

ANÁLISIS NUMÉRICO EXPERIMENTAL DE COLUMNAS COMPUESTAS ATÍPICAS

EXPERIMENTAL NUMERICAL ANALYSIS OF ATYPICAL COMPOSITE COLUMNS

Jorge I. Piñeiro R¹, José E. Castellanos C², Francisco A. Alonso F²,
Juan J. Cruz S² ²

RESUMEN

El presente artículo aborda el análisis numérico experimental de columnas compuestas (mixtas) de acero estructural y concreto. Son columnas destinadas a sistemas de construcción prefabricados ensamblados con vigas y sistemas de piso.

Se ensayan y modelan seis tipos diferentes de columnas configuradas con un perfil estructural rectangular (PTR) rellenas con concreto, y reforzadas externamente con perfiles ligeros de acero. Los ensayos y modelaciones numéricas se complementan con análisis mediante la normativa vigente en el país. Se presenta la comparación entre los tres métodos para determinar la carga máxima portante y se presentan los detalles de las modelaciones para dejar patente la necesidad de realizar más trabajos en esta área, que permitan modificar y mejorar las ecuaciones existentes para el diseño de este tipo de estructuras.

Palabras clave: Análisis experimental, simulación numérica, estructuras compuestas, columnas mixtas.

ABSTRACT

In the present article the experimental numerical analysis of composite columns of structural steel and concrete is approached.

They are columns that make up prefabricated construction systems assembled with beams and floor systems.

Six different types of columns configured with a rectangular structural profile filled with concrete and reinforced externally with light steel profiles are tested and modeled. The numerical tests and modeling are complemented with numerical analysis through the current structural regulations in Mexico.

The comparison between the three methods to determine the maximum load bearing is presented and the details of the modeling are presented to make clear the need to carry out more works in this area, which allow to modify and improve the existing equations for the design of this type of structures.

Keywords: Experimental analysis, numerical simulation, composite structures, composite columns.

INTRODUCCIÓN

A inicios del siglo XXI, la creciente demanda de construir en pequeños espacios, reducir el peso y costo de las estructuras, dio la pauta para desarrollar nuevas investigaciones sobre cómo aprovechar al máximo las propiedades del acero y del concreto trabajando acopladas como estructura compuesta.

Las columnas son las más comunes en este tipo, especialmente los perfiles tubulares rellenos de concreto, dejando a la estructura de acero visible permitiéndole un diseño arquitectónico esbelto, el perfil tubular sirve a la vez de confinamiento y refuerzo para el concreto.

Ventajas de las columnas compuestas:

- Sección transversal menor que las de columnas convencionales de concreto reforzado.
- Mayor capacidad de carga.

¹ Alumno DIC, Facultad de Ingeniería- Universidad Autónoma de Chiapas. Email: ing_pineiro@hotmail.com

² Profesor-investigador, Facultad de Ingeniería- Universidad Autónoma de Chiapas.

- Ductilidad y tenacidad adecuadas para zonas sísmicas.
- Rapidez de construcción cuando forman parte de marcos compuestos.
- Mayor resistencia al fuego que las columnas de acero.
- Mayor rigidez lateral de la construcción cuando son parte del sistema que resiste acciones producidas por viento o sismo.
- Mejores características de amortiguamiento.
- Aumento de rigidez del perfil laminado, lo que aumenta su resistencia al pandeo local.
- Reducción de tamaño de las cimentaciones gracias a la ligereza del acero empleado en la sección compuesta.

Desventajas de las columnas compuestas:

- Existe un cierto grado de incertidumbre en lo que respecta a la evaluación de la adherencia entre el concreto y los perfiles de acero, situación que afecta directamente la transferencia de esfuerzos y fuerzas internas.

- Igualmente existe un cierto grado de incertidumbre acerca de la transmisión de fuerzas cortantes y momentos en juntas viga-columna, problema de particular importancia en zonas sísmicas, en las que las grandes inversiones cíclicas de deformaciones pueden ocasionar serias degradaciones de las conexiones.

