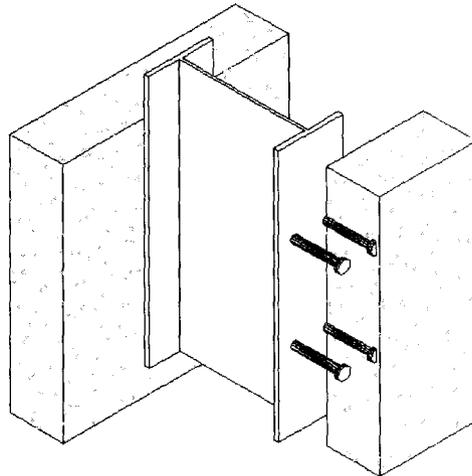


Figura 20. Posición de los pernos en un espécimen de losa sólida.

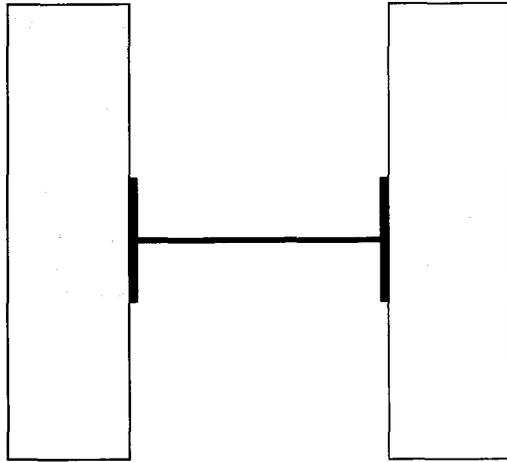


Figura 21. Vista superior del espécimen *Push Out*.

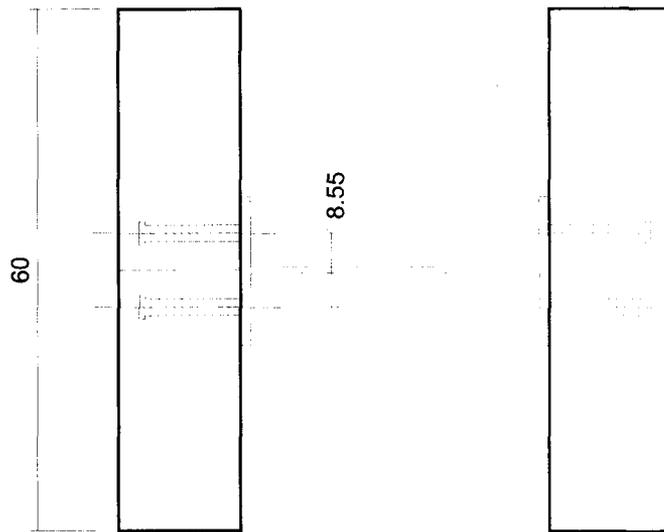


Figura 22. Vista superior de los pernos.

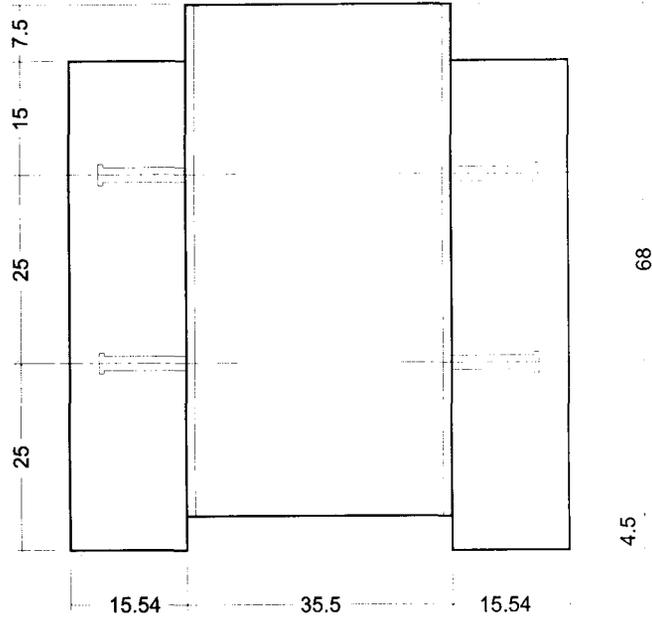


Figura 23. Vista lateral del espécimen.

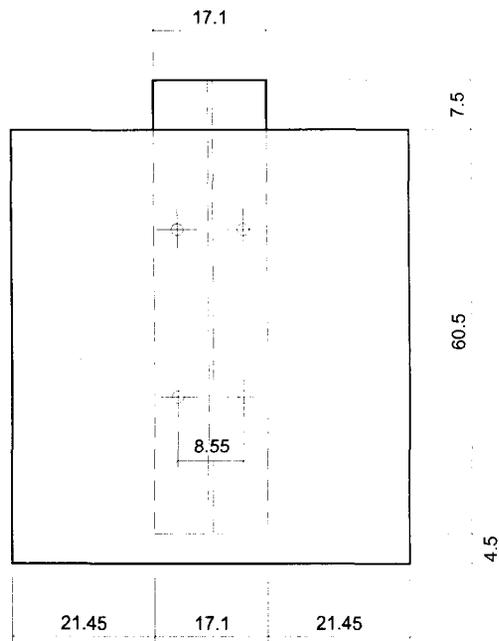


Figura 24. Vista frontal del espécimen.

La geometría de los especímenes de losa compuesta se muestra en las Figuras 25 a la 29 que se proporcionan a continuación.

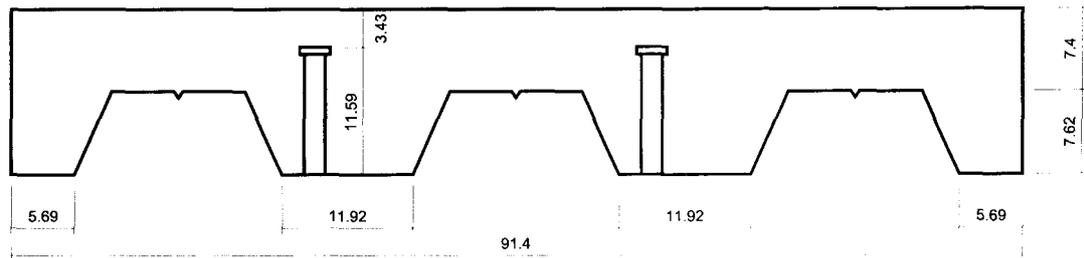


Figura 25. Dimensiones de la lámina Galvadeck 30 y los pernos de corte.

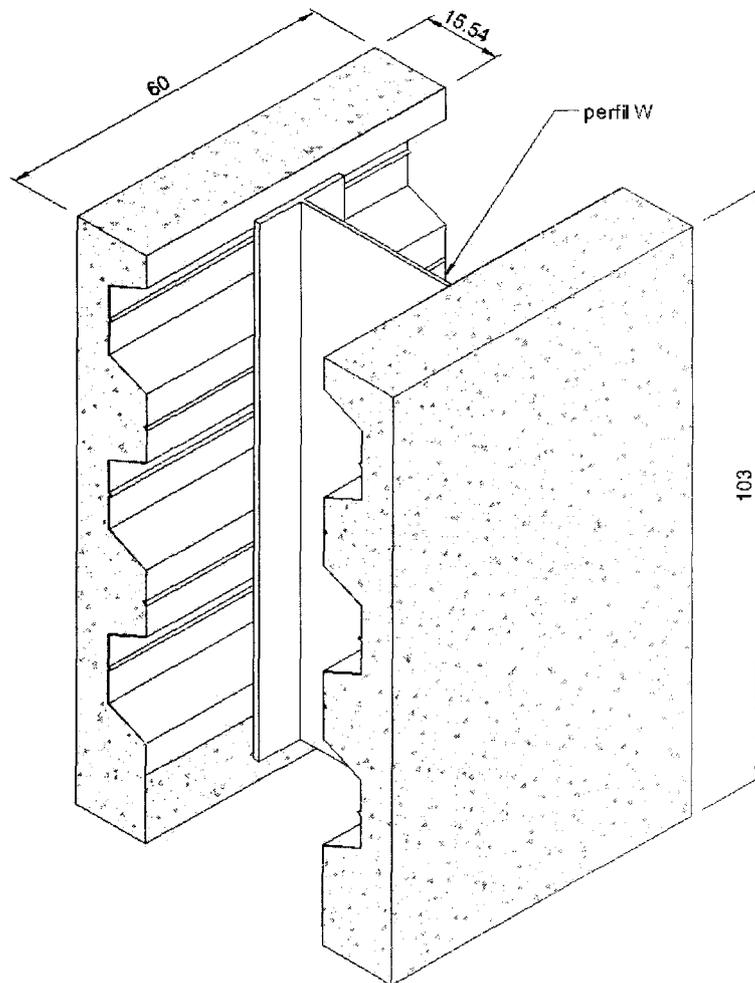


Figura 26. Especímen de una prueba *Push Out* con lámina.

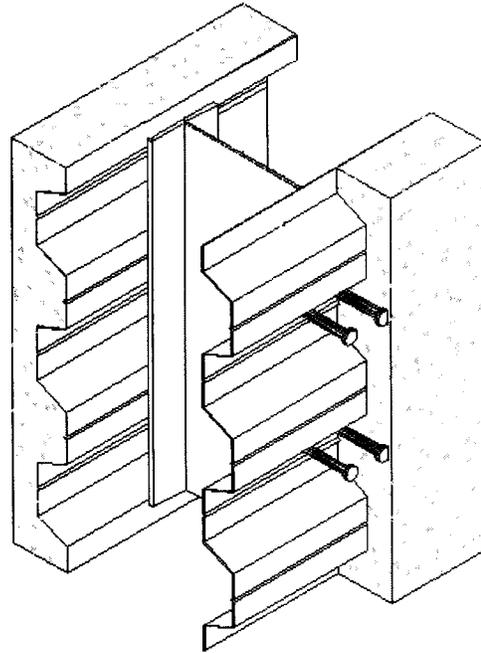


Figura 27. Posición de los pernos en un espécimen *Push Out* con lámina.

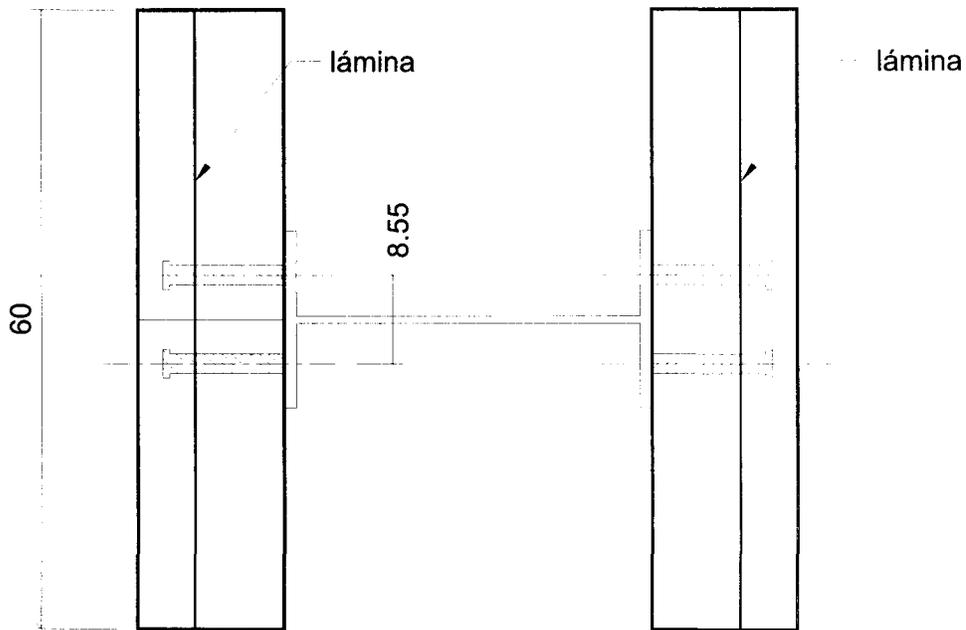
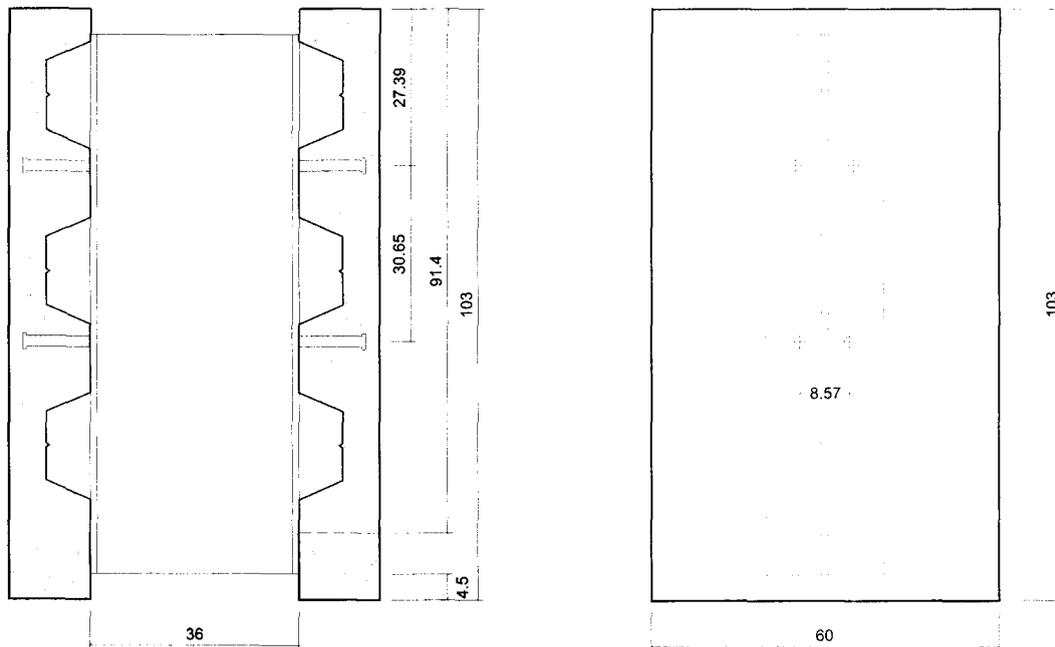


Figura 28. Vista superior de los pernos en espécimen con lámina.



VISTA LATERAL

VISTA FRONTAL

Figura 29. Vista lateral y frontal del espécimen *Push Out*.

3.5. PROCEDIMIENTO DE PRUEBAS *PUSH OUT*

3.5.1. Construcción de los especímenes.

La construcción de los especímenes fue como se detalla a continuación:

Los conectores fueron soldados a través de las láminas, en los casos que correspondieron, usando una soldadura de arco eléctrico (Figura 30).

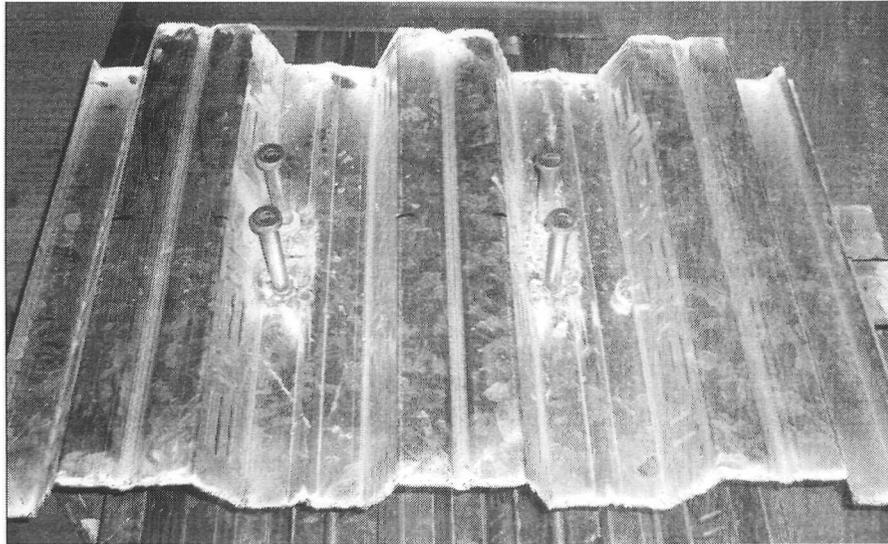
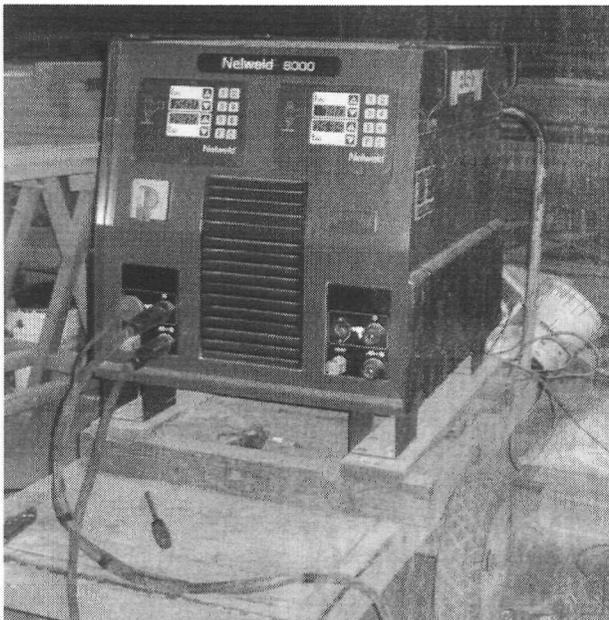


Figura 30. Soldadura de los pernos a través de la lámina estructural.

En la Figura 31a se observa una foto de una máquina para soldar Nelson Weld. A la derecha, la Figura 31b, se puede observar la pistola soldadora especial para colocación de pernos. Primero se debe colocar la corona alrededor del perno, el cual se coloca en la pistola que posteriormente se presiona contra la superficie a soldar.



