**PROYECTO SENACYT COL 006 - 007 "Fundamentación experimental de** sistemas estructurales y productos para el desarrollo competitivo de la construcción compuesta"

# INFORME PARCIAL.

# PRIMERA ETAPA (10 DE OCTUBRE 2007 - 10 ABRIL 2008)

Equipo investigador:

Dr. Oscar Ramírez UTP Dr. Rafael Larrúa UC, Cuba Dr. Ramiro Vargas UTP Dr. Francisco Yeomans ITESM, México

#### INTRODUCCIÓN

El presente informe se corresponde con los compromisos recogidos en el Anexo II TÉRMINOS DE REFERENCIA del Memorando de Entendimiento entre la Secretaría Nacional de Ciencia, Tecnología e Innovación (SENACYT) y la Fundación Tecnológica de Panamá, con relación al Proyecto: "Fundamentación experimental de sistemas estructurales y productos para el desarrollo competitivo de la construcción compuesta" (SENACYT COL 006 07) en su primera etapa (10 Octubre 2007 – 10 abril 2008).

- El informe cuenta de tres partes generales, que se presentan de manera integrada:
- 1. Estado del conocimiento en experimentación de estructuras compuestas
- 2. Práctica e infraestructura constructiva panameña en estructuras compuestas.
- 3. Diseño detallado del programa experimental

# 1. Estado del conocimiento en experimentación de estructuras compuestas

# 1.1 Generalidades

Puede afirmarse que la experimentación ha desempeñado un importante rol en el desarrollo de los métodos de diseño de las estructuras compuestas y en particular de las conexiones. Existe una amplia gama de ensayos desarrollados para estudiar el comportamiento de los elementos mixtos y las conexiones para vigas y losas compuestas, entre los cuales los más difundidos son los ensayos de conectores, ensayos de vigas compuestas y ensayos de losas compuestas a escala completa. [Chapman y Balakrishnan,1964; Davis,1967); Davis, 1969; Jayas y Hosain, 1988; Easterling, 1993; Larrua, 1992; Oehlers, 1990; Lawson, 1992; Johnson y Yuan, 1998; Rambo, 2002; Abdullah, 2004; Lam et al, 2005]

Por otra parte, en el entorno de los años finales del siglo XX, con el avance y desarrollo tecnológico en el campo de la informática, se han podido desarrollar herramientas computacionales que permiten simular de manera virtual los experimentos reales, basadas principalmente en el Método de Elementos Finitos (MEF). Lo anterior conduce al desarrollo de la experimentación, con el valor añadido de su ulterior utilización como base de datos para la calibración de modelos numéricos, lo que resulta un valor añadido a los aportes de la misma. [Recarey, 1998; Abdullah, 2004; Broche, 2005; Lam et al, 2005; Ferrer, 2006; Bonilla et al, 2007]

# 1.2 Experimentación en estructuras compuestas.

#### 1.2.1 Ensayos de conectores

Este ensayo constituye uno de los métodos experimentales más difundidos y confiables para determinar la capacidad resistente de los conectores. El espécimen para el ensayo está compuesto por un perfil de acero de sección I o dos perfiles T (unidos por el alma para formar una I) al cual se sueldan simétricamente en las caras exteriores de sus alas los conectores a estudiar y se hormigonan dos piezas de hormigón armado. Estas losas pueden ser (en sección transversal) rectangulares de hormigón o losas compuestas con placa colaborante sobre la que se vierte hormigón. En este segundo caso la placa puede estar ubicada con la nervadura paralela o perpendicular a la viga.

Aunque han sido utilizadas una gama de probetas con diferentes particularidades, EUROCODE 4 (2004), como antes CP 117- Part 1(1965), establece regulaciones para el desarrollo del ensayo de conectores, incluyendo la definición de una probeta estándar para este tipo de ensayo. En el Anexo B (informativo) de EN 1994-1-1 (B-2) se definen las características generales de la probeta estándar, en la que se disponen 8 conectores (4 a cada lado del perfil), embebidos en piezas de hormigón armado de 60 X 65 X 15 cm.

(Figura 1.1).



Figura 1.1 Eurocode 4. Probeta estándar para ensayo de conectores.

En el propio Anexo B se establecen las características de los especimenes para ensayos específicos [B.2.2 (3)], las preparación de los especimenes [B.2.3], el procedimiento de ensayo [B.2.4] y la evaluación del ensayo [B.2.5]. El procedimiento de ensayo incluye mediciones de la carga, del deslizamiento longitudinal relativo y la separación transversal. La evaluación del ensayo incluye la determinación de la resistencia característica, la resistencia de diseño y la capacidad de deslizamiento.

Seguidamente se aborda en orden cronológico la evolución histórica de los estudios experimentales de conectores en estructuras compuestas, reseñándose las características y resultados más relevantes alcanzados por los principales investigadores en esta temática.

Los primeros ensayos de conectores realizados datan de 1930 (Davies, 1967), los cuales permitieron elaborar las primeras ecuaciones de cálculo.

Por su parte, Chinn (1965) realizó 10 ensayos de conectores, utilizando hormigones de densidad normal y baja densidad. Se estudió la sección compuesta por viga y losa sólida de hormigón. Este ensayo similar al de Viese (1956), utilizó pernos de diámetros de ½ in (12,70 mm), 5/8 in (15, 80 mm), ¾ in (19,05 mm) y 7/8 in (22,22 mm). La longitud de los pernos fue de aproximadamente cuatro veces su diámetro. Las alas del perfil fueron cubiertas por una película de grasa, para evitar la fricción entre ambos materiales.

A partir de los resultados de las pruebas se determinó la siguiente expresión para predecir la capacidad resistente útil de la conexión y que corresponde a un deslizamiento de aproximadamente 0.015 in (0,38 mm)

$$Q_{uc} = 6.5 \cdot d^2 \cdot f'_c \cdot \sqrt{\frac{4000}{f'_c}}$$

(1.1)

Donde:

 $Q_{uc}$ : capacidad útil del conector (k)

d: diámetro del perno (in)

 $f'_c$ : resistencia del hormigón (psi)

El modo de fallo de las probetas fue por cortante en el conector, excepto en la probeta con diámetro 7/8 ", la cual falló por rotura del hormigón.

Chinn (1965) estableció como ecuación para la capacidad de carga última la siguiente:

$$Q_u = 39.22 \cdot d^{1.766} \tag{1.2}$$

Donde  $Q_u$  es la capacidad de carga última del conector (k).

Encontró además que la capacidad de carga última fue entre el 18 y el 43 % mayor que la resistencia a cortante permisible para los conector es. Concluyó que no toda la fuerza aplicada es transmitida directamente a los pernos y que parte de este esfuerzo es tomado por la fricción que se provoca en la base del perno por la soldadura perimetral.

Slutter y Driscoll (1965) realizaron 9 ensayos de conectores. Se evitó la fricción en la interfase perfil-losa de hormigón, colocando una película de grasa. Se estudiaron además 11 ensayos de conectores provenientes de otras fuentes que permitieron formular las ecuaciones para el cálculo de la resistencia última de los conectores:

(1.3)

$$q_u = 930 \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f'_c}$$

Donde:

 $q_u$ : Resistencia última del perno (k)

 $d_s$ : Diámetro del perno (in)

 $f'_{c}$ : Resistencia del hormigón (psi)

Esta ecuación fue concebida para aplicarla a hormigones con resistencias menores a 4000 psi (27,58 MPa).

Davies (1967) realizó 20 ensayos de conectores del tipo perno de 3/8 in (9,52 mm). En este caso al igual que en los precedentes se colocó una película de grasa en las alas de los perfiles para evitar las fuerzas de fricción entre ambos elementos. Se varió el espaciamiento entre los conectores. Se colocaron dos pernos en cada ala en dirección perpendicular a la carga y se logró una resistencia última superior en un 25 % al caso en que los pernos se colocaron paralelos a la dirección de la carga. El investigador estableció que la ubicación de los conectores en dirección paralela podría tener una influencia adversa entre uno y otro perno, debido a la restricción además que la resistencia última varía linealmente respecto al espaciamiento longitudinal.

Goble (1968) investigó el comportamiento de conectores en perfiles de alas delgadas, por medio del ensayo de 41 probetas con conectores de diámetros: ½ in (12,70 mm), 5/8 in (15, 80 mm) y <sup>3</sup>/<sub>4</sub> in (19,05 mm) . Fueron utilizados varios espesores de perfil en un rango desde 0.128 in (3,25 mm) a 0.442 in (11,22 mm). El autor encontró que el fenómeno del pull out del ala ocurre cuando la relación diámetro/espesor es mayor de 2.7. La expresión propuesta por dicho autor para el cálculo de la capacidad resistente de los pernos se expresa como:

$$q_u = 882 \cdot d_s^2 \cdot \sqrt{f'_c} \tag{1.4}$$

Donde los términos de la expresión son los definidos anteriormente.

La ecuación de Goble (1968) no se limita el valor de la resistencia a compresión del hormigón.

Para el modo de fallo pull out, la resistencia de los pernos es expresada como:

 $q_{\mu} = 4.70 \cdot t_f \cdot d_s^2 \cdot f_{\mu}$ 

Donde:

 $t_f$ : espesor del ala (in)

 $f_u$ : resistencia última del ala (ksi)

Ollgaard et al (1971) realizaron 48 ensayos de conectores. Analizaron la influencia de la resistencia a compresión del hormigón, la resistencia a la fractura, módulo de elasticidad y densidad del hormigón, diámetros de los pernos, tipo de agregados en el hormigón de las losas y número de conectores. La resistencia a tracción de los conectores, el refuerzo de la losa, así como la geometría fueron constantes para todos los ensayos. Se usaron pernos de 5/8 in (15, 80 mm) y 3/4 in (19,05 mm). Fueron empleados dos tipos de hormigones de densidad normal y tres tipos de hormigones de baja densidad. Los modos de fallo observados fueron a cortante en los pernos, por aplastamiento del hormigón y la combinación de ambos.

Fue apreciado que en hormigones de baja densidad el fallo ocurre frecuentemente por aplastamiento del hormigón en la parte frontal del perno. Cuando se usó hormigones de baja densidad la resistencia de la conexión a cortante decreció entre un 15 y un 25 %. En hormigones con densidad normal se observó mayor resistencia a cortante de la conexión y una mayor curvatura en la base de los pernos.

Los ensayos mostraron que en ambos tipos de hormigones existe una considerable deformación inelástica antes del fallo. Se observó además que el promedio de resistencia de los pernos es proporcional al área de la sección transversal de los mismos para probetas con similares propiedades del hormigón. No se observó una tendencia definida para hormigones con resistencia entre 3.5 ksi (24,13 MPa) y 5.0 ksi (34,47 MPa). Sin embargo la resistencia de la conexión decreció cuando se redujo considerablemente la resistencia del hormigón. También se comprobó que los parámetros que más influyen en la resistencia de la conexión son la resistencia del hormigón a la compresión y el módulo de elasticidad, y en menor medida la densidad y la resistencia a las tensiones de fractura.

Según estos investigadores, probablemente para diámetros menores de los pernos se logran mejores resultados en cuanto a la resistencia de la conexión. Se concluye que las ecuaciones propuestas por Slutter y Driscoll (1965) no son válidas para diferentes tipos de hormigones.

Durante esta investigación se elaboraron múltiples análisis de regresión usando transformaciones logarítmicas. Fueron ensayados 15 modelos empleando todas las posibles combinaciones de las cuatro propiedades del hormigón descritas anteriormente como variables independientes y se obtuvo una ecuación que representa adecuadamente la resistencia de los pernos:

$$Q_{u} = 1.106 \cdot A_{s} \cdot f'_{c}^{0.3} \cdot E_{c}^{0.44}$$
(1.6)

Donde:

 $Q_{u}$ : resistencia última del perno (k)

 $A_s$ : área del perno (in2)

*f*'<sub>*c*</sub>: resistencia a compresión del hormigón (psi)

 $E_c$ : módulo de elasticidad del hormigón

;)

(1.5)

Se llegó a una formulación más simplificada:

$$Q_u = 0.5 \cdot A_s \cdot \sqrt{f'_c \cdot E_c} \tag{1.7}$$

El límite superior de la resistencia del perno está alrededor de  $\sqrt{f'_c} \cdot E_c = 130$ , lo que corresponde con  $\frac{Q_u}{A_s} = 65$  ksi (448.175 MPa).

La ecuación anterior está basada en la obtención del módulo de elasticidad del hormigón a partir de ensayos a cilindros. Se planteó además por parte del autor que se obtienen muy buenos resultados cuando se aplica la fórmula reglamentada por ACI para el cálculo del módulo de elasticidad. Finalmente recargando las probetas durante ensayos fue observado el comportamiento y cuantificados los deslizamientos provocados por las cargas. A partir de este estudio se llegó a la expresión:

$$Q = Q_u (1 - e^{-18 \cdot \Delta})^{\frac{2}{5}}$$
(1.8)

Donde:

Q: carga (k)  $\Delta$ : deslizamiento (in)

Esta ecuación de carga vs deslizamiento es similar a una propuesta por Buttry (1965) que se expresa como:

$$Q = Q_u \frac{80 \cdot \Delta}{1 + 80 \cdot \Delta} \tag{1.9}$$

El investigador J. W. Fisher (1970) estudió el comportamiento de secciones compuestas de vigas y losas en presencia de chapas de acero nervadas. En aquel entonces se llegó a la siguiente expresión para el cálculo de la conexión:

$$Q_{u-rib} = 0.36 \frac{W}{h} Q_{u-sol}$$
(1.10)

Estas expresiones fueron obtenidas a partir de observaciones realizadas a ensayos de vigas, lo cual será tratado con mayor profundidad más adelante en el epígrafe correspondiente a los ensayos de vigas.

Posteriormente J. A. Grant, J. W. Fisher y R. G. Slutter (1977) realizaron estudios y arribaron a una expresión mucho más completa y que permite pronosticar mejor el aporte de los conectores:

$$Q_{rib} = \frac{0.85}{\sqrt{N}} \left(\frac{H-h}{h}\right) \left(\frac{w}{h}\right) Q_{sol} \le Q_{sol}$$
(1.11)

Donde:

 $Q_{rib}$ : resistencia de un perno cuando se utiliza chapa.

N : número de pernos en el nervio

H: altura del conector

h: altura del nervio

*w* : ancho promedio del nervio

$$Q_{sol}$$
: resistencia del perno en una losa sólida: ( $0.5 \cdot A_s \cdot \sqrt{f_c} \cdot E_c$ )

Resultan relevantes los estudios realizados por R. P. Johnson y D. J. Oehlers (1981) que analizaron 125 ensayos realizados con anterioridad y realizaron 101 nuevos ensayos de conectores.

Hawkins y Mitchell (1984) realizaron 10 ensayos de conectores bajo carga cíclica y 13 ensayos bajo carga monótona para estudiar la respuesta sísmica de conectores a cortante. De estos, 13 utilizaron placa colaborante de 1 1/2 in (3.81 mm) y 3 in (7.62 mm) de peralto y 10 fueron de losas sólidas. Las variables presentes en el ensayo fueron el tipo de carga, geometría y orientación del steel deck. Los autores encontraron 4 modos de fallo: conector a cortante, desprendimiento del hormigón (pull out), corte del nervio y punzonamiento del nervio.

Los pernos que fallan a cortante tienen grandes deslizamientos en el fallo, siendo muy dúctil y teniendo lazos de histéresis muy estables y gran capacidad de absorber la energía. La resistencia a cortante cuando se someten a carga cíclica las probetas es un 17 % menor que cuando se someten a carga monotónica.

Los pernos pueden fallar por desprendimiento del hormigón (pull out) debido a esfuerzos de tracción causados por la gran deformación. Este tipo de fallo es muy frágil y presenta una pobre respuesta de histéresis. Esto puede causar una gran reducción de la resistencia y la ductilidad comparado con el fallo de los conectores a cortante.

La resistencia ante la carga cíclica es un 29 % menor que la resistencia ante carga monotónica. La resistencia de la conexión sometida a efectos de tracción se expresa como:

$$V_c = 5.4 \cdot \sqrt{f'_c \cdot A_c}$$

(1.12)

Donde:

 $V_c$ : resistencia a cortante debido a desprendimiento del hormigón (psi)

 $A_c$ : área de hormigón que se desprende en el fallo (in2)

Hay que destacar que esta porción del hormigón que se desprende tiene forma piramidal, con ángulos aproximadamente de 45°.

El fallo por corte en la canal usualmente ocurre cuando existen pernos agrupados o cuando la altura de la canal o nervadura es relativamente alta. La resistencia y la ductilidad decrecen significativamente por este modo de fallo. El punzonamiento de la placa ocurre cuando el hormigón que cubre el conector en dirección de la aplicación del cortante es limitado.

Oehlers y Coughlan (1986) analizaron 116 ensayos de conectores. Estudiaron la rigidez de la conexión y plantearon como resultado que la flexibilidad de la conexión afecta indirectamente la resistencia a flexión y la vida útil de los elementos ante la fatiga. Los ensayos mostraron que los conectores en hormigón resistente son más rígidos que en hormigón de baja resistencia. El deslizamiento en el fallo es alrededor de una tercera parte del diámetro del perno. Se observó que cerca de la carga última cuando el perno se fractura, este presenta pequeñas deformaciones permanentes y el hormigón sufre aplastamiento cerca de la base del perno próximo a la soldadura.

Oehlers y Johnson (1987) analizaron 110 ensayos de de conectores de secciones conformadas por vigas y losas sólidas. Este estudio tenía el objetivo de encontrar una ecuación para predecir la resistencia de los conectores en vigas. Los parámetros que fueron considerados en este ensayo fueron: sección transversal del conector, módulo de elasticidad del hormigón y el conector, resistencia a compresión del hormigón y resistencia del perno permite al hormigón resistir grandes cargas de cortante en la interfase, pudiendo ser distribuida en la sección transversal antes de la fractura del perno, considerando incrementos de la resistencia del conector y de ahí el módulo; reducirá los esfuerzos de flexión en el conector y esto permitirá grandes cargas de cortante en la cortante antes de la fractura del perno. Los autores analizaron los ensayos de Ollgaard

et al (1971) y Jonhson y Oehlers (1981). Determinaron una expresión para la carga estática de fallo:

$$P_{p} = k \cdot A \cdot \left(\frac{E_{c}}{E_{s}}\right)^{0.40} \cdot f_{cu}^{0.35} \cdot f_{u}^{0.65} , \text{ adoptando } k = 4.1 - n^{\frac{-1}{2}}$$
(1.13)

Donde:

n: número de conectores sujetos a igual desplazamiento

A : área de la sección transversal del perno

 $E_c$ : módulo de elasticidad del hormigón

 $E_c$ : módulo de elasticidad del material del perno

 $f_{cu}$ : resistencia del hormigón (cubos)

 $f_u$ : resistencia a tracción del material del conector

Robinson (1988) realizó 49 ensayos de conectores en secciones compuestas con chapas de 2 in (51 mm) y 3 in (76 mm) de altura. Las probetas presentan uno o dos pernos a cada lado de la sección de la probeta.

Los resultados para un perno son diferentes a los que se presentan para pares de pernos: el deslizamiento en la carga última con pernos en pares fue alrededor de 1.36 veces el deslizamiento con un perno y la resistencia de los pernos en pares es sólo 1.3 veces la resistencia para el caso en que se utilizó un perno. Se observa que todos los ensayos de conectores fallan a un valor de carga inferior a los pronosticados por Grant et al (1977).

Jayas y Hosain (1988) realizaron 18 ensayos de conectores y 4 ensayos pull out. 5 de las probetas de conectores fueron con losas macizas de hormigón, 5 con placa con nervaduras paralelas a la viga de acero y 8 con nervaduras perpendiculares a la viga de acero. Se estudió el comportamiento de la estructura combinando el espaciamiento longitudinal de los pernos y la geometría de la placa de acero. Los modos de fallos fueron: por cortante en el perno, rotura del concreto cerca del perno, agrietamiento longitudinal de la losa de hormigón, desprendimiento del hormigón en forma cónica y cizallamiento del nervio. Los tres primeros modos de fallo ocurrieron en probetas con losas macizas y probetas con las nervaduras paralelas a la viga.

Cuando la nervadura se encuentra perpendicular a la viga, el fallo más frecuente es el desprendimiento del hormigón en forma cónica y en un caso falló el nervio a cortante. Los autores valoraron que el código norteamericano sobreestima la resistencia de los pernos cuando la placa se coloca con la nervadura perpendicular a la viga. Además la ecuación de Hawkins y Mitchell (1984) predice insuficientemente con valores inferiores la resistencia de los pernos cuando la placa es de 1.5 in (38 mm) y predice excesivamente la resistencia de los pernos cuando se usa placa de 3 in (76 mm).