METODOLOGÍA

Se realizaron diversos especímenes para probar la efectividad de configuraciones con secciones de acero rellenas de concreto rigidizadas externamente. En las siguientes figuras se muestran los especímenes construidos.

Análisis numérico

De acuerdo con la Norma técnica complementaria para diseño y construcción de estructuras de acero (NTC DCEA 2017), Son columnas compuestas las que están formadas por un perfil de acero, laminado o hecho con placas, ahogado en concreto, o por un elemento de acero, de sección transversal hueca, cir-

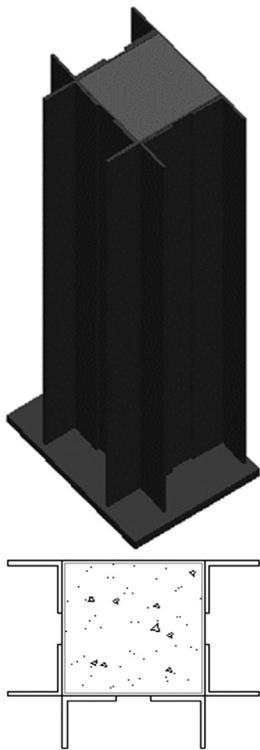


Figura 1. Vista en 3D y sección. Especimen 1A

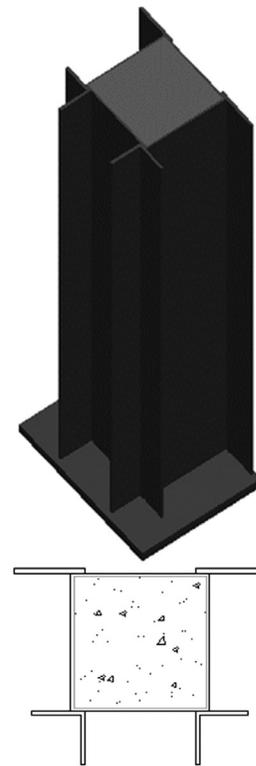


Figura 2. Vista en 3D y sección. Especimen 2B

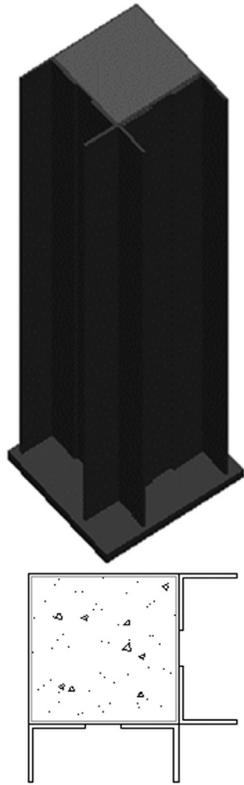


Figura 3. Vista en 3D y sección. Especimen 3C



Figura 5. Vista en 3D y sección. Especimen 5E.



Figura 4 vista en 3D y sección. Especimen 4D

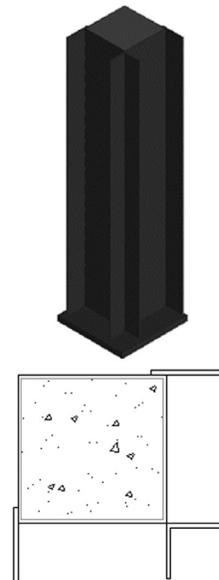


Figura 6. Vista en 3D y sección. Especimen 6F

cular rectangular, relleno de concreto, que cumplen las condiciones presentadas a continuación:

El área de la sección transversal del elemento de acero es, cuando menos, el cuatro por ciento del área de la sección transversal compuesta total.

El concreto que recubre la sección de acero está reforzado con barras longitudinales de carga, barras longitudinales para restringir el concreto, y estribos transversales.

Las barras longitudinales de carga son continuas a través de los pisos; las que restringen el concreto pueden interrumpirse en ellos.