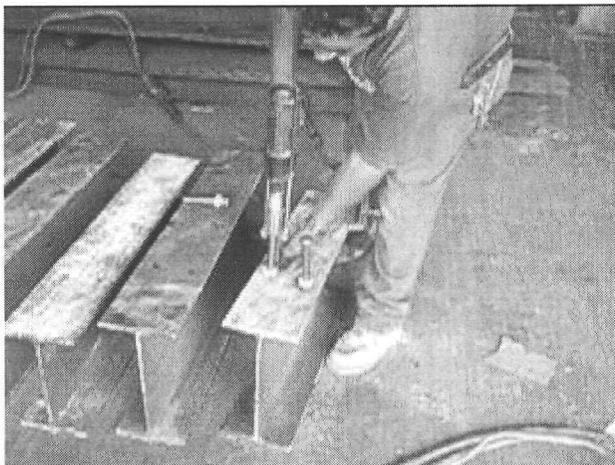
(a)



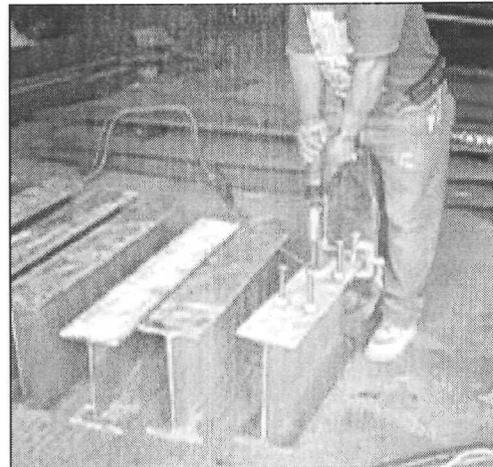
(b)

Figura 31. Equipo de soldadura (Nelson Stud Welding, 2004).

En las fotos siguientes se muestra el procedimiento para soldar los pernos. En la primera -Figura 32a- se observa como coloca la pistola contra el patín del perfil. A su derecha -Figura 32b- se ve como presiona contra la superficie. En la Figura 33 se observan los pernos ya soldados.



(a)



(b)

Figura 32. Procedimiento de la aplicación de la soldadura.

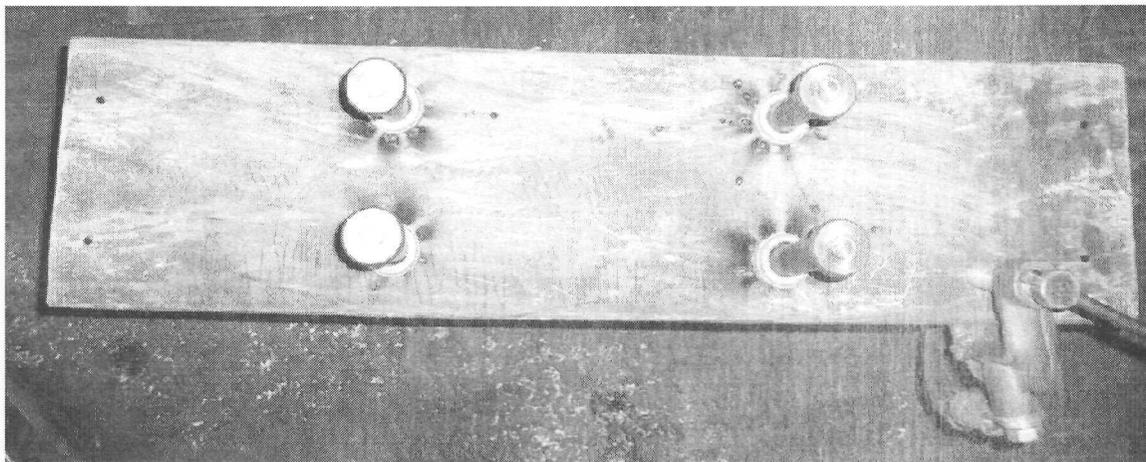


Figura 33. Pernos soldados al patín del perfil W.

Una vez ya soldados los pernos al patín, el siguiente paso es preparar las cimbras para colar las losas de concreto, como se muestran en la Figura 34 y 35.

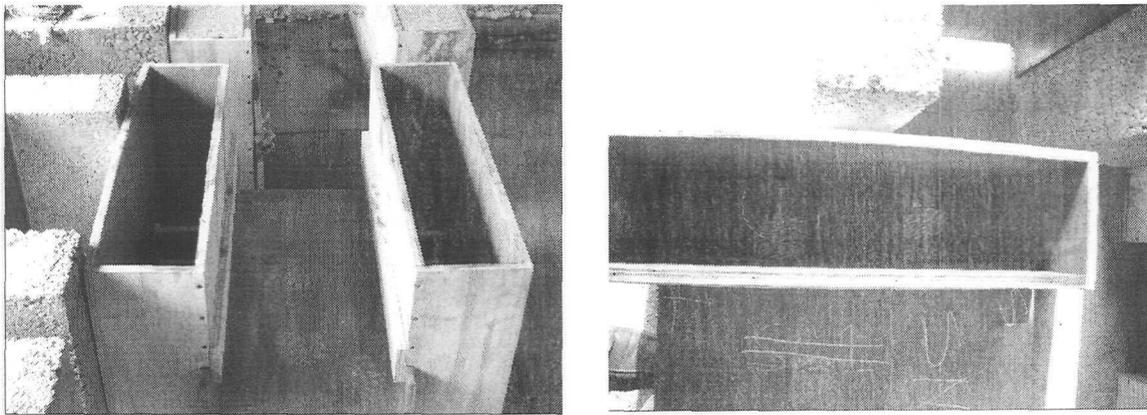


Figura 34. Cimbras de especímenes sin lámina.

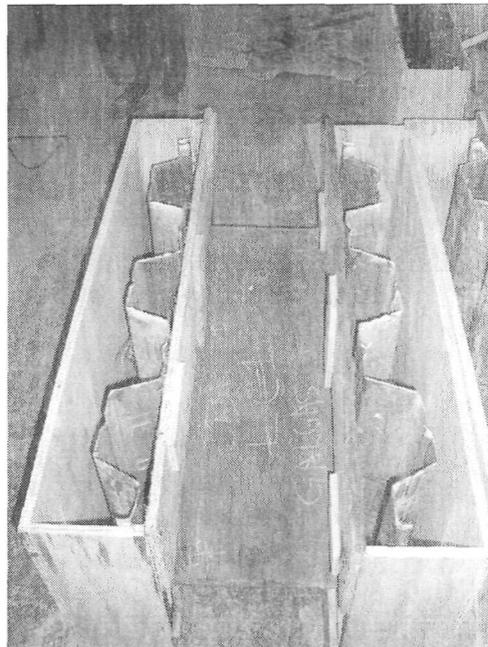


Figura 35. Cimbra de los especímenes con lámina.

Posteriormente se colaron las losas de manera lateral el mismo día, teniendo cuidado de no dañar los cableados de las galgas extensiométricas –Figura 3.22- y apuntalando las cimbras para evitar fugas del concreto (Figuras 36 y 37). Finalmente se remueven las cimbras y se verifican que las galgas no se hayan dañado –las lecturas deben de ser de aproximadamente 120 *Ohms* (Figuras 38 – 40).

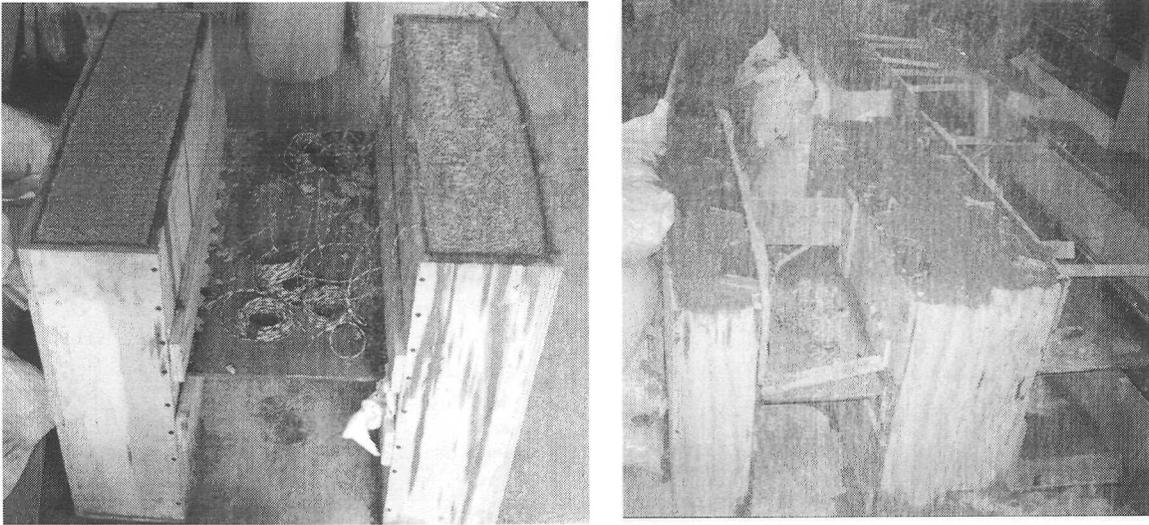


Figura 36. Se colaron las losas de manera lateral el mismo día.



Figura 37. Apuntalamiento para evitar que el concreto desprendiera la cimbra.

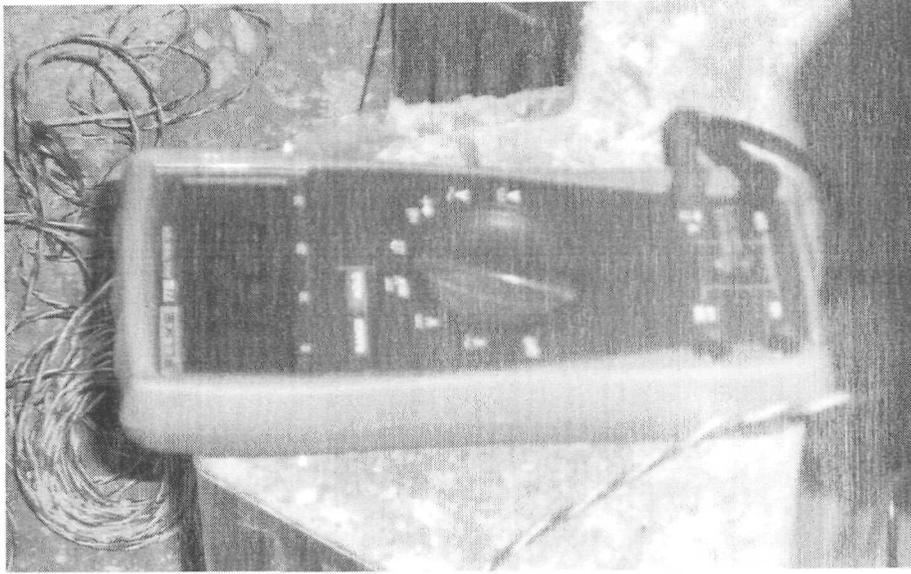


Figura 40. Verificación de la instrumentación en los pernos.

Fue importante tomar cilindros de control para supervisar la calidad del concreto. Dichos cilindros se curaron al aire, en las mismas condiciones que los especímenes, hasta el momento del ensayo (Figura 41).

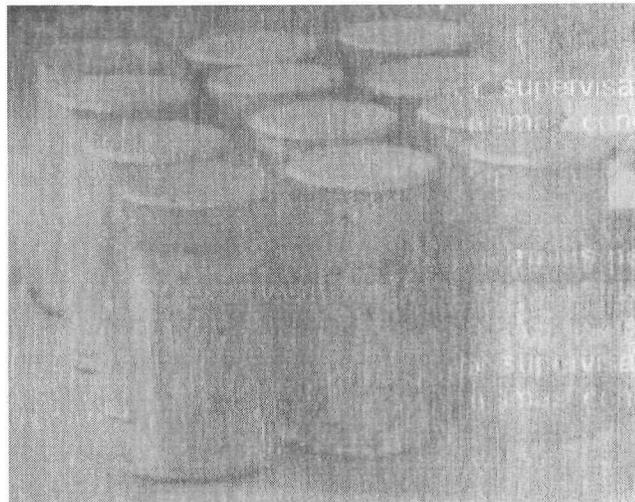


Figura 41. Cilindros de control.

3.5.2. Instrumentación

Los LVDT's que se utilizaron fueron los LD310-50, que se muestran en la Figura 42 y 43.

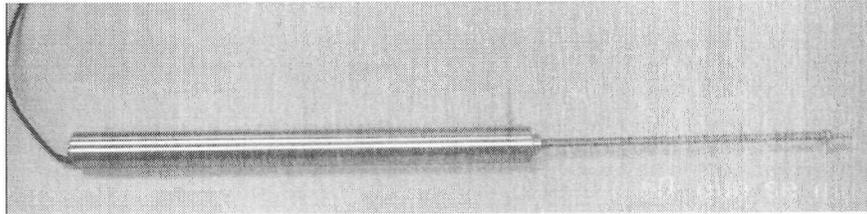


Figura 42. Foto de un LVDT serie LD310.

Sus características están dadas en la Tabla 9.

Tabla 9. Dimensiones de los LVDT's.

Dimensiones	mm	in
A	135	5.31
B	256.1	10.08
C	58	2.28
D	128.5	5.06
E	195	7.68

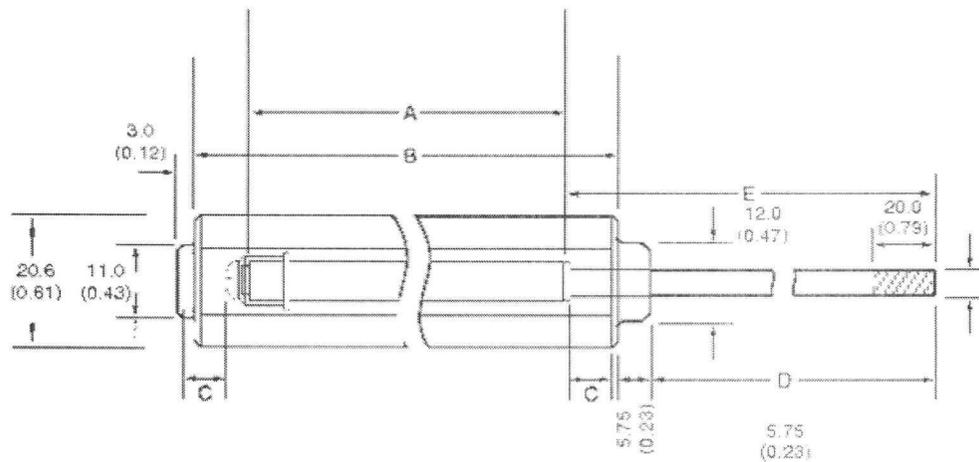


Figura 43. Dimensiones de los LVDT's.

El tipo de galga que se utilizó fue el mostrado en la Figura 44 y sus dimensiones se muestran en la Tabla 10.

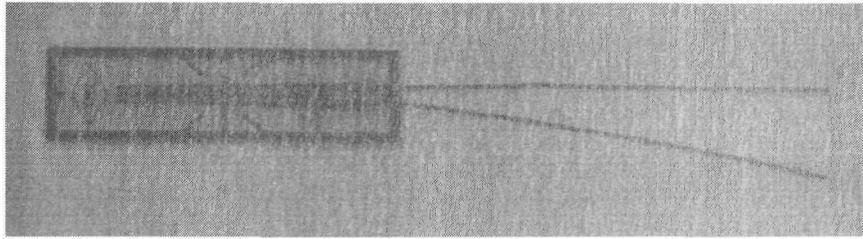


Figura 44. Acercamiento de una galga PFL-10-11

Tabla 10. Dimensiones de las galgas extensométricas.

Geometría strain gauge	Tipo	Longitud	Ancho	Longitud total	Ancho total	Resistencia
		mm	mm	mm	mm	Ω
 PFL-10-11	PFL-10-11	10	0.9	18	6	120

Todos los especímenes fueron instrumentados de manera similar, con lo que se obtuvieron mediciones de la carga aplicada, deslizamientos relativos y separaciones transversales perfil-lámina y perfil-concreto.

a) Deslizamiento relativo.

El deslizamiento vertical relativo entre el perfil de acero y las losas de concreto fue medido en todos los especímenes, con dos LVDT's en cada espécimen, los cuales fueron fijados a ambas caras del alma del perfil (Figura 45).

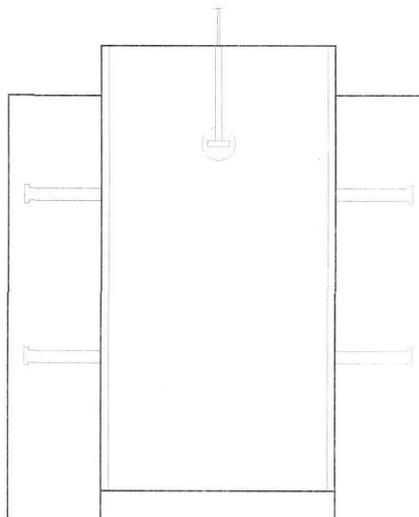


Figura 45. LVDT's para medir desplazamientos verticales.

b) Deformaciones en los conectores.

Las deformaciones en los conectores se midieron en los dos niveles de colocación, en las piezas LC1, SC1, LA1, SA1, LN, SN y LAM. Para la instrumentación únicamente se tomaron dos pernos –uno en cada nivel- y se midieron las deformaciones por medio de galgas del tipo *PFL-10-11*, colocándose dos en cada perno (Figuras 46 y 47).

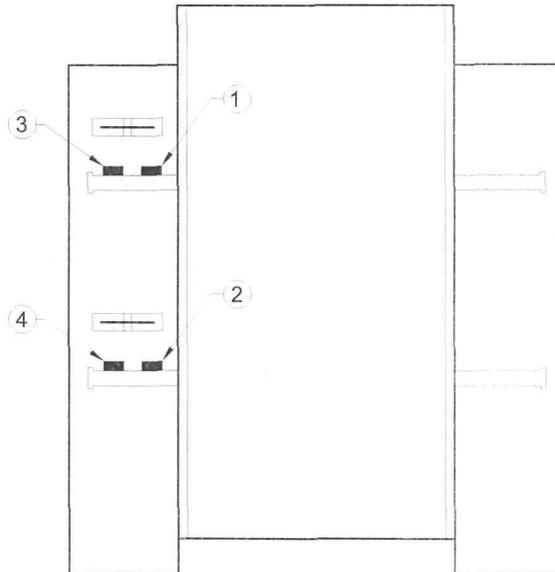


Figura 46. Posición de galgas.