Se desarrolló a partir de un análisis de regresión lineal dos ecuaciones para estas dos alturas de chapa:

Para 3 in (76 mm) de altura :

$$V_c = 0.35 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_c \le Q_u$$
Para 1.5 in (38 mm) de altura :
$$(1.14)$$

(1.15)

$$V_c = 0.61 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_c \le Q_u$$

Donde:

 $V_c$ : cortante resistente debido al desprendimiento del hormigón (N)

 $f'_c$ : resistencia a compresión del hormigón (MPa)

 $A_c$ : área de la superficie de falla del hormigón (Hawkins y Mitchell, 1984) (mm2)

 $^{\lambda}$ : factor que depende del tipo de hormigón: densidad normal (1.0), densidad semibaja (0.85) y densidad baja 0.75 .

 $Q_u$ : resistencia última del perno tomada a partir de Ollgaard et al (1971) (N)

Oehlers (1989) analiza el efecto de la fractura de la losa en la resistencia del perno. Este investigador tipifica varios fallos que pueden ocurrir en la losa producto al cortante. Realizó a su vez varios ensayos de conectores y determinó la resistencia de la losa a la fractura. Fueron brindadas ecuaciones para predecir la resistencia de la losa al agrietamiento.

Mottram y Johnson (1990) realizaron 35 ensayos de conectores, utilizando tres tipos de chapas con la nervadura transversal al eje de la viga metálica y utilizando hormigones de densidades normales y bajas. Se usaron pernos de 0.75 x 3.75 in (19 x 95 mm) ó de 0.75 x 4.75 in (19 x 120 mm). Los ensayos mostraron que el fallo ocurrió en el nervio de hormigón y no en el perno, siendo proporcional a la resistencia del f 0.27

hormigón  $f_{cu}$ . Una reducción del espaciamiento de 76 mm a 50 mm reduce en un 6 % la resistencia. La resistencia por conector para dos pernos por nervio es menor que para un perno por nervio. La resistencia por perno para dos pernos ubicados diagonalmente fue menor que para uno ubicado en la zona favorable, sin embargo el máximo deslizamiento fue considerablemente reducido. Dos pernos en línea fueron más resistentes que dos ubicados diagonalmente.

Estos investigadores recomendaron ubicar los pernos en la zona favorable de la nervadura. Un conector por nervadura presenta una capacidad de deslizamiento de 7 mm aproximadamente. Dos conectores, presentan una capacidad menor de 5 mm, lo que conduce a diferencias en cuanto a ductilidad.

Los autores realizan una comparación de los resultados de los ensayos con los valores pronosticados por diferentes ecuaciones.

El factor de reducción, SRF, es multiplicado por la ecuación para  $Q_{sol}$  antes expuesta y obteniéndose la resistencia de los pernos en las losas compuestas:

$$SRF = \frac{0.75 \cdot r}{\sqrt{N_r}} \left( \frac{H_s}{H_s + h_R} \right) \le 1.0 \tag{1.16}$$

Para pernos en zona central o posición resistente, r es el menor de bo/hr y 2.0 . Para pernos en posición débil, r es el menor de bo/hr, e/hr +1 y 2.0 . Donde:

*r* : factor que está acorde con la posición del perno en la nervadura

 $N_r$ : número de pernos por nervadura

 $H_{s}$ : altura del perno

 $h_R$ : altura de la chapa

 $b_o$ : ancho medio de la chapa

*e*: distancia desde el centro del perno a la mitad de la altura del nervio (se mide en proyección horizontal)

La ecuación anterior brinda resultados mucho más precisos que los obtenidos por Grant, et al (1977).

Lloyd y Wright (1990) realizaron 42 ensayos de conectores, variando el ancho y el peralto de la losa, la cantidad y posición del refuerzo. Además estudiaron el efecto de la aplicación de la carga transversal a la losa. Utilizaron dos tipos de chapas: chapas sin rigidizador con pernos soldados en la zona central y chapas garantizando el enlace

por la forma re-entrante con rigidizador y pernos soldados en la posición resistente. Los pernos usados fueron de  $0.75 \times 3.94$  in (19 x 100 mm) y la losa fue de 4.5 in (115 mm) de espesor, con hormigón de densidad normal. El ancho de la losa varió de 17.7 in a 53 in (450 mm a 1350 mm).

En casi todos los ensayos aparecieron grietas alargadas en la superficie con separación del hormigón y el perfil justamente antes de que la carga última fuera alcanzada. Antes de la carga última la losa se deslizó sobre la chapa, ocasionando una excesiva distorsión en el perfil. Conos de fallo en forma de cuña o piramidal como lo sugerido por Hawkins y Mitchell (1984), ocurrieron alrededor del perno en todos los ensayos. Algunas probetas fallaron por cortante en el nervio. En ensayos con nervadura paralela a la viga, el fallo se produjo por cortante longitudinal a lo largo del nervio o por fallo del conector.

La resistencia de la conexión se obtiene como:

$$Q_{k} = 0.92 \cdot \left(A_{c} \cdot \sqrt{f_{cu}}\right)^{0.349}, \tag{1.17}$$

donde  $f_{cu}$  es la resistencia del hormigón.

Otra forma más compacta de la expresión anterior es:

$$Q_k = \left(A_c \cdot \sqrt{f_{cu}}\right)^{0.34} \tag{1.18}$$

Lawson (1992) realiza una revisión completa de los métodos de diseño existentes a la fecha para el cálculo de la capacidad de carga de conexiones. Analiza las deficiencias de los métodos existentes y propone nuevos métodos para obtener el factor de reducción de la resistencia en secciones con la nervadura perpendicular a la viga.

Lyons et al (1994) realizaron 48 ensayos de conectores a probetas con losas macizas de hormigón para determinar el efecto de los esfuerzos de tracción y las propiedades del hormigón en la conexión. Realizaron además 87 ensayos de conectores en presencia de chapa. Las variables que intervienen en este estudio fueron la colocación de los pernos, altura y disposición, así como altura de la placa y su calibre. Los resultados mostraron que para posición débil del perno existe un comportamiento muy dúctil y es influenciado por la resistencia de la chapa. Concluyeron que las expresiones del AISC (en particular LRFD) vigentes en esa fecha sobreestiman la capacidad de la conexión cuando se usa chapa. Las ecuaciones propuestas por Mottram y Johnson (1990) resultan ser más conservadoras, pero todavía insuficientes para la posición débil del perno.

Se propone como límite superior de la resistencia de la conexión  $0.8 \cdot A_s \cdot F_u$ , donde  $A_s \cdot F_s$ 

 $A_s \cdot F_u$  es la capacidad resistente del conector a la tracción [Lyons, et al., 1994].

Johnson y Yuan en (1997) desarrollaron ecuaciones basadas en modelos teóricos, combinando con una amplia experimentación. Realizaron un análisis profundo a partir de los resultados de 300 ensayos de conectores y 34 nuevos ensayos que fueron usados para corregir con precisión los modelos. Estudiaron 7 modos de fallo, de los cuales 5 se aplican a chapas con nervaduras perpendiculares a las vigas y dos a chapas con nervaduras paralelas a las vigas.

Seguidamente se describen cada uno de los modos de fallo propuestos por estos autores:

Modo 1 (SS): Cortadura del perno en la zona cercana a la viga. Este ocurre solamente para una ubicación central y favorable del mismo. Se desarrolla una zona plástica encima del collar de soldadura y se corta el perno con poco daño al hormigón que lo rodea. La tracción axial en el perno es muy pequeña.

Modo 2 (RP): Punzonamiento de la nervadura. Este ocurre para una ubicación desfavorable. La franja estrecha de hormigón delante del perno se tritura y el alma de acero cercana a el se parte. La base del perno se desprende de la chapa.

Modo 3 (RPSS): Punzonamiento de la nervadura con cortadura del perno en la zona cercana a la viga. Similar al modo 2 seguido de la cortadura del perno.

Modo 4 (RPCP): Punzonamiento de la nervadura con desprendimiento del hormigón. Es el modo 2 combinado con el 5.

Modo 5 (CPT): Desprendimiento del hormigón. El anclaje de la cabeza del perno no es suficiente para desarrollar plasticidad en la zona cercana al collar de soldadura. El perno completo rota y se desprende de la losa, llevando con él una porción de hormigón en forma de cuña o piramidal. Este modo prevalece en el hormigón de peso ligero y en chapas con nervaduras estrechas paralelas a la viga. La tracción axial en el perno es mayor que en el modo 2 y menor que en el 1.

Modo 6 (SP): Fractura del hormigón. Este es el modo de fallo más usual en las chapas con nervaduras paralelas. Se produce una fractura longitudinal local dentro de la nervadura, la cual es primero resistida por sus paredes. Las paredes de la nervadura se pandean y la fractura aumenta hasta que ocurre el fallo.

Modo 7 (CPP): Desprendimiento del hormigón en chapas con nervaduras paralelas. Como en el modo 5, el perno se desprende de la losa con una porción piramidal de hormigón, pero en chapas con nervaduras estrechas paralelas a la viga este modo es asociado con el fallo por fractura.

Según el criterio de estos autores, la capacidad a cortante de la conexión para pernos en losas macizas debe ser determinada según:

$$P_{rs} = 0.37 \cdot A_s \cdot (f_c \cdot E_{cm})^{0.5} \le 0.8 \cdot A_s \cdot f_u$$
(1.19)

Donde:

 $P_{rs}$ : resistencia a cortante del perno en la losa

 $A_s$ : área de la sección transversal del perno

 $f_c$ : resistencia del hormigón (en cilindros)

 $E_{cm}$ : módulo de elasticidad del hormigón

 $f_u$ : resistencia última del perno

Para otros modos de fallo la resistencia a cortante es definida por:

$P_r = k_t \cdot P_{rs}$	(1.20)
	(=•)

Donde:

 $P_r$ : resistencia a cortante del perno

 $k_t$ : factor de reducción para modos de fallo diferentes a (SS)

Para fallo por desprendimiento del concreto en la losa con un perno por canal en la zona central o favorable, la resistencia se determina como:

$$P_{r} = k_{cp} \cdot P_{rs}$$

$$\left| \eta_{cp} + \lambda_{cp} \cdot \left( 1 + \lambda_{cp}^{2} - \eta_{cp}^{2} \right)^{0.5} \right|$$

$$(1.21)$$

$$k_{cp} = \frac{[I_{cp} + \lambda_{cp} - (I + \lambda_{cp} - I_{cp})]}{1 + \lambda_{cp}^{2}} \le 1.0$$
(1.22)

$$\eta_{cp} = \frac{0.56 \cdot v_{tu} \cdot h^2 \cdot \left(b_o - \frac{h}{4}\right)}{h_p \cdot N_r \cdot P_{rs}} \le 1.0$$
(1.23)

$$\lambda_{cp} = \frac{e_r \cdot I_y}{h_p \cdot P_{rs}} \tag{1.24}$$

$$n_{p} \cdot P_{rs}$$
(1.24)  
$$v = 0.8 \cdot f^{-0.5} < 5$$

$$V_{tu} = 0.8 \cdot A_s \cdot f_u \tag{1.25}$$

$$T_v \simeq 0.8 \cdot A_s \cdot f_u \tag{1.26}$$

(1.26)

Donde:

 $k_{cp}$ : factor de reducción para el fallo por desprendimiento del hormigón (CPT)

 $\eta_{cp}$ : coeficiente adimensional para fallo (CPT)

 $\lambda_{cp}$ : coeficiente adimensional para fallo (CPT)

 $V_{tu}$ : resistencia a cortante del concreto

h: altura del perno

m

 $b_o$ : ancho promedio de la canal

 $h_p$ : altura de la canal

 $N_r$ : número de pernos por nervio

 $^{e_{r}}$ : distancia del centro del perno al centro de la pared lateral (en proyección horizontal) más cercana del nervio

 $T_y$ : tensión de fluencia del perno

 $f_{cu}$ : resistencia del hormigón (en cubos)

Si  $h < 2 \cdot h_p$ , se usa  $h = 2 \cdot h_p$ . Si  $\eta_{cp} \ge 1.0$ , se debe tomar igual a 1.0.

Para fallo por punzonamiento del nervio, con pernos ubicados en la posición desfavorable, la resistencia es:

$$P_r = k_{rp} \cdot P_{rs}$$
(1.27)

$$k_{rp} = \frac{\left[\eta_{rp} + \lambda_{rp} \cdot \left(1 + \lambda_{rp}^{2} - \eta_{rp}^{2}\right)\right]}{1 + \lambda_{rp}^{2}} \le 1.0$$
(1.28)

$$\eta_{rp} = \frac{1.8 \cdot (e_f + h - h_p) \cdot t \cdot f_{yp}}{P_{rs}} \le 1.0$$
(1.29)

$$\lambda_{rp} = \frac{e_f \cdot T_y}{2 \cdot h_p \cdot P_{rs}}$$
(1.30)

$$T_{y} \cong 0.8 \cdot A_{s} \cdot f_{u} \tag{1.31}$$

Donde:

 $k_{rp}$ : factor de reducción para el fallo por punzonamiento del nervio (RP)

 $\eta_{rp}$ : coeficiente adimensional para fallo (RP)

 $\lambda_{rp}$ : coeficiente adimensional para fallo (RP)

 $^{e_{f}}$ : distancia del centro del perno al centro de la pared lateral (en proyección horizontal) más cercana del nervio

*t* : espesor de la placa (steel deck)

 $f_{yp}$ : tensión de fluencia de la chapa

Para la combinación de los fallos de punzonamiento del nervio y desprendimiento del hormigón en losas con pernos ubicados en serie, diagonal en la canal o perno ubicado en la zona desfavorable, es asumido como el fallo por punzonamiento del nervio. Cuando el perno está ubicado en la zona favorable es asumido como fallo por desprendimiento del hormigón. La resistencia de los dos fenómenos es sumada para obtener la resistencia combinada.

Para el modo de fallo por punzonamiento del nervio la ecuación propuesta es:

$$P_{r} = k_{u} \cdot P_{rs}$$
(1.32)

$$k_{u} = \frac{\left[\eta_{u} + \lambda_{u} \cdot \left(1 + \lambda_{u}^{2} - \eta_{u}^{2}\right)\right]}{1 + \lambda_{u}^{2}} \le 1.0$$
(1.33)

$$\eta_u = \frac{(e+h-h_p) \cdot t \cdot f_{yp}}{P_{rs}}$$
(1.34)

$$\lambda_u = \frac{e \cdot T_y}{2 \cdot h_p \cdot P_{rs}} \tag{1.35}$$

# Donde:

 $k_u$ : factor de reducción para punzonamiento del nervio en el modo de fallo combinado (RPCP)

 $\eta_{\scriptscriptstyle u}$ : coeficiente adimensional para punzonamiento del nervio en el modo de fallo combinado (RPCP)

 $^{\lambda_{u}}$ : coeficiente adimensional para punzonamiento del nervio en el modo de fallo combinado (RPCP)

 $^{\it e}$  : distancia del centro del perno al centro de la pared lateral (en proyección horizontal) más cercana del nervio

Para el fallo por desprendimiento del hormigón: P = k = P

$$P_{r} = k_{f} \cdot P_{rs}$$

$$\left| \eta_{f} + \lambda_{f} \cdot \left( 1 + \lambda_{f}^{2} - \eta_{f}^{2} \right)^{0.5} \right|$$
(1.36)

$$k_{f} = \frac{[\gamma_{f} + \lambda_{f} - (1 + \lambda_{f} - \gamma_{f})]}{1 + \lambda_{f}^{2}} \le 1.0$$
(1.37)

$$\lambda_f = \frac{e \cdot I_y}{h_p \cdot P_{rs}} \tag{1.40}$$

$$T_{y} \cong 0.8 \cdot A_{s} \cdot f_{u} \tag{1.41}$$

$$v_{tu} = 0.8 \cdot f_{cu}^{0.05} \le 5 \tag{1.42}$$

Donde:

 $k_{f}$ : factor de reducción para desprendimiento del hormigón en el modo de fallo combinado (RPCP)

 $\eta_{f}$  : coeficiente adimensional para desprendimiento del hormigón en el modo de fallo combinado (RPCP)

 $^{\lambda_{f}}$ : coeficiente adimensional para desprendimiento del hormigón en el modo de fallo combinado (RPCP)

 $S_t$ : espaciamiento de los pernos

Las expresiones para los modos de fallos tratados anteriormente son aplicables a estructuras compuestas por losas y placa con las nervaduras perpendiculares a las vigas.

Para estructuras compuestas por losas y chapas con las nervaduras paralelas a las vigas, se parte de la ecuación desarrollada por Oehlers (1995) basada en ensayos y análisis aplicando el Método de los Elementos Finitos, para el fallo por fractura del hormigón (SP) :

$$P_{r} = 4.8 \cdot \pi \cdot f_{ct} \cdot \left[ \frac{e^{3} \cdot h_{es}}{(2 \cdot e - d)^{2}} + \frac{h_{c}^{3} \cdot d}{(2 \cdot h_{c} - h_{es})^{2}} \right]$$
(1.43)

$$f_{ct} = 0.5 \cdot f_c^{0.5} \tag{1.44}$$

$$\frac{h_{es} - h_p}{h - h_p} = 0.56 \cdot \left( 2.4 - \frac{2 \cdot e}{h_p} \right) \le 0.5$$
(1.45)

Donde:

*h* : altura del perno después de soldado

 $h_c$ : altura total de la sección de la losa

*d* : diámetro del perno

 $f_c$ : resistencia del hormigón a compresión (en cilindros)

Para el fallo por desprendimiento del hormigón (CPP) para placa con nervaduras paralelas a las vigas se proponen las siguientes expresiones:

a). Para pernos en pares:

$$P_{r} = \frac{4.8 \cdot \pi \cdot e^{3} \cdot h_{ep} \cdot f_{ct}}{(2 \cdot e - d)^{2}} + \chi \cdot A_{c} \cdot f_{c}^{0.5}$$

$$h_{ep} = 2 \cdot h_{c} \cdot \left[ 1 - \left( \frac{0.6 \cdot \pi \cdot d \cdot h_{c}}{\chi \cdot A_{c}} \right)^{\frac{1}{2}} \right]$$

$$(1.46)$$

$$\tan \theta_1 = \frac{h - h_p}{e_u}, \qquad \tan \theta_2 = \frac{2(h - h_p)}{s_v}$$
(1.48)

b). Para un perno ubicado en la zona central, se utilizan las mismas ecuaciones anteriores, con  $N_r = 1$  y  $s_t = 0$ .

c). Para un perno ubicado fuera del centro:

$$P_{r} = \frac{4.8 \cdot \pi \cdot e^{3} \cdot h_{ep} \cdot f_{ct}}{(2 \cdot e - d)^{2}} + 1.12 \cdot A_{c} \cdot f_{ct}$$

$$A_{c} = a \cdot e_{u} \cdot \sec \theta_{1} + a \cdot (s_{t} + 2 \cdot e_{u}) \cdot \sec \theta_{2} + b_{o} \cdot h_{p} \cdot \cos \sec \theta_{2} + a \cdot (s_{t} + e_{u}) \cdot \sec \theta_{3}$$
(1.49)
$$(1.49)$$

$$\tan \theta_3 = \frac{h - h_p}{s_t + e_u} \tag{1.51}$$

Donde:

 $^{\chi}$  : es una constante experimental que toma valores en el rango de 0.50 a 0.60 . Más comúnmente se ha utilizado 0.56.

 $h_p$ : altura de la canal de la chapa.

 $^{e_{u}}$ : distancia del centro del perno al centro de la pared lateral (en proyección horizontal) más cercana del nervio

Rambo-Roddenberry (2002) realiza una amplia investigación donde analiza los estudios realizados con anterioridad por varios investigadores y realiza una gran cantidad de ensayos de conectores. De ellos 24 probetas con losa sólida de hormigón y 93 ensayos con losa en presencia de chapa. En el caso de losa sólida se varió la posición de los pernos y la resistencia del hormigón. Se mantuvo constante el diámetro, la longitud, la resistencia y el número de conectores por losa. Para el caso de losa con placa se varió el diámetro, la altura, la cantidad y la posición de los pernos, así como la altura, el calibre de la placa y espesor de la losa. Los pernos fueron ubicados de la siguiente forma: un perno en posición resistente, dos pernos en posición resistente, un perno en posición débil y un perno en posición central del nervio.

A partir de esta investigación se obtuvieron expresiones para predecir la capacidad resistente de la conexión:

Para pernos en chapas de 2 in (50,08 mm) y 3 in (76,2 mm) de altura con relación diámetro del perno/espesor del ala de la viga d/t  $\leq$  2.7.

$$Q_{sc} = R_p \cdot R_n \cdot R_d \cdot A_s \cdot F_u \tag{1.52}$$

Donde:

 $R_p$ : 0.68 para  $e_{mid-ht} \ge 2.2$  in (posición resistente).