La separación entre estribos no excede de 2/3 de la dimensión menor de la sección compuesta ni de 300 mm.

El área de la sección transversal de cada una de las barras que forman el refuerzo, longitudinal y transversal, no es menor de 9 mm² por cada 50 mm de separación entre barras.

El recubrimiento del refuerzo es, cuando menos, de 40 mm medidos al borde exterior de las barras colocadas por fuera, sean longitudinales o estribos.

Si el concreto es de peso volumétrico normal, su resistencia especificada en compresión, f_c' , no es menor de 20 MPa (200 kg/cm²) ni mayor de 54 MPa (550 kg/cm²); si es ligero tendrá una resistencia no menor de 29 MPa (300 kg/cm²), (NTC DCEC 2017).

Si el límite de fluencia del acero, sea estructural o de refuerzo, es mayor de 412 MPa (4200 kg/cm²), en el cálculo de resistencia se tomará ese valor.

El grueso t de las paredes de las secciones tubulares de acero estructural rellenas de concreto no es menor que $b\sqrt{(F_y/3E)}$ para cada cara de ancho b en secciones rectangulares o cuadradas, ni que $D\sqrt{(F_y/8E)}$ en secciones circulares de diámetro exterior D , ni que 3 mm en cualquier caso. E es el módulo de elasticidad del acero y F_y corresponde al acero del perfil.

Resistencia de diseño

La resistencia de diseño R_c de las columnas compuestas comprimidas axialmente se determina con la ecuación:

$$R_c = \frac{F_{my}}{(1 + \delta^{2n} - 0.15^{2n})^{\frac{1}{n}}} A_t F_R \leq F_{my} A_t F_R \quad (1)$$

Donde:

F_R Factor de resistencia, igual a 0.85

A_t Área total de la sección transversal de la columna.

A_e Área neta efectiva, calculada de acuerdo con la sección de acuerdo a los esfuerzos sometidos ya sea a tensión o compresión.

δ parámetro de esbeltez, del cual se obtiene su valor con la siguiente ecuación:

$$\gamma = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_{my}}{\pi^2 E_m}} \quad (2)$$

donde $\frac{KL}{r}$ es la relación de esbeltez efectiva máxima de la columna

r es el radio de giro del elemento de acero estructural, cuando se trate de una sección ahogada en concreto, no se tomará menor que 0.3 veces la dimensión total de la sección compuesta, en el plano que se estudie el pandeo.

n coeficiente adimensional, con el valor de 1.4 F_{my} es obtenido de la ecuación:

$$F_{my} = F_y + C_1 F_{yr} \frac{A_r}{A_t} + C_2 f_c \frac{A_c}{A_t} \quad (3)$$

Y F_m es igual a:

$$E_m = E + C_3 E_c \frac{A_c}{A_t} \quad (4)$$

donde:

A_c área de concreto;

A_t área del elemento de acero estructural;

A_r área de las barras de refuerzo longitudinales;

E módulo de elasticidad del acero

E_c módulo de elasticidad del concreto.

Aplicando las ecuaciones de la normativa para cada caso ilustrado en el apartado anterior, tenemos que:

Tabla 1. Resistencias de diseño (kgf)

Especímen	Resistencia de diseño
1A	68360
2B	52600
3C	56800
4D	56200
5E	49000
6F	47500

Ensayos experimentales

Todos los especímenes se ensayaron a compresión simple, permitiendo el giro en el extremo superior y simplemente apoyada a tope en el extremo inferior, tal como se muestra en las siguientes figuras.

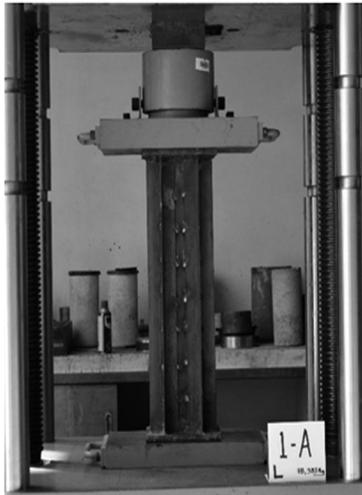


Figura 7. Ensayo del espécimen 1A.