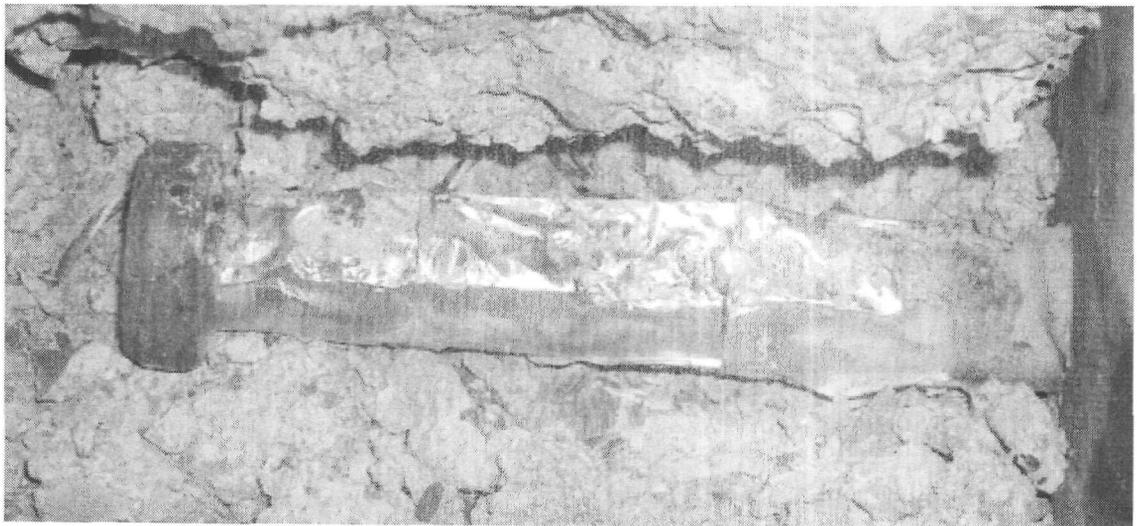


Figura 47. Instrumentación de pernos.

c) Separación transversal.

La separación transversal se midió en las mismas piezas definidas en el inciso anterior e igualmente en los dos niveles de colocación de los pernos. Para los especímenes que contaron con lámina, la separación fue medida entre el patín del perfil y la lámina corrugada por medio de LVDT's, uno en cada nivel (Figura 48). Con estas mediciones se pudo conocer qué tanto se desplazó transversalmente el concreto.

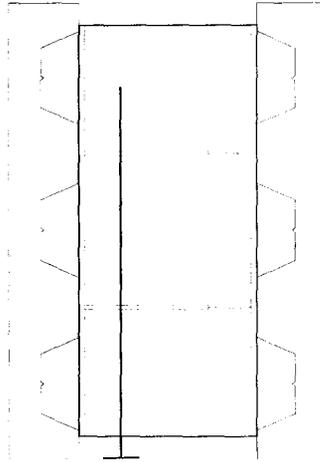


Figura 48. Niveles para medir desplazamientos horizontales en un espécimen de losa compuesta.

Para los especímenes sin lámina, se hizo un procedimiento similar, un *LVDT* por nivel (Figura 49).

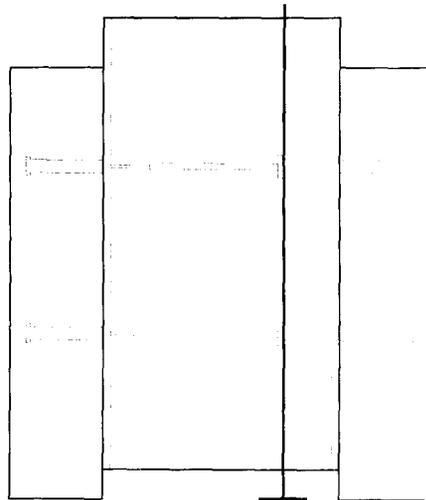


Figura 49. Niveles de colocación en especímenes sin lámina.

La Tabla 11 resume la instrumentación que se colocó en los especímenes de pruebas *Push Out*.

Tabla 11. Resumen de instrumentación.

Medición	Especímenes	Instrumentación	Posición	Cantidad por elemento
Deformaciones en conectores.	LC1, SC1, LA1, SA1, LN, SN y LAM.	Galga (PFL-10-11)	Nivel superior e inferior	4
Deslizamiento vertical.	Todos	LVDT'S	Parte superior de la pieza	2
Separación horizontal.	LC1, SC1, LA1, SA1, LN, SN y LAM.	LVDT'S	Nivel superior e inferior	2

Los siguientes esquemas (Figuras 50 y 51) muestran de manera gráfica lo expresado en la tabla anterior.

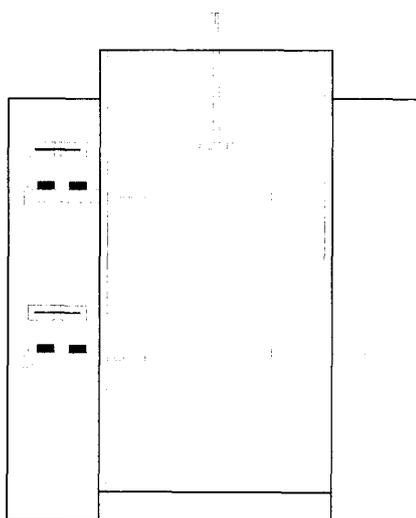


Figura 50. Resumen de instrumentación en especímenes con losas sólidas.

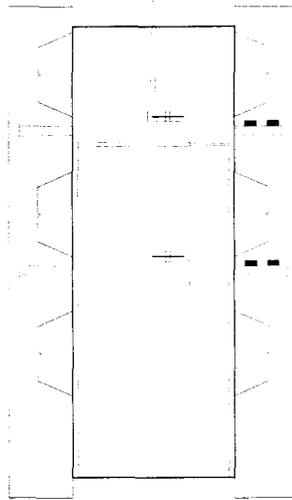


Figura 51. Especimen totalmente instrumentado, con lámina.

3.5.3. Sistema de carga

Fue necesario hacer una predicción de las cargas que soportarían los especímenes. Para eso se utilizaron las fórmulas de diseño del AISC, el CSA y el Eurocódigo. Basado en los resultados, se decidió utilizar un gato *RCH-1003*, con capacidad del cilindro de 100 toneladas, con una carrera máxima de 3 pulgadas y un área efectiva de 20.63 pulgadas cuadradas. El sistema fue como se indica en la Figura 52, con seis torones de $\frac{5}{8}$ " , con capacidad de 21 toneladas cada uno. En las Figuras 53 y 54 se muestra la colocación del gato hidráulico.

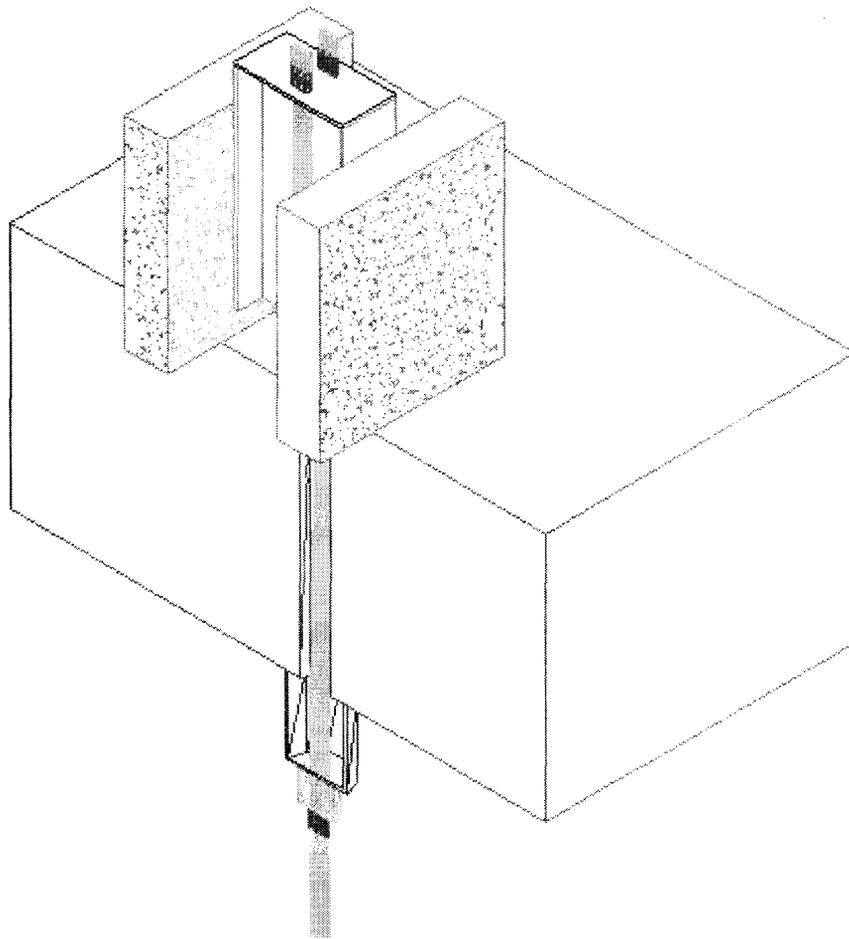


Figura 52. Sistema de carga.

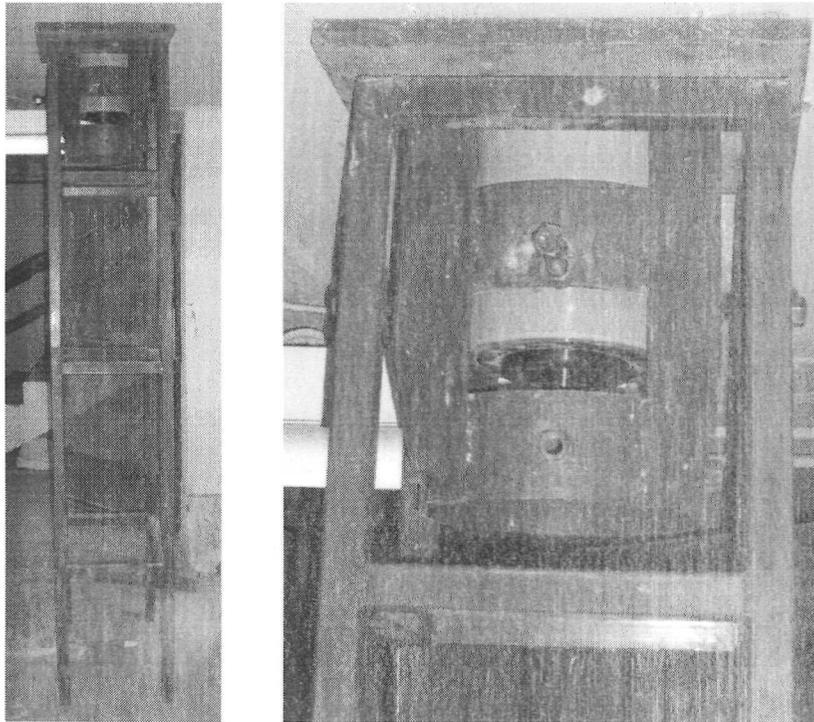


Figura 53. Tarima con el gato en su posición final.

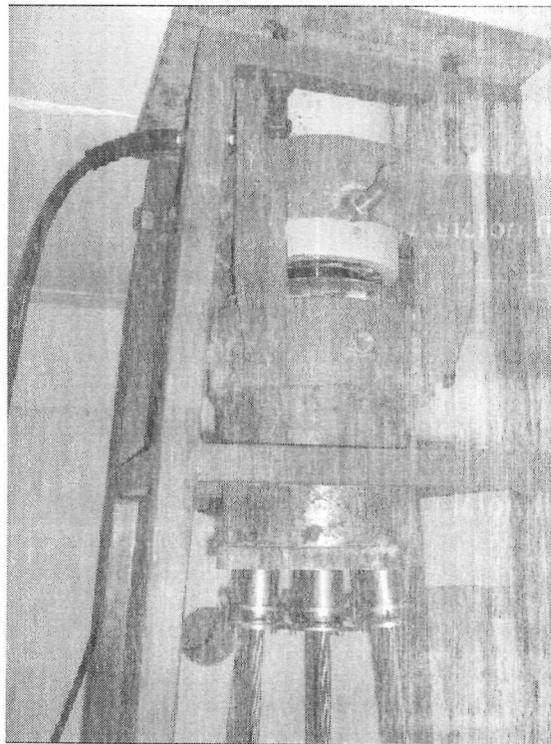


Figura 54. Dispositivo con cables y cuñas.

3.5.4. Procedimiento de ensayo

a) MATERIALES

Se determinó el módulo de deformación y la resistencia a compresión del concreto según las normas ASTM C39/C39M-04. El f_u de los pernos se determinó mediante la Norma ASTM E8.

b) APLICACIÓN DE LAS PRUEBAS

El procedimiento para llevar a cabo las pruebas *Push Out* fue el siguiente:

- Incrementos de carga de 4,126 lbs ($\approx 1.87 \text{ ton}$).
- Monitorear la aparición de grietas.
- La carga se debe detener si ocurre un deslizamiento de 0.25 mm entre los incrementos de carga.
- Observar si hay grietas.
- Repetir estos pasos hasta alcanzar la falla (no antes de 15 minutos).

El procedimiento anterior es un método combinado entre Rambo-Roddenberry (2002) y el Eurocódigo.

Finalmente, en las Figuras 55 y 56 se muestra la posición de dos especímenes previos a la aplicación de la carga - Para mayor información sobre el procedimiento de las pruebas *Push Out*, consultar el apéndice A.-



Figura 55. Especímen con lámina antes de la prueba.

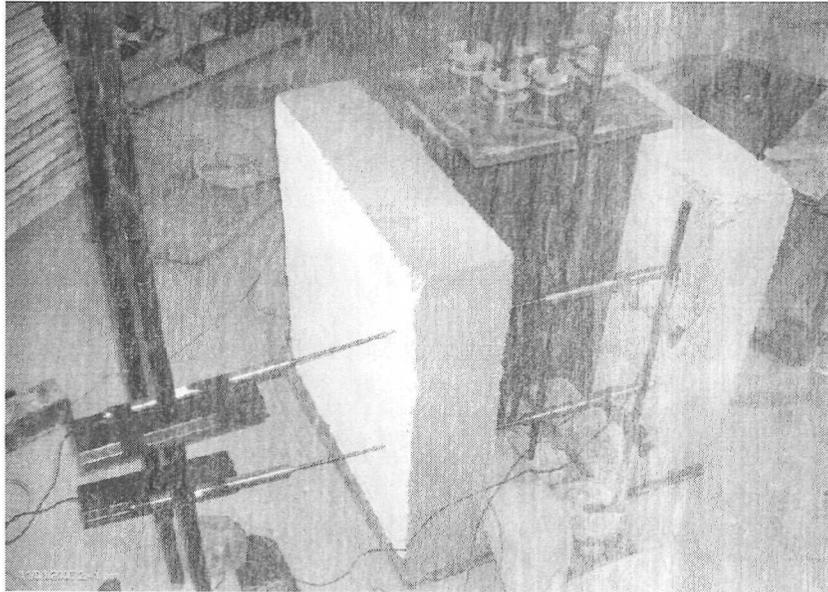


Figura 56. Espécimen sin lámina previo a la prueba experimental.

CAPÍTULO 4. Resultados

4.1. GENERALIDADES

En este capítulo se hace una descripción sobre los resultados de las pruebas experimentales, por medio de gráficas de cada una de las mediciones y de tablas donde se resume la información obtenida. Los resultados de la separación horizontal no se presentaron debido a problemas con los aparatos de medición.

4.2. RESULTADOS DE PRUEBAS EXPERIMENTALES

La Tabla 12 muestra las edades de los especímenes en el momento de la prueba, el f'_c , la relación entre el f'_c obtenido y el propuesto, el módulo de elasticidad del concreto y su relación con el E_c obtenido con la expresión 4.1.

$$33 w^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (4.1)$$

Tabla 12. Presentación de resultados de pruebas en el concreto.

ESPECIMEN	EDAD	f'_c	$f'c_{EXP} /$	$E_{c_{EXP}}$	$E_{c_{EXP}} /$
	[DIAS]	(kg/cm ²)	f'_c prop	(kg/cm ²)	$E_{c_{FÓRM}}$
LAM	95	210	1.049	274679	1.37
LN	91	203	1.0168	321938	1.49
LA1	88	175	0.8752	287396	1.57
LA2	88	218	1.09105	269597	1.36
LA3	84	199	0.99445	291799	1.48
LC1	86	187	0.93445	225417	1.38
LC2	85	224	1.11935	220943	1.27
LC3	65	215	1.0756	213563	1.29
SN	94	223	1.1172	322076	1.52
SA1	95	244	1.2222	341346	1.55
SA2	97	221	1.10705	277764	1.22
SA3	97	226	1.1293	199150	1.00
SC1	88	208	1.0401	164312	1.01
SC2	90	205	1.02355	193624	1.21
SC3	86	226	1.13035	274582	1.51

4.2.1. Deslizamientos verticales

La Figura 57 muestra la gráfica carga vs. deslizamiento vertical de las piezas fabricadas con concreto de anhidrita. Se puede observar que los deslizamientos de los especímenes con lámina tienden a ser más pequeños comparados con los especímenes sin ella. El desplazamiento máximo alcanzado por el primer grupo fue de 4.34 mm, mientras que en los especímenes sin lámina se alcanzó un valor máximo de 5.48 mm. Sin embargo, en este último grupo se observa una falla frágil, mientras que al usar lámina presentó una falla menos frágil, con excepción del LA2. Se puede observar que la relación entre el desplazamiento en el momento de la falla y el desplazamiento del primer cambio significativo en la rigidez del sistema, es mayor en los especímenes con lámina que en los de losa sólida. Esta relación es prácticamente uno en los especímenes SA2, SA3 y LA2. Por lo general, los especímenes de losa sólida presentan una mayor rigidez inicial.