 $R_p$ : 0.48 para  $e_{mid-ht} < 2.2$  in (posición débil).

 $R_p$ : 0.52 para pernos en posición escalonada.

 $R_n$ : 1.0 para un perno por nervio o posición escalonada.

 $R_n$ : 0.85 para dos pernos por nervio.

 $R_d$ : 1.0 para posición resistente en todos los casos.

 $R_d$ : 0.88 para chapas de calibre 22 (posición débil).

 $R_d$ : 1.0 para placa de calibre 20 (posición débil).

 $R_d$ : 1.05 para placa de calibre 18 (posición débil).

 $R_d$ : 1.11 para placa de calibre 16 (posición débil).

Para pernos en chapas de 1 in ( 25,4 mm y 11/2 in ( 38,1 mm) de altura, con relación d/t  $\leq$  2.7 .

$$Q_{sc} = R_n \cdot 3.08 \cdot e^{0.048 \cdot A_s \cdot F_U}$$
(1.53)

Donde:

 $R_n$ : 1.0 para un perno por nervio.

 $R_n$ : 0.85 para dos pernos por nervio.

Para pernos en chapas de 2 in ( 50,8 mm) y 3 in ( 76,2 mm) de altura, con relación d/t > 2.7 .

$$Q_{sc} = R_p \cdot R_n \cdot R_d \cdot A_s \cdot F_u - 1.5 \cdot \left(\frac{d}{t} - 2.7\right)$$
(1.54)

Para pernos en chapas de 1 in ( 25,4 mm) y 11/2 in ( 38,1 mm) de altura, con relación d/t > 2.7 .

$$Q_{sc} = R_n \cdot 3.08 \cdot e^{0.048 \cdot A_s \cdot F_U} - 1.5 \cdot \left(\frac{d}{t} - 2.7\right)$$
(1,55)

A partir de esta investigación la autora llega a las siguientes conclusiones para sección con losa sólida de hormigón:

- La relación d/t (diámetro del perno / espesor del ala de la viga) influye en la resistencia de la conexión, pero para valores mayores de 2.7.

- En la interfase hormigón-acero se desarrollan esfuerzos de fricción que incrementan la capacidad resistente de los conectores,

- La aplicación de carga normal a los especimenes, hace que se incremente la fuerza de fricción en la interfase hormigón-acero y esto a su vez aumenta el aporte de los conectores.

- La AISC realiza una adecuada predicción de la capacidad resistente de los conectores en losa sólida, cuando sobre esta se aplica un esfuerzo normal. Cuando esto no ocurre la capacidad de la conexión se reduce a menos del 90 % de la capacidad pronosticada por la ecuación de capacidad resistente.

Para el caso de sección con losa en presencia de placa de acero arriba a un grupo importante de conclusiones:

- Cuando se ubican los pernos en posición resistente y la altura de la placa es de 2 in (50,8 mm) y 3 in (76,2 mm), el fallo se produce por cortante de los conectores .

- Para posición débil de los pernos y alturas de 2 in (50,8 mm) y 3 in (76,2 mm) el fallo se produce por punzonamiento de la chapa, usualmente para valores de deslizamiento próximos a 0.2 in (0,508 mm).

- La AISC (Load 1993) y la CSA (Steel 1994) presentan métodos de cálculo para posición débil del perno que arrojan valores no conservadores. El EUROCODE 4 brinda valores más conservadores que la AISC y la CSA.

- Los métodos de Jonhson y Yuan (1997) son más exactos a la hora de predecir la capacidad resistente de la conexión en posición débil, aunque resultan muy laboriosos.

A nivel internacional las investigaciones experimentales sobre conectores de cortante a partir de perfiles no son numerosas. Una de las desarrolladas a escala total fue por **Viest et al. (1952)**, donde el estudio preliminar fue focalizado a la comprensión del comportamiento de los conectores canal y la evaluación de factibilidad del uso de canales como conectores de cortante. Los resultados del experimento revelaron que el espesor del alma y ala y la longitud de la canal afectan el comportamiento del conector, no influyendo así por donde sea aplicada la carga.

Resultados de ensayos de push- out a pequeña escala fueron realizados por **Rao** (1970). El trabajo experimental fue conducido en la Universidad de Sydney y desarrollado por el ensayo de diferentes tipos de conectores mecánicos, entre ellos conectores flexibles (canales y pernos). Las muestras fueron ensayadas en una máquina hidráulica con continuos incrementos de carga hasta el fallo. Después del completamiento de los push-out los conectores más prometedores fueron ensayados a escala total. Los resultados indicaron que los conectores canal proveen una flexibilidad razonable y una mayor capacidad resistente que los conectores perno con cabeza.

Otro estudio experimental de conectores fue desarrollado en la Universidad Lehigh por **Slutter and Driscoll (1965).** El programa experimental incluyó los ensayos de muestras con conectores del tipo canal. El estudio incluyó 41 push-out.

Larrúa (1992) desarrolló un programa de ensayos que permitió la caracterización del comportamiento de cinco tipos de conectores, de ellos, tres obtenidos a partir de perfiles laminados: conectores del tipo canal laminada en caliente, conectores del tipo canal conformada en frío y conectores del tipo tubo conformado en frío. En esta investigación experimental se obtuvieron la carga de fisuración y rotura y el desplazamiento asociado, las curvas experimentales de carga- deslizamiento y luego del procesamiento estadístico las expresiones para la capacidad resistente de los cinco elementos de ensayo. Es de señalar que los ensayos demostraron la posibilidad de utilizar las canales y tubos conformados en frío como conectores en estructuras compuestas, resultado este sin precedentes conocidos en la literatura internacional.

Amit Pashan (2006) expone los resultados de una investigación experimental realizada a 78 elementos con conectores de cortante canal laminada en caliente con la obtención de nuevas ecuaciones para estos. Las muestras a ensayar fueron diseñadas para estudiar el efecto de un número de parámetros (altura, longitud y espesor del alma de la canal y la resistencia del hormigón a compresión) en la capacidad resistente de los conectores de cortante canal.

Por otra parte, los conectores de placa continua fueron ideados respondiendo a la necesidad de un conector que presentara un comportamiento rígido en estado de servicio y tuviera una ductilidad satisfactoria en estado límite último.

La primera geometría estudiada consistió en una placa plana con aberturas circulares soldada al perfil metálico. A este conector se le conoce como Perfobond. Cuando el elemento compuesto es sometido a carga y la losa tiende a deslizarse en relación al perfil de acero, el hormigón dentro de los agujeros del conector trabaja como un perno virtual dentro de la losa, que proporciona resistencia al cortante en la dirección longitudinal y evita que la losa de hormigón se separe transversalmente del perfil metálico. El Perfobond puede ser usado de modo continuo o discontinuo.

Aunque el conector presenta un comportamiento rígido para cargas de servicio y una ductilidad satisfactoria en estado límite último, ensayos de laboratorios indican que su deslizamiento característico típico no es suficiente para caracterizar la conexión como dúctil, según los criterios del Eurocódigo 4. Otra desventaja de este conector es que aunque la adición de barras transversales ha través de los agujeros del Perfobond incrementa la capacidad resistente, el pasar las barra por dentro de los agujeros, en el sitio real de la construcción resulta dificultoso.

Para eliminar esas desventajas han sido propuestas nuevas geometrías de chapas. El conector Crestbond es una alternativa en ese sentido. Posee mayor deformación que el Perfobond y puede ser considerado un conector dúctil según la normativa. Consiste en una placa plana de acero con un recorte simétrico, creando una especie de cresta

formada por entrantes y salientes trapezoidales. La forma trapezoidal de los dientes evita la separación vertical entre los elementos de acero y hormigón. Al igual que el Perfobond, su comportamiento depende, entre otras variables, del efecto perno virtual de hormigón que proporciona aportes significativos a la capacidad resistente de los conectores. Perfobond y Crestbond propician resistencias similares a las obtenidas con grupos de pernos.

Se ha comprobado la viabilidad del uso de conectores de placa continua en investigaciones experimentales basadas en ensayos tipo push-out realizadas por diversos autores como Oguejiofor y Hosain (1994), Veldanda y Hosain (1992), Ferreira (1998), Valente y Cruz (2005), Kim et al. (2006), Nishido y Iwasaki (2005) y Marecek et al. (2005), entre otros.

Las investigaciones antes mencionadas comprendieron la variación de factores que pueden influir en el comportamiento de los conectores, como el número y tamaño de las aberturas, la resistencia a compresión del hormigón, la colocación y disposición de la armadura transversal.

Los resultados de las investigaciones, de conectores Perfobond y Crestbond demuestran que tanto la capacidad de carga como la ductilidad de la conexión son influidas por la resistencia del hormigón y por la armadura que pasa por el entorno del conector. De esa forma, los conectores de placa dentada, o perforada, permiten controlar la capacidad de la conexión al variarse la resistencia del hormigón y la armadura pasante, lo que no es posible con conectores tipo pernos en los que cuando la resistencia a compresión del hormigón alcanza un determinado valor la resistencia al corte del conector gobierna la ruptura y el aumento de la resistencia del hormigón no influencia la capacidad de la conexión.

# 1.2.2 Ensayos de vigas compuestas a flexión

El ensayo de vigas compuestas tiene como objetivo evaluar el comportamiento de estos elementos, simulando condiciones muy cercanas al comportamiento de las vigas en condiciones reales. Ha sido frecuente la realización coordinada de este tipo de ensayo con ensayos de conectores. A diferencia de estos últimos no existen regulaciones para su realización recogidas en los códigos. En particular en Eurocódigo 4 (2004), en el Anexo B (Standard test) no se ofrecen regulaciones sobre este tipo de ensayo.

El espécimen más comúnmente utilizado consta de de un perfil laminado de sección I, sobre el que se sueldan en el ala superior los elementos de conexión, embebidos en una losa de hormigón, la que puede ser maciza o conformada por placa de acero colaborante sobre la que se vierte el hormigón.

El elemento de ensayo se somete a determinadas condiciones de apoyo y determinados estados de carga. Han sido empleados diferentes esquemas de cargas, pero lo más común ha sido el empleo de cargas concentradas en el centro del elemento o en puntos situados a 1/3 ó ¼ de la luz ó en otros puntos específicos, según los propósitos del ensayo.

La aplicación de las cargas ha sido controlada, teniendo una determinada velocidad de aplicación (fuerza/tiempo). Para diferentes valores de la carga han sido cuantificados los desplazamientos verticales en diferentes puntos (L/2, L/4, etc.) según se desee. Es frecuente que se cuantifique el deslizamiento relativo y la separación en las interfases de los elementos (viga-losa ó viga-placa y chapa-losa) dependiendo del caso; así como las deformaciones en diferentes puntos de la sección transversal del elemento (perfil: alas, alma; losa: parte inferior, intermedia o superior; en puntos de la chapa; en puntos de los conector es, etc.). Igualmente es importante el control de la aparición y marcha de las grietas, así como su abertura. Las cargas se aplican bajo cierto protocolo, el que puede ser monotónicamente hasta el fallo o mediante procesos de carga y descarga.

Seguidamente se aborda en orden cronológico la evolución histórica de los estudios experimentales en vigas compuestas, reseñándose las características y resultados más relevantes alcanzados por los principales investigadores.

Chinn (1965) realiza dos ensayos de vigas, utilizando hormigones de densidades normales o bajas, así como diferentes diámetros de pernos. La longitud seleccionada de los pernos fue aproximadamente cuatro veces su diámetro. Del mismo modo que en los ensayos de conectores se colocó una película de grasa en la parte superior del ala superior de las vigas, o sea en la zona en contacto con la losa. Los ensayos de vigas se realzaron para corroborar los resultados obtenidos en los ensayos de conectores y establece una satisfactoria correspondencia entre los resultados de ambas vías experimentales.

Slutter y Driscoll (1965) estudiaron la resistencia última de diseño de vigas compuestas. Sus ensayos fueron evaluados utilizando teoría elástica y la teoría de interacción incompleta entre ambos materiales. Se realizaron 12 ensayos de vigas simplemente apoyadas con una luz de 15 ft (4.57 m) y una viga continua de dos luces de 7.5 ft (2,13 m) cada una. Dos de las vigas fueron construidas sin conector es para investigar el agarre natural entre el acero y el hormigón. Una de estas dos vigas y otra con conector es curvos fueron cargadas por la parte inferior del perfil, o sea suspendiendo la carga. De acuerdo con Chinn (1965), se llega a la conclusión de que se desarrolla una fuerza de fricción en la interfase perfil-losa.

La combinación de estos ensayos de vigas con los de conectores, permitió llegar a la expresión 1.3, antes citada. Los ensayos en vigas con conector es y carga suspendidas de las vigas, brindan similares resultados a cuando la carga fue aplicada en la parte superior del elemento. El autor concluye que la resistencia última de un conector esta relacionada con la resistencia última a flexión de las vigas y además que los conector es pueden ser uniformemente espaciados si el elemento está provisto de un adecuado número de ellos, debido a que las cargas son redistribuidas en los pernos.

Fisher (1970) arribó a varias conclusiones respecto al diseño de vigas compuestas con la presencia de chapas. Para carga de trabajo la altura de la nervadura no ejerce gran influencia en la rigidez de la viga. Sin embargo para carga última, la resistencia de los conector es decrece con el incremento de la altura de la nervadura. Cuando la relación entre ancho de la nervadura y altura es mayor que 1.75 la resistencia a flexión de la viga compuesta, puede desarrollarse con un máximo aporte de la conexión. La ecuación para el cálculo de la resistencia de los conectores se expresa como:

$$Q_{u-rib} = 0.36 \frac{W}{h} Q_{u-sol}$$

(1.56)

Donde:

 $Q_{u-rib}$ : resistencia última del conector

W: ancho promedio de la nervadura

h: altura de la nervadura

 $\mathcal{Q}_{u\text{-sol}}$ : resistencia última del conector en losa sólida

Otras conclusiones de esta investigación fueron la mayor eficiencia de los conector es con pequeños diámetros y la reducción de la resistencia de la conexión en hormigón de baja densidad.

Grant et al (1977) realizaron ensayos de vigas compuestas a flexión, utilizando chapas nervadas y valoró los resultados de 58 ensayos de otros investigadores. Las variables incluidas en el estudio, fueron la tensión de fluencia de la viga de acero, la geometría de la placa y el grado de interacción. Las vigas ensayadas fueron simplemente apoyadas con luces de 24 ft (7,31 m) ó 32 ft (9,75 m) El hormigón de las losas fue de densidad baja. Se emplearon pernos de <sup>3</sup>/<sub>4</sub> in (19 mm).

El autor recomienda emplear un ancho de losa de 16 veces su espesor, dado su incidencia en el mejoramiento de la resistencia de la conexión. Se observa grandes

flechas en todos los elementos debido a la formación de una rótula plástica cercana a la zona central de la viga.

Se concluyó que en los métodos de cálculo para la predicción de la resistencia de la conexión se debe incluir la altura del nervio, la relación ancho-alto del nervio y la longitud que se embebe el perno en el hormigón. Se modificó la ecuación de Fisher (1970) y se propuso la ecuación 1.11, antes citada.

Grant et al (1977) a partir de ensayos plantean que las vigas con interacción parcial son menos rígidas que las vigas con interacción completa. Para losas macizas el momento de inercia efectivo se define como:

$$I_{eff} = I_s + \sqrt{\frac{V'h}{Vh}} \cdot (I_{tr} - I_s)$$
(1.57)

Donde:

*I*<sub>eff</sub> : momento de inercia efectivo

 $I_s$ : momento de inercia de la sección de acero

 $I_{tr}$ : momento de inercia de la sección compuesta transformada

Vh: la mitad de la fuerza total posible en la losa o en la viga metálica.

V'h : número de conector es.

Elkelish y Robinson (1986) estudiaron 6 parámetros que afectan el agrietamiento longitudinal de vigas compuestas con chapa. Usaron probetas experimentales, lo que combinaron con la aplicación del Método de los Elementos Finitos (MEF). Se realizaron 24 modelos numéricos y se ensayaron 6 vigas a flexión para verificar el análisis numérico.

Los parámetros investigados fueron: el tipo de carga, resistencia del hormigón, relación entre la luz de la viga y el ancho de la losa, espesor de la parte sólida de la losa, porcentaje de refuerzo transversal y existencia de chapa. Fueron utilizadas tres condiciones de carga: uniformemente distribuida, concentrada en el centro de la luz y en dos puntos de la viga.

Se observó que la carga uniformemente distribuida causó una grieta longitudinal en toda la parte superior de la losa. Se observó que la grieta longitudinal demoraba en aparecer con el incremento de las relaciones: luz-ancho, tensión de fluencia de la viga-resistencia del hormigón, espesor de la parte sólida de la losa y la cuantía de refuerzo transversal. Igualmente, se apreció que la placa contribuye a resistir la grieta cuando se aplica la carga concentrada, lo que no se produce en presencia de carga uniformemente distribuida.

Jayas y Hosain (1989) realizaron 4 ensayos a vigas compuestas con chapa. Todas las vigas ensayadas fueron diseñadas para interacción parcial, variando el tipo de placa y el espaciamiento longitudinal de los pernos.

Se observó que las vigas fallan por desprendimiento del hormigón en forma cónica, cizallamiento del nervio, así como a cortante los conectores. Estos investigadores determinaron que la resistencia de la conexión para el fallo por desprendimiento del hormigón, depende de la geometría de la placa y la disposición de los pernos. Se concluyó además que LRFD arroja valores de capacidad resistente de la conexión mayores que las resistencias observadas en los ensayos.

Kitoh y Sonoda (1990) realizaron ensayos de vigas compuestas en los cuales se varió el espesor de la chapa, así como el diámetro, la altura y el espaciamiento de los pernos. Se complemento el estudio con modelos numéricos tridimensionales con elementos finitos. Se observó que en la fase elástica el agarre entre el hormigón y el acero, redujo los esfuerzos en los pernos. La fuerza de cortante en los pernos en la etapa elástica fue alrededor de un 10 % de su capacidad resistente y entre un 30 y 50 % en la etapa de carga última. Concluyeron además que la flexión local de los pernos provoca la separación en la zona de contacto trasera (entre el hormigón y el perno) y un fuerte contacto del perno contra el hormigón en la parte delantera, provocando la fluencia.

#### 1.2.3 Ensayos de losas compuestas

La introducción en el mercado de diferentes prototipos de chapas, ha estado siempre vinculado a la determinación de sus características resistentes por vías experimentales, siendo la más empleada el ensayo de losas compuestas a escala natural, que actualmente se recoge en el Anexo B (informativo) de EN 1994-1-1 (B-3), donde se definen las características generales del ensayo que se realiza con el objetivo de determinar los factores *m* y *k* o el valor de  $\tau_{u,Rd}$  que se emplean en la verificación de la resistencia al cortante longitudinal de las mismas, según se especifica en la Sección 9 de EN 1994-1-1. El ensayo se realiza a losas simplemente apoyadas con un esquema de dos cargas concentradas en los puntos cuartos de la luz. (Figura 1.2)

En el propio tópico B-3 se establecen el número de especimenes a ensayar [B.3.2 (6) y (7)], la preparación de los especimenes [B.3.3], el procedimiento de ensayo [B.3.4] y la determinación de los valores de m y k [B.3.5] y de  $\tau_{u,Rd}$  [B.3.6].



Figura 1.2 Esquema general del ensayo de losa compuesta

A continuación se abordan los principales programas experimentales de losas compuestas, reseñándose sus características y resultados más relevantes alcanzados por los principales investigadores en esta temática.

En el año 1967, AISI (Instituto Americano del Hierro y el Acero) patrocinó una investigación llevada a cabo en la Universidad de Iowa para desarrollar un procedimiento estándar de diseño de losas compuestas con placa colaborante. Ekberg dirigió los ensayos practicados a 353 probetas a escala natural de las más diversas configuraciones.

A partir de este trabajo, Porter y Ekberg (1975, 1976) hicieron numerosas observaciones del comportamiento de las losas compuestas. Ellos determinaron tres modos de fallo principales:

- Fallo por cortante longitudinal
- Fallo a flexión de la sección subreforzada
- Fallo a flexión de la sección sobrereforzada

Otros investigadores adicionaron a estos el fallo por cortante vertical, sin embargo, este último raramente llega a ser el fallo predominante (Daniels y Crisinel 1988).

El fallo por cortante longitudinal se caracteriza por la formación de grietas diagonales en la masa de hormigón, próximas a los puntos de aplicación de la carga y acompañados por deslizamientos en los puntos extremos (Porter y Ekberg 1975) La distancia desde estas fisuras hasta los apoyos se denomina L': luz de cortante.

Debido a que la conexión a cortante entre la placa metálica y el hormigón endurecido resulta incompleta, el sistema nunca llega a alcanzar su máxima resistencia potencial a flexión. Teniendo en cuenta las teorías de comportamiento del hormigón armado, el fallo por flexión suele ocurrir debido al aplastamiento del hormigón o debido a la fluencia del acero (secciones subreforzadas) (Porter y Ekberg 1976).

