

MÉTODO DE ANÁLISIS PARA VIGAS PRE-FLEXIONADAS BASADO EN ESTÁNDARES DE NORTE AMÉRICA¹

Ulises Barajas Valdes², Genock Portela³, Terry Stanton⁴, Wilmel Varela⁵ y Gerardo Velázquez⁶

Resumen: Este artículo presenta una descripción del análisis de vigas pre-flexionadas con aplicación a superestructuras de puentes. El sistema consiste de vigas compuestas de acero y hormigón armado que son sometidas a pre-esfuerzos producidos por momentos flectores inducidos durante la etapa inicial de su construcción. El método de análisis está basado en la filosofía de esfuerzos admisibles en los materiales que conforman la viga. Se adoptaron los límites establecidos por las normas de la “American Association of State and Highway Transportation Officials” (AASHTO) para sistemas convencionales de concreto pre-esforzado y de acero. Además, este artículo presenta formulaciones para estimar la capacidad nominal a flexión del sistema, considerando criterios de plasticidad en los materiales (AASHTO-LRFD).

Palabras clave: puentes, vigas compuestas, vigas con pre-flexión, vigas pre-esforzadas.

METHOD OF ANALYSIS FOR PREFLEX BEAMS BASED ON NORTH AMERICAN STANDARDS

Abstract: This article presents a description of the analysis of preflex beams applied to bridge superstructures. The system consists in composite steel/concrete beams subjected to prestress produced by bending moments induced during its initial construction stage. The methodologies are based on the allowable stress philosophy in the materials comprising the beam. The limits established by the standards of the American Association of State and Highway Transportation Officials (AASHTO) for conventional prestress and steel systems were adopted. Also, this study presents formulations to estimate the nominal flexural capacity of the system, taking into account the plastic behavior of materials (AASHTO-LRFD).

Keywords: bridges, composite beams, preflex beams, prestressed beams.

INTRODUCCIÓN

Los sistemas de concreto pre-esforzado axialmente, representados por vigas pre-tensadas y pos-tensadas en superestructuras de puentes, permiten cubrir luces de gran longitud agilizando el proceso de ensamblaje sobre la subestructura, sin aumentar significativamente los costos asociados a la construcción. Las vigas (tipo I) de la “American Association of State and Highway Officials” (AASHTO) se encuentran comúnmente en puentes existentes en sistemas de transportación de Norte América para luces entre los 60 y 150 pies. Sin embargo, existen otros sistemas de vigas que actúan con una mecánica estructural similar, pero no han sido adoptados por los códigos y especificaciones de Estados Unidos. Este es el caso de las vigas pre-flexionadas, compuestas por vigas de acero estructural rodeadas por concreto de alta resistencia, capaz de cubrir luces superiores a los 150 pies.

La viga de pre-flexión fue desarrollada a mediados del siglo pasado (Baes y Lipski, 1954). El sistema es semejante al de vigas pre-tensadas, ya que flexionando la viga de acero en su etapa inicial de construcción, se induce pre-compresión

¹ Artículo recibido el 5 de marzo de 2010 y aceptado el 17 de septiembre de 2010.

² Estudiante graduado, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico en Mayagüez, Puerto Rico. E-mail: ulises.barajas@upr.edu

³ Catedrático Auxiliar, Ph.D., Departamento de Ingeniería General, Universidad de Puerto Rico en Mayagüez, Puerto Rico. E-mail: genock.portela@upr.edu

⁴ Geotechnical and Structures Lab, ERDC, Vicksburg, Mississippi, USA. E-mail: terry.stanton@usace.army.mil

⁵ Geotechnical and Structures Lab, ERDC, Vicksburg, Mississippi, USA. E-mail: wilmel.varela@usace.army.mil

⁶ Geotechnical and Structures Lab, ERDC, Vicksburg, Mississippi, USA. E-mail: gerardo.velazquez@usace.army.mil

en la sección de concreto que recubre la aleta inferior. Los puentes pre-flexionados abundan en Europa y Asia, pero los autores no encontraron evidencia de éstos en el continente americano.

El objetivo de este estudio es presentar una metodología para el análisis de vigas pre-flexionadas adaptadas a los requerimientos mínimos para el análisis, diseño y calificación de puentes basada en AASHTO (2007). Los límites de esfuerzos considerados en el sistema pre-flexionado son ajustados a los recomendados por la AASHTO para vigas compuestas por materiales de acero y concreto.

DESCRIPCIÓN Y ETAPAS DE CONSTRUCCIÓN DEL SISTEMA PRE-FLEXIONADO

Las vigas de pre-flexión (Figura 1 y 2) están compuestas por uno o más elementos de acero y un bloque de concreto (*c1*) que recubre la aleta inferior. El sistema trabaja por medio de la acción compuesta del concreto y la sección de acero, mediante el uso de pernos de cortante que permiten la adherencia entre ambos materiales (Figura 3). La viga de acero puede ser un elemento estándar del tipo I o una viga construida con placas de acero soldadas, si las dimensiones del elemento en el diseño así lo requieren. El acero de la viga y de las placas posee un límite de fluencia que varía normalmente entre los 36 y 70 ksi. El concreto que recubre la aleta inferior es de alta resistencia, con una capacidad máxima en compresión que se encuentra comúnmente en el orden de 5 a 8.5 ksi.