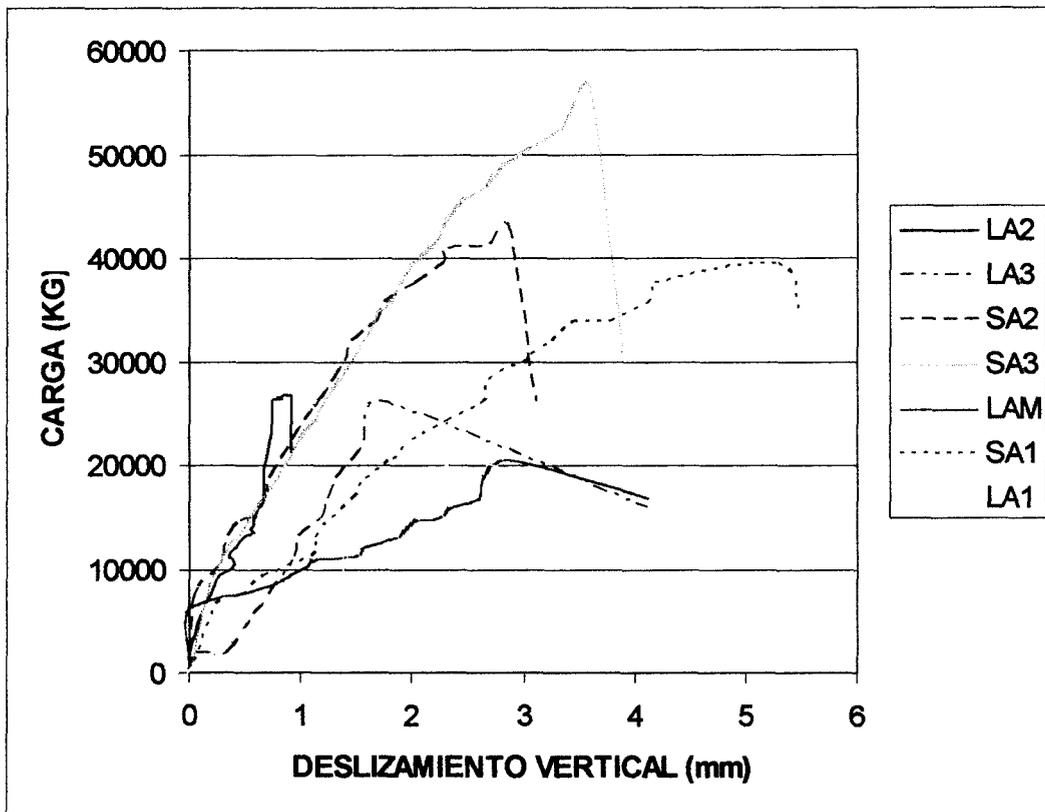


Figura 57. Gráfica de carga vs. deslizamiento vertical de los especímenes de anhidrita.

La Figura 58 muestra la gráfica carga vs. deslizamiento vertical de las piezas fabricadas con concreto celular. Los deslizamientos tienden a ser mayores en los especímenes sin lámina. El desplazamiento máximo alcanzado por estas piezas fue de 8.73 mm, mientras que los de lámina desarrollaron tan sólo 4.45 mm. La relación entre el desplazamiento en el momento de la falla y el desplazamiento en el primer cambio significativo de rigidez es, en promedio, ligeramente mayor en los especímenes con lámina que en los de losa sólida. En las piezas SC1, SC2 y LC2 esta relación es prácticamente uno. Los especímenes de losa sólida, por lo general, muestran una rigidez inicial promedio superior a los especímenes de losa compuesta.

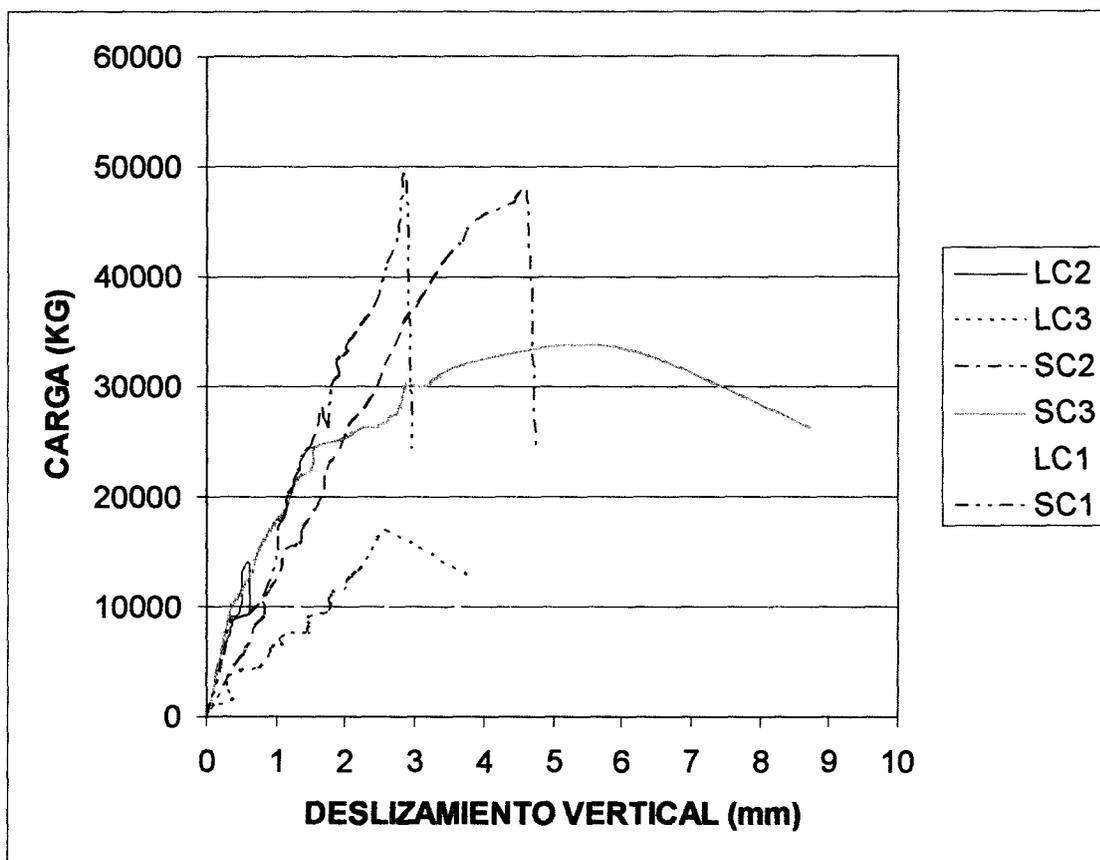


Figura 58. Gráfica de carga vs. deslizamiento vertical de los especímenes de concreto celular.

La Figura 59 muestra la gráfica carga vs. deslizamiento vertical de las piezas fabricadas con concreto de peso normal. El deslizamiento fue notablemente mayor en el espécimen sin lámina. El desplazamiento máximo alcanzado por esta pieza, sin haber alcanzado incluso la falla fue de 7.25 mm. El espécimen LN alcanzó únicamente 2.87 mm de deslizamiento en el momento de la falla. Se puede observar que esta pieza exhibe una falla frágil.

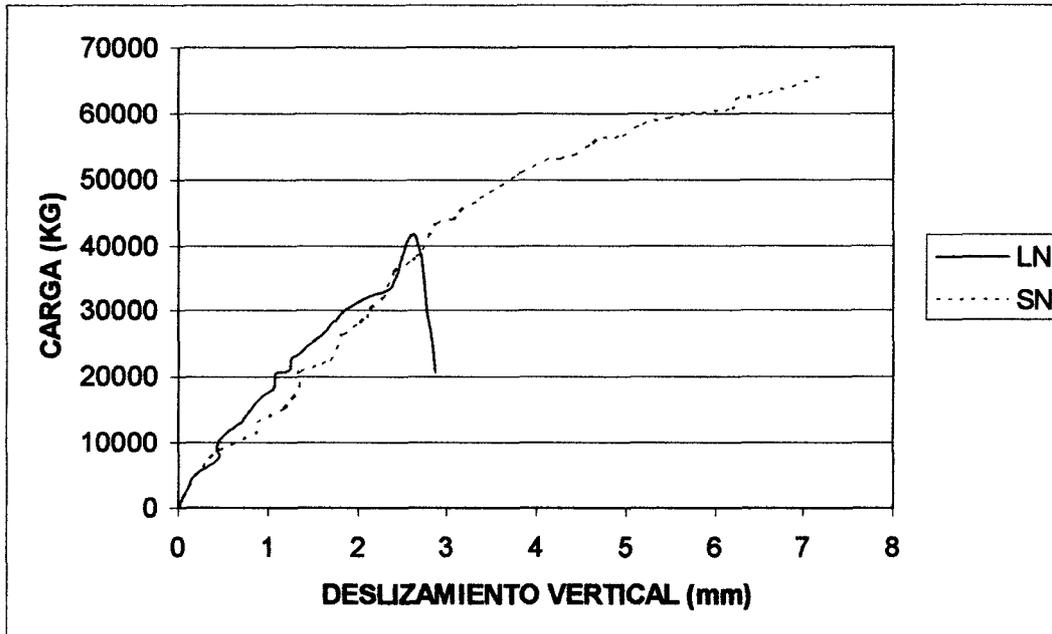


Figura 59. Gráfica de carga vs. deslizamiento vertical de los especímenes de concreto normal.

4.2.2. Deformaciones unitarias en conectores

Las deformaciones unitarias de los pernos en el espécimen LN presentan un valor al momento de falla de $0.08 \varepsilon_y$, $0.09 \varepsilon_y$, $0.06 \varepsilon_y$ y $0.22 \varepsilon_y$ en las galgas 1, 2, 3 y 4 respectivamente. Los valores son bajos, alrededor del 12% del valor de ε_y .

El espécimen LA1 presenta valores al momento de falla de $0.08 \varepsilon_y$, $0.03 \varepsilon_y$, $0.01 \varepsilon_y$ y $0.29 \varepsilon_y$ en las galgas 1, 2, 3 y 4 respectivamente. Estos valores en promedio con dificultad alcanzan el 10% del valor de ε_y .

El espécimen SN presenta valores altos de deformación. Al momento de detener la prueba, las medidas fueron de $1.33 \varepsilon_y$, $2.02 \varepsilon_y$, $1.05 \varepsilon_y$ y $1.19 \varepsilon_y$ en las galgas 1, 2, 3 y 4 respectivamente. En promedio, estos valores son 40% mayores a ε_y , lo que indica que los pernos estaban muy cerca de la falla. El que los conectores presenten valores elevados de deformaciones unitarias demuestra que trabajaron de manera más eficiente con el concreto.

Las deformaciones en el espécimen SA1 presentan un valor al momento de falla de $0.32 \varepsilon_y$, $0.12 \varepsilon_y$, $0.11 \varepsilon_y$ y $0.49 \varepsilon_y$ en las galgas 1, 2, 3 y 4 respectivamente.

Los valores son relativamente altos, comparados con los especímenes con lámina, alcanzando la galga 4 un 49% de ε_y , y un valor promedio de 26%.

El espécimen SC1 presenta deformaciones en los pernos con un valor al momento de falla de $0.17 \varepsilon_y$, $0.62 \varepsilon_y$ y $0.48 \varepsilon_y$ en las galgas 1, 2 y 4 respectivamente. Los valores vuelven a ser altos, alcanzando 62 y 48% de ε_y , en las galgas 2 y 4. El promedio de las tres galgas es de 32%.

Para poder comparar todos los valores límites, se presenta la Tabla 13 donde se muestran las mediciones de la instrumentación al momento de la falla. De esta Tabla se puede observar que los especímenes sin lámina presentaron por lo general deslizamientos verticales mayores que los que no contaron con ella. Por otra parte, las deformaciones unitarias son muy pequeñas en los especímenes con lámina estructural, aproximadamente 10% de ε_y , mientras que los que no tuvieron lámina las deformaciones están en promedio alrededor del 60% de este valor. En resumen, los especímenes de losa sólida soportaron mayor deslizamiento vertical y los pernos alcanzaron mayores deformaciones, con lo que se puede pensar en una tendencia a un mejor comportamiento compuesto.

Tabla 13. Resumen de lecturas realizadas experimentalmente.

ESPECIMEN	Q / PERNO	LVDT 3	LVDT 4	PROMEDIO	Galga 1	$\varepsilon / \varepsilon_y$	Galga 2	$\varepsilon / \varepsilon_y$	Galga 3	$\varepsilon / \varepsilon_y$	Galga 4	$\varepsilon / \varepsilon_y$
LN	5158	2.687	2.623	2.655	0.000167	0.0835	0.000195	0.0975	0.000133	0.0665	0.000441	0.2205
LA1	2579	2.743	2.248	2.4955	0.000165	0.0825	0.000072	0.036	-0.0003033	-0.0165	0.000592	0.296
LA2	3341	0.952	0.856	0.904	-	-	-	-	-	-	-	-
LA3	3282	2.632	0.75	1.691	-	-	-	-	-	-	-	-
LC1	1553	4.087	4.497	4.292	-	-	-	-	-	-	-	-
LC2	1735	0.784	0.428	0.606	-	-	-	-	-	-	-	-
LC3	2110	1.064	4.069	2.5665	-	-	-	-	-	-	-	-
SN	8205	9.966	4.551	7.2585	0.002664	1.332	0.004042	2.021	0.002115	1.0575	0.002393	1.1965
SA1	4923	6.663	3.908	5.2855	0.000642	0.321	0.000252	0.126	0.000233	0.1165	0.000993	0.4965
SA2	5392	3.303	2.409	2.856	-	-	-	-	-	-	-	-
SA3	7033	3.304	3.855	3.5795	-	-	-	-	-	-	-	-
SC1	6095	4.648	1.071	2.8595	-0.000345	-0.1725	-0.001246	-0.623	0	0	0.000979	0.4895
SC2	5978	5.487	3.695	4.591	-	-	-	-	-	-	-	-
SC3	4220	5.319	6.478	5.8985	-	-	-	-	-	-	-	-
	=	La parte sombreada indica la carga máxima aplicada en SN sin haber alcanzado la falla.										

CAPÍTULO 5. Evaluación Analítica

5.1. GENERALIDADES

En la actualidad existen fórmulas de diversos códigos que intentan predecir el comportamiento de los conectores, dichas fórmulas son el resultado de pruebas experimentales. Algunas de las pruebas que se utilizan para evaluar el comportamiento de los conectores son las pruebas en vigas compuestas y las pruebas *Push Out* (Rambo-Roddenberry, 2002).

Los métodos que se utilizaron para predecir la carga máxima de los pernos fueron el código del American Institute of Steel Construction, el código del Canadian Institute of Steel Construction, el Eurocódigo 4 y las ecuaciones de diseño de Rambo-Roddenberry.

5.2. PREDICCIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA

5.2.1 AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC)

La resistencia individual de los pernos en losas sólidas está dada por la siguiente ecuación:

$$Q_n = 0.50 \times A_{sc} \times \sqrt{f'_c \times E_c} \leq A_{sc} \times F_u \quad (5.1)$$

donde

A_{sc} : Área del perno, in²

E_c : Módulo de elasticidad del concreto, ksi.

F_u : Resistencia a tensión mínima del perno, ksi.

La resistencia del perno en losas con láminas se predice con la siguiente ecuación:

$$Q_n = 0.50 \times A_{sc} \times \sqrt{f'_c \times E_c} \leq R_g \times R_p \times A_{sc} \times F_u \quad (5.2)$$

donde

$R_g = 1.0$;

- a) Para un solo perno soldado en una lámina orientada perpendicularmente al perfil de acero.
- b) Para cualquier número de pernos soldados en una sola hilera directamente al perfil de acero.
- c) Para cualquier número de pernos soldados en una sola hilera a través de lámina orientada paralelamente al perfil de acero y la proporción del ancho promedio del valle con la altura de la cresta es mayor o igual a 1.5.

$R_g = 0.85;$

- a) Para un par de pernos soldados en una lámina orientada perpendicularmente al perfil de acero.
- b) Para un solo perno soldado a través de la lámina orientada paralelamente al perfil de acero y con una relación del ancho promedio del valle con la altura de la cresta menor de 1.5.

$R_g = 0.7;$

- a) Para tres o más pernos soldados en lámina orientada perpendicularmente al perfil de acero.

$R_p = 1.0;$

- a) Para pernos soldados directamente sobre el perfil de acero y teniendo un detalle del cambio de sección no mayor al 50 por ciento del patín superior cubierto por los valles de la lámina.

$R_p = 0.75;$

- a) Para pernos soldados en una lámina orientada perpendicularmente a la viga y con una excentricidad mayor o igual a 2 pulgadas.
- b) Para pernos soldadas a través de una lámina orientada paralelamente al perfil de acero.

$R_p = 0.60;$

- a) Para pernos soldados en una lámina orientada perpendicularmente al a viga y una excentricidad menor a 2 pulgadas.

5.2.2. *EUROCÓDIGO 4*

En el Eurocódigo 4, la ecuación que se utiliza para predecir la capacidad de los pernos se escoge de entre las dos siguientes expresiones, la que arroje el menor resultado:

$$P_{rd1} = 0.80 \times f_u \times \pi \times d^2 \times \frac{1}{4} \quad (5.3)$$

$$P_{rd2} = 0.29 \times \alpha \times d^2 \times \sqrt{f'_c \times E_c} \quad (5.4)$$

donde α :

$$\alpha = 0.2 \left(\frac{h_{sc}}{d} + 1 \right) \text{ si } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \quad (5.5)$$

$$\alpha = 1 \text{ si } h_{sc}/d > 4 \quad (5.6)$$

Con lámina:

Debido a que se reconoce que con el uso de lámina acanalada hay una reducción en la capacidad del perno, es necesario multiplicar la Q_n obtenida por el siguiente factor:

$$K_t = \frac{0.70}{\sqrt{N_r}} \left(\frac{b_o}{h_p} \right) \left[\left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \right] \leq k_{t\max} = 0.70 \quad (5.7)$$

donde :

b_o : Ancho promedio del valle.

h_p : Altura de la cresta.

h_{sc} : Altura del perno.