Del resultado de numerosas pruebas experimentales se concluyó que el fallo por cortante longitudinal es el más probable de ocurrir [Porter y Ekberg, 1975; 1976; Ong y Mansu,1986]; de ahí aquí la cantidad de investigaciones que se han concentrado en el estudio de este tipo de fallo.

El fallo del enlace a cortante, con incremento paulatino de la carga aplicada, ocurrirá con la siguiente secuencia (Seleim y Schuster, 1985):

- 1. Los dispositivos de transferencia de cortante comienzan a recibir esfuerzos cada vez mayores.
- Aparecen las primeras grietas en la sección crítica, incrementándose la diferencia de tensiones entre el hormigón y la chapa. La placa comienza a separarse de la losa perdiendo la efectividad del trabajo conjunto. Las fisuras se hacen cada vez mayores.
- 3. Fallan completamente los dispositivos de transferencia de cortante, traduciéndose en deslizamientos.
- 4. El grado de fisuración se hace inaceptable, y la placa metálica y la losa de hormigón se separan completamente, empezando a trabajar como elementos independientes.

Como resultado de las investigaciones llevadas a cabo por la Universidad de Iowa, y posteriormente por la Universidad de Waterloo, se desarrollaron tres ecuaciones para calcular el cortante de diseño.

$$\frac{V_{u}s}{bd} = m \frac{d\sqrt{f'_{c}}}{L'} + k\rho \qquad (1.58)$$

$$\frac{V_{u}s}{bd} = m \frac{\rho d}{L'} + k\sqrt{f'_{c}} \qquad (Porter y Ekberg, 1975; 1976) \qquad (1.59)$$

$$\frac{V_{u}}{bd} = k_{1}\frac{t}{L'} + k_{2}\frac{1}{L'} + k_{3}t + k_{4} \qquad (Seleim, 1979) \qquad (1.60)$$

donde:

- $V_{u}$  = Resistencia última de enlace transversal a cortante (por unidad de ancho)
- b = Ancho unitario de la losa
- d = Profundidad efectiva de la losa
- s = Espaciamiento de los dispositivos de transferencia de cortante
- m, k = Parámetros determinados experimentalmente

 $A_{s}$ 

 $\rho$  = Proporción de refuerzo de acero, *bd* 

L'= Longitud de la luz de cortante

 $f'_{c}$  = Resistencia a compresión del hormigón

La luz de cortante es la longitud crítica para la cual ocurre el fallo por cortante longitudinal. Usualmente se toma como la cuarta parte de la luz total para el caso de una losa cargada uniformemente, sin embargo, algunos autores argumentan que esta debe ser la tercera parte de la luz [Tenhovouri et al 1996; Veljkovic 2000]. Para el caso de cargas concentradas en dos puntos, la luz de cortante será la distancia medida desde el apoyo hasta el punto de aplicación de la carga (Porter y Ekberg, 1975; 1976).

Nótese que las ecuaciones 1.58 y 1.59 se expresan en la forma lineal y = mx + k,

donde m representa la pendiente de la recta y k representa el valor del intercepto con el eje y. Para caracterizar las variables m y k se requiere previamente plotear el comportamiento de una serie de ensayos de flexión a escala natural de una configuración de placa en particular, caracterizada por factores tales como la geometría, patrón de embuticiones, condiciones superficiales de la chapa, resistencia a la fluencia del acero, peso unitario del hormigón y espesor de la chapa, mientras se varían la luz de cortante y/o la relación de refuerzo de acero.

El tercer método (1.60) resulta bastante similar a los anteriores, pero incluye además el efecto de la variación del espesor de la chapa. Para este caso, los juegos de datos obtenidos de los ensayos deberán cubrir un rango de valores tanto en el eje x como en el y para lograr una mejor interpretación del comportamiento de la placa colaborante. Porter y Ekberg (1976) recomendaron plotear no menos de ocho juegos de datos experimentales para cada configuración de placa y para cada espesor. Posteriormente, mediante un análisis de regresión lineal se obtiene el valor de m, y

por medio de uno de regresión multilineal, los valores de  $k_{1,2,3,4}$ .

Finalmente, sustituyendo estos valores m y k en las fórmulas arriba expresadas, se puede predecir la resistencia de aquellas losas cuyos parámetros correspondan con puntos intermedios de la gráfica obtenida.

Seleim y Schuster (1985) evaluaron esas tres ecuaciones a partir del ensayo de 196 especimenes. Ellos compararon tres juegos de datos principales:

- 1) Chapas de un mismo espesor, pero de configuraciones distintas.
- 2) Iguales configuraciones de chapa, pero variando el espesor.
- 3) Probetas con chapas de la misma configuración y espesor, pero variando la luz de cortante.

Para el primer juego de datos se concluyó que las tres ecuaciones se correspondían aceptablemente con los resultados experimentales; sin embargo, para el segundo juego de datos, la ecuación de Seleim y Schuster (1985) resultó mucho más precisa que la otras dos, lo cual explica el contraste entre las dos primeras ecuaciones en las cuales el espesor de la placa debe permanecer constante para plotear la línea de regresión lineal solo para ese caso particular de chapa. El tercer juego de datos fue evaluado entonces solo para la ecuación de Seleim y Schuster (1985), dando como resultado una desviación máxima a partir de los resultados experimentales acotada en un rango del orden del 15%. Del desarrollo de estas pruebas arribaron además a la conclusión que, ni la relación de refuerzo de acero, ni la resistencia a compresión del hormigón, son parámetros de influencia significativa en la resistencia del enlace a cortante, sin embargo, el espesor de la placa sí es un parámetro determinante.

Aún cuando quedó demostrada la efectividad de estos métodos, se discutía su precisión al diseñar una losa continua a partir del ensayo de una losa de una sola luz. En la práctica, las losas compuestas deberán estar dotadas de refuerzo adicional a cortante debido a que en la continuidad de las luces resulta preciso evitar cualquier deslizamiento. A inicios de los 70, Steel Deck Institute patrocinó una investigación que fue desarrollada en la Universidad de Virginia Oeste con el fin de mejorar la predicción de la resistencia de las losas compuestas. Esta investigación incluyó el ensayo de 25 losas (de una sola luz y sus similares de dos luces continuas) variando el ancho en el

cual las embuticiones de la placa actuaban como único refuerzo. Las embuticiones eran generalmente horizontales o verticales. El análisis se basó en la limitación de tensiones en las fibras extremas y en la consideración del fallo del enlace a cortante (Luttrell y Davison, 1973)

Estos autores realizaron un análisis exhaustivo de estos y de otros ensayos ejecutados en la Universidad de Virginia Oeste a lo largo de 18 años de investigaciones. Observaron que en la zona de las embuticiones el fallo ocurría de forma más gradual que en las áreas planas de la chapa, y a las losas se les podían incrementar las cargas hasta tanto no se iniciara el deslizamiento. Ellos postularon que las embuticiones no solo aumentan la resistencia a cortante, sino que también incrementan la rigidez. A mayor rigidez de la chapa, mayor resistencia al deslizamiento, el cual ocurre cuando la masa de hormigón tiende a moverse verticalmente sobre la placa metálica, y en respuesta esta se desliza entonces horizontalmente.

Luttrell y Davison (1973) observaron que las chapas al ser más peraltadas tienden a separarse verticalmente cuando ocurre el deslizamiento horizontal. Las losas peraltadas al parecer muestran mayor resistencia a cortante, permitiendo alcanzar una mayor cercanía al estado de aprovechamiento máximo de la capacidad a flexión. Hicieron además algunas observaciones respecto a las condiciones de borde de las probetas de losas. Ellos demostraron que las probetas de losas continuas tenían capacidades de carga superiores en un 10 a un 15 porciento que sus homólogas de luces simples.

Igualmente observaron que la resistencia a cortante se presenta en diferentes fases: primero se rompe el enlace químico entre el hormigón endurecido y la placa metálica, y posteriormente hacen su aparición la resistencia mecánica de las embuticiones de la placa y la resistencia friccional debida al peso propio y las cargas actuantes. Confirmaron las observaciones hechas por Seleim de que la resistencia a compresión del hormigón aportaba escasa influencia en la resistencia a cortante de las losas compuestas. (Luttrell, 1987) Posteriormente, Daniels (1988) así como Bode y Sauerborn (1992) arribaron a las mismas conclusiones. Luttrell atribuyó esta escasez de dependencia al hecho de que el fallo sólo en raras ocasiones sucede debido al aplastamiento del hormigón, sino que más frecuentemente sobreviene debido al deslizamiento entre la placa y el bloque de hormigón. (Luttrell, 1987).

Stark (1978) desarrolló estudios experimentales para observar el comportamiento de las losas compuestas. Él adoptó como criterios de clasificación, por un lado las losas con comportamiento dúctil, y por el otro las que presentaban un comportamiento frágil. El comportamiento frágil ocurre cuando la resistencia máxima a flexión es alcanzada tan pronto como se inicia el primer deslizamiento. En el comportamiento dúctil las losas continúan soportando cargas aún cuando hubiese ocurrido el deslizamiento inicial. Veljkovic (1994) definió el primer deslizamiento con una magnitud aproximada de 0.5 mm.

Stark (1878) determinó además que la chapas metálicas con geometría re-entrante son beneficiosas puesto que limitan la separación vertical entre el hormigón y la chapa. Él también observó que, al parecer, la insuficiente cantidad de apoyos en los laterales de las probetas facilita que en los bordes de la losa puedan surgir inestabilidades de la chapa, conllevando a acelerar el instante de fallo. Esto suele discrepar de las condiciones reales, donde las losas se hallan vinculadas lateralmente a sus secciones vecinas. (Stark, 1978)

La resistencia a cortante la constituyen tres componentes: la adherencia química, la fricción, y la interacción mecánica. Los efectos de la fricción resultan mayores sobre los apoyos debido a que allí también son mayores las fuerzas normales, no obstante, la fricción actúa a todo lo largo de la luz para chapas con perfiles de geometría reentrante [Veljkovic, 1994a, Schuurman y Stark, 1996]

Cuando no se conoce con precisión el valor del coeficiente de fricción, este puede ser asumido entre 0.5 y 0.6 [Kitoh y Sonoda, 1996; Bode y Dauwel, 1999]. La adherencia

química resulta extremadamente frágil y difícil de predecir, porque depende del proceso de curado del hormigón y de las condiciones superficiales de la chapa. Por su parte, la interacción mecánica ofrece resistencia al deslizamiento debido a los obstáculos en su curso, tales como las embuticiones de la chapa, las mallas de refuerzo de acero soldadas transversalmente a la placa (práctica no habitual debido al encarecimiento de los costos), los huecos practicados en la placa metálica y/o los conectores de cortante.

Luttrell y Prasannan (1984) reconsideraron la hipótesis de que en modo flexible la losa se comporta como una sección de hormigón armado con las fuerzas tensoras de la placa actuando sobre su centroide. Ellos argumentaron que la placa metálica presenta un comportamiento muy distinto al de las barras de acero embebidas en el hormigón, debido a que la placa interacciona solamente por una de sus superficies, quedando libre la otra cara.

Otros investigadores que han incursionado en el estudio del comportamiento de las probetas en el ensayo de flexión a escala natural de losas compuestas, han hecho las siguientes observaciones adicionales:

- Él fallo por flexión se produce en aquellas probetas cuyas luces de cortante resultan excesivamente largas, correspondiendo con bajos valores de fuerza cortante y plastificación de la placa metálica. Se corresponden con un comportamiento de tipo dúctil [Daniels, 1988; Daniels y Crisinel, 1988]

- Las probetas que fallan por cortante horizontal siguen siendo dúctiles cuando se incrementa la luz de cortante (Daniels y Crisinel,1988)

- Las áreas planas de la placa se deforman elásticamente bajo la acción del momento último. El fallo por aplastamiento del hormigón pudiera ocurrir debido a la presencia de embuticiones exageradamente profundas en las chapas (Daniels y Crisinel, 1988)

- Debido a que ciertas chapas australianas planas y sin embuticiones (Condeck y Bondeck) fallaron ante cargas muy inferiores a su capacidad plástica, quedó convincentemente demostrada la necesidad de las embuticiones o anclajes (Patrick y Bridge,1988)

- En el comportamiento de la losa, la localización de las cargas concentradas tuvo un efecto más significativo que la cantidad de cargas actuantes (Daniels y Crisinel,1993)

- De las propiedades de los materiales componentes, la tensión de fluencia del acero fue quien tuvo la mayor influencia en la resistencia de las losas compuestas (Daniels y Crisinel, 1993)

- El espesor o profundidad de la losa es directamente proporcional a la resistencia longitudinal a cortante (Tenhovuori y Lesuela, 1998)

Como vías alternativas o complementarias al ensayo de losas compuestas a escala natural, han sido desarrollados diversos modelos de ensayos a escala reducida, que se enfocan a la determinación de la magnitud del enlace a cortante, que es quien usualmente determina el modo de fallo. Varios investigadores han desarrollado sus propios modelos de ensayos, tal como se muestra en la Figura 1.3, sin embargo, en general todas la pruebas consisten en un bloque de hormigón fundido sobre una placa metálica, y la aplicación de cargas para separar por cortante el hormigón de la chapa.

Los ensayos para determinar la resistencia a cortante resultan particularmente provechosos para comparar entre diferentes formas o dispositivos empleados para asumir la interacción mecánica durante el desarrollo de un nuevo modelo de chapa. Daniels y Crisinel [Daniels 1988; Daniels y Crisinel 1988] analizaron la resistencia a cortante de numerosas chapas de distintos fabricantes empleando un ensayo de tracción o "pull-out". Se practicaron ensayos a probetas con chapas de geometrías reentrantes y de geometrías abiertas, así como con chapas lisas y con embuticiones. La presión aplicada en los laterales de las probetas fue controlada por deflexión o por magnitud de la fuerza indistintamente. Daniels recomendó futuros ensayos con fuerza controlada, y la magnitud de las fuerzas laterales debería corresponderse con el peso equivalente de, al menos, 10 cm. de espesor de losa de hormigón con el fin de simular las condiciones del ensayo a escala natural.



Figura 1.3 Modelos diversos a escala reducida de losas compuestas.

La aplicación de fuerzas laterales excesivas falsearía los resultados, pues daría como consecuencia una resistencia a cortante superior debido al incremento de la resistencia friccional.

A partir de los resultados de sus experimentos, Daniels (1988) arribó a la conclusión de que el comportamiento del gráfico de fuerza cortante vs desplazamiento resulta consistente para cada modelo del mismo tipo de producto y embuticiones. La forma del gráfico indica que el enlace químico es quien primero actúa, y posterior a su ruptura, la interacción mecánica debida a las embuticiones. Desarrolló ecuaciones para determinar las fuerzas de cortante en la interfase entre el hormigón y la placa metálica.

La medición de la resistencia del enlace químico resultó demasiado inconsistente, sin embargo fue razonablemente similar a las determinadas a partir de los ensayos a escala natural. Crisinel y Schumacher (1999; 2000) así como Daniels (1988) describieron el enlace mecánico que se manifiesta en los ensayos de tracción o "pullout" como razonable y conservativo, aún cuando las diferencias fueran significativas. Ellos estudiaron además los comportamientos frágiles y/o dúctiles de los especimenes ensayados. Las probetas que fallaron en forma dúctil mostraron una notable capacidad al post deslizamiento, mientras que las frágiles, aunque inicialmente tuvieron un deslizamiento considerable, no fueron capaces de sostener cargas adicionales. Este comportamiento se corresponde con resultados de los ensayos a probetas en escala natural.

Muchos investigadores han considerado el efecto de las embuticiones en la placa a través de ensayos que miden precisamente la resistencia a cortante. A continuación un resumen de los principales hallazgos de esta etapa:

- Mientras mayores sean las caras verticales de las embuticiones en contacto con el hormigón, más efectiva será la resistencia a cortante. Las caras que están perpendiculares al plano de deslizamiento son más efectivas que las caras inclinadas. (Jolly y Zubair, 1987) Las embuticiones en forma de V y las rectas se comportan de forma bastante similar (Makelainen y Sun, 1998).

- Las discontinuidades en la forma de las embuticiones (tales como cruces) causa el efecto negativo de incrementar la flexibilidad de la chapa, promoviendo un más fácil deslizamiento del hormigón sobre esta (Jolly y Zubair, 1987).

- Incrementar la frecuencia de las embuticiones a costa de reducir el tamaño de estas, no causa mejoramiento de la resistencia a cortante (Jolly y Zubair, 1987).

Muy efectivo resulta incrementar la profundidad de las embuticiones, no obstante, deberá tenerse especial cuidado contra el desgarrado que pudiera ocurrir durante el proceso de producción. La profundidad resulta uno de los factores de forma más influyentes. [Jolly y Zubair, 1987; Makelainen y Sun,1998; Crisinel y Schumaker, 2000]
La localización óptima de las embuticiones es en la mitad de la franja plana. Las

- La localización optima de las embuticiones es en la mitad de la franja plana. Las embuticiones en las esquinas de las zonas planas o en las alas resultan muy difíciles de construir y no son del todo eficientes. Las embuticiones en las alas sometidas a tracción tienden a ponerse planas bajo el efecto de las cargas, reduciendo así su efectividad. Por su parte, las embuticiones localizadas en las alas a compresión actúan como si fueran deformaciones iniciales, promoviendo así el efecto de pandeo [Jolly y Zubair, 1987; Makelainen y Sun, 1998]

- El espesor de la placa metálica es directamente proporcional a la resistencia a cortante [Jolly y Zubair, 1987;Makelainen y Sun, 1998].

- Los perfiles re-entrantes mejoran la capacidad estructural entre un 63 y un 88%, teniendo dependencia lineal del área de hormigón bajo la porción re-entrante. Sin embargo, chapas de este tipo pero carentes de embuticiones toman solo la mitad del esfuerzo cortante que serían capaz de asimilar las mismas chapas pero con embuticiones. (Wright y Essawy ,1996).

- El estudio de chapas planas con embuticiones mostró que el fallo ocurre por sobrecarga expresada en aplastamiento local del hormigón cuando la relación entre la altura de las embuticiones y su espaciamiento es menor que 0.10. Cuando esta relación es mayor que 0.19, la probeta falla por el plano de cortante del hormigón, plano que se extiende desde la parte más alta de una embutición hasta la próxima. (Kitoh y Sonoda,1996)

SDI compiló los resultados de varios proyectos de investigación y desarrolló un procedimiento de diseño de losas compuestas, basado fundamentalmente en las recomendaciones propuestas por Porter y Ekberg (1976). Dicho procedimiento de diseño fue verificado por investigadores de la Universidad de Lehigh, Instituto Tecnológico de Virginia y Universidad de Iowa. Cada uno de ellos corroboró que las

relaciones  $M_{test}/M_n$  se mantienen dentro del rango 1.01-1.31 (Heagler et. al, 1992).

Los procedimientos europeos de diseño de losas compuestas son similares a los adoptados por las normas de los Estados Unidos, pero incluyen un método adicional para la determinación de la capacidad límite por cortante longitudinal, el llamado Método de conexión parcial a cortante "Partial Shear Connection Method" (PSC) o el " $\tau$  – Method" (Stara, 1991). Este método tiene sus raíces en el método de interacción parcial empleado para vigas compuestas, y es aplicable solo a aquellas losas que muestren un fallo de tipo dúctil. En 1990 Patrick desarrolló las bases para este método empleando leyes constitutivas para determinar la distribución de tensiones a lo largo de la sección transversal (Patrick y Bridge, 1990). El método PSC está fundamentado en procesos mecánicos que permiten la inclusión de los efectos de anclaje tales como continuidad, fuerzas de fricción y conector es de cortante, como es descrito por numerosos investigadores [Bode y Dauwel, 1999; Bode y Sauerborn, 1992; Schuurman y Stark, 2000]. Este método permite además la cuantificación del incremento de resistencia debido al refuerzo de barras de acero adicionales [Stark, 1991; Bode y Sauerborn, 1992]

En investigaciones más recientes se han comprobado algunas deficiencias del método PSC. Su aplicabilidad está limitada solamente a aquellas losas que presenten un fallo de tipo dúctil; esto obliga a que las luces cortas deban ser especialmente comprobadas, debido a que las mismas tienden a presentar fallos frágiles. El valor experimental de la resistencia a cortante depende del grado de interacción para el cual se desarrolla dicha resistencia, y la misma es altamente dependiente de las condiciones de carga de las pruebas experimentales; por ello, la selección de la configuración de carga debe ser elegida muy cuidadosamente. (Veljkovic, 2000) En el Instituto Tecnológico de Virginia, Widjaja (1997) utilizó la teoría de interacción parcial de cortante para desarrollar dos métodos que excluyen la necesidad de ensayos a escala natural, empleando solamente los datos de fuerzas de cortante y deslizamientos obtenidos de los ensayos de cortante similares a los de Daniels. Él los llamó indistintamente "Método iterativo", y "Método directo". Widjaja transformó los resultados experimentales en resistencia a cortante distribuida a todo lo largo de la luz de la probeta a escala natural; aunque ignoró los efectos de concentración de fuerzas que se dan sobre los apoyos.