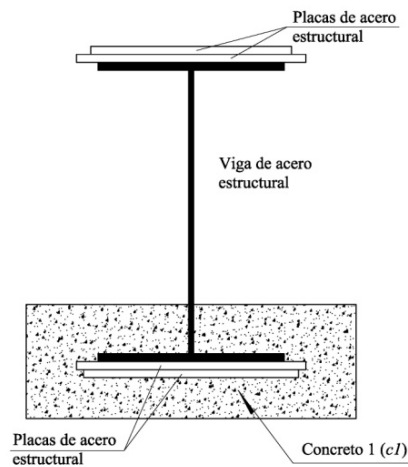


Figura 1: Viga pre-flexionada.



Figura 2: Viga pre-flexionada construida en sitio.



Figura 3: Pernos de cortante colocados en la aleta inferior de la viga de acero.

El proceso de construcción del sistema pre-flexionado se desarrolla por etapas (Figura 4), según el estado de aplicación de cargas en la sección. El proceso se inicia con la fabricación de una viga de acero con una deflexión negativa (cóncava hacia abajo) como se puede observar en la Figura 4a. El paso siguiente consta de la aplicación de dos cargas de pre-flexión (P_i) con igual magnitud, colocadas a una distancia $L/4$ desde los apoyos (Figura 4b). La localización y magnitud de estas cargas puede variar según el sistema estructural de reacción utilizado en el lugar de la construcción. Normalmente, el valor aproximado de la carga de pre-flexión se obtiene a base de la tensión o compresión admisible en la fibra extrema de la viga de acero. Una vez que se aplica esta carga y se lleva la viga de acero a los esfuerzos admisibles, se procede a fundir el concreto de alta resistencia que recubre la aleta inferior de la viga de acero (Figura 4c). Este bloque de concreto puede ser reforzado longitudinalmente con el objetivo de aumentar la capacidad nominal de la viga. También posee un refuerzo transversal (Figura 5) que provee confinamiento y contrarresta los efectos de retracción por temperatura en el concreto.

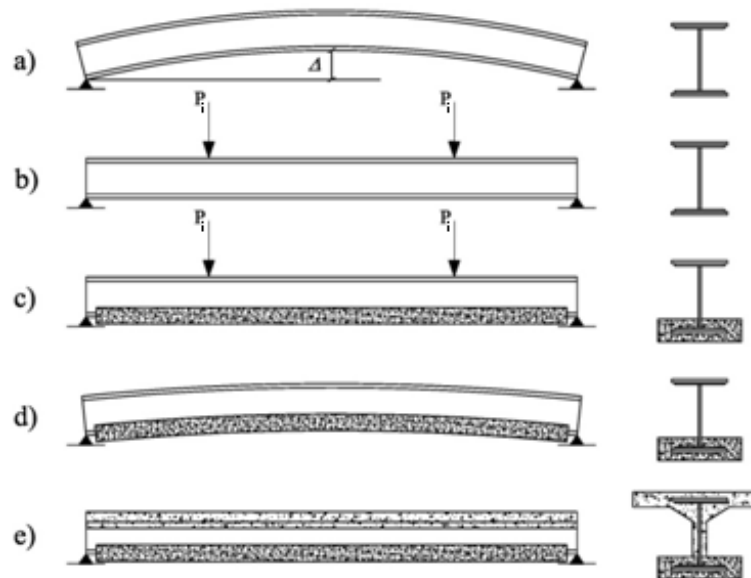


Figura 4: Secuencia de construcción de vigas pre-flexionadas: a) viga de acero con deflexión negativa; b) pre-flexión; c) fundido de concreto en la aleta inferior; d) viga pre-flexionada liberada de las cargas externas y e) viga pre-flexionada con la losa de hormigón.



Figura 5: Refuerzo transversal para el concreto en la aleta inferior de la viga de acero.

Luego que el concreto de la aleta inferior de la viga endurece, se liberan las cargas de pre-flexión en la viga compuesta (viga de acero y bloque de hormigón). Durante el proceso de recuperación, el bloque de concreto experimenta un esfuerzo en compresión que es transmitido por las tensiones liberadas en la sección de acero que se encontraba en tensión. La acción compuesta proporcionada por el concreto c/l restringe parcialmente la viga flexionada, dando lugar a cambios en la deformada y a una nueva distribución de esfuerzos en la sección transversal de la viga (Figura 4d). Si no se proporciona apuntalamiento, la sección compuesta en esta primera etapa se utiliza para el cálculo de los esfuerzos durante la colocación de la viga. Además, esta sección se utiliza para calcular los esfuerzos producidos por el peso de los otros elementos de la superestructura antes del fraguado del concreto (por ejemplo la losa).

La etapa final se presenta cuando el concreto de la losa del puente endurece, formando una nueva sección compuesta entre la viga de pre-flexión y la losa del puente (Figura 4e). La Figura 6 muestra una sección transversal típica de un puente que utiliza elementos pre-flexionados en la superestructura.