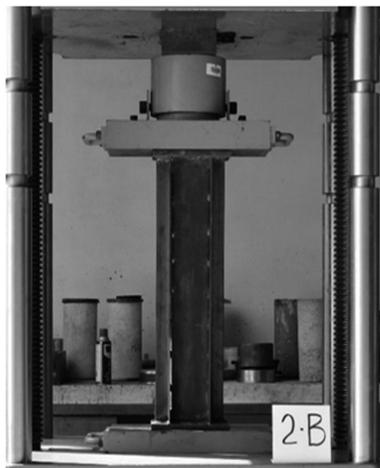


Figura 8. Ensayo del espécimen 2B.

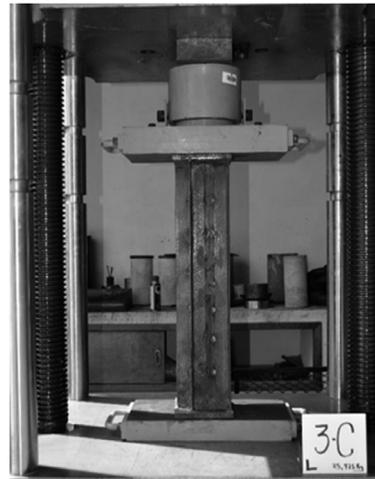


Figura 9. Ensayo del espécimen 3C.



Figura 10. Ensayo del espécimen 4D.

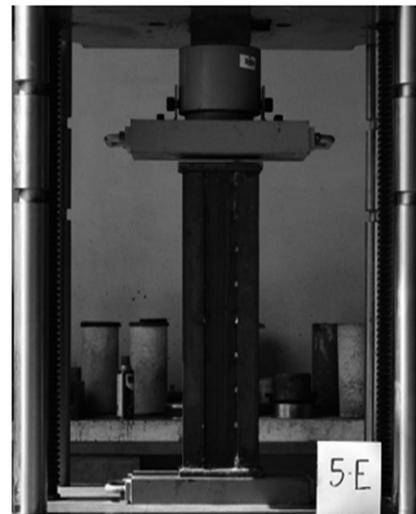


Figura 11. Ensayo del espécimen 5E.

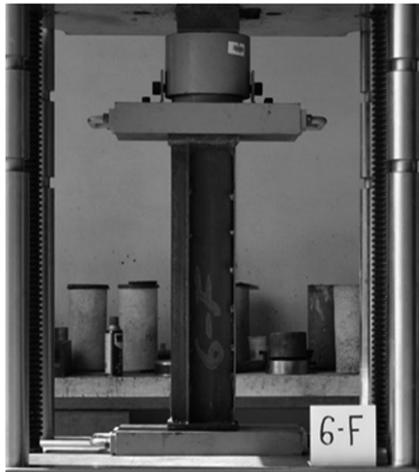


Figura 12. Ensayo del espécimen 6F.

Modelación numérica computacional

Se desarrollaron modelos tridimensionales de cada espécimen y se analizaron mediante un software especializado de elementos finitos.

Se cargaron las ecuaciones constitutivas del acero y del concreto empleado en los especímenes.

Se emplearon distintas leyes para los contactos, entre acero y concreto y para las soldaduras.

Deformación de los especímenes

De la modelación numérica experimental se obtienen los estados de esfuerzos y deformación al interior de los sólidos que interactúan en las estructuras compuestas.

En las siguientes figuras se muestran las deformadas de cada uno de los modelos.

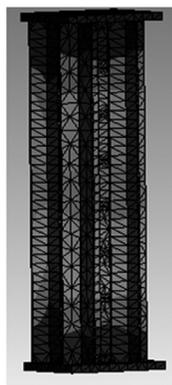


Figura 13. Especimen 1A deformación longitudinal, 2.1 mm.