En el método iterativo se determinan las fuerzas en la losa a partir de considerar la localización de la sección crítica en los puntos donde surgen las primeras fisuras. Debido a que con este método se puede determinar la resistencia de la losa a través de su historial de carga, entonces, en lugar de un modelo plástico se describe un modelo elasto-plástico de distribución de tensiones en la cara de una sección transversal. Las tensiones en el hormigón se determinan a partir de su relación con el deslizamiento entre la placa metálica y el blogue de hormigón endurecido.

El anterior procedimiento difiere del método PSC de Patrick, donde se considera la resistencia remanente de la placa metálica en su estado no compuesto. Con el método directo se puede determinar la resistencia de la losa sólo al momento del fallo sumando los momentos debidos a las fuerzas transferidas por cortante entre la placa metálica y la losa de hormigón, y adicionándole a ello entonces la resistencia remanente de la placa metálica. La magnitud de la fuerza cortante que es transferida se determina con pruebas experimentales.

Calixto et al (1998) partiendo del método PSC desarrollaron una nueva ecuación de diseño que delimita la contribución de la fricción del aporte de la interacción mecánica. Aunque esta ecuación resulta ligeramente más compleja que las anteriores, describe de forma más fidedigna el comportamiento de los especimenes de ensayo. Como resultado, las tensiones de diseño que se obtienen con esta ecuación son más exactas y tienen bastante correspondencia con las obtenidas por el método m-k.

Schuurman y Stark (2000) desarrollaron un modelo de la distribución del cortante longitudinal que incluye el incremento de la fricción sobre los apoyos en lugar de considerar, como lo hacían los modelos anteriores, una fuerza cortante uniformemente distribuida a todo lo largo de la luz. En este modelo se analizan tres parámetros: cortante sobre los apoyos, cortante alejado de los apoyos, y la distancia sobre la cual actúa el incremento de cortante en los apoyos. Debido a las dificultades para determinar estos parámetros, este modelo aún no ha conducido al establecimiento de un nuevo método de diseño.

Veljkovic (1994a; 1994b; 1996; 2000) desarrolló una versión modificada del método de interacción parcial que es aplicable tanto a fallo frágil, como a fallo dúctil, y toma en consideración diferentes condiciones de carga usando para ello una "longitud de transferencia" en lugar de la luz de cortante. A partir de los resultados de tres pruebas experimentales para determinar la magnitud del enlace a cortante, resulta posible entonces caracterizar los parámetros que influyen en la resistencia a cortante. Con la prueba "push-out" se puede obtener el comportamiento de la interacción mecánica, y con la prueba de "pull-out" se puede determinar la magnitud de la reducción de la resistencia a cortante debida al aplastamiento de las embuticiones sometidas a fuerzas de tracción. Por su parte, el ensayo "friction", como su nombre lo sugiere, sirve para determinar el coeficiente de fricción. Finalmente, partiendo de los resultados de estos tres ensayos se construye una función de distribución, la cual describe la variación del comportamiento del enlace a cortante a lo largo de toda la luz.

# 2. PRÁCTICA E INFRAESTRUCTURA CONSTRUCTIVA PANAMEÑA EN ESTRUCTURAS COMPUESTAS

#### 2.1 Generalidades

La construcción compuesta, consiste en combinar dos materiales en una unidad estructural, aprovechando las características de cada uno de ellos, existiendo innumerables combinaciones: acero y hormigón, madera y hormigón, hormigón prefabricado y hormigón colocado en obra, madera y acero, entre otras.

En la actualidad se reporta el uso en el mundo de diversos sistemas constructivos que utilizan como elemento metálico principal vigas de alma llena o de celosías, conectadas con una losa de hormigón armado que puede apoyarse directamente en las vigas o unirse para trabajo conjunto a una lámina perfilada de acero mediante conectores que posee esta última, la cual sirve a su vez de encofrado permanente y como refuerzo de tracción total o parcial de la losa.

El sistema de losa y lámina puede unirse en los apoyos a la viga metálica mediante conectores para lograr también el trabajo conjunto a lo largo del eje de la viga. En este último caso se logra el trabajo conjunto hormigón-acero en los sistemas lámina-losa y viga-lámina-losa. Cuando se utilizan láminas perfiladas los plazos de ejecución se reducen sensiblemente y la lámina sirve de plataforma de trabajo y como refuerzo de tracción total o parcial y de encofrado permanente para la losa de hormigón, evitándose los trabajosos encofrados de madera; su ligereza facilita la manipulación y transportación y el propio perfil de la lámina puede usarse para conductores eléctricos, de comunicaciones o de otros tipos.

El empleo de vigas de celosías incrementa el aligeramiento de las estructuras, reforzando las ventajas que en ese sentido aporta el trabajo conjunto y por otra parte el hecho de tener el alma abierta facilita la colocación de todo tipo de instalaciones. A todo lo anterior debe añadirse que, para todas las tipologías descritas, el aligeramiento de las vigas y el menor peso total de la estructura permiten utilizar columnas de dimensiones menores y se disminuye el costo de la cimentación. Por otra parte, con vigas de menor peralto disminuyen la altura de cada piso y total del edificio, con el consecuente ahorro de recubrimientos exteriores y de instalaciones verticales.

#### 2.2 Panorámica internacional de la construcción compuesta

Internacionalmente son reconocidas las ventajas que proporciona el empleo de este tipo de estructuras, tales como, mayor capacidad de carga y mayor rigidez, reducción del peralte de las vigas y ahorro de acero. **[Easterling, 1993; Johnson y Yuan, 1998; Rambo, 2002; Lam et al, 2006]** 

Puede afirmarse que la experimentación ha desempeñado un importante rol en el desarrollo de los métodos de diseño de las estructuras compuestas y en particular de las conexiones. Existe una amplia gama de ensayos desarrollados para estudiar el comportamiento de los elementos compuestos y las conexiones para vigas y losas compuestas, entre los cuales pueden citarse: ensayos "push out", ensayos de vigas y ensayos de losas a escala completa. Igualmente, puede señalarse que la generalidad de las investigaciones experimentales desarrolladas internacionalmente han estado dirigidas a tecnologías constructivas de elevado costo con pocas opciones de aplicación en el contexto latinoamericano. [Chapman y Balakrishnan, 1964; Davis, 1967; Davis 1969; Jayas y Hosain, 1988; Easterling, 1993; Larrua, 1992; Oehlers,

# 1990; Lawson, 1992; Johnson y Yuan, 1998; Rambo, 2002; Abdullah, 2004; Lam et al, 2005]

Por otra parte, a finales del siglo XX, con el avance y desarrollo tecnológico en el campo de la informática, se han podido desarrollar herramientas computacionales que permiten simular de manera virtual los experimentos reales, basadas principalmente en el Método de Elementos Finitos (MEF). La complementación de la experimentación con la modelación numérica, es una tendencia actual de la investigación científica en esta rama del saber, lo que permite una mayor racionalidad en el estudio del comportamiento de las estructuras compuestas. Lo anterior conduce al desarrollo de la experimentación de cara a la utilización de sus resultados como base de datos para la calibración de modelos numéricos, lo que resulta un valor añadido a los aportes de la misma. . [Recarey, 1998; Abdullah, 2004; Broche, 2005;Lam et al, 2005; Ferrer, 2006]

Las indiscutibles ventajas que aporta la construcción compuesta, ampliamente difundida internacionalmente, se ven reflejadas en el entorno normativo internacional a través de la existencia de especificaciones técnicas nacionales o internacionales, como el relevante Eurocódigo 4, dedicado exclusivamente a esta importante tipología, que recientemente ha alcanzado la categoría de Norma Europea. **[Eurocode 4, 2003]**, entre otras importantes normativas internacionales.

#### 2.3 Panorámica general de la construcción en Panamá

La construcción de edificaciones en Panamá, desde inicios del siglo 20, cuando se construyó el canal de panama, se ha caracterizado por el uso del concreto reforzado. El crecimiento urbano de la ciudad de Panamá en las últimas cuatro décadas ha sido impresionante. Edificios para uso residencial de 12 pisos en 1970 hasta edificios entre 80 y 100 pisos en la actualidad, ha convertido la industria de la construcción en concreto reforzado en una de las más fuertes de Latinoamérica. A fines de la década de 1980 se introduce en Panamá el sistema de piso con losas planas postensadas. Este sistema de piso, permite la reducción de la altura entre pisos de 3.50m a 2.80, reduciendo la altura de edificios a razón de 0.70m promedio por piso, con el consecuente ahorro en los requisitos de estabilidad lateral de la estructura, y en los esfuerzos inducidos en las cimentaciones. Simultáneamente, la introducción de formaletas volantes, permitió la reducción de los tiempos de construcción de estructuras en un 40%, reduciendo así los costos financieros de los proyectos. Este desarrollo, y característica muy peculiar de la construcción en Panamá ha promovido a su vez el desarrollo de empresas constructoras cuya infraestructura, equipos, y la experiencia de mano de obra ha sido enfocada en su totalidad hacia el uso del concreto.

La construcción compuesta en Panamá es limitada. La cultura del concreto está muy arraigada, y existen muchos factores de orden económico, y de mercado que ofrecen una gran resistencia al uso de sistemas de construcción alternos. Las estructuras metálicas en todo este desarrollo han quedado relegadas a la construcción de naves industriales y estructuras livianas en general. De hecho, son muy escasos los ejemplos de aplicaciones de este sistema de construcción en edificios.

No obstante, el desarrollo de la industria del concreto en Panamá ha empezado a dar señales de fatiga, debido a la escasez de la materia prima, y a las fuertes restricciones ambiéntales impuestas a la extracción de materiales, acompañadas de una alta demanda de construcciones. Simultáneamente, el costo de la mano de obra es sustancial. Estos factores, han motivado a la búsqueda de otros sistemas de

construcción. Por ejemplo, en los dos últimos años se han desarrollado por lo menos dos proyectos importantes de edificios con estructuras metálicas y losas de piso con lámina colaborante, y actualmente se proyectan por lo menos dos edificios con más de 50 pisos de altura, con estructura metálica.

2.4 Diagnostico de la práctica constructiva e infraestructura panameña en construcción compuesta

# 2.4.1 Generalidades

Para acometer la caracterización de la práctica e infraestructura constructiva panameña en construcción compuesta, se realizó un proceso dirigido a la determinación de las esencialidades que distinguen al objeto de estudio, los sujetos involucrados y los contextos, lo que permite disponer de una imagen analítico-sintética de los mismos. El diagnóstico, como par necesario, ha estado dirigido a asegurar, desde una perspectiva integral, que la investigación experimental incida en el estado actual del objeto de estudio y contribuya a su desarrollo competitivo con referentes internacionales de avanzada.

Los principales métodos y técnicas empleados en el diagnóstico son:

a. Análisis documental de información científico-técnica pertinente sobre la práctica constructiva e infraestructura panameña en construcción compuesta.

b. Visitas a Empresas del sector: industria metalmecánica, empresas de proyectos, empresas constructoras y laboratorios de ensayo.

b. Entrevistas a expertos dirigidas a conocer otros aspectos de interés que no quedan recogidos en la documentación revisada o visitas realizadas. Se diseño una guía para la entrevista, como instrumento del diagnostico (ver Anexo A)

# 2.4.2 Infraestructura panameña

# 2.4.2.1 Industria metalmecánica

La industria metalmecánica en Panamá, se reduce básicamente a tres empresas: Industrias Correagua, Hopsa, y Metales, S.A. Estas empresas se concentran en la importación, elaboración y distribución de productos metálicos para la construcción. Las mismas tienen la capacidad instalada para producir láminas colaborantes de hasta 2" (50.8 mm) de altura, pre-fabricar y erigir estructuras metálicas. Asimismo tienen la flexibilidad para introducir cambios a las geometrías de láminas colaborantes. Estas empresas han confirmado su interés en colaborar con el proyecto, participando activamente de la concepción, y desarrollo del mismo en sus varias etapas. De hecho, el aporte de estas empresas en la definición de las configuraciones de los elementos a ensayar ha sido muy importante.

# 2.4.2.2 Empresas de proyectos

Existe una gran cantidad de empresas desarrolladoras de proyectos en Panamá, dedicadas al negocio de bienes raíces. Estas empresas se apoyan en las oficinas de diseño para el desarrollo de sus proyectos. Estas empresas han demostrado a través de los años una gran flexibilidad para ajustarse a los cambios que le impone el desarrollo de tecnología y del conocimiento.

Existe gran desconocimiento en las empresas desarrolladoras y en el medio profesional en general acerca de las bondades de la construcción compuesta. El

desarrollo experimental de la tecnología de sistemas compuestos, requiere además en forma simultánea de una amplia difusión y educación.

# 2.4. 2.3 Empresas constructoras

Las empresas constructoras en Panamá se dedican principalmente a la construcción de obras de concreto reforzado debido a los factores descritos previamente. Sin embargo, hay algunas empresas que tradicionalmente, han mantenido hegemonía en la fabricación y erección de estructuras metálicas. Por ejemplo, entre las más importantes se puede mencionar a Díaz y Guardia, Estructuras D-G, y Hopsa. Industrias Correagua, también ha incursionado en la erección de estructuras de acero en proyectos propios. Estas empresas tienen la capacidad de infraestructura, equipo y recurso humano para desarrollar proyectos con sistemas de construcción compuestos de acero y concreto.

# 2.4.2.4 Laboratorio de ensayos

En Panamá, se identifican varias empresas con laboratorio de ensayos. Entre los más conocidos se tiene a Tecnilab, Tecnipan, y Contecon Urbar. Sin embargo, sus infraestructuras de ensayos están orientadas primordialmente al control de calidad del concreto en los proyectos de construcción. Adicionalmente, la Autoridad del Canal de Panamá (ACP) tiene laboratorios para uso exclusivo del control de calidad de sus proyectos.

El Centro Experimental de Ingeniería, es la unidad de investigaciones de la Universidad Tecnológica de Panamá, dedicada a ensayos experimentales con fines de investigación. Este centro cuenta con laboratorios de ensayos de análisis industrial, materiales, metalurgia y estructuras, entre otros. Los equipos e instrumentos en estos laboratorios permiten llevar a cabo pruebas de carga monotónica a conexiones, elementos y sistemas estructurales. Se incluye un muro/piso de reacción con capacidad de carga vertical de 100 ton y carga lateral de 60 ton. Asimismo se cuenta con un actuador hidráulico para pruebas cíclicas con capacidad de 25 ton en compresión y 13 ton en tensión. De hecho, esta infraestructura de ensayos es reconocida como los laboratorios de referencia del estado.

# 2.4.3 Práctica constructiva panameña en construcción compuesta

2.4.3.1 Principales soluciones constructivas compuestas empleadas.

La construcción compuesta se ha aplicado muy poco en Panamá. No obstante, se pueden mencionar algunos proyectos importantes, construidos con este tipo de sistemas. Por ejemplo, las instalaciones del Terminal de Manzanillo en la ciudad de Colón, ha utilizado sistemas compuestos de acero y concreto en la construcción de mezanines para uso de oficinas, dentro de naves industriales. Asimismo, el proyecto Liquid Jungle lab, ubicado en Isla Canales de Tierra, provincia de Veraguas, ha utilizado construcción compuesta en edificios residenciales de tres a cinco pisos de altura. Sin embargo, los edificios más importantes construidos en los últimos dos años son los siguientes:

(a) Mirador del Golf

Este es un edificio de doce pisos para uso residencial, ubicado en calle Ira. Parque Lefevre, ciudad de Panamá. La estructura del proyecto consiste de un sistema de gravedad a base de losas de piso con láminas colaborantes, y pórticos de acero con columnas y vigas de alma llena y conexiones atornilladas. El sistema de resistencia lateral consiste de pórticos arriostrados lateralmente con puntales tipo "X" concéntricos.



(b) Parque Industrial Costa del Este

Este es un complejo de edificios con alturas máximas de nueve pisos para uso de oficinas, ubicado en Costa del Este, ciudad de Panamá. La estructura del proyecto consiste de un sistema de gravedad a base de losas de piso con láminas colaborantes, y pórticos de acero con columnas y vigas de alma llena y conexiones atornilladas. El sistema de resistencia lateral consiste de muros de cortante acoplados de concreto reforzado.

2.4.3.2 Láminas colaborantes utilizadas. Características.

Las láminas colaborantes más utilizadas en Panamá son conocidas como láminas correlosa o corpalosa. Estas láminas cumplen la función de formaleta, y a la vez, a través de marcas hundidas en su superficie, se incorporan a la sección estructural y actúan como el refuerzo positivo de la sección, a la vez que mejoran sus propiedades de rigidéz flexionante. Localmente, Industrias Correagua, y Metales, S.A. fabrican láminas colaborantes. Generalmente, se utilizan láminas de 2" (50.8 mm) de altura, con algunas variantes en el troquelado. Se producen láminas de Cal. 22, y Cal.20, siendo las láminas Cal.22 las más utilizadas.



En algunos proyectos se han importado láminas. Generalmente, cuando se desea utilizar láminas con mayor capacidad para lograr claros más largos se han importado láminas de 3" de alto (76.2 mm).



2.4.3.3 Tipos de conectores. Características generales

Para lograr acción compuesta en vigas de alma llena se han utilizado conectores de barras corrugadas en forma de "U" invertida. Estos conectores son soldados al ala de la viga de acero, perforando la lámina colaborante. Generalmente, se utilizan conectores de ½" $\phi$  (12.7 mm). Este tipo de conectores no ha tenido una fundamentación experimental científico-técnico que confirme su comportamiento. Habitualmente, el diseñador supone un comportamiento similar al de los conectores tipo perno, y utiliza expresiones aproximadas para su diseño.



También se han utilizados conectores de tipo "Canal", soldados al ala superior de la viga de acero, perforando la lámina colaborante. Para losas con espesor de 100mm se han utilizado "Canales" de 3" de altura (76.2mm). Tampoco existe suficiente fundamentación científico-técnica para el uso de este tipo de conectores.



El uso de conectores tipo "Perno" importados también han sido utilizados. Generalmente, se utilizan pernos de  $\frac{1}{2}$ " (12.7 mm), y se utilizan pistolas para su instalación. Con estas pistolas se perfora automáticamente la lámina, y se desarrolla la conexión del conector al ala de la viga de acero. Esta tecnología de colocación tiene el inconveniente del costo.



Finalmente, se ha confirmado que no se utilizan conectores tipo placa, u otros tipos de conectores de uso reciente en el mercado internacional.

# 2.4.4 Investigaciones precedentes en Panamá

La investigación de construcción compuesta en Panamá es muy limitada. Los pocos aportes se reducen a investigaciones informales, que buscan obtener respuesta muy específica. Generalmente, estas pruebas no están documentadas, y se han llevado a cabo por iniciativa de algunos profesores, con objetivos netamente de ilustración académica, con cantidad de muestras muy limitadas, sin representatividad estadística, y sin seguir un método científico.

El Centro Experimental de Ingeniería llevó a cabo investigaciones sobre la acción compuesta de las láminas colaborantes producidas por la empresa Industrias Correagua. Las pruebas consistieron en ensayos a flexión mediante la aplicación de

carga monotónica de muestras de losas. Los resultados son de uso exclusivo de la empresa, y el CEI mantiene un compromiso de confidencialidad con esta información.

# 2.4.5 Variantes viables de sistemas constructivos y productos para construcción compuesta.

Las variantes que se introducen en este proyecto de investigación buscan fundamentar experimentalmente, soluciones constructivas compuestas utilizando láminas de producción nacional, y conectores que puedan ser producidos e instalados utilizando métodos tradicionales locales sin necesidad de tecnología importada.

Se ha identificado la geometría y propiedades de la lámina colaborante típica producida y utilizada localmente para ser incorporada en las muestras a investigar. Asimismo, se investigarán los conectores tipo barras, de perfiles de acero, y de placa continua.

#### 3. DISEÑO DETALLADO DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL 3.1 GENERALIDADES

En base a los resultados de los tópicos precedentes, el programa experimental estará orientado a la caracterización experimental de soluciones compuestas viables en el contexto panameño con el empleo integrado de un conjunto de ensayos, a desarrollarse en etapas progresivas: conectores, vigas, losas y columnas - uniones, lo que conduce, paralelamente, al logro de aportaciones al conocimiento de alcance internacional relacionadas con el comportamiento y cálculo de conectores alternativos en presencia lámina colaborante.