5.2.3. CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION (CSA)

Por su parte, el código canadiense también cuenta con ecuaciones para predecir la resistencia de los pernos:

$$q_{rs} = 0.5 \times \phi_{sc} \times A_{sc} \times \sqrt{f'_c \times E_c} \leq \phi_{sc} \times A_{sc} \times F_{vb} \quad (5.8)$$

donde :

$$\phi_{sc} = 1.0$$

También reconoce una reducción cuando se utiliza lámina, por lo que las nuevas ecuaciones son:

Cuando $h_d = 75$ mm

$$q_{rs} = 0.35 \times \phi_{sc} \times \rho \times A_p \times \sqrt{f'_c} \leq q_{rs} \quad (5.9)$$

Cuando $h_d = 38 \text{ mm}$

$$q_{rr} = \left[0.61 \times \phi_{sc} \times \rho \times A_p \times \sqrt{f_c'} \right] \leq q_{rs} \quad (5.10)$$

donde:

$$\rho = 0.85$$

$$A_p = 64,000 \text{ mm}^2$$

5.2.4. RAMBO-RODDENBERRY

Para pernos en láminas de 2 y 3 pulgadas, con una relación de $d/t \leq 2.7$

$$Q_{st} = R_p R_n R_d A_s F_u \quad (5.11)$$

$$\begin{aligned} R_p &= 0.68 \text{ para } e_{mid-ht} \geq 2.2'' \\ &= 0.48 \text{ para } e_{mid-ht} < 2.2'' \\ &= 0.52 \text{ para pernos en posición alternada.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1.0 \text{ para un sólo perno por valle o en posición alternada.} \\ &= 0.85 \text{ para dos pernos por valle.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_d &= 1.0 \text{ para todos los pernos en posición fuerte.} \\ &= 0.88 \text{ para lámina calibre 22 (Posición débil).} \\ &= 1.0 \text{ para lámina calibre 20 (Posición débil).} \\ &= 1.05 \text{ para lámina calibre 18 (Posición débil).} \\ &= 1.11 \text{ para lámina calibre 16 (Posición débil).} \end{aligned}$$

Para pernos en láminas de 1 y 1.5 pulgadas, con una relación de $d/t \leq 2.7$

$$Q_{st} = R_n 3.08 e^{0.048 A_s F_u} \quad (5.12)$$

$$\begin{aligned} R_n &= 1.0 \text{ para un perno por valle.} \\ &= 0.85 \text{ para dos pernos por valle.} \end{aligned}$$

Para pernos en láminas de 2 y 3 pulgadas, con una relación de $d/t > 2.7$

$$Q_{st} = R_p R_n R_d A_s F_u - 1.5 \left(\frac{d}{t} - 2.70 \right) \quad (5.13)$$

Para pernos en láminas de 1 y 1.5 pulgadas, con una relación de $d/t > 2.7$

$$Q_{st} = R_n 3.08 e^{0.048 A_s F_u} - 1.5 \left(\frac{d}{t} - 2.70 \right) \quad (5.14)$$

5.3. ANÁLISIS ESTADÍSTICO

Para el análisis estadístico factorial 2^2 se utilizó el programa STATGRAPHICS Plus. En el preprocesamiento se introdujo al software las cargas máximas obtenidas por cada pieza junto con la matriz de factores y niveles, Tabla 14, siendo X_1 nivel +1 concreto de anhidrita y X_1 nivel -1 el concreto celular; X_2 nivel +1 para especímenes sin lámina estructural y X_2 nivel -1 para piezas con losa compuesta.

Tabla 14. Preprocesamiento del análisis estadístico.

X_1	X_2	Carga experimental (Kg)
-1	-1	1553
1	-1	3341
-1	1	6095
1	1	4923
-1	-1	1735
1	-1	3282
-1	1	5978
1	1	5392
-1	-1	2110
1	-1	2579
-1	1	4220
1	1	7033

Los resultados de la Tabla 15 muestran el ajuste a un modelo de regresión lineal múltiple que describe la relación entre la carga máxima y tres variables independientes. La ecuación del modelo es la descrita en la fórmula 5.15, y en la Tabla 16 se muestra una comparación de los valores experimentales contra las predicciones de dicha ecuación.

$$Q_{\max} = 4020.08 + 404.917(X_1) + 1586.75(X_2) - 229.083(X_1 X_2) + \xi \quad (5.15)$$

Tabla 15. Análisis estadístico.

```

Multiple Regression Analysis
-----
Dependent variable: Col_3
-----
Parameter              Estimate      Standard      T
                        Error          Statistic     P-Value
-----
CONSTANT                4020.08      232.343      17.3024      0.0000
Col_1                   404.917      232.343      1.74276      0.1195
Col_2                   1586.75      232.343      6.82935      0.0001
Col_1*Col_2             -229.083     232.343     -0.985971    0.3530
-----

                        Analysis of Variance
-----
Source                  Sum of Squares  Df  Mean Square  F-Ratio  P-Value
-----
Model                   3.28105E7      3   1.09368E7    16.88     0.0008
Residual                5.18238E6      8   647798.0
-----
Total (Corr.)          3.79929E7      11
-----
R-squared = 86.3596 percent
R-squared (adjusted for d.f.) = 81.2445 percent
Standard Error of Est. = 804.859
Mean absolute error = 543.389
Durbin-Watson statistic = 2.34546

```

Tabla 16. Resultados experimentales vs. modelo estadístico..

X ₁	X ₂	Q experimental	Q del modelo	Q _{exp} / Q _{mod}
-1	-1	1553	1799	0.86
1	-1	3341	3067	1.09
-1	1	6095	5431	1.12
1	1	4923	5783	0.85
-1	-1	1735	1799	0.96
1	-1	3282	3067	1.07
-1	1	5978	5431	1.10
1	1	5392	5783	0.93
-1	-1	2110	1799	1.17
1	-1	2579	3067	0.84
-1	1	4220	5431	0.78
1	1	7033	5783	1.22

Debido a que el P-valor en la ANOVA de la Tabla 15 es menor que 0.01, indica que existe una relación estadísticamente significativa entre las variables, con un nivel de significancia de 99%.

El coeficiente de determinación, R^2 , indica que el modelo explica 86% de la variabilidad en las cargas máximas. El coeficiente de determinación corregido por los grados de libertad es 81%. El error estándar de la estimación indica que la desviación estándar de los residuos es de 805. El error absoluto es 543, el cual es el valor promedio de los residuos. Debido a que el valor de R^2 es relativamente bajo, se puede decir que este modelo estadístico no es muy preciso. Las aproximaciones de los resultados experimentales con los del modelo se pueden observar en la Tabla 16 y en la Figura 60.

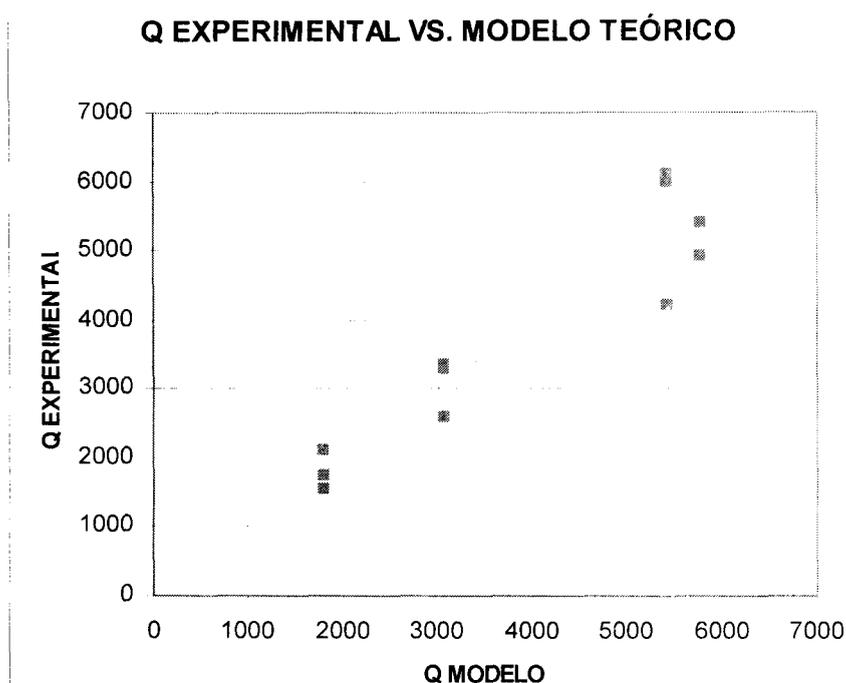


Figura 60. Aproximación entre modelo teórico y datos experimentales.

Para indicar si hay alguna correlación dependiendo del orden en que fueron acomodados los datos, se utiliza la prueba de Durbin-Watson. El resultado de esta prueba, denominada V , es 2 cuando no hay ninguna correlación. Mientras más se aleje de este valor, hay una mayor probabilidad de que se presente una correlación significativa (Washington, 2000). Si el estadístico de prueba V es mayor a 2, entonces no es significativo si $V < 4 - d$ (d es un valor límite de la prueba Durbin-Watson que depende del número de observaciones y del número de factores del experimento –con valor de 1.4 en esta prueba-). El estadístico de prueba V es 2.34 y al restar d al número 4 da como resultado 2.6, por lo tanto, no se puede rechazar la hipótesis de que no existe correlación entre los parámetros.

El valor del *P-value* del factor del tipo de concreto, X_1 , es 0.1195, lo que indica que no hay evidencia estadística suficiente para afirmar que el tipo de concreto es significativo para un nivel de significancia de 10%. Es importante mencionar que esta conclusión no debe tomarse como definitiva, debido a que se contó con un número pequeño de muestras experimentales. El valor máximo del *P-value* en las variables independientes es 0.3530, correspondiente a la relación del factor X_1 con el factor X_2 de la Tabla 14. Debido a que el *P-value* es mayor a 0.10, ese término no es estadísticamente significativo a niveles 90% o mayores, por lo que es posible eliminar este término del modelo estadístico.

5.4. COMPARACIÓN DE RESULTADOS

La Tabla 17 proporciona los datos generales que se tomaron en cuenta para obtener la carga de diseño por medio de los diferentes métodos de predicción.

Tabla 17. Geometría general de los especímenes del ITESM.

AUTOR	ESPECIMEN	PERALTE DE LÁMINA	DIÁMETRO DE PERNO	LONGITUD DE PERNO
		IN	IN	IN
ITESM	LAM	3	0.75	5
ITESM	LN	3	0.75	5
ITESM	LA1	3	0.75	5
ITESM	LA2	3	0.75	5
ITESM	LA3	3	0.75	5
ITESM	LC1	3	0.75	5
ITESM	LC2	3	0.75	5
ITESM	LC3	3	0.75	5
ITESM	SN	3	0.75	5
ITESM	SA1	3	0.75	5
ITESM	SA2	3	0.75	5
ITESM	SA3	3	0.75	5
ITESM	SC1	3	0.75	5
ITESM	SC2	3	0.75	5
ITESM	SC3	3	0.75	5

En la Tabla 18 están las predicciones del AISC, CSA, Eurocódigo y del método alternativo propuesto por Rambo-Roddenberry. En la Tabla 19 se muestran las mismas predicciones, pero utilizando el módulo de elasticidad del concreto obtenido de manera teórica. Al utilizar el módulo de elasticidad teórico, obtenido con la fórmula 4.1, hay una menor diferencia entre los valores experimentales y las predicciones (Tabla 19), aunque no la suficiente para que sean conservadoras. Las predicciones del AISC se mantienen constantes en especímenes con losa

compuesta, pero disminuyen la diferencia entre los valores experimentales y las predicciones en los especímenes de losa sólida. El CSA y el Eurocódigo disminuyen de igual manera esta diferencia, en especial en los especímenes con losa compuesta. Por último, el método de Rambo-R se mantiene sin cambios.

Tabla 18. Predicciones de carga (E_c exp.) vs. comportamiento experimental.

ESPECIMEN	EXPERIMENTAL	AISC	CSA	EUROCÓDIGO 4	RAMBO-R	Q EXP /	Q EXP /	Q EXP /	Q EXP /
	Q / PERNO (Kg)	Q / PERNO	Q / PERNO	Q / PERNO	Q / PERNO	AISC	CSA	E. COD	RAMBO-R
LAM	2579	7656	5402	5265	6942	0.34	0.48	0.49	0.37
LN	5158	7656	5758	5612	6942	0.67	0.90	0.92	0.74
LA1	2579	7656	5047	4919	6942	0.34	0.51	0.52	0.37
LA2	3341	7656	5458	5320	6942	0.44	0.61	0.63	0.48
LA3	3282	7656	5421	5284	6942	0.43	0.61	0.62	0.47
LC1	1553	7656	4619	4502	6942	0.20	0.34	0.34	0.22
LC2	1735	7656	5005	4878	6942	0.23	0.35	0.36	0.25
LC3	2110	7656	4823	4701	6942	0.28	0.44	0.45	0.30
SN	8205	12010	12010	8915	-	0.68	0.68	0.92	-
SA1	4923	12010	12010	9600	-	0.41	0.41	0.51	-
SA2	5392	11161	11161	8242	-	0.48	0.48	0.65	-
SA3	7033	9545	9545	7048	-	0.74	0.74	1.00	-
SC1	6095	8320	8320	6144	-	0.73	0.73	0.99	-
SC2	5978	8960	8960	6616	-	0.67	0.67	0.90	-
SC3	4220	11213	11213	8280	-	0.38	0.38	0.51	-

Tabla 19. Predicciones de carga (E_c teórico) vs. comportamiento experimental.

ESPECIMEN	EXPERIMENTAL	AISC	CSA	EUROCÓDIGO 4	RAMBO-R	Q EXP /	Q EXP /	Q EXP /	Q EXP /
	Q / PERNO (Kg)	Q / PERNO	Q / PERNO	Q / PERNO	Q / PERNO	AISC	CSA	E. COD	RAMBO-R
LAM	2579	7656	4612	4496	6942	0.34	0.56	0.57	0.37
LN	5158	7656	4718	4599	6942	0.67	1.09	1.12	0.74
LA1	2579	7656	4029	3927	6942	0.34	0.64	0.66	0.37
LA2	3341	7656	4687	4568	6942	0.44	0.71	0.73	0.48
LA3	3282	7656	4456	4344	6942	0.43	0.74	0.76	0.47
LC1	1553	7656	3936	3836	6942	0.20	0.39	0.40	0.22
LC2	1735	7656	4435	4323	6942	0.23	0.39	0.40	0.25
LC3	2110	7656	4240	4133	6942	0.28	0.50	0.51	0.30
SN	8205	9797	9797	7235	-	0.84	0.84	1.13	-
SA1	4923	10428	10428	7701	-	0.47	0.47	0.64	-
SA2	5392	10107	10107	7463	-	0.53	0.53	0.72	-
SA3	7033	9550	9550	7052	-	0.74	0.74	1.00	-
SC1	6095	8282	8282	6116	-	0.74	0.74	1.00	-
SC2	5978	8145	8145	6014	-	0.73	0.73	0.99	-
SC3	4220	9115	9115	6731	-	0.46	0.46	0.63	-

De la Tabla 18 se puede observar que todos los códigos arrojaron predicciones no conservadoras. Los resultados experimentales en las piezas con lámina y anhidrita alcanzaron únicamente un promedio de 38% de la carga de predicción del AISC. Al utilizar lámina y concreto celular se obtuvo en promedio 24%; y a su vez el espécimen con lámina y concreto de peso normal alcanzó un 67%. Las piezas de losa sólida tuvieron una menor diferencia entre los valores experimentales y los de predicción, aunque éstos fueron también bajos. En el caso de la anhidrita, se alcanzó un promedio de 54%. Por su parte, los especímenes con concreto celular obtuvieron un promedio de 59% de estas predicciones, mientras que el espécimen con concreto de peso normal alcanzó un valor de 68%. La aproximación de los resultados de las pruebas con las predicciones del AISC se muestra en la Figura 61.

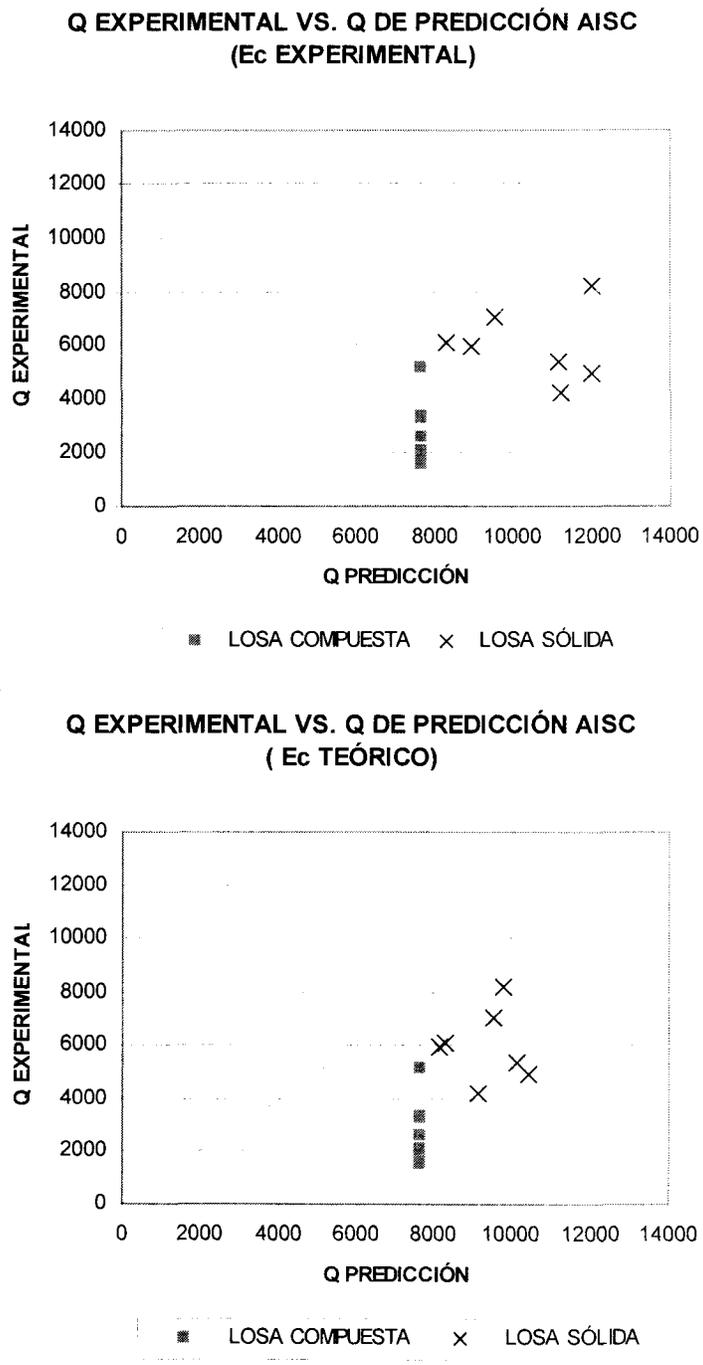


Figura 61. Aproximación entre predicción del AISC y los valores experimentales.

El método de Rambo-Roddenberry no mejoró apreciablemente de las predicciones del AISC. De la Tabla 18 se observa que los resultados de las piezas

con lámina y anhidrita alcanzaron en promedio 42%; los especímenes con lámina y concreto celular solamente obtuvieron en promedio 26% de las predicciones. El espécimen de lámina y concreto de peso normal alcanzó 74%. La Figura 62 muestra estas aproximaciones.