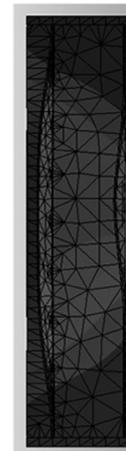


Figura 14. Especimen 2B Deformación longitudinal 1.5 mm

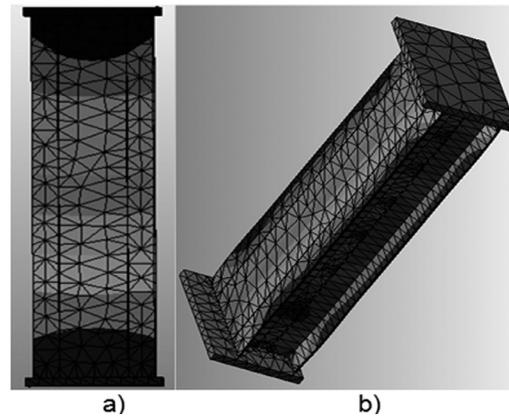


Figura 15. Especimen 4D a) Deformación longitudinal, b) deformación transversal

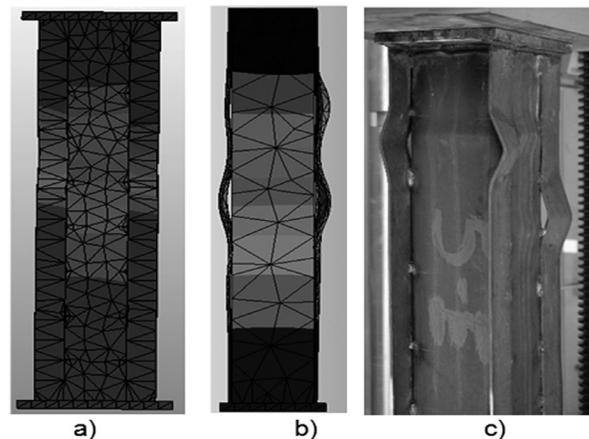


Figura 16. Especimen 5E a) Deformación longitudinal, b) deformación transversal, c) deformada del espécimen ensayado

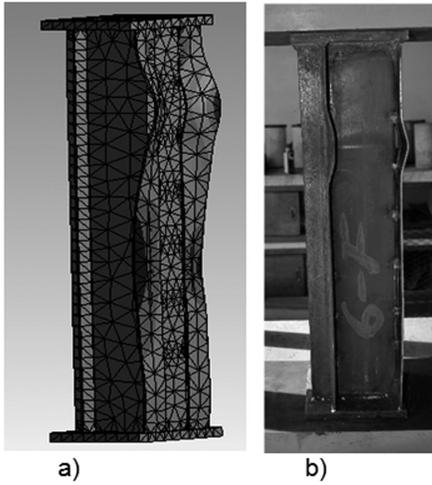


Figura 17. Especimen 6F a) Deformación longitudinal, b) deformación transversal

Esfuerzos al interior de las columnas

Al realizar el modelado de los especímenes es posible determinar con precisión el estado de esfuerzos en cualquier punto de los sólidos que integran el modelo, durante cualquier paso de carga.

En las siguientes figuras se ilustran los estados de esfuerzos en los perfiles PTR, en los perfiles que rigidizan externamente a las columnas y en los núcleos de concreto.