Se aplican los métodos estadísticos para establecer el diseño teórico del experimento, para lo cual de procede a la determinación de los objetos que se someten a estudio, la determinación de las magnitudes variables mensurables, la modelación de cada tipo de ensayo, la selección, modificación o creación de las técnicas y medios de medición, el diseño de los documentos que permitirán registrar y organizar los resultados del experimento y la organización logística del experimento.

El conjunto de ensayos se concibe de manera coherente, tanto en las pruebas de igual tipo como en la integración del conjunto de pruebas, a saber: ensayos de conectores (estáticos y bajo carga repetida), ensayos de vigas (estáticos y bajo carga repetida), ensayos de losas compuestas y de columnas - uniones.

# 3.2 ENSAYO DE CONECTORES

# 3.2.1 GENERALIDADES Y ALCANCE

El ensayo tiene como objetivo evaluar el comportamiento de tres tipos de conectores: asas verticales elaboradas a partir de barras corrugadas de acero (Tipo B), canales laminadas en caliente (Tipo C) y placa continua (Tipo P), en presencia de lámina colaborante perpendicular al eje de las vigas o en losas sólidas de concreto normal.

Adicionalmente se contempla la aplicación de carga monotónica y de carga repetida, lo que condiciona el empleo de dos diferentes dispositivos de ensayo.

La concepción general del diseño del experimento, contempla para los ensayos estáticos de especimenes con lámina colaborante, tres matrices independientes, una para cada tipo de conector, del tipo factorial 2<sup>2</sup> (dos factores con dos niveles), con dos replicas. Los factores y niveles considerados se muestran en la Tabla 3.1

	-			
Tipo de	Variables	Denominación	Nivel máximo	Nivel mínimo (-
conector			(+1)	1)
В	Posición	X1	Fuerte	Débil
	Separación entre	X2	150 mm	50 mm
	barras (mm)			
С	Espesor del alma	X1	9 mm	4,31 mm
	(mm)			
	Ancho (mm)	X2	150 mm	50 mm
Р	Espesor (mm)	X1	12, 7 mm	6,35 mm
	Geometría lateral	X2	GL1	GL2

# Tabla 3.1 Variables y niveles

Lo anterior se complementa con el ensayo de especimenes con losa sólida bajo carga estática (2 para los conectores tipos B y C y 4 para los conectores tipo P) y con especimenes ensayados bajo carga cíclica (dos con lámina colaborante y dos con losa sólida). Igualmente, se contempla contar con tres especimenes preliminares para la puesta a punto de los dispositivos y procedimientos de ensayo.

La Tabla 3.2 resume la cantidad de especimenes descritos anteriormente.

Tabla 3.2 Cantidades	de especimenes	según tipo	de conector,	presencia	de
lámina y tipo de carga.					

Tipo de conector	Tipo de espécimen	Tipo de carga	Cantidad
В	Con lámina	Estática	8
		Cíclica	2
	Losa sólida	Estática	2
		Cíclica	2
С	Con lámina	Estática	8
		Cíclica	2
	Losa sólida	Estática	2
		Cíclica	2
Р	Con lámina	Estática	8
		Cíclica	2
	Losa sólida	Estática	4
		Cíclica	2
Especimenes	Con lámina (P)	Estática	1
preliminares	Losa sólida (P)	Cíclica	1
	Con lámina (P)	Cíclica	1

# **3.2.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS ESPECIMENES.**

Para satisfacer la concepción del ensayo arriba mencionada se diseñan los especimenes, tomando en cuenta el Anexo B de Eurocódigo 4 (Anexo B, EN 1994-1-1 : 2004, cada uno de ellos conformados por un elemento de acero de un perfil W 8 x 40, con altura de 650 mm para losa sólida y de 995 mm para losa con lámina y dos elementos de concreto simétricos con o sin lámina, según corresponda, con dimensiones de 650 x 600 x 150 mm para losa sólida y de 945 x 600 x 100 mm para losa con lámina. La pieza de acero y los elementos de concreto se conectan por medio de un conector a cada lado de la pieza de acero para losa sólida y de dos conectores a cada lado de la pieza de acero para losa con lámina ( uno en cada valle de la misma). Se emplean láminas Correlosa con altura de la nervadura de 2" (50,8 mm) y calibre 22. En todos los especimenes se utilizará hormigón de 280 kg/cm2 de resistencia a la compresión

# 3.2.2.1 CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DE LOS ESPECIMENES. CONECTOR TIPO B

Denominación	X1	X2
del	Posición	Separación
espécimen		(mm)
BL- CE - 1	Débil	50 mm
BL- CE - 2	Fuerte	50 mm
BL- CE - 3	Débil	150 mm
BL- CE - 4	Fuerte	150 mm
BL- CE - 5	Débil	50 mm
BL- CE - 6	Fuerte	50 mm
BL- CE - 7	Débil	150 mm
BL- CE - 8	Fuerte	150 mm
BS- CE - 9	-	50 mm
BS- CE -10	-	50 mm
BL- CC - 11	Fuerte	50 mm
BL- CC - 12	Fuerte	50 mm
BS- CC -13	-	50 mm
BS- CC - 14	-	50 mm

# Tabla 3.3 Características especificas de los especimenes. Conector Tipo B

B: conector tipo barra L: Lámina; S: Sin lámina; CE: Carga estática CC: carga cíclica

#### Notas :

- 1. En losa sólida (especimenes 9,10, 13 y 14 no procede el concepto de posición fuerte o débil, que es concerniente a conectores en presencia de lámina)
- 2. Se selecciona preliminarmente la posición fuerte para los ensayos cíclicos.

# 3.2.2.2 CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DE LOS ESPECIMENES. CONECTOR TIPO C

Tabla 3.4 Características	s específicas	de los especimenes.	Conector	Tipo	С
---------------------------	---------------	---------------------	----------	------	---

Denominación	X1	X2
del	Espesor del	Ancho del
espécimen	alma (mm)	conector
		(mm)
CL- CE - 1	4,31 mm	50 mm
CL- CE - 2	9 mm	50 mm
CL- CE - 3	4,31 mm	150 mm
CL- CE - 4	9 mm	150 mm
CL- CE - 5	4,31 mm	50 mm
CL- CE - 6	9 mm	50 mm
CL- CE - 7	4,31 mm	150 mm
CL- CE - 8	9 mm	150 mm
CS- CE - 9	4,31 mm	50 mm
CS- CE -10	4,31 mm	50 mm
CL- CC - 11	4,31 mm	50 mm
CL- CC - 12	4,31 mm	50 mm
CS- CC -13	4,31 mm	50 mm
CS- CC - 14	4,31 mm	50 mm

canal L: Lámina;

C: conector tipo S: Sin lámina; CE: Carga estática CC: carga cíclica

# 3.2.2.3 CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DE LOS ESPECIMENES. CONECTOR TIPO P

Denominación del	X1 Espesor de	X2
espécimen	la placa (mm)	
PL- CE – 1	6,35	GL2
PL- CE - 2	12, 7	GL2
PL- CE - 3	6,35	GL1
PL- CE - 4	12, 7	GL1
PL- CE - 5	6,35	GL2
PL- CE - 6	12, 7	GL2
PL- CE - 7	6,35	GL1
PL- CE - 8	12, 7	GL1
PS- CE - 9	6,35	GL2
PS- CE -10	6,35	GL2
PL- CC - 11	6,35	GL2
PL- CC - 12	6,35	GL2
PS- CC -13	6,35	GL2
PS- CC - 14	6,35	GL2

Tabla 3.5 Caracte	erísticas específicas	s de los especimene	s. Conector Tipo F
-------------------	-----------------------	---------------------	--------------------

P: conector tipo placa L: Lámina; S: Sin lámina; CE: Carga estática CC: carga cíclica

# 3.2.3 CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECIMENES

Los conectores Tipo B deben ser soldados a través de la lámina, mientras que el caso de los especimenes con conectores Tipo C y P deben soldarse sobre las piezas de acero, para lo que será necesario realizar un corte en la lámina. Debe colocarse la armadura de refuerzo y cada losa debe colarse en posición horizontal, en días consecutivos, controlándose por separado la calidad de ambas losas. En las piezas sin lámina debe evitarse la adherencia en la interfaz entre el ala de la viga metálica y el concreto, untando grasa o por otro medio apropiado. Deben ser tomados los cilindros de concreto necesarios y curar al aire junto a los especimenes hasta el momento del ensayo. Debe preverse la colocación de la instrumentación correspondiente, según se detalla en 3.2.4

# 3.2.4 INSTRUMENTACIÓN

Todos los especimenes deben ser instrumentados de manera similar, garantizándose mediciones de la carga aplicada, deslizamientos relativos y evolución del agrietamiento. El deslizamiento relativo entre las alas del perfil y la losa de hormigón será medido a través de LVDT que se colocarán simétricamente, fijados a la parte central superior de las alas del perfil y su extremo topará con el punto central superior de las piezas de hormigón con o sin lámina, según corresponda.

Medición	Instrumentació n	Denominación	Cantidad por espécime n	Observaciones
Deslizamiento relativo	LVDT	D1 D2	1	Los LVDT se colocarán simétricamente, fijados a la parte central superior de las alas del perfil y su extremo topará con el punto central superior de las piezas de hormigón armado

La Tabla 3.6 resume las mediciones a realizar y los detalles de la instrumentación. **Tabla 3.6 Resumen de instrumentación.** 

# **3. 2.5 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO.**

# 3.2.5.1 MATERIALES

Deben determinarse las características de todos los materiales que integran las piezas compuestas:

- ✓ Modulo de deformación y resistencia a la compresión del concreto.
- ✓ Determinación experimental de la curva de comportamiento de los aceros del perfil, lámina y conectores.

# 3.2.5.2 ESPECIMENES

a) Bajo carga estática

Según procedimiento de EC-4, debe aplicarse la carga en intervalos hasta alcanzar el 40 % de la carga de rotura esperada y después deben aplicarse 25 ciclos con una carga que varíe entre el 5% y el 40 %. Los incrementos de carga siguientes deben aplicarse de tal manera que la rotura no ocurra antes de 15 minutos. El deslizamiento debe ser medido hasta que la carga baje un 20 % de la carga máxima.

b) Bajo cargas repetidas

El espécimen se someterá a una carga cíclica predeterminada con el propósito de estudiar el comportamiento carga-deslizamiento de los especimenes bajo este tipo de carga, para lo cual se establecen los rangos de valores de la carga. En cada nivel de carga se realizan 30 ciclos de repetición, después de lo cual se pasa al escalón de carga siguiente.

#### 3.3 ENSAYOS DE VIGAS. 3.3.1 GENERALIDADES Y ALCANCE.

El ensayo tiene como objetivo evaluar el comportamiento de vigas compuestas, bajo cargas estáticas y repetidas, que empleen los conectores evaluados en los ensayos de conectores.

A tales efectos se diseñan 6 vigas de igual longitud y dimensiones, dos para cada tipo de conector, con lámina con nervaduras perpendiculares al eje de la viga. En cada pareja de vigas la diferencia esta dada por el tipo de carga a aplicar, monotónica o repetida, en ambos casos aplicadas en el centro de la luz.

# 3.3.2 CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS VIGAS

Cada viga esta integrada por un perfil W 8 x 40 y una losa compuesta de 100 mm espesor total y un ancho de 600 mm, igual que los especimenes con lámina en el ensayo de conectores, con una longitud de 5 m. La sección de acero y la losa compuesta se conectan por medio de los conectores correspondientes. Se emplean Se emplean láminas Correlosa con altura de la nervadura de 2" (50,8 mm) y calibre 22. En todos los especimenes se utilizará hormigón de 280 kg/cm2 de resistencia a la compresión. La Tabla 3.5 resume las características generales de los especimenes.

Denominación	Tipo conector	de	Tipo de carga
VB-1	В		Monotónica
VB-2	В		Cíclica
VC-3	С		Monotónica
VC-4	С		Cíclica
VP-5	Р		Monotónica
VP-6	Р		Cíclica

C: conector tipo canal; B: conector tipo barra ; P: conector tipo placa CE: Carga estática CC: carga cíclica

# 3.3.3 CONSTRUCCION DE LOS ESPECIMENES

Primeramente, las vigas deben ser colocadas en sus apoyos, Posteriormente debe colocarse la armadura de refuerzo. Debe apuntalarse debidamente la lámina a lo largo de la longitud de la viga. Deben ser colocadas columnas de bloques de concreto en las esquinas de la losa durante el colado y el desarrollo de los ensayos. Deben ser tomados los cilindros de concreto necesarios y curar de manera similar a los mismos junto a las losas hasta el momento del ensayo. Debe preverse la colocación de la instrumentación correspondiente, según se detalla en 3.3.4

# 3.3.4 INSTRUMENTACION

Todas las vigas deben ser instrumentadas de manera similar, garantizándose las siguientes mediciones:

- carga aplicada
- reacciones de apoyo
- deflexiones
- deformaciones en el perfil de acero
- deslizamientos relativos perfil-lamina

a) Carga aplicada y reacciones de apoyo.

- Se asegurará el control en la aplicación de las cargas a través de celdas de cargas en el punto de aplicación y en loa apoyos.

b) Deflexiones.

- Las mediciones de deflexiones se realizarán con LVDT.

- Las deflexiones deben ser monitoreadas en el centro y en uno de los cuartos de la luz.

c) Deformaciones en el perfil de acero.

- Las deformaciones en el perfil metálico se medirán con "strain gauges" postfluencia del tipo YEFLA-5.

- El monitoreo será realizado en la sección central y a ¼ de la luz, colocados de forma simétrica, dos en la parte superior y a ambos lados del alma ( a 25 mm de la parte superior del ala) y dos en la parte inferior y a ambos lados del alma ( a 25 mm de la parte inferior del ala)

d) Deslizamientos relativos.

- Los deslizamientos relativos deben ser medidos con LVDT.
- Serán monitoreadas la sección central, una sección cercana a posiciones de los conectores en el cuarto de la luz y en ambos extremos.

- Los LVDT, deben ser fijados al patín superior y realizar lecturas contra piezas fijadas a la lámina.

La Tabla 3.6 resume las mediciones a realizar y los detalles de la instrumentación.

# TABLA 3.6 RESUMEN DE INSTRUMENTACIÓN.

Medición	Instrumentación	Denom	ninación	Cantidad por cada	Cantidad por viga	
		½ L	¼ L	Extremos	sección	
Deflexiones verticales	LVDT	DV1	DV2	-	1	2
Deformaciones en el perfil de acero	Strain gauge (YEFLA- 5 , postfluencia)	SP1 SP2 SP3 SP4	SP5 SP6 SP7 SP8	-	4	8
Deslizamientos relativos perfil- lamina	LVDT	DPL1	DPL2	DPL3 DPL4	1	4

# 3.3.5 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

# 3.3.5.1 MATERIALES

Deben determinarse las características de todos los materiales que integran la vigas compuestas:

- Modulo de deformación y resistencia a la compresión del concreto.

- Determinación experimental de la curva de comportamiento de los aceros del perfil, lámina y conectores. En el caso del perfil se deben preparar probetas del alma y de las alas.

# 3.3.5.2 VIGAS COMPUESTAS

a) Para los especimenes bajo carga monotónica:

- La prueba será controlada por carga hasta el 50 % de la capacidad estimada, con una velocidad de aplicación de 1 kN/s, midiendo todos los datos en intervalos de 0,1 kN. Observar y medir grietas.

- Luego pasar al control por deflexión, con una velocidad de control del desplazamiento de 0,03 mm/s. Observar y medir grietas.

b) Para los especimenes bajo cargas repetidas:

Cada viga se someterá a una carga cíclica predeterminada con el propósito de evaluar la influencia de la carga repetida en el incremento del deslizamiento, las deformaciones en las secciones y las deflexiones, para lo cual se establecen los escalones la carga, para cada uno de los cuales se realizan 10 ciclos de repetición.

# 3.4 ENSAYO DE LOSAS COMPUESTAS

#### 3.4.1 GENERALIDADES Y ALCANCE

El ensayo tiene como objetivo evaluar el comportamiento de losas compuestas para diferentes patrones de embosamientos y caracterizar las principales propiedades de las losas compuestas de cara a los métodos de diseño. La investigación será conducida en tres fases. La primera que consiste en fundamentar tres nuevas configuraciones eficientes de embuticiones aplicadas a la Lamina CORRELOSA con altura de la nervadura de 2" (50,8 mm) y calibre 22 (espesor de 0.75 mm) y el desarrollo de los prototipos correspondientes en la cita Empresa.

La segunda fase estará dirigida a la realización de ensayos de tracción o pull-out a probetas en escala reducida con el fin de evaluar el comportamiento carga - deslizamiento de 4 tipos de patrones de embutición, incluido el que actualmente se comercializa y los 3 nuevos prototipos. Los ensayos pull- out consisten en aplicar una fuerza de tracción a una losa compuesta con lámina de acero conformado en frío, y tiene el propósito de conocer el comportamiento de la losa, especialmente en la interacción lámina - hormigón. Adicionalmente se programa la realización de un ensayo preliminar del tipo pull out para ajustar el procedimiento de ensayo.

En la segunda fase, por medio del ensayo a flexión en escala natural se determinarán los parámetros de diseño para una configuración eficiente seleccionada, a partir de los resultados de los ensayos pull out.

No se considera necesario realizar ensayos preliminares en flexión dada la existencia de experiencias previas en la UTP.

La Tabla 3.7 resume la cantidad de especimenes para el enfoque de trabajo descrito anteriormente.

Tipo de ensayo	Tipo de espéci	men	Cantidad
Pull out	PE1 *	3	
	PE2	3	
	PE3	3	
	PE4	3	
Flexión en escala	Configuración	Luz corta	3
naturai	seleccionada	Luz larga	3
Especimenes preliminar	Pull out		1

#### Tabla 3.7 Cantidades de especimenes

\* Patrón de embutición actual

# 3.4.2 ENSAYOS PULL OUT

# 3.4.2.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS ESPECIMENES.

Para satisfacer la concepción del ensayo arriba mencionada se diseñan los especimenes en los que se utilizará hormigón de 280 kg/cm2 de resistencia a la compresión.

# 3.4.2.2 CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DE LOS ESPECIMENES.

La Tabla 3.8 muestra la denominación y características específicas de los especimenes

Denominación	Tipo	de
del	patrón	de
espécimen	embutició	'n
PE1- 1		
PE1-2	PE1	
PE1-3		
PE2- 4		
PE2- 5	PE2	
PE2- 6		
PE3- 7		
PE3- 8	PE3	
PE3- 9		
PE4- 10		
PE4- 11	PE4	
PE4- 12		
PE1 - 13 *	PE1	

Tabla 2 Q	Caractorísticas	acnosificas	do los	ocnocimonoc
I abla S.O	Caracteristicas	especificas	ue 105 (	especimenes.

PE: patrón de embuticiones \* especimen preliminar

# 3.4.2.3 CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECIMENES.

La probeta para el ensayo pull- out consiste en dos nervios de la losa compuesta encarados por la parte de la lámina. Una plancha de acero sirve como elemento de enlace y de rigidización, donde se aplica la carga exterior de la tracción superior.

Embebidas en el hormigón se disponen unas barras roscadas de acero que se usan como elementos de transmisión y reparto de la carga correspondiente a la tracción inferior.

# 3.4.2.4 INSTRUMENTACIÓN.

- Todos los especimenes deben ser instrumentados de manera similar, garantizándose mediciones de la carga aplicada y deslizamientos relativos.

- El deslizamiento relativo entre las alas del perfil y la losa de hormigón será medido a través de LVDT que se colocarán simétricamente, fijados a la parte central superior de las alas del perfil y su extremo topará con el punto central superior de las piezas de hormigón con o sin lámina, según corresponda

Medición	Instrumentació n	Denominación	Cantidad por espécime n	Observaciones	
Deslizamiento relativo	LVDT	D1 D2	1 1	Los LVDT colocarán simétricamente	se

Tabla 3.9 Resumen de instrumentación.

# 3. 4.2.5 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO.

# 3.4.2.5.1 MATERIALES

Deben determinarse las características de todos los materiales que integran las piezas compuestas:

- Modulo de deformación y resistencia a la compresión del concreto.
- Determinación experimental de la curva de comportamiento de la lámina metálica.

# 3.4.2.5.2 ESPECIMENES

El control de avance del ensayo se realiza por desplazamiento, mediante el captador interno de la máquina de tracción- comprensión. El ensayo se realiza en tres fases:

- Medida de la *fuerza de máxima adherencia inicial* **Fu,1** donde se produce el primer deslizamiento. La fuerza cae bruscamente. La velocidad de avance es de 0,2mm/min hasta un desplazamiento absoluto de 2,5mm.
- Medida de la *fuerza de máxima resistencia* del ensayo *Fu,2*. En este tramo la velocidad de avance es de 0,4mm/min hasta un desplazamiento absoluto total de 10mm.
- 3) En el último tramo la fuerza decae gradualmente. La velocidad de avance se establece en 0,67mm/min hasta un desplazamiento absoluto final de 20mm.