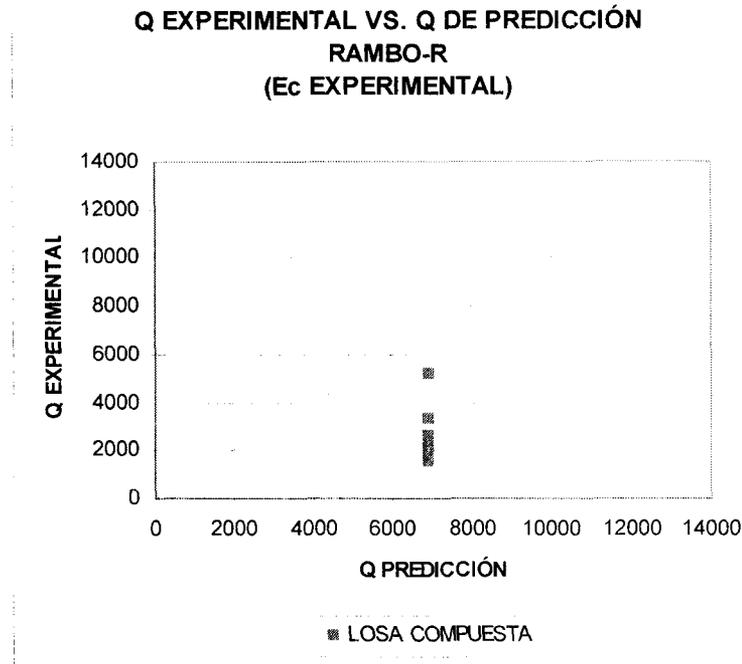


Figura 62. Aproximación entre la predicción de Rambo-R. y los valores experimentales.

Al comparar los resultados experimentales con el CSA, se observa que las piezas con lámina y anhidrita tuvieron un promedio de 55% en las predicciones. Por otro lado, los especímenes con lámina y concreto celular obtuvieron en promedio, 37%. El espécimen de lámina y concreto de peso normal alcanzó un valor experimental mucho más cercano al de predicción, logrando un 90%. En el caso de losa sólida y anhidrita, se alcanzó un promedio de 54%, mientras que los especímenes con concreto celular tuvieron un 59%. Finalmente, el espécimen con concreto de peso normal tuvo 68%. La Figura 63 muestra estas aproximaciones.

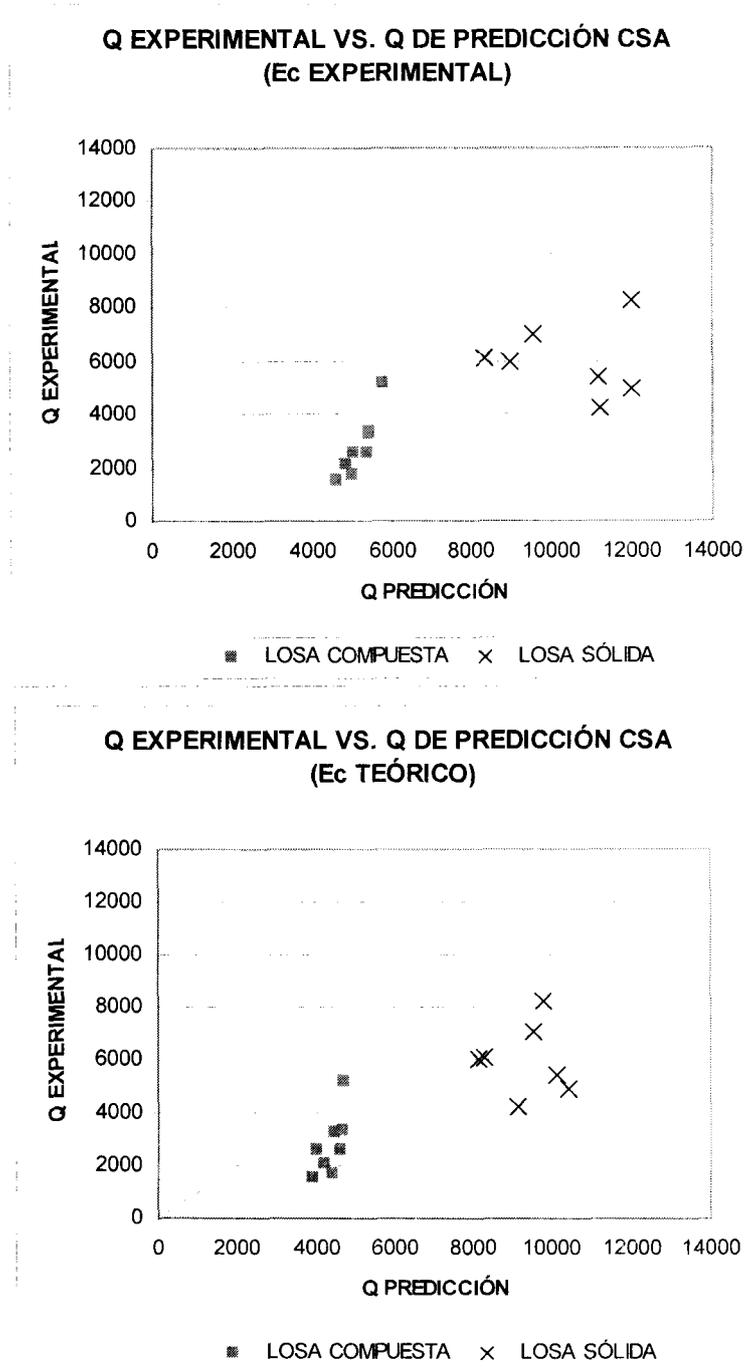


Figura 63. Aproximación entre la predicción del CSA y los valores experimentales.

Por último, se puede observar, de la Tabla 18 y 19, que el Eurocódigo arrojó los mejores resultados, aunque sigue siendo no conservador. Los resultados de las piezas con lámina y anhidrita alcanzaron en promedio 57% de las predicciones. Los especímenes con lámina y concreto celular tuvieron 38% y los especímenes de

lámina y concreto de peso normal alcanzaron 92%. Las piezas de losa sólida tuvieron un poco más de aproximación. En el caso de la anhidrita, se alcanzó en promedio 72%, el concreto celular 80% y por último, el concreto de peso normal alcanzó 92% de los valores de predicción. Las aproximaciones se muestran en la Figura 64.

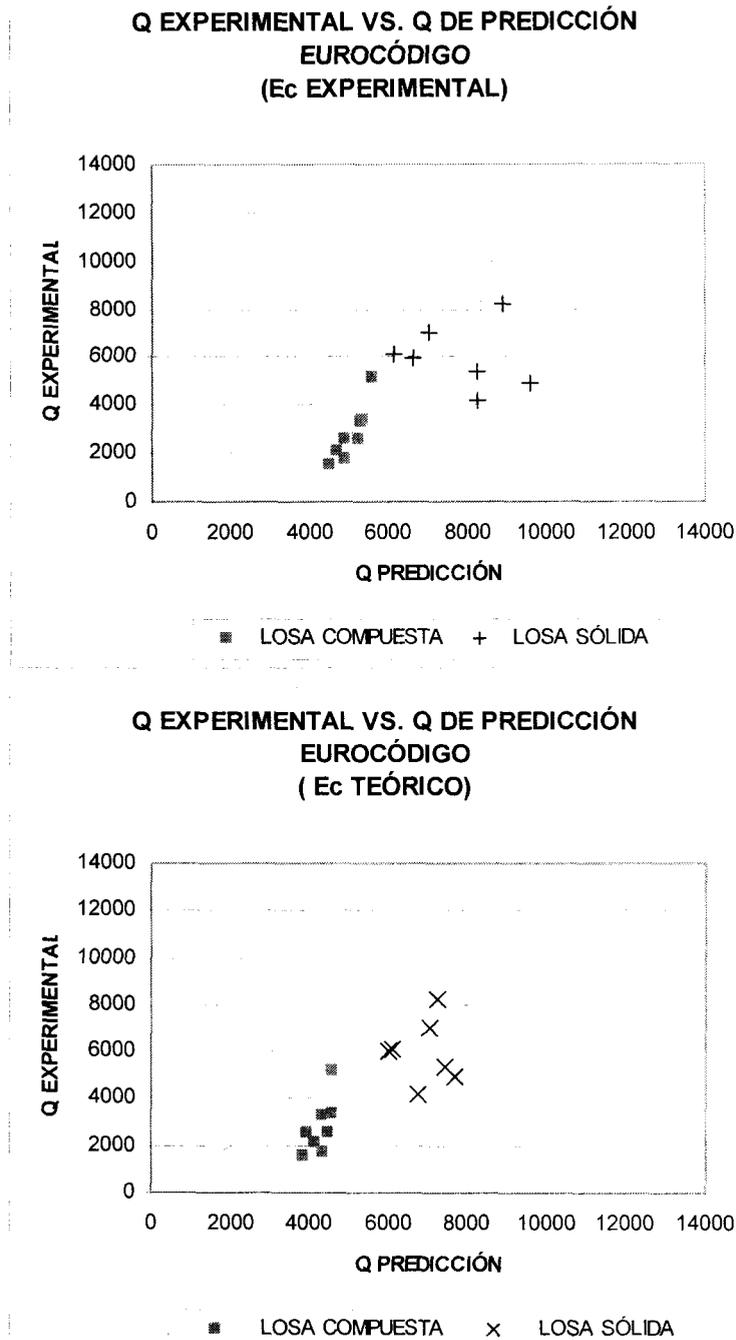


Figura 64. Aproximación entre la predicción del Eurocódigo y los valores experimentales.

Analizando los resultados anteriores se observa que hay un aparente efecto en la resistencia de los especímenes al cambiar el tipo de concreto, ya que el concreto celular arroja valores de carga de falla más bajo que los especímenes de anhidrita, y éstos a su vez son menores que el porcentaje arrojado por la pieza fabricada con concreto de peso normal. Sin embargo, al comparar los resultados del concreto de anhidrita con el celular en los especímenes de losa sólida, parece indicar que no existen diferencias significativas en la resistencia al cambiar el concreto, conclusión muy diferente a los obtenidos con los especímenes con lámina estructural.

Se puede observar que a pesar de que las predicciones en losa sólida son en general más precisos que los especímenes con lámina estructural, los porcentajes siguen siendo bajos, lo que indica que los métodos empleados para las predicciones muestran una tendencia a ser poco conservadoras al utilizar los parámetros de la Tabla 17.

La Tabla 20 muestra datos de la geometría de las pruebas de los siguientes autores: Lyons, Rambo-Roddenberry, Jayas y Hosain, Mottram y Johnson, reportados por Rambo-Roddenberry (2002).

Tabla 20. Datos generales de las pruebas *Push Out* internacionales.

AUTOR	ESPECIMEN	LÁMINA	DIÁMETRO	LONGITUD	f'c	Ec	Fvb	Q / PERNO
		IN	IN	IN	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	Kg
LYONS	1-D73	2	1	4	188	1735138	4688	7177
LYONS	2-D74	2	1	4	188	1735138	4688	6813
LYONS	3-D75	2	1	4	188	1735138	4688	7095
LYONS	4-D82	2	1	4	257	2028732	4577	9054
LYONS	5-D83	2	1	4	257	2028732	4577	8826
LYONS	6-D84	2	1	4	257	2028732	4577	7058
LYONS	7-D85	2	1	5	257	2028732	4745	8581
LYONS	8-D86	2	1	5	257	2028732	4745	9508
LYONS	9-D87	2	1	4.5	257	2028732	4745	9395
LYONS	10-D37	2	1	5	248	1992277	4577	7508
LYONS	11-D38	2	1	5	248	1992277	4577	8072
LYONS	12-D39	2	1	5	248	1992277	4577	6558
RAMBO-R	1-D4	2	0.5	4	312	2235014	5211	4068
RAMBO-R	1-D5	2	0.5	4	312	2235014	5211	3981
RAMBO-R	3-D6	2	0.5	4	312	2235014	5211	3254
RAMBO-R	4-D16	2	0.625	4	205	1812999	5114	5395
RAMBO-R	5-D17	2	0.625	4	205	1812999	5114	7008
RAMBO-R	6-D22	2	0.5	4	415	2577128	5211	4195
RAMBO-R	7-D23	2	0.5	4	415	2577128	5211	4681
RAMBO-R	8-D24	2	0.5	4	415	2577128	5211	5209
RAMBO-R	9-D32	2	0.75	4	499	2825497	4635	7949
RAMBO-R	10-D33	2	0.75	4	499	2825497	4635	9495
RAMBO-R	11-D40	2	0.625	4	332	2304564	5114	6681
RAMBO-R	12-D41	2	0.625	4	332	2304564	5114	7704
RAMBO-R	13-D42	2	0.625	4	332	2304564	5114	7922
ROBINSON	1-TII	3	0.75	4.6	226-254	1960181	4577	6590
ROBINSON	3-QII	3	0.75	4.6	-	1960181	4577	5454
JAYAS Y HOSAIN	1-7 JD7-7	3	0.75	5	-	1960181	4577	4709
MOTTRAM Y JOHNSON	1-H30-2-50	2	0.75	3.74	-	1960181	4964	7295
MOTTRAM Y JOHNSON	2-H30-2-76	2	0.75	3.74	-	1960181	4964	7940

La Tabla 21 muestra los resultados de las pruebas de Rambo-Roddenberry y se comparan los valores con los diferentes códigos de diseño.

Tabla 21. Predicciones vs comportamiento experimental de Rambo-R.

AUTOR	ESPECÍMEN	Q / PERNO	AISC	CSA	EUROCÓDIGO 4	RAMBO-R	AISC	CSA	E. COD	RAMBO-R
		Kg	Q / PERNO (KG)	Q / PERNO	Q / PERNO	Q / PERNO	1989			
RAMBO-R	1-D4	4068	5755	5759	2982	3818	0.71	0.71	1.36	1.07
RAMBO-R	1-D5	3982	5755	5759	2982	3818	0.69	0.69	1.34	1.04
RAMBO-R	3-D6	3255	5755	5759	2982	3818	0.57	0.57	1.09	0.85
RAMBO-R	4-D16	5395	6500	6500	3368	5855	0.83	0.83	1.60	0.92
RAMBO-R	5-D17	7009	6500	6500	3368	5855	1.08	1.08	2.08	1.20
RAMBO-R	6-D22	4195	6609	6609	3700	3818	0.63	0.63	1.13	1.10
RAMBO-R	7-D23	4682	6609	6609	3700	3818	0.71	0.71	1.27	1.23
RAMBO-R	8-D24	5209	6609	6609	3700	3818	0.79	0.79	1.41	1.36
RAMBO-R	9-D32	7950	13218	13218	7400	7641	0.60	0.60	1.07	1.04
RAMBO-R	10-D33	9495	13218	13218	7400	7641	0.72	0.72	1.28	1.24
RAMBO-R	11-D40	6682	9468	9468	4905	5855	0.71	0.71	1.36	1.14
RAMBO-R	12-D41	7705	9468	9468	4905	5855	0.81	0.81	1.57	1.32
RAMBO-R	13-D42	7923	9468	9468	4905	5855	0.84	0.84	1.62	1.35

Los resultados de la Tabla 21 muestran que las especificaciones del AISC y el CSA 2003 arrojaron valores poco conservadores. El Eurocódigo es el único que arrojó predicciones conservadoras. Por otra parte, el método propuesto por Rambo-Roddenberry arroja valores de predicción aún más cercanos a los valores experimentales que se reportan. Las Tablas 22, 23, 24 y 25 muestran datos de otras investigaciones donde se hace una comparación entre resultados experimentales y las predicciones del método propuesto por Rambo-Roddenberry.

Tabla 22. Predicción vs comportamiento experimental de Lyons (1994).

AUTOR	ESPECÍMEN	Q / PERNO	AISC	CSA	EUROCÓDIGO 4	RAMBO-R	AISC	CSA	E. COD	RAMBO-R
		Kg	Q / PERNO (KG)	Q / PERNO	Q / PERNO	Q / PERNO				
LYONS	1-D73	7177	-	-	-	6800	-	-	-	1.06
LYONS	2-D74	6814	-	-	-	6800	-	-	-	1.00
LYONS	3-D75	7095	-	-	-	6800	-	-	-	1.04
LYONS	4-D82	7691	-	-	-	6627	-	-	-	1.16
LYONS	5-D83	8827	-	-	-	6627	-	-	-	1.33
LYONS	6-D84	7059	-	-	-	6627	-	-	-	1.07
LYONS	7-D85	8582	-	-	-	6627	-	-	-	1.29
LYONS	8-D86	9509	-	-	-	6627	-	-	-	1.43
LYONS	9-D87	9395	-	-	-	6627	-	-	-	1.42
LYONS	10-D37	7509	-	-	-	6645	-	-	-	1.13
LYONS	11-D38	8073	-	-	-	6645	-	-	-	1.21
LYONS	12-D39	6559	-	-	-	6645	-	-	-	0.99

Tabla 23. Predicción vs comportamiento experimental de Robinson (2002).

AUTOR	ESPECÍMEN	Q / PERNO	AISC	CSA	EUROCÓDIGO 4	RAMBO-R	AISC	CSA	E. COD	RAMBO-R
		Kg	Q / PERNO (KG)	Q / PERNO	Q / PERNO	Q / PERNO				
ROBINSON	1-II	6600	-	-	-	7545	-	-	-	0.87
ROBINSON	3-QII	5468	-	-	-	7545	-	-	-	0.72

Tabla 24. Predicción vs comportamiento experimental de Jayas y Hosain (1988).

AUTOR	ESPECÍMEN	Q / PERNO	AISC	CSA	EUROCÓDIGO 4	RAMBO-R	AISC	CSA	E. COD	RAMBO-R
		Kg	Q / PERNO (KG)	Q / PERNO	Q / PERNO	Q / PERNO				
JAYAS Y HOSAIN	1-7 JD7-7	4709	-	-	-	7545	-	-	-	0.62

Tabla 25. Predicción vs comportamiento experimental de Mottram y Johnson (1990).

AUTOR	ESPECÍMEN	Q / PERNO	AISC	CSA	EUROCÓDIGO 4	RAMBO-R	AISC	CSA	E. COD	RAMBO-R
		Kg	Q / PERNO (KG)	Q / PERNO	Q / PERNO	Q / PERNO				
MOTTRAM Y JOHNSON	1-H30-2-50	7295	-	-	-	8182	-	-	-	0.89
MOTTRAM Y JOHNSON	2-H30-2-76	7941	-	-	-	8182	-	-	-	0.97

El método propuesto por Rambo-Roddenberry arroja valores de predicción más cercanos a los resultados experimentales, comparado con los códigos de diseño, de los cuales solamente el Eurocódigo presenta predicciones conservadoras. A través de las Tablas 22 a 25, se analiza el comportamiento del modelo de Rambo-R, donde se observa que no siempre tiene un comportamiento conservador. En especímenes de lámina de hasta dos pulgadas de peralte alcanza un mejor comportamiento, pues no tiende a sobreestimar la capacidad de los conectores de corte. Sin embargo al usar un peralte de tres pulgadas, el método tiende a ser no conservador. En los especímenes de concreto de peso normal del ITESM el valor alcanzado experimentalmente fue de 74% de la predicción de carga de este método, teniendo una mejor aproximación que el AISC, y por debajo del CSA y el Eurocódigo.