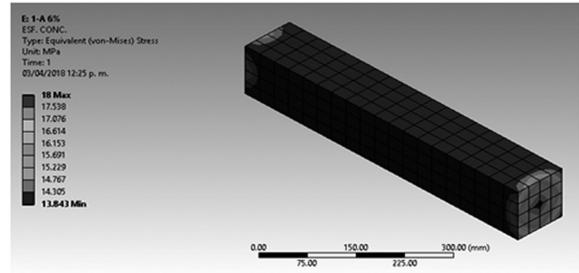


Figura 19. Especimen 1A. Esfuerzos en núcleo de concreto

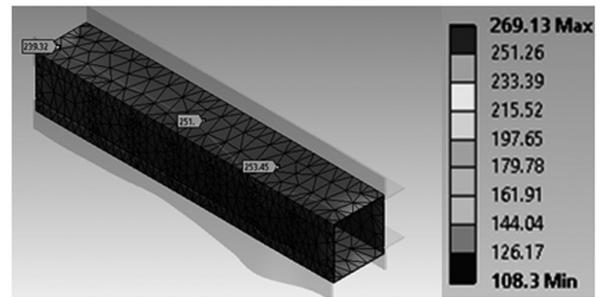


Figura 20. Especimen 2B. Esfuerzos en PTR

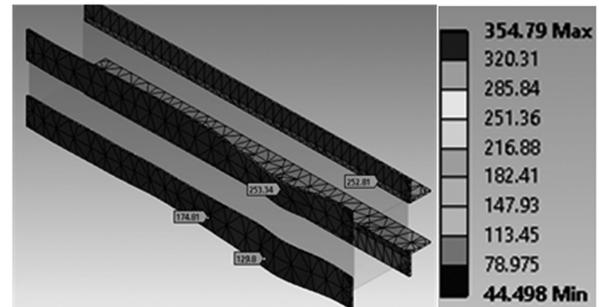


Figura 21. Especimen 2B. Esfuerzos en elementos ángulo de acero

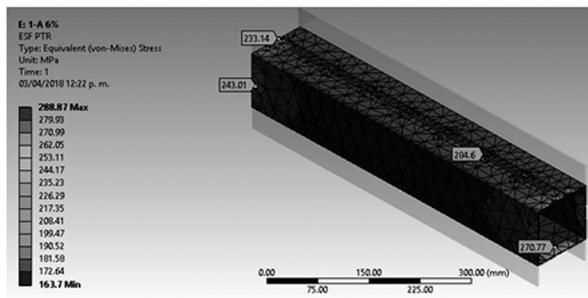


Figura 18. Especimen 1A. Esfuerzos en PTR

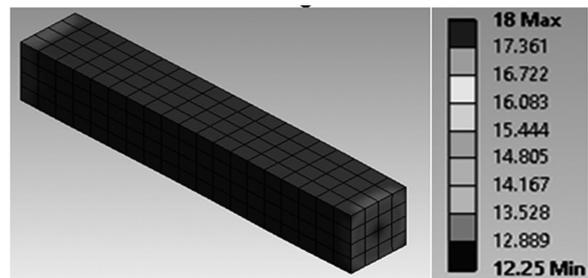


Figura 22. Especimen 2B. Esfuerzos en núcleo de concreto

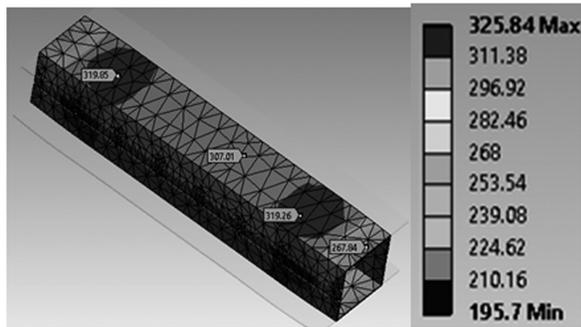


Figura 23. Especimen 4D. Esfuerzos en PTR

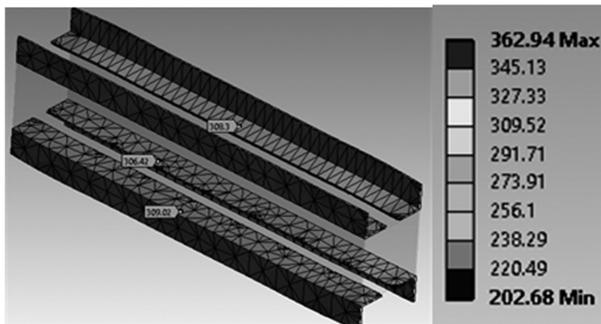


Figura 24. Especimen 4D. Esfuerzos en elementos ángulo de acero

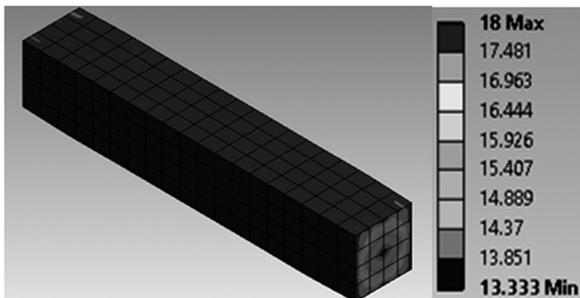


Figura 25. Especimen 4D. Esfuerzos en núcleo de concreto

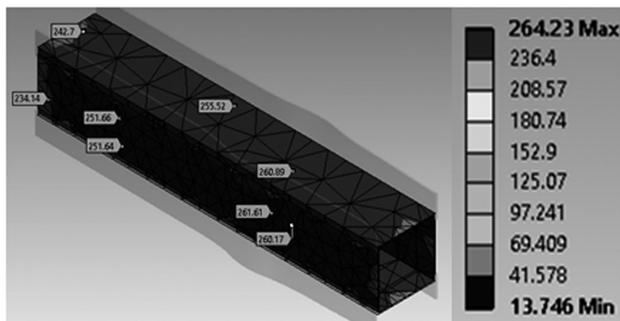


Figura 26 Especimen 5E. Esfuerzos en PTR

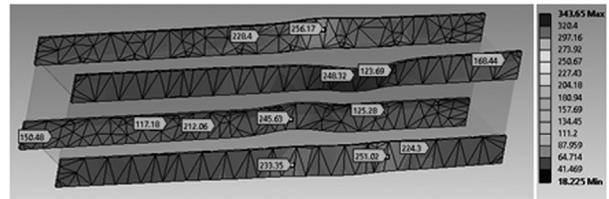


Figura 27. Especimen 5E. Esfuerzos en elementos solera de acero

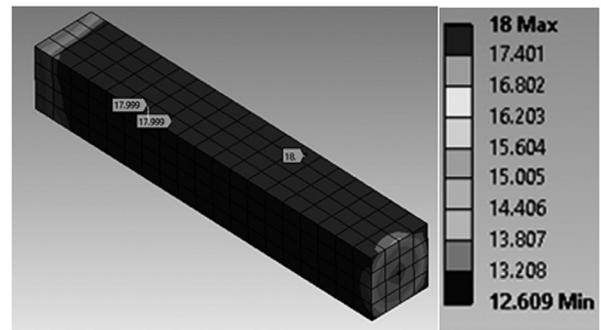


Figura 28. Especimen 5E. Esfuerzos en núcleo de concreto

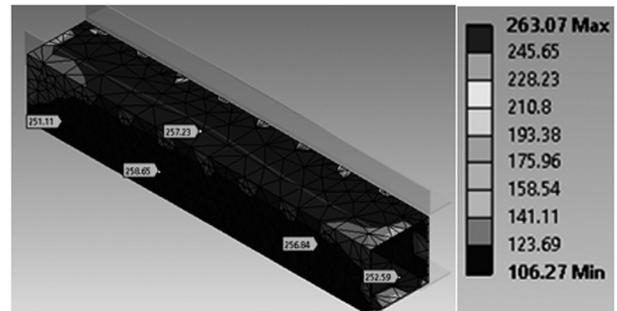


Figura 29. Especimen 6F. Esfuerzos en PTR

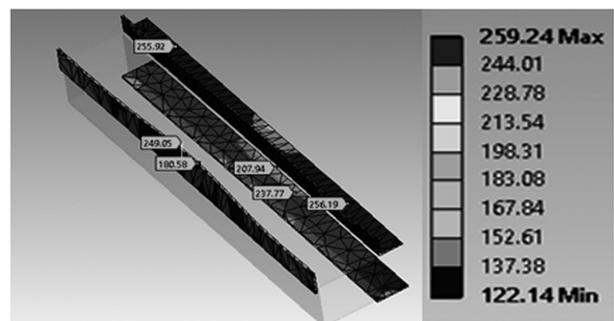


Figura 30. Especimen 6F. Esfuerzos en elementos solera de acero