La adquisición de datos se efectúa por incremento de tiempo, cada 0,1s en la primera fase y cada 0,5s en las fases 2<sup>a</sup> y 3<sup>a</sup>.

# 3.4.3 ENSAYOS A FLEXION EN ESCALA NATURAL

# 3.4.3.1 CARACTERISTICAS GENERALES DE LAS LOSAS

Se diseñan 6 losas compuestas, 3 con luz corta de m y 3 con luz larga de m.

La Tabla 3.10 presenta las características generales de las losas compuestas.

Denominación	Patrón de embosamientos	e Luz
LC- 1 LC - 2		corta
LC - 3	UNICO ( SEIECCIONADO según las fases 1 y	)
LL- 4		, ,
LL - 5	2)	larga

# Tabla 3.10 Características generales de los especimenes

LC: luz corta LL: Luz larga

LL - 6

Para satisfacer la concepción del ensayo arriba mencionada, se diseñan los especimenes, cada uno de ellos conformado por una lámina metálica colaborante, sobre la que fundirá una losa de concreto reforzado con espesor de 5 cm medido a partir de greca superior de la lámina metálica. El refuerzo de acero consistirá en una malla que cumpla las cuantías mínimas recomendadas para retracción y temperatura.

# 3.4.3.2. CONSTRUCCION DE LOS ESPECIMENES

Se coloca el refuerzo de acero por retracción y temperatura y las canales de contención que conformarán el encofrado.

Finalmente se funde la losa de concreto y se registran las dimensiones de los especimenes, así como se toman muestras del concreto para ensayarlas a compresión.

#### 3.4.3.3 INSTRUMENTACION

Todos los especimenes deberán ser instrumentados de manera similar, garantizándose mediciones de la carga aplicada, flecha por flexión, deslizamiento relativo y deformaciones en la lámina de acero, con los instrumentos y las disposiciones siguientes:

- Las deflexiones serán medida en todos los especimenes, en dos puntos aislados de las grecas inferiores de la lámina, en el centro de la luz.

- El deslizamiento relativo transversal será medido en dos puntos simetricos a ¼ de la luz y en ambos extremos

- Las deformaciones en el perfil metálico se medirán con strain gauges postfluencia del tipo YEFLA-5. El monitoreo será realizado en la sección central y a ¼ de la luz, colocados de forma simétrica, en 4 puntos seleccionados de la parte inferior de la lámina.

La Tabla 3.11 resume las mediciones a realizar y los detalles de la instrumentación	۱.
Tabla 3.11 Resumen de instrumentación	

Medición Instrumentaci		Denominación			Cantidad por cada	Cantidad por losa
		½ L	¼ L	Extremos	sección	
Deflexiones	LVDT	DL1 DL2	-	-	2	2
Deformaciones en la lámina de acero	Strain gauge (YEFLA- 5 , postfluencia)	SP1 SP2 SP3 SP4	SP5 SP6 SP7 SP8	-	4	8
Deslizamientos relativos perfil- lamina	LVDT	-	DLH1 DLH2	DLH3 DLH4	<ul> <li>Dos en</li> <li>L/4</li> <li>Uno en</li> <li>cada</li> <li>sección</li> <li>extrema</li> </ul>	4

# 3.4.3.4 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

# 3.4.3.4.1 MATERIALES

Deben determinarse las características de todos los materiales que integran la vigas compuestas:

- Modulo de deformación y resistencia a la compresión del concreto.

- Determinación experimental de la curva de comportamiento de la lámina metálica colaborante.

# 3.4.3.4.2 ENSAYO A FLEXIÓN EN ESCALA NATURAL

El procedimiento estará basado en EC-4 (Annex B, B.3, En 1994-1-1:2004). En todos los casos la carga se aplica de forma concentrada en los puntos cuartos de la luz de las losas simplemente apoyadas. Uno de los tres especimenes de cada grupo debe ser sometido a carga estática para determinar el nivel de la carga cíclica a aplicar a los dos restantes, luego de lo cual, en estos dos especimenes, se continua el ensayo estático hasta la rotura.

# 3.5 ENSAYOS DE COLUMNAS

# 3.5.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS ESPECIMENES.

Se diseñan los especimenes para evaluar la efectividad del empleo de los conectores estudiados en columnas compuestas conformadas por perfiles de sección I semi - ahogados en concreto, en los que se utilizará hormigón de 280 kg/cm2 de resistencia a la compresión. Se ensayarán un total de 8 columnas cortas de 1 m de altura, 2 con cada tipo de conector y 2 sin conexión. A cada pareja de especimenes de iguales características, se realizarán un ensayo estático y uno bajo carga cíclica.

# 3.5.2 CARACTERÍSTICAS ESPECÍFICAS DE LOS ESPECIMENES.

La Tabla 3.12 muestra la denominación y características específicas de los especimenes

Denominación	Tipo	de	Tipo	de
del	conector		carga	
espécimen				
S - CE - 1			Estática	
S - CC- 2	-		Cíclica	
B - CE - 3	D		Estática	
B - CC- 4	D		Cíclica	
C – CE - 5	C		Estática	
C - CC- 6			Cíclica	
P - CE - 7	р		Estática	
P - CC- 8	Р		Cíclica	

# Tabla 3.12 Características especificas de los especimenes.

# 3.5.3 CONSTRUCCIÓN DE LOS ESPECIMENES.

La probeta consiste en un perfil de acero semi-embebidos en concreto con cuatro conectores del tipo correspondientes soldados al alma del perfil de acero, dos a cada lado en dos niveles coincidentes con los tercios de la altura.

# 3.5.4 INSTRUMENTACIÓN.

- Todos los especimenes deben ser instrumentados de manera similar, garantizándose mediciones de la carga aplicada y deslizamientos relativos.

- El deslizamiento relativo entre las alas del perfil y el hormigón adyacente será medido a través de LVDT que se colocarán simétricamente, en los lugares de emplazamiento de los conectores.

Tabla 3.13 Resumen de i	instrumentación.
-------------------------	------------------

Medición	Instrumentación	Denominación		Cantidad	Observaciones	
		Nivel superior	Nivel inferior	por espécimen		
Deslizamiento relativo	LVDT	D1 D2	D3 D4	4	Los LVDT colocarán simétricamente	se

# 3.5.5 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO.

# 3.5.5.1 MATERIALES

Deben determinarse las características de todos los materiales que integran las piezas compuestas:

- Modulo de deformación y resistencia a la compresión del concreto.

- Determinación experimental de la curva de comportamiento del acero del perfil.

# 3.5.5.2 ESPECIMENES

a) Bajo carga estática

Debe aplicarse la carga con el propósito de evaluar el comportamiento cargadeslizamiento de las conexiones.

b) Bajo cargas repetidas

El espécimen se someterá a una carga cíclica predeterminada con el propósito de estudiar el comportamiento carga-deslizamiento de los especimenes bajo este tipo de carga, para lo cual se establecen los rangos de valores de la carga. En cada nivel de carga se realizan 30 ciclos de repetición, después de lo cual se pasa al escalón de carga siguiente. BIBLIOGRAFIA

ABDULLAH R. 2004. Experimental evaluation and analytical modelling of shear bond in composite slab. Tesis de Doctorado. PhD. Thesis University of Blacksburg, Virginia, EE.UU. 208 p.

ALLEN, D. E. 1991. Limit states criteria for structural evaluation of existing buildings. Canadian Journal of Civil Engineering. 18: p. 995 – 1004.

ALMEIDA DÍAZ, A.B. 1997. Contribución a la simulación de procesos discretos y continuos en estado estacionario. Referat de tesis doctoral. Universidad Central de Las Villas. Fac. de Ing. Industrial y Economía. 32 p.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). 1999. Load and resistance factor design specification for structural steel building, Chicago.

ASCE.1974. Report of ASCE Task Committee on Composite Construction. Composite Steel.-concrete construction, Journal of the Structural Division, 100 (ST5), p. 1085-1122.

BAKHT B. 1996. Revisiting arching in deck slabs, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 23, No.4, p. 973-981.

BECKER D. E. 1996. Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium: Limit States Design for Foundations. Part I. An overview of the foundation design process. Canadian Geotechnical Journal (33), p. 956 – 983.

BODE, H. Y DAUWEL, T. 1999. Steel-Concrete Composite Slabs. Design Based on Partial Connection,. Steel and Composite Structures International Conference Proceedings, Deft, Holanda, p. 2.1-2.10.

BODE, H. Y SAUERBORN, I. 1992. Modern Design Concept for Composite Slabs with Ductile Behaviour,. Proceedings of an Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete II, ASCE, p. 125-141.

BONILLA J. 2007. Estudio preliminar del comportamiento de conectores en estructuras compuestas mediante simulación numérica, Tesis de Maestría, UCLV, Santa Clara, 96 p.

BONILLA J., LARRUA R., MIRAMBELL E. Y RECAREY C. 2007a. Aplicación de la simulación numérica al estudio del comportamiento de conectadores tipo perno en estructuras mixtas de hormigón y acero, Revista Ingeniería Civil, CEDEX, Madrid, España.

BONILLA J., LARRUA R., MIRAMBELL E. Y RECAREY C. 2007b. Estudio de la influencia de la resistencia del hormigón en el comportamiento de conectadores a través de simulación numérica y experimentación. Revista Ingeniería Civil, CEDEX, Madrid, España.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. 1990. The Structural Use of Steel in Buildings, BSI, Milton Keynes, Part 3, Section 3.1, BS5950.

BROCHE, J. L. 2005. Conceptualización del comportamiento estructural de las cimentaciones superficiales aisladas desde una óptica integral, aplicando técnicas de modelación numérica. Tesis de Doctorado, UCLV, 141 p.

BUTTRY, K. E. 1965. Behaviour of Stud Shear Connector in Lightweight and Normal-Weight Concrete. MSc. Thesis, University of Missouri, Columbia, EE. UU.

CALIXTO, J. M., LAVALL, A. C., MELO, C. B., PIMENTA, R. J., Y MONTEIRO, R. C. 1998. Behaviour and Strength of Composite Slabs with Ribbed Decking, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier Science Ltd, Vol. 46, No. 1-3, Publicación No. 110.

CANADIAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. 1994. CAN /CSA-S16.1-94. Limit state design of steel structures, Canada.

CANADIAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. 1994. Commentary on CAN / CSA –S16.1-94.

CANADIAN SHEET STEEL BUILDING INSTITUTE .1996. Standard for Composite Steel Deck, CSSBI 12M-96, Canadá.

CANADIAN SHEET STEEL BUILDING INSTITUTE. 2002. Criteria for the Design of Composite Slabs, CSSBI S3-2002, Canadá.

CANADIAN SHEET STEEL BUILDING INSTITUTE. 2002. Criteria for the Testing of Composite Slabs, CSSBI S2-2002, Canadá.

CARLIN G.P.;M.S. MIRZA. 1996. Replacement of reinforced concrete deck of Champlain Bridge, Montreal, by orthotropic steel deck, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.23, No. 6, p. 1341-1349.

CHAPMAN, J. C. Y BALAKRISHNAN, S. 1964. Experiments on Composite Beams. Journal of Structural Engineer, 42(11). p. 369-383.

CHINN, J. 1965. Push-Out Test on Lightweight Composite Slabs. Engineering Journal, AISC, Vol 2, No 4, p. 129-134.

COBELO, C., W. 2004. Contribución al análisis estructural y al diseño geotécnico de cimentaciones tronco cónicas bajo carga axial simétrica en estructuras tipo torre. Tesis de Doctorado, ISPJAE, 158 p.

COLIO L. 2006. Aplicación de la teoría de seguridad al cálculo de estructuras compuestas de hormigón y acero con vigas de celosías. Tesis de Grado. Tutor: Larrúa R. Universidad de Camaguey. 46 p.

COOK, J.P. 1987. Construcciones de sistema de piso compuesto de láminas de Acero, concreto y largueros de acero, Editorial Limusa, México.

CRISINEL, M., DANIELS, B., Y REN, P. 1992. Numerical Analysis of Composite Slab

Behavior, Proceedings of an Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete II, ASCE, p. 798-808.

CRISINEL, M., GUIGNARD, P., Y SCHUMACHER, A. 1999. Steel-Concrete Composite Slabs. Progress Report ECCA TWG 7.6,.- Steel and Composite Structures International Conference Proceedings, Deft, Holanda, p. 1.1-1.10.

DANIELS, B. Y CRISINEL, M. 1988. Composite Slabs with Profiled Sheeting, Proceedings of an Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete, ASCE, p. 656-662.

DANIELS, B. J. 1988. Shear Bond Pull-Out Tests for Cold-Formed-Steel Composite Slabs, ICOM Publicación No. 194, Escuela Politécnica Federal de Lausanna.

DANIELS, B. Y CRISINEL, M. 1993a. Composite Slab Behavior and Strength Analysis. Part I: Calculation Procedure,. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 1-4, p. 16-35.

DANIELS, B. Y CRISINEL, M. 1993b. Composite Slab Behavior and Strength Analysis. Part II: Comparisons with Test Results and Parametric Analysis,. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 119, No. 1-4, p. 36-49.

DAVIES, C. 1967. Small-Scale Push-Out Tests on Welded Stud Shear Connectors. Journal of Structural Engineer, 40(2), p. 311-316.

DAVIES, C. 1969.Test on Half-Scale Steel-Concrete Composite Beams with Welded Stud Connectors. Journal of Structural Engineer, 47(1), p. 29-40.

EASTERLING W.S.; PORTER M.L. 1994. Steel deck reinforced concrete. Diaphragms 1, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 2, p. 560-576.

EASTERLING, W. S., GIBBINGS, D. R. Y MURRAY, T. M. 1993. Strength of Shear Studs in Steel Deck on Composite Beams and Joist. Engineering Journal, AISC, 30(2), p. 44-55. ELKELISH, M. S. Y ROBINSON, H. 1986. Longitudinal Cracking of Composite Beams with Ribbed Metal Deck. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 13, No 5, p. 733-740.

EN 1994-1-1. EUROCODE 4: DESIGN of composite steel and concrete structures – Part 1-1 : General rules and rules for buildings. 2004

FERREIRA LTS, DE ANDRADE SAL, DA S. VELLASCO PCG. A design model for bolted composite semi-rigid connections. In: sami T, Itoh Y, editors. Stability and ductility of steel structures. Elsevier Science; 1998. p. 293–306.

FERRER M. 2006. Estudio numérico y experimental de la interacción entre la chapa de acero y el hormigón para la mejora resistente de las losas mixtas frente al deslizamiento longitudinal. Tesis de Doctorado. Universidad Politecnica de Cataluña. 205 p.

FISHER, J. W. 1970. Design of Composite Beams with Formed Metal Deck. Engineering Journal, AISC, Vol 7, No 3, p. 88-96.

FRAGIACOMO, M., AMADIO, C. Y MACORINI, L. 2004. Finite-Element Model for Collapse and Long-Term Análisis of Steel – Concrete Composite Beams. Journal of Structural Engineering, 130(3), p. 489-497.

GALJAARD, J. C.; WALRAVEN, J. C.: New and existing shear connector devices for steel-concrete composite structures – results, observations and comparison of static tests; VALENTE, I.; CRUZ, P.: Experimental studies on shear connection between steel and lightweight concrete using studs, Eurosteel.

GOBLE, G. G. 1968. Shear Strength of Thin Flange Composite Specimens. Engineering Journal AISC, Vol 5, No 2, p. 62-65.

GONZÁLEZ J. 2004. Aplicación de la Teoría de Seguridad al Cálculo de Estructuras Compuestas de Hormigón y Acero. Tesis de Grado. Tutor: Larrua R. Consultante: Quevedo G. Universidad de Camaguey. 54 p.

GRANT, J. A., FISHER, J. W. Y SLUTTER, R. G. 1977. Composite Beams with Formed Steel Deck. Engineering Journal, AISC, 14(1), p. 24-43.

HARDING P.W. 1990. Composite floors with profiled steel sheeting, PhD Thesis, University of Wales, Cardiff.

HASSAINE N. E. 1987. Shear bond performance of profiled steel sheets when used as composite floor decks, MSc Thesis, University College, Cardiff.

HAWKINS N.M. 1984. D. Mitchell: Seismic response of composite shear connections,

Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers, 110(9), p. 2121-2140.

HEAGLER R.B. 1993. The Steel Deck Institute, Method for designing composite slabs, Thin-walled structures , Vol.16, No. 1-4, p. 319-326.

HILL, H. V. 1983. Advantages of composite steel floor decks, Civil Engineering and public works review, Estados Unidos, p. 686-687.

HOSAIN M.U.1993. Composite beams with headed studs in narrow ribbed metal deck, Proceeding of Engineering Foundation Conference, Potosi, American Society of Civil Engineers, New York, p. 771-782.

HURTADO J., ZÁRATE F., OÑATE E. 2000. The Monte Carlo Method. Application to the stochastic analysis of sheet stamping processes, *Publicación CIMNE*, No 184.

IBÁÑEZ, L. O. 2001. Análisis del comportamiento geotécnico de las cimentaciones sobre pilotes sometidas a carga axial mediante la modelación matemática. Tesis de Doctorado. UCLV, 113 p.

JAYAS, B. S. Y HOSAIN, M. U. 1988. Behavior of Headed Studs in Composite Beams: Push-out Test. Canadian Journal of Civil Engineering, 15(2), p. 240-253.

JAYAS, B. S. Y HOSAIN, M. U. 1989. Behavior of Headed Studs in Composite Beams: Full-size Tests. Canadian Journal of Civil Engineering 16(5), p. 712-724.

JOHNSON R. P.; ANDERSON D.1993. Designers' Handbook to Eurocode 4: Part 1.1, Thomas Telford, London.

JOHNSON R. P.; OEHLERS D.J. 1981. Analysis and design for longitudinal shear in

Composite T-beams, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Part 2(71), p. 989-1021.

JOHNSON R. P.; May M. 1975. Partial interaction design of composite beams, The Structural Engineer, 53 (3), p. 305-311.

JOHNSON R. P.; MOLENSTRA N. 1991. Partial shear connection in composite beams for buildings, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, 91(2), p. 679-704.

JOHNSON R.P.; HUANG D.J. 1994. Partial safety factors  $\gamma_M$  for composite steel and concrete beams in bending, proceeding of the Institution of Civil Engineers, Structures and Building, Vol. 104, p. 193-203.

JOHNSON R.P.; YUAN H. 1998. Models and design rules for stud shear connectors in troughs of profiled sheeting, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Building, Vol 128, No. 3, p. 252-263.

JOHNSON, R. P. Y YUAN, H. 1997. Resistence of Stud Shear Connector in Troughs of Profiled Sheeting. Research Report CE 55, February, University of Warwick, UK.

JOHNSON, R. P. Y YUAN, H. 1998. Existing Rules and New Tests for Stud Shear Connectors in Troughs of Profiled Sheeting. Proc. Instn Civ. Engrs Structs & Bldgs, 128, P 244-251.

JOHNSON, R.P. Y OEHLERS, D. J. 1981. Analysis and Design for Longitudinal Shear in Composite T-Beams. Proc. Instn. Civil Engrs. Part 2, Vol 71, No 4, p 989-1021.

KIM H-Y, JEONG Y-J. Experimental investigation on behaviour of steel-concrete composite bridge decks with perfobond ribs. Journal of Constructional Steel Research 2006;62:463–71.

KITOH, H. Y SONODA, K. 1990. Forces on the Studs in a Steel Plate and Concrete Slab. International Association for Bridge and Structural Engineering (LABSE) Symposium, Brussels, p 185-190.

KONG F. K.; EVANS R.H. 1987. Reinforced and Prestressed Concrete, Chapman & Hall, London.

KUPFER. H. B.; HILSDORF, H.; RUSCH, H. 1969. Behavior of concrete under biaxial stresses. Journal ACI, Vol 66, No 8.

LAM, D. Y EL-LOBODY, E. 2005. Behavior of Headed Stud Shear Connectors in Composite Beam, Journal of Structural Engineering, 131(1), p. 96-106.

LAMPORT, W. B.; PORTER M. L. 1990. Deflection Predictions for concrete slabs reinforced with steeldecking, ACI Structural Journal, Estados Unidos, 87(5), p. 564-570.

LAWSON R. M. 1991. Shear connection in composite beams, Steel Construction Today, p. 171-176.

LAWSON, R. M. 1992. Shear Connection in Composite Beams. Composite Construction in Steel and Concrete II. (ed. W.S.Easterling and W. M. Kim Roddis). American Society of Civil Engineers, New York, NY, p. 81-97.

LEE, J.; AND FENVES, G., L. 1998. Plactic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures, Journal of Engineering Mechanics, Vol 124, No 8, p. 892-900.