Los resultados revelan la necesidad de mejorar los modelos de predicción al utilizar pernos embebidos en concreto de anhidrita y celular. Más trascendental aún, se muestra la importancia de perfeccionar las predicciones aún para concreto de peso normal, en especial en láminas estructurales de tres pulgadas de peralte, pues los resultados internacionales muestran predicciones poco conservadoras al utilizarlas.

CAPÍTULO 6. Conclusiones

6.1. CONCLUSIONES GENERALES

Las cargas máximas experimentales actuantes en los pernos, que se obtuvieron de las pruebas experimentales, fueron comparadas con las predicciones del AISC, CSA y Eurocódigo, así como con el modelo propuesto por Rambo-Roddenberry. De los cuatro métodos, el Eurocódigo fue el que tuvo valores de predicción más cercanos a los experimentales. Es importante reconocer que debido a los resultados obtenidos, las ecuaciones de diseño actuales no se pueden aplicar para predecir la carga en los pernos de cortante embebidos en concreto celular y de anhidrita.

Al estudiar los resultados obtenidos experimentalmente en el ITESM y en otras investigaciones, se puede observar que los métodos de predicción tienden a sobreestimar la capacidad de los pernos embebidos en concreto de peso normal.

El uso de lámina afectó la resistencia de los especímenes apreciablemente, resultado que se esperaba, ya que se reconoce la disminución de la resistencia del perno cuando hay un menor volumen de concreto alrededor de éste, como es el caso cuando se usa lámina estructural en los especímenes *Push Out* (Taplin, 1999; Rambo-Roddenberry, 2002).

Las lecturas hechas en los pernos mostraron deformaciones pequeñas, con excepción del espécimen de losa sólida hecha con concreto de peso normal, el cual sobrepasó ϵ_y . Las lecturas de deformaciones en las piezas con lámina alcanzaron aproximadamente 10% de ϵ_y , mientras que las lecturas en los especímenes de losa sólida alcanzaron un promedio de 66% de este valor. Esto indica que los pernos tienden a trabajar mejor en este último grupo de especímenes.

6.2. RECOMENDACIONES PARA INVESTIGACIONES FUTURAS

Es recomendable que después de este estudio se continúen haciendo pruebas *Push Out*, con el fin de proponer nuevas ecuaciones de diseño para concretos de peso normal, de anhidrita y celular.

Para complementar el estudio, es importante que se realicen pruebas experimentales de vigas compuestas (con losa sólida y losa compuesta) y comparar el comportamiento de los pernos con los resultados obtenidos de las *push out*.

Hay que reconocer ciertas limitaciones que se tuvieron en la etapa experimental de este proyecto, las cuales se indican a continuación.

- El dispositivo que se utilizó para aplicar el tonelaje requerido puede provocar, si no se lleva a cabo una escrupulosa supervisión, asimetría en la aplicación de la carga.
- La edad del concreto no fue a los 28 días, como presentan la mayoría de las investigaciones internacionales.
- Falta de malla de refuerzo en las losas.

Para minimizar la desigualdad en la aplicación de la carga, es necesario tener un estricto control en la producción de los especímenes con el fin de garantizar que las dimensiones sean lo más exactas posibles y con esto evitar excentricidades no deseadas.

Para evitar deslizamientos en las cuñas de los cables de preesfuerzo, es necesario que previo a las pruebas *Push Out*, se aplique una precarga a las cuñas, con el fin de fijarlas al cable y con esto evitar deslizamientos que no sean requeridos. La precarga debe ser mayor a la carga máxima que se estima se utilizará en las pruebas *Push Out*.

APÉNDICE A. Manual de Pruebas

A.1. Procedimiento de fabricación de especímenes

1. Cortar 8 tramos de perfil $W14 \times 34$ de 0.94 metros.
2. Cortar 7 tramos de perfil $W14 \times 34$ de 0.68 metros.
3. Lijar 14 pernos.
4. Cortar lámina Galvadeck 30.
5. Soldar los pernos a los perfiles en sus ubicaciones específicas, junto con la lámina. En la Figura 65, el esquema de la izquierda es el tramo de perfil $W14 \times 34$ de 0.94 metros, mientras que el de la derecha es el tramo de 0.68 metros.

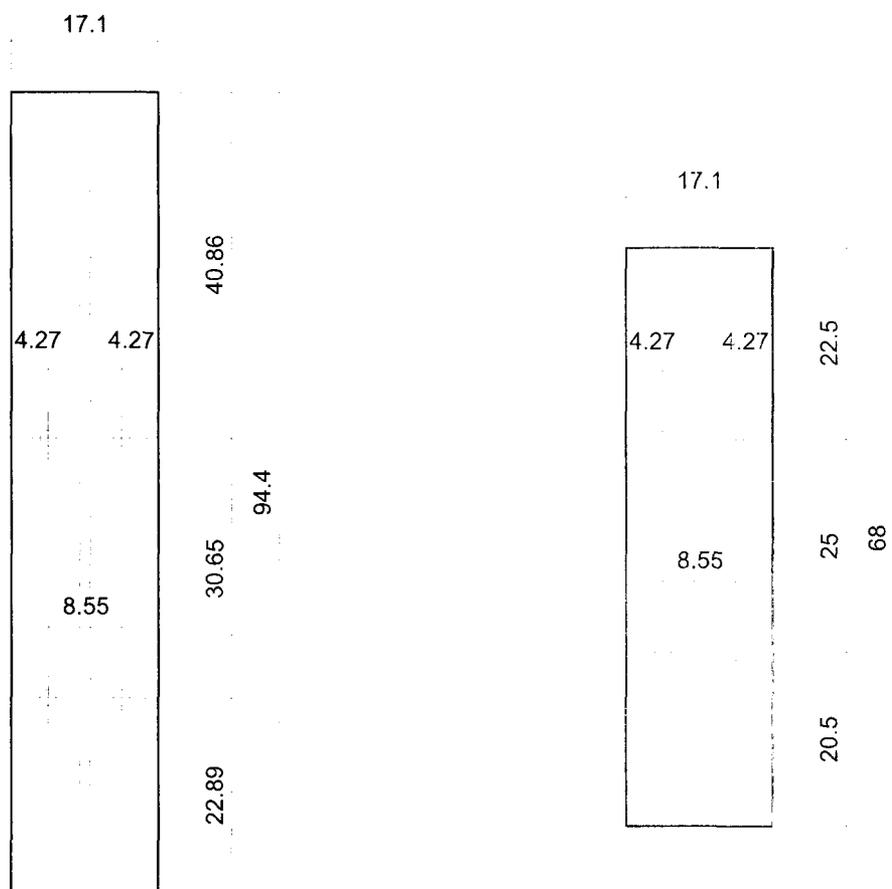


Figura 65. Medidas en cm para la colocación de los pernos.

6. Fabricar las cimbras según la Figura 60, donde la primer cimbra es para los especímenes con lámina acanalada, la cual sirve de cimbra en el lado faltante, quedando solo la pared superior sin madera ni lámina para colar por este sitio el concreto. La segunda es para los especímenes sin lámina, por lo que en la parte central tiene un vacío para que el patín entre ahí, tapando el lado faltante. Se le agregan dos tiras de madera para evitar que el concreto salga en el momento del colado. Es importante que se diseñen elementos rigidizantes para evitar pandeos en las losas. Estos elementos no se incluyen en la Figura 66.

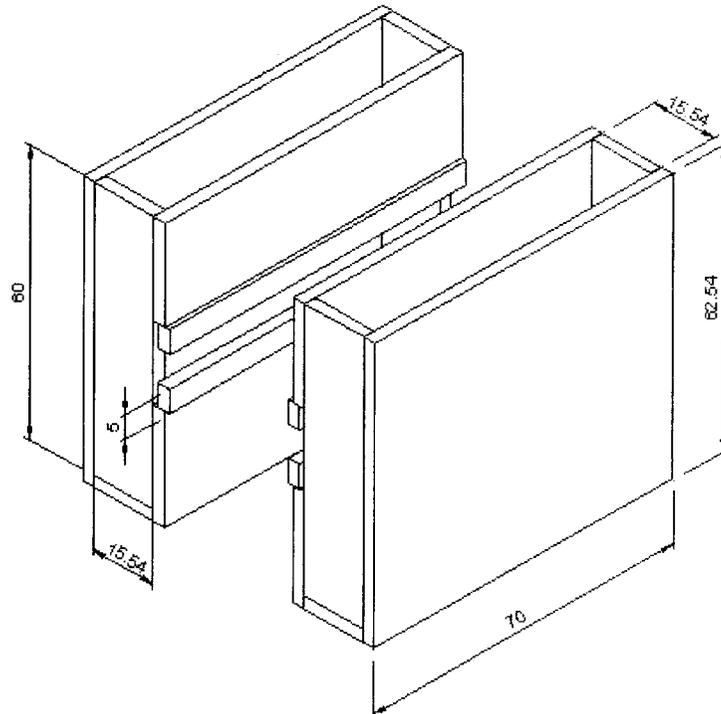
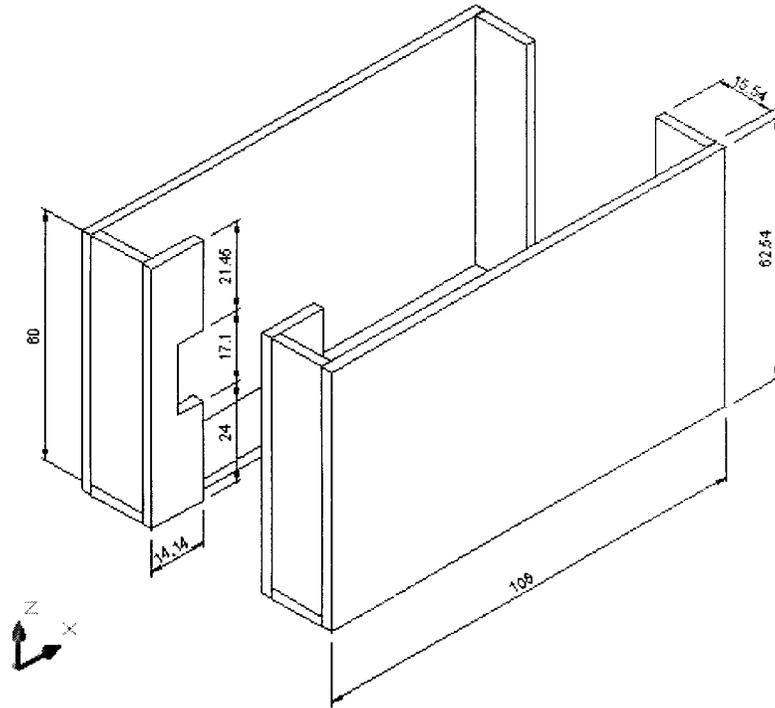


Figura 66. Cimbras de madera.

7. Colocar galgas en los pernos.
8. Colar el concreto. En la Figura 67 se muestran cimbras de madera con concreto en su interior. El perfil de acero está colocado en su posición. Se coló el concreto por la parte superior de la cimbra.

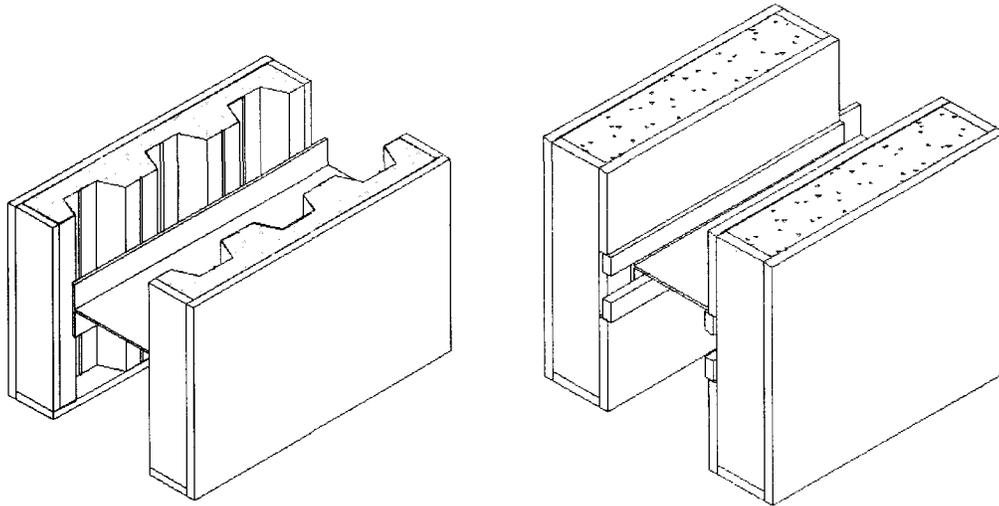


Figura 67. Cimbras de madera con concreto en su interior.

9. Colar cilindros de control.
10. Desmoldar el concreto.

A.2. Procedimiento de pruebas Push Out

Las pruebas tienen que ser lo más aleatorias posible, para que el análisis estadístico sea más representativo, pues se evita de esta manera favorecer a ciertos especímenes de factores externos e imprevistos. Una vez teniendo la pieza a probar, se debe seguir el procedimiento siguiente:

1. Colocar la estructura de soporte debajo de la losa de reacción.
2. Colocar el gato hidráulico en la estructura de soporte.
3. Conectar la bomba al gato hidráulico.
4. Colocar el cableado a través de la losa de reacción.
5. Colocar un espécimen por prueba, sobre la placa de Neopreno.
6. Colocar la placa de acero en la parte superior del perfil.
7. Colocar la placa de acero debajo del gato hidráulico.
8. Tensar los cables con las cuñas sobre el espécimen.
9. Colocar los *LVDT's* en posición final.
10. Conectar las galgas.
11. Conectarlos al sistema de adquisición de datos.
12. Aplicar la carga*.

13. Obtener las propiedades del concreto y de los pernos.**

*Aplicación de la carga:

- Incrementar la carga 4,126 lbs ($\approx 1875 \text{ kg}$) y mantenerla.
- Monitorear la aparición de grietas.
- Continuar el incremento de carga.
- La carga se debe detener y mantener también si ocurre un deslizamiento de 0.25 mm entre los incrementos de carga.
- Observar si hay grietas.
- Incrementar la carga.
- Repetir estos pasos hasta alcanzar la falla.
- La falla no debe ocurrir antes de 15 minutos.

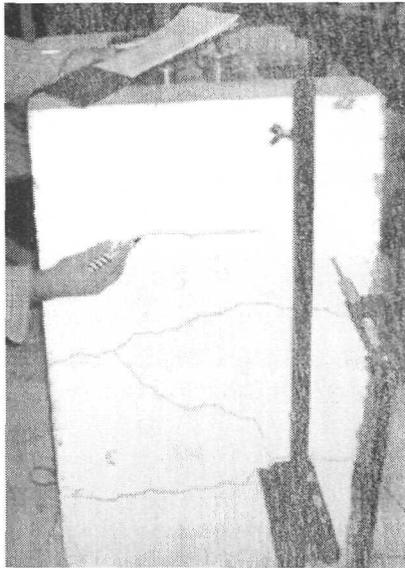
** El f_u de los pernos obtenido de pruebas a tensión fue de $4992 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ promedio. El módulo de elasticidad, la densidad y la resistencia del concreto se presentan en la Tabla 26.

Tabla 26. Módulo de elasticidad, densidad y resistencia del concreto.