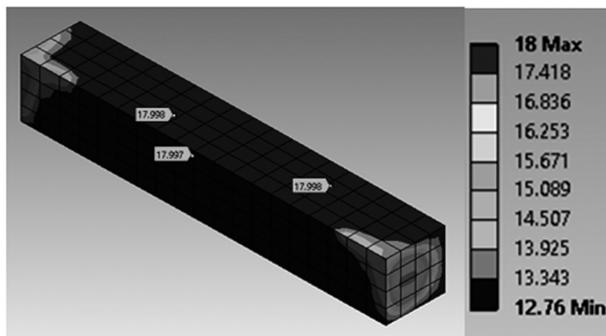


Figura 31. Especimen 6F. Esfuerzos en núcleo de concreto

RESULTADOS

En las siguientes tablas se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio y de las modelaciones numéricas por medio del método de los elementos finitos en 3D (FEM 3D)

Tabla 2. Ensayos vs resistencias de diseño (kgf)

Especímen	Carga última Lab	NTC DCEA	% dif
1A	78400	68360	-12.8%
2B	62200	52600	-15.4%
3C	75970	56800	-25.2%
4D	75300	56200	-25.4%
5E	49800	49000	-1.6%
6F	51500	47500	-7.8%

Tabla 3. Ensayos vs Modelación FEM 3D (kgf)

Especímen	Carga última Lab	FEM 3D	% dif
1A	78400	80330	2.5%
2B	62200	62100	-0.2%
3C	75970	-	-
4D	75300	75290	0.0%
5E	49800	50070	0.5%
6F	51500	53540	4.0%

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De los resultados obtenidos bajo las pruebas en el laboratorio, comparándolos con las NTC DCEA 2017 se puede observar que empleando las ecuaciones de la normativa, se obtienen valores inferiores a las resistencias máxima obtenidas en el laboratorio; caso contrario los valores que presentaron los modelos computacionales quedando entre los márgenes de error del 0 al 4%, esto se puede deber a que en la normativa no toma en cuenta la rigidez que aporta las placas, ángulos, y a las soldaduras discontinuas.

En función de los resultados, se hace evidente que la normativa emplea valores conservadores, tanto la norma mexicana (NTC DyCEA 17) como la norma norteamericana (AISC 360 16), lo anterior atendiendo a la seguridad, para evitar que en los diseños se llegue a la resistencia máxima de los elementos; sin embargo, las columnas que presentaron una variación hasta del 25%, reflejan un margen grande de seguridad; ahora bien, si le aplicamos los factores de reducción para las resistencias tanto del concreto como de la sección, el porcentaje de error será aún mayor por lo que se deben calibrar las ecuaciones para poder optimizar el diseño de las secciones compuestas (mixtas) evaluadas en éste proyecto.

Los trabajos del presente proyecto contemplan la fase 2, en donde se realizarán propuestas para adaptar o modificar las ecuaciones actuales.

REFERENCIAS

- American Institute of Steel Construction AISC, (2016), Specification for Structural Steel Buildings 360 – 2016, EEUU, AISC.
- Gobierno de la Ciudad de México, (2017), Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de acero. 2017, México, Gob. CDMX.
- Gobierno de la Ciudad de México, (2017), Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de concreto. 2017, México, Gob. CDMX.