LLOYD, R. M. Y WRIGHT, H. D. 1990. Shear Connection Between Composite Slabs and Steel Beams. Journal of Construction and Steel Research, 15(2), p. 255-285.

LOAD AND RESISTANCE FACTOR DESIGN SPECIFICATION FOR STRUCTURAL STEEL BUILDINGS, American Institute of Steel Constructions, Inc., 1999

LÓPEZ L. I. 2003. Estudio del comportamiento de losas de lamina y concreto de anhidrita bajo cargas gravitacionales" Tesis de Grado. ITESM, Campus Monterrey, México. 82 p.

EASTERLING, W. S., Y YOUNG, C. Y. 1992. Strength of Composite Slabs, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 118, p. 2370-2389.

ECTS USERS' GUIDE. European credit transfer and accumulation system and the diploma supplement. Brussels 17 August 2004.

GUIA PER A L'APLICACIÓ DEL SISTEMA EUROPEU DE CRÈDITS (ECTS) A LES TITULACIONS OFICIALS DE LA UPC (v. 4.1) Comissionat de la UPC per a l'EEES. Setembre de 2004.

HEAGLER, R. B., LUTTRELL, L. D., Y EASTERLING, W. S. 1992. The Steel Deck Institute Method for Composite Slab Design, Proceedings of an Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete II, ASCE, June, p. 287-303.

HERNÁNDEZ L. (2003): Cálculo de estructuras compuestas de hormigón y acero a flexión con el empleo de láminas perfiladas, Tesis de Doctorado, ISPJAE, Ciudad de La Habana, 103 p.

HERNÁNDEZ L., LARRÚA R., MOLINA M., PARDO M. 2006. Software VigaCom. Versión 4.0. Una herramienta para el cálculo de vigas compuestas, CDROM III Jornada Internacional de la Ingeniería Civil en Cuba. ISBN 959-247-025-1. Editorial Obras, C.Habana.

HERNÁNDEZ L., LARRÚA R., PARDO M. MOLINA M. 2003.Cálculo de entrepisos compuestos. Algunas consideraciones. Revista Cimientos. C.Habana. 4/7. p. 21-24

HERNÁNDEZ L., LARRÚA R., PARDO M.2000. Entrepisos compuestos con lámina de acero con encofrado perdido. Revista Ingeniería Estructural y Vial. C.Habana. p. 23-27

HERNÁNDEZ L., LARRÚA R., PARDO M., MOLINA M. 2003. Propuesta de uso de entrepisos compuestos con lámina de acero en construcciones azucareras. Revista Centro Azúcar. 4/3. UCLV. Santa Clara.

HERNÁNDEZ L., LARRÚA R., PARDO M., MOLINA M. 2004. Método de cálculo para losas compuestas con láminas perfiladas de acero. CD ROM Segunda Jornada de Ingeniería Civil en Cuba. Editorial Obras, C. Habana. ISBN 959-247-007-3.

JOLLY, C. Y ZUBAIR, A. 1987. The Efficiency of Shear-Bond Interlock Between Profiled Steel Sheeting and Concrete, Composite Steel Structures -- Advances, Design, and Construction, Elsevier Science Publishing Co., Inc., p. 127-136.

KITOH, H. Y SONODA, K. 1996. Bond Characteristics of Embossed Steel Elements. Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete III, ASCE, p. 909-918.

LARRÚA R. 1992. Cálculo de estructuras compuestas de hormigón y acero sometidas a flexión bajo carga estática con fundamentación experimental de los conectores. Tesis de Doctorado, ISPJAE, Ciudad de La Habana, 180 p.

LARRÚA R. Y LARRÚA Y. 2006. Incidencia de la asimetría de las secciones en la racionalidad de vigas compuestas de hormigón y acero en flexión, CDROM III Jornada Internacional de la Ingeniería Civil en Cuba. Editorial Obras, C.Habana. ISBN 959-247-025-1.

LARRUA R., GIL J.L, PARDO M. 1992. Estudio experimental de conectores para estructuras compuestas de hormigón y acero. Revista Ingeniería Estructural y vial. C.Habana.13 (2). p. 87-91.

LARRUA R., GIL J.L, PARDO M. 1994a. Método de cálculo simplificado de estructuras compuestas de hormigón y acero en flexión. Revista Ingeniería Estructural y Vial. C.Habana.15(1). p. 57 – 60.

LARRUA R., GIL J.L, PARDO M. 1994b. Comportamiento de secciones compuestas de hormigón y acero en flexión.. Revista Ingeniería Estructural y Vial. C.Habana.15(1). p. 25 – 30.

LARRÚA R., HERNÁNDEZ L., PARDO M., MOLINA M. 2004b. Sistema de herramientas para el cálculo de estructuras compuestas (SECOM).CD ROM 12 Convención de Ingeniería y Arquitectura. CUJAE. C.Habana. ISBN 959-261-169-6.

LÁRRÚA R., HERNÁNDEZ L., PARDO M., MOLINA M. 2003. Estructuras compuestas con lamina de acero como encofrado colaborante. Revista Cimientos. C. Habana. 4/6. p. 12-14.

LARRÚA R., HERNÁNDEZ L., PARDO M., MOLINA M. 2004a. Sistema de herramientas para el cálculo de estructuras compuestas (SECOM). Manual en formato electrónico. CD ROM ISBN 959-16-0292-6 Universidad de Camaguey.660 p.

LARRÚA R., HERNÁNDEZ L., PARDO M., MOLINA M. 2005. Bases metodológicas y normativas para el cálculo de estructuras compuestas de hormigón y acero en Cuba. Revista Ingeniería Civil 2. C. Habana. p. 41 – 43.

LARRÚA R., PARDO M. 2001. Cálculo de estructuras compuestas de concreto y acero con vigas de alma llena. Monografía. . Facultad de Arquitectura Benemérita Universidad Autónoma de Puebla, Puebla BUAP. México. 63 p.

LARRUA R., PARDO M., HERNÁNDEZ L. 1999. Método de cálculo simplificado de estructuras compuestas con tablas de selección. Revista Ingeniería Estructural y Vial. 20(3). C.Habana. p. 27 - 31.

LESKELA, M. V. 1992. A Finite Beam Element for Layer Structures and Its Use When Analysing Steel-Concrete Composite Flexural Members, Constructional Steel Design: World Developments, Elsevier Applied Science, p. 354-358.

LUTTRELL, L. D. 1987. Flexural Strength of Composite Slabs, Composite Steel Structures -Advances, Design and Construction, Elsevier Science Publishing Co., Inc., p. 106-116.

LUTTRELL, L. D. Y DAVISON, J. H. 1973. Composite Slabs with Steel Deck Panels, Proceedings of the Second International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Universidad de Missouri-Rolla, p. 573-603.

LUTTRELL, L. D. Y PRASSANAN, S. 1984. Strength Formulations for Composite Slabs, Proceedings of the Seventh International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Universidad de Missouri-Rolla, p. 573-603.

LYONS J.C.; EASTERLING W.S. 1994. Strength of welded shear studs, Virginia Polytechnic Institute and State University, Research Report CE/ VPI –ST.

MAKELAINEN, P. Y SUN, Y. 1998. Development of a New Profiled Steel Sheeting for Composite Slabs, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier Science Ltd, Vol. 46, No. 1-3, Paper No. 240.

MARECEK J, SAMEC J, STUDNICKA J. Perfobond shear connector behaviour. In: Eurosteel 2005, 4th European conference on steel and composite structures, v. B. 2005. p. 4.3.1–8.

MOTTRAM, J. T. Y JOHNSON, R. P. 1990. Push Test on Studs Welded Through Profiled Steel Sheeting. The Structural Engineer, 68(10), p. 187-193.

NAGHDI, P.M., AND ROWLEY, J.C. 1953. On the bending on axisymmetric plates on elastic foundations. Proc. Ist Midwestern Conf. On Solid. Mecn., University of Illinois, p. 119-23.

NIE, J. Y CAI, C. S. 2004. Steel-Concrete Composite Beams Considering Shear Slip Effects. Journal of Structural Engineering, Vol 129, No 4, p.495-506.

NRMC 080:2004. Cálculo de Entrepisos Compuestos de Hormigón y Acero Sometidos a Cargas Estáticas con Vigas de Alma Llena. Código de buenas prácticas. MICONS. 100 p.

NISHIDO T, IWASAKI H. Experimental study on rigidly connected steel pipe in girder and concrete pier with perfobond rib shear connectors. In: Eurosteel 2005, 4th European conference on steel and composite structures, v. B. 2005. p. 4.2.7–14.

NRMC 081:2004. Cálculo de Entrepisos Compuestos de Hormigón y Acero Sometidos a Cargas Estáticas con Vigas de Celosías. Código de buenas prácticas. MICONS. 50 p.

NRMC 082:2004. Cálculo de Losas Compuestas con Lámina de Acero como Encofrado Colaborante Sometidas a Cargas Estáticas. Código de buenas prácticas. MICONS. 96 p.

OEHLERS, D. J. 1989. Splitting Induced by Shear Connectors in Composite Beams. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol 115, No 2, p. 341-362.

OEHLERS, D. J. 1990. Behavior of Headed Studs in Composite Beams: Push-out Tests: Discussion. Canadian Journal of Civil Engineering, 17(3), p. 341-362.

OEHLERS, D. J. Y COUGHLAN, C. G. 1986. The Shear Stiffness of Stud Shear Connections in Composite Beams. Journal Constr. Steel Research, No 6, p. 273-284.

OEHLERS, D. J. Y JOHNSON, R. P. 1987. The Strength of Stud Shear Connections in Composite Beams. Journal of Structural Engineering, 65(2), p. 44-48.

OGUEJIOFOR, E. C.; HOSAIN, M. U.: A parametric study of perfobond rib shear connectors, Canadian Journal of Civil Engineering, 21, pp. 614-625, 1994.

OGUEJIOFOR EC, HOSAIN MU. Behavior of perfobond rib shear connectors in composite beams: full size tests. Canadian Journal of Civil Engineering 1992;19:224–35.

OGUEJIOFOR EC, HOSAIN MU. Numerical analysis of push-out specimens with perfobond rib connectors. Computers & Structures 1997;62:617–24.

OLLER, S. 1996. Fractura Mecánica. Un enfoque global. CIMNE. Barcelona. 198 p.

OLLER, S. 1996. Modelos constitutivos. Curso sobre métodos numéricos para el cálculo y diseño en ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, España.

OLLER, S. 2001. Fractura mecánica. Un enfoque global. CIMNE, Primera edición, Barcelona, España, 307 p.

OLLGAARD, J. G., SLUTTER, R. G. Y FISHER, J. W. 1971. Shear Strength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete. Engineering Journal. AISC, 8(2), p. 55-64.

ONG, K. C. G Y MANSU, M. A. 1986. Shear-Bond Capacity of Composite Slabs made with Profiled Sheeting, The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 8, No. 4, p. 231-237.

PASHAN A.: Behaviour of channel shear connectors: pus-outs tests, A Thesis Submitted to the Faculty of Graduate Studies and Research in Partial Fulfillment of the

Requirements for the Degree of Master of Science, University of Saskatchewan, Saskatchewan, Canada, 200 p. (2006).

PARDO M. 2000. Cálculo de estructuras compuestas de hormigón y acero con vigas de celosías. Tesis de Maestría en Estructuras.. ISPJAE. C.Habana. 130 p.

PARDO M., MOYA K., LARRUA R., HERNÁNDEZ L. Y MOLINA M., (2006): CelCom. Programa de computación para el cálculo de estructuras compuestas con vigas de celosías, CDROM III Jornada Internacional de la Ingeniería Civil en Cuba. ISBN 959-247-025-1. Editorial Obras, C. Habana.

PATRICK M.; BRIDGE R.Q. 1994. Partial shear connection design of composite slabs, Engineering Structures, Vol.16, No. 5, p. 348-362.

PATRICK, M. 1994. Shear Connection Performance of Profiled Steel Sheeting in Composite Slabs, Tesis Doctoral, Universidad de Sydney, Escuela de Ingeniería Civil y Minería.

PATRICK, M. 1990 The Slip Block Test- Experience with Some Overseas Profiles (Part A),. Melbourne, Australia.

PATRICK, M., BRIDGE, R. 1988. Behavior of Australian Composite Slabs," Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete, ASCE, p. 663-679.

PORTER M.L.; ECKBERG C.E. 1976. Design recommendations for steel deck floor slabs, Journal of the Structural Division, ASCE, 102 (ST11), p. 2121-2136.

PORTER, M. Y EKBERG, C.E. 1975. Design Recommendations for Steel Deck Floor Slabs, Proceedings of the Third International Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Universidad de Missouri-Rolla, p. 761-791.

RAMBO-RODDENBERRY, M. D. 2002. Behavior and Strength of Welded Stud Shear Connectors. PhD. Thesis University of Blacksburg, Virginia, EE.UU. 245 p.

RECAREY, C. A. 1998. Modelación del terreno y las estructuras en el dominio del tiempo, Tesis de Doctorado, UCLV, 145 p.

RECAREY, C. A.; MIRAMBELL, E.; SANTAEUGENIA, J. Y QUEVEDO, G. 2005a. Modelación estocástica de ensayos virtuales de conexiones de secciones mixtas hormigón-acero, Revista Cemento Hormigón, No 873, p. 38-53, Madrid, España.

RECAREY, C.,MIRAMBELL, E, SANTAEUGENIA, J. Y QUEVEDO, G. 2005b. Simulación estocástica y teoría de seguridad aplicada a los ensayos de conectadores de acero que se emplean en elementos estructurales de secciones mixtas hormigón-acero, Revista Ingeniería Civil,No 139, p. 37-48, CEDEX, Madrid, España.

ROBINSON H. (1969): Composite beams incorporating cellular steel decking, Journal of the Structural Division, ASCE, 95 (ST3), p. 355-380.

ROBINSON H.; WALLACE J.W. 1973. Composite beams with 1 ½ inch metal deck and partial and full shear connection, Engineering Journal, AISC, 16 (8).

ROBINSON, H. 1988. Multiple Stud Shear Connectors in Deep Ribbed Metal Deck. Canadian Journal of Civil Engineering, Vol 15, No 4, p. 553-569.

SCHUMACHER, A., LAANE, A, CRISINEL, M (2000). Development of a New Design Approach for Composite Slabs, Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete IV, ASCE, Vol. 1, p.1-12.

SCHUSTER R. M.; ECKBERG C.E. 1970. Commentary on the tentative recommendations for the design of cold-formed steel decking as reinforced for concrete floor slabs, Research Report, West Virginia, Morgantown,

SCHUSTER, R. M. 1970. Strength and Behavior of Cold-Rolled Steel-Deck Reinforced Concrete Floor Slabs, Tesis Doctoral, Universidad de Iowa, Ames, IA.

SCHUSTER, R. M. 1972. "Composite Steel-Deck-Reinforced Concrete Systems Failing in Shear-Bond," Preliminary Report, Ninth Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich, Suiza, p. 185-191.

SCHUURMAN, R. G. Y STARK, J. W. B. (1996). Longitudinal Shear Resistance of Composite Slabs. To a Better Understanding of Physical Behaviour, Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete III, ASCE, p.89-103.

SCHUURMAN, R. G., STARK, J. W. B. 2000. Longitudinal Shear Resistance of Composite Slabs. A New Model, Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete IV, ASCE, Vol. 1, p.1-10.

SEBASTIAN, W. M. Y MC CONNEL, R. E. 2000. Nonlinear FE análisis of steel-concrete composite structures, Journal of Structural Engineering, Vol 126, No 6, p. 662-674.

SELEIM, S. 1979. Ultimate Shear-Bond Capacity of Composite Steel Deck Concrete Slabs, Tesis de Master, Universidad de Waterloo, Waterloo, Ont.

SELEIM, S. Y SCHUSTER, R. 1985. Shear-Bond Resistance of Composite Deck-Slabs, Canadian Journal of Civil Engineering, National Research Council of Canada, Vol. 12, p. 316-324.

SLUTTER, R. G. Y DRISCOLL, G. C. (1965): Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams. Journal of Structural Div. Vol 91, No 2, p. 71-99.

SPECIFICATION OF STEEL STRUCTURAL BULDINGS, American Institute of Steel Constructions, Inc., 2005

STARK J. W.; VAN HOVE B.W. 1993. Statiscal Analysis of Push-out Test on Stud Connectors in Composite Steel and Concrete Structures, TNO Buildings and Constrution Research, Delft, Report BI-91-163.

STARK, J. W. B, 1978. Design of Composite Floors with Profiled Steel Sheet, Fourth Specialty Conference on Cold-Formed Steel Structures, Universidad de Missouri-Rolla, p. 893-922.

STARK, J. W. B. 1991. Design of Composite Steel-Concrete Structures According to Eurocode 4, Proceedings of the International Conference on Steel and Aluminum Structures, ICSAS 91, Singapur, p. 23-39.

TASUJI, E.; SLATE, F.; NILSON, A. 1978. Stress-strain response and fracture of concrete in biaxial loading, Journal ACI, Vol 75, No 7, p. 306-312.

TENHOVUORI, A. I. Y LESKELA, M. V. 1998. Longitudinal Shear Resistance of Composite Slabs, Journal of Constructional Steel Research, Elsevier Science Ltd, Vol. 46, No. 1-3, Publicación No. 319.

TERRY, A. 1994. The Effects of Typical Construction Details on the Strength of Composite Slabs, Tesis de Master, Instituto Politécnico de Virginia, Blacksburg, Virginia.

TREVIÑO E. L. ET AL. 1993. Estudio experimental y analítico de Sistemas de losas formadas por concreto y láminas acanaladas. Universidad Autónoma de Nuevo León. México.

VALENTE, I.; CRUZ, P.: Experimental studies on shear connection between steel and lightweight concrete using studs, Eurosteel 2005 - 4th European Conference on Steel and Composite Structures, Volume B, pp. 4.6-75 a 4.3-82, Maastricht, Holanda, 8-10 Junho 2005.

VELDANDA MR, HOSAIN MU. Behaviour of perfobond rib shear connectors: push-out tests. Canadian Journal of Civil Engineering 1992;19:1–10.

VELJKOVIC, M. 1994. 3D Nonlinear Analysis of composite slabs, DIANA Computational Mechanics '94. Eds.: G. M. A. Kusters, M. A, N, Hendriks, p. 394-404.

VELJKOVIC, M. 1996. An Improved Partial Connection Method for Composite Slab Design, Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete III, ASCE, p. 644-659.

VELJKOVIC, M. 2000. Behaviour and design of shallow composite slab, Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete IV, ASCE, Vol. 1, p.1-12.

VERDUZCO M. 2006. Comportamiento de conectores de corte utilizando concreto celular y de anhidrita. Tesis de Maestría con asesoría conjunta de Yeomans F. y Larrua R. 98 p.

VIEST, I. M. 1956. Investigation of Stud Shear Connectors for Composite Concrete and Steel T-Beams. Journal of the American Concrete Institute, No 27, p. 875-891.

WIDJAJA, B. 1997. Analysis and Design of Steel Deck-Concrete Composite Slabs, Tesis doctoral, , Instituto Politécnico de Virginia, Blacksburg, Virginia.

WOLCHUK, R.; OSTAPENKO A. 1992. Secondary stresses in closed orthotropic deck ribs at floor beams, Journal of Structural Engineering-ASCE, 118(2), p. 582-595.

WRIGHT H. D.; EVANS H.R. 1987. Observations on the design and testing of composite floor slabs, Steel Constructions Today, 1, p. 91-99.

WRIGHT, H. D. 1987. The use of profiled steel sheeting in floor construction. Journal Construction Steel Research, p. 279-295.

WRIGHT, H. D. Y ESSAWY, M 1996. Bond In Thin Gauge Steel Concrete Composite Structures, Proceedings of and Engineering Foundation Conference on Composite Construction in Steel and Concrete III, ASCE, p. 630-643.

WRIGHT, H. D. Y FRANCIS, R. W. 1990. Tests on Composite Beams with Low Levels of Shear Connection. The Structural Engineer, 68(15), p. 293-298.

YUAN H. (1996): The resistances of studs shear connectors with profiled sheeting, PhD thesis, University of Warwick.

ZARATE, F., HURTADO, J., OÑATE, E., RODRÍGUEZ, J.A. 2002. Un entorno para el análisis estocástico en mecánica computacional. Congreso de Métodos Numéricos en la Ingeniería y la Ciencia Aplicadas, CIMNE, Barcelona.

ZIENKIEWICZ, O. C.; TAYLOR, R. L. 2000. The Finite Element Method, Butterworth-Heinemann, Fifth edition, Barcelona, Spain. 705 p.

ZIHA. K.(1995): Descriptive Sampling in Structural Safety, Structural Safety, Vol . 17, p. 33-41.