ESP	Cilindro #	Concreto	Área (cm2)	Altura (m)	Volumen (m3)	Peso (Kg)	Densidad (Kg/m3)	Módulo E (Mpa)	Módulo E (ksi)	Módulo E (kg/cm2)	Módulo v	P Max (kg)	f'c
SN	1	Normal	176,71	0,3	0,00530145	11,59	2186,194343	32826	4759,77	335314,5677	0,1471	39848,88	226
SN	2	Normal	176,71	0,3	0,00530145	11,89	2242,782635	30234	4383,93	308837,5264	0,1256	39118,4	221
LN	3	Normal	176,71	0,3	0,00530145	12,2	2301,257203	31487	4565,615	321636,806	0,1411	36116,44	204
LN	4	Normal	176,71	0,3	0,00530145	12,34	2327,665073	31546	4574,17	322239,4856	0,1456	35755,8	202
					Peso promedio =	12,01	kg						
					Densidad promedio =	2264	kg/m3						
					P max promedio =	37710	kg						
					f'c promedio =	213	kg/cm2						
ESP	Cilindro #	Concreto	Área (cm2)	Altura (m)	Volumen (m3)	Peso (Kg)	Densidad (Kg/m3)	Módulo E (Mpa)	Módulo E (ksi)	Módulo E (kg/cm2)	Módulo v	P Max (kg)	f'c
SA1	1	Anhidrita	176,71	0,3	0,00530145	11,71	2208,82966	31841	4616,945	325252,8834	0,1211	42044,65	238
SA1	2	Anhidrita	176,71	0,3	0,00530145	11,63	2193,739449	34992	5073,84	357440,0583	0,1175	44344,52	251
SA2	3	Anhidrita	176,71	0,3	0,00530145	12,56	2369,163153	25384	3680,68	259295,2229	0,1138	39567,27	224
SA2	4	Anhidrita	176,71	0,3	0,00530145	12,14	2289,939545	29000	4205	296232,33	0,1141	38684,57	219
SA3	5	Anhidrita	176,71	0,3	0,00530145	11,2	2112,629564	17618	2554,61	179966,2479	0,0702	40234,54	228
SA3	6	Anhidrita	176,71	0,3	0,00530145	11,25	2122,060946	21374	3099,23	218333,4421	0,1025	39591,1	224
LA1	7	Anhidrita	176,71	0,3	0,00530145	11,56	2180,535514	34691	5030,195	354365,371	0,1119	31393,29	178
LA1	8	Anhidrita	176,71	0,3	0,00530145	11,54	2176,762961	21579	3128,955	220427,4982	0,1224	30468,95	172
LA2	9	Anhidrita	176,71	0,3	0,00530145	11,3	2131,492328	26945	3907,025	275240,6942	0,1132	42672,24	241
LA2	10	Anhidrita	176,71	0,3	0,00530145	11,37	2144,696262	25840	3746,8	263953,2209	0,0996	34448,58	195
LA3	11	Anhidrita	176,71	0,3	0,00530145	11,65	2197,512001	31200	4524	318705,1274	0,1063	34859,86	197
LA3	12	Anhidrita	176,71	0,3	0,00530145	11,6	2188,080619	25932	3760,14	264892,9924	0,1124	35431,19	201
LAM	13	Anhidrita	176,71	0,3	0,00530145	11,54	2176,762961	26890	3899,05	274678,8742	0,1278	37073,4	210
					Peso promedio =	11,62	kg						
					Densidad promedio =	2192	kg/m3						
					P max promedio =	37755	kg						
					f'c promedio =	214	kg/cm2						
ESP	Cilindro #	Concreto	Área (cm2)	Altura (m)	Volumen (m3)	Peso (Kg)	Densidad (Kg/m3)	Módulo E (Mpa)	Módulo E (ksi)	Módulo E (kg/cm2)	Módulo v	P Max (kg)	f'c
SC1	1	Celular	176,71	0,3	0,00530145	10,06	1897,594054	16047	2326,815	163918,6275	0,1083	36350	206
SC1	2	Celular	176,71	0,3	0,00530145	10,1	1905,13916	16124	2337,98	164705,1755	0,112	37169	210
SC2	3	Celular	176,71	0,3	0,00530145	10,1	1905,13916	18714	2713,53	191161,787	0,1021	33535	190
SC2	4	Celular	176,71	0,3	0,00530145	9,93	1873,072461	19196	2783,42	196085,3726	0,094	38815,1	220
SC3	5	Celular	176,71	0,3	0,00530145	10,54	1988,135321	25333	3673,285	258774,2626	0,1226	39011,85	221
SC3	6	Celular	176,71	0,3	0,00530145	10,64	2006,998085	28428	4122,06	290389,4026	0,1218	40885,25	231
LC1	7	Celular	176,71	0,3	0,00530145	10,56	1991,907874	21412	3104,74	218721,6086	0,123	33533	190
LC1	8	Celular	176,71	0,3	0,00530145	10,41	1963,613728	22723	3294,835	232113,3529	0,1263	32517,2	184
LC2	9	Celular	176,71	0,3	0,00530145	10,4	1961,727452	21610	3133,45	220744,1604	0,1215	39318,1	223
LC2	10	Celular	176,71	0,3	0,00530145	10,13	1910,797989	21649	3139,105	221142,5418	0,1182	39801,65	225
LC3	11	Celular	176,71	0,3	0,00530145	10,08	1901,366607	22572	3272,94	230570,9018	0,1123	38466,6	218
LC3	12	Celular	176,71	0,3	0,00530145	10,04	1893,821502	19242	2790,09	196555,2584	0,1039	37562,65	213
					Peso promedio =	10,25	kg						
					Densidad promedio =	1933	kg/m3						
					P max promedio =	37247	kg						
					f'c promedio =	211	kg/cm2						

APÉNDICE B. Fallas en Losas.

Las fotos de la Figura 68 a la 71 muestran el tipo de falla que se presentó en cada espécimen de losa compuesta. Las grietas se presentaron muy cerca de la carga de falla, y se desarrollaron horizontalmente en zonas cercanas a los tercios verticales de la losa.

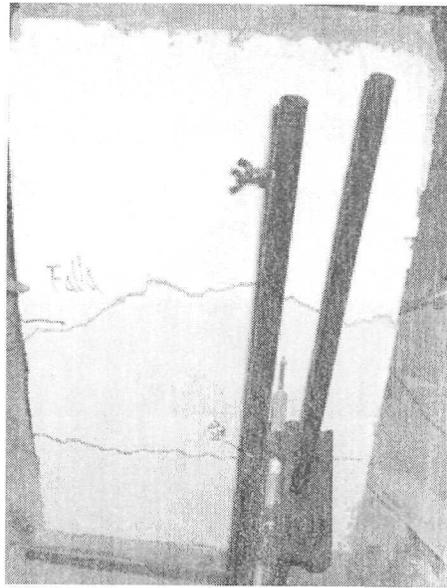


LA1



LA2

Figura 68. Falla en los especímenes LA1 Y LA2.

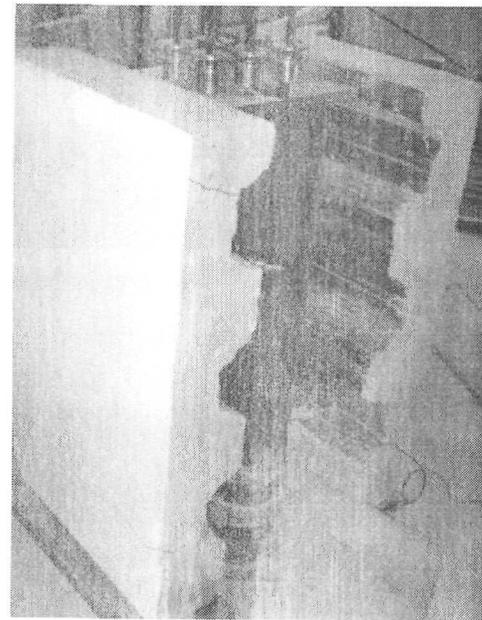


LAM

Figura 69. Falla en el espécimen LAM.

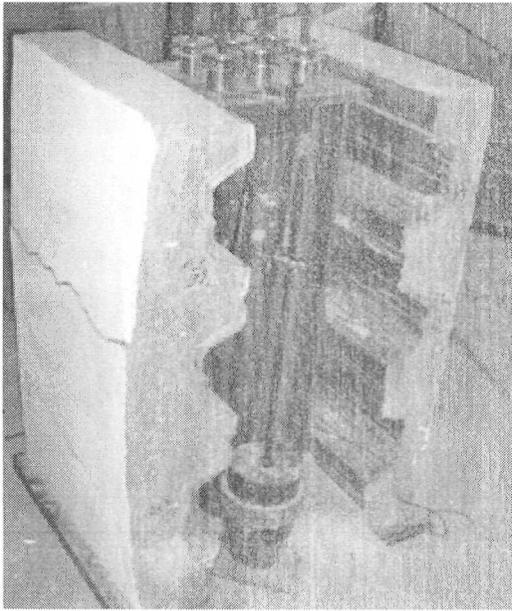


LC1

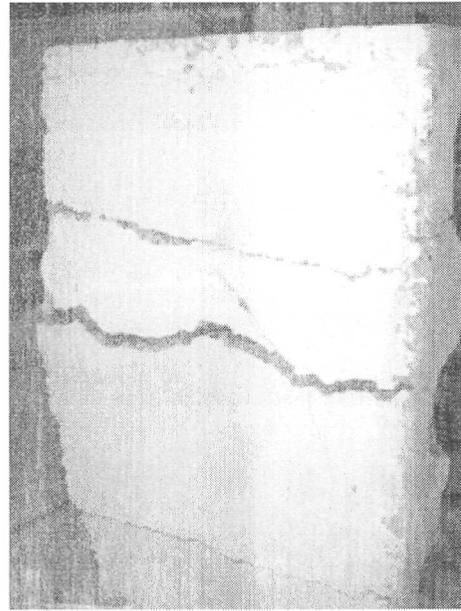


LC2

Figura 70. Falla en los especímenes LC1 y LC2.



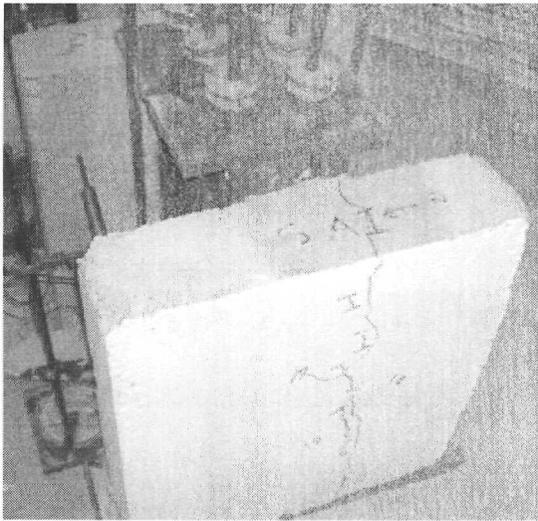
LC3



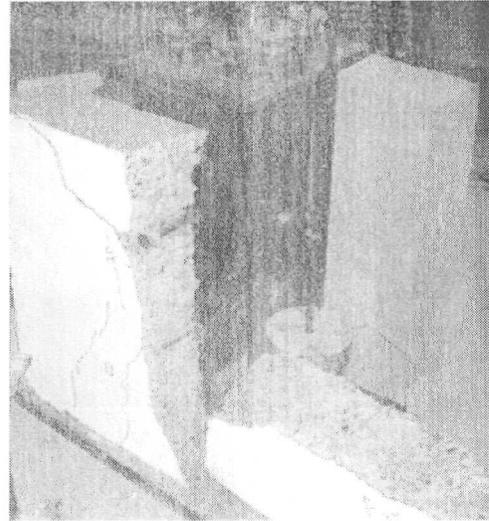
LN

Figura 71. Falla en los especímenes LC3 y LN.

Las fotos de la Figura 72 a la 74 muestran el tipo de falla que se presentó en cada espécimen de losa sólida. Las grietas se presentaron muy cerca de la carga de falla, y se desarrollaron por lo general de manera vertical en la zona central de la losa.

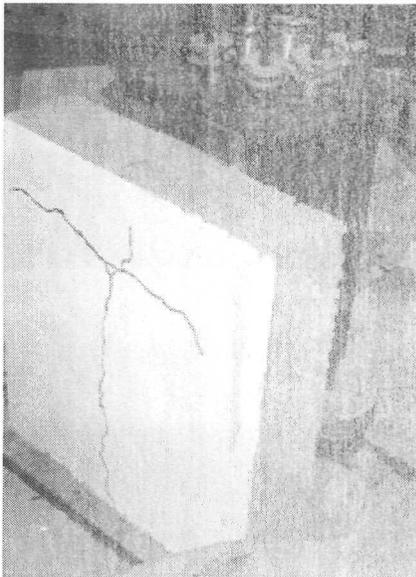


SA1



SA2

Figura 72. Falla en los especímenes SA1 y SA2.

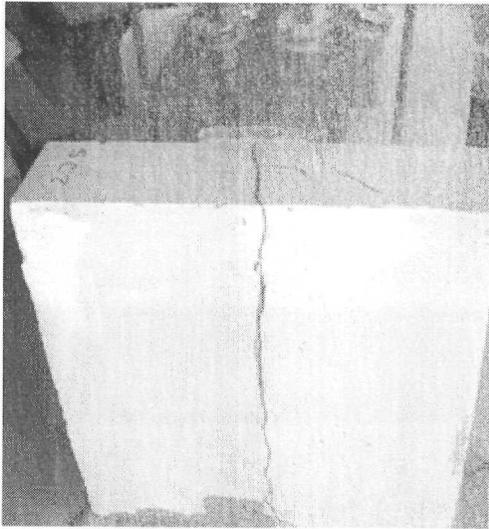


SA3

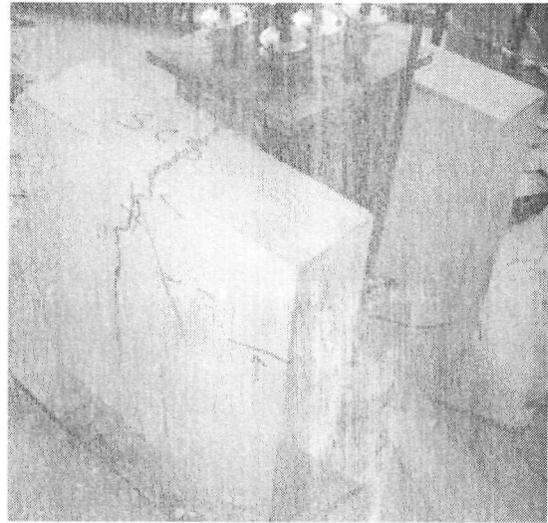


SC1

Figura 73. Falla en los especímenes SA3 y SC1.



SC2



SC3

Figura 74. Falla en los especímenes SC2 y SC3.

BIBLIOGRAFÍA

REVIEW OF RESEARCH ON COMPOSITE STEEL CONCRETE BEAMS

Viest, I. M.

Journal of the Structural Division (1960)

EXPERIMENTS ON COMPOSITE BEAMS

Chapman, J. C.; Balakrishnan

The structural Engineer

Inglaterra, 1964

STRUCTURAL LIGHTWEIGHT CONCRETE FOR COMPOSITE DESIGN

Jenny, Daniel

AISC Engineering Journal (1965)

PUSH OUT TESTS ON LIGHTWEIGHT COMPOSITE SLABS

Chinn, James

AISC Engineering Journal (1965)

FATIGUE BEHAVIOUR OF CONTINUOUS COMPOSITE BEAMS

Slutter, J.H.; Fisher, J.W.

Lehigh University, 1966

SHEAR CONNECTORS IN STEEL CONCRETE COMPOSITE BEAMS FOR BRIDGES AND THE NEW CP 117

Mainstone, R. J.; Menzies, J.B.

Proceedings Institution of Civil Engineers

Inglaterra, 1967.

LIGHTWEIGHT CONCRETE ON STEEL COMPOSITE BEAMS

McGarraugh, Jay; Baldwin, J. W.

AISC Engineering Journal, 1971.

SHEAR STRENGTH OF STUD CONNECTORS IN LIGHTWEIGHT AND NORMAL WEIGHT CONCRETE

Ollgaard, Jorgen; et al,

AISC Engineering Journal (1971)

HANDBOOK OF COMPOSITE CONSTRUCTION ENGINEERING.

Sabnis, Gajanan M.

Van Nostrand Reinhold Company

Estados Unidos, 1979.

DESIGN FOR LONGITUDINAL SHEAR IN COMPOSITE L BEAMS

Johnson, R. P.; Oehlers, D. J.
Proceedings of the Institution of Civil Engineers
Inglaterra, 1981.

COMPOSITE AND MIXED CONSTRUCTION

Roedor, Charles y col.
ASCE
Estados Unidos, 1985.

STATICS IN RESEARCH: BASIC CONCEPTS AND TECHNIQUES FOR RESEARCH WORKERS.

Ostle, Bernard; Malone, Linda.
Iowa State University
4ª edición.
Estados Unidos, 1988.

TECNOLOGÍA DEL CONCRETO

Neville, Adam M.
Instituto mexicano del cemento y del concreto
3ª edición
México, 1992.

DESARROLLO DE UNA METODOLOGÍA PARA LA FABRICACIÓN DE CONCRETO CELULAR

Alvarado Ruiz, Sergio Roberto
ITESM, división de Graduados en Ingeniería
México, 1995.

LRFD STEEL DESIGN

Segui, William T.
International Thomson Publishing
Estados Unidos, 1996.

STEEL STRUCTURES DESIGN AND BEHAVIOUR

Salmon, Charles; Johnson, John
Prentice Hall, 4ª edición
Estados Unidos, 1996.

STATGRAPHICS PLUS FOR WINDOWS 2.1

Statistical Graphics Corporation.
Copyright 1994-1996.

COMPOSITE CONSTRUCTION DESIGN FOR BUILDINGS

Viese, Ivan M. y col.
Mc Graw-Hill
Estados Unidos, 1997.

OPTIMIZACIÓN EN EL DISEÑO DE MEZCLAS, DOSIFICACIÓN, PRODUCCIÓN Y PROPIEDADES DE CONCRETO CELULAR HECHO A BASE DE AGENTES ESPUMANTES

Organista Valdiosera, Eduardo S.

ITESM

México, 1999.

THE BEHAVIOUR OF COMPOSITE BEAMS UNDER REPEATED LOADING

Geoff, Taplin

Monash University

Australia, 1999.

FATIGA EN LOS CONECTORES DE CORTE EN LAS REGIONES DE MOMENTO NEGATIVO EN TRABES DE ACERO PARA PUENTES: RESULTADOS EXPERIMENTALES Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO.

Carlsson, Magnus; Hajjar, Jerome

Universidad de Minnesota, Instituto de Tecnología.

Estados Unidos, 2000

MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

Gómez Domínguez, Jorge

Departamento de Ingeniería Civil del ITESM

2ª edición

México, 2000.

REINFORCED CONCRETE MECHANICS AND DESIGN

MacGregor, James

Prentice Hall

Canada, 2000.

STANDARD PROBABILITY AND STATISTICS TABLES AND FORMULAE

Zwillinger, Daniel y Kokoska, Stephen

Chapman & HALL / CRC

Estados Unidos, 2000.

DISEÑO ESTRUCTURAL

Meli Piralla, Roberto.

Limusa

México, 2001.

STATISTICS FOR ENVIRONMENTAL ENGINEERS

Berthouex, Paul y Brown, Linfield

Lewis Publishers 2ª edición

Estados Unidos, 2002

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO – MÉTODO LRFD

McCormac, Jack C.

Alfaomega

2ª edición

México, 2002.

BEHAVIOUR AND STRENGTH OF WELDED STUD SHEAR CONNECTORS

Rambo Roddenberry, Michelle Deanna

Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University

Virginia, 2002.

ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LOSAS DE LÁMINA Y CONCRETO DE ANHIDRITA BAJO CARGAS GRAVITACIONALES.

López Guzmán, Leonel Ivannovich

ITESM

México, 2003.

COMPORTAMIENTO A FLEXIÓN Y CORTE DE VIGAS DE CONCRETO REFORZADO ELABORADO A BASE DE ANHIDRITA

Hernández-Alfaro, Eduardo

ITESM

México, 2003.

Manual of Steel Construction Load & Resistance Factor Design 2003.

COMPOSITE SHEAR STUD STRENGTH AT EARLY CONCRETE AGES

Yura, Joseph; et al.

AISC Engineering Journal (2004)

INFLUENCE OF FATIGUE ON HEADED STUD CONNECTORS IN COMPOSITE BRIDGES

Bro, Markus y Westberg, Marie

Lulea University of Technology

Suecia, 2004

POSTER DEL CENTRO DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Hernández-Alfaro, Eduardo.

ITESM

México, 2005.

APUNTES DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

Nungaray, Carlos E.

Clase de Estructuras de Acero del departamento de Ingeniería Civil.

ITESM

México, 2006.

CARACTERIZACIÓN DEL CONCRETO CELULAR ELABORADO CON ESPUMA
PREFORMADA

Elizondo-Fócil, Adolfo.

ITESM

México, 2006.

Centro de Información-Biblioteca



30002006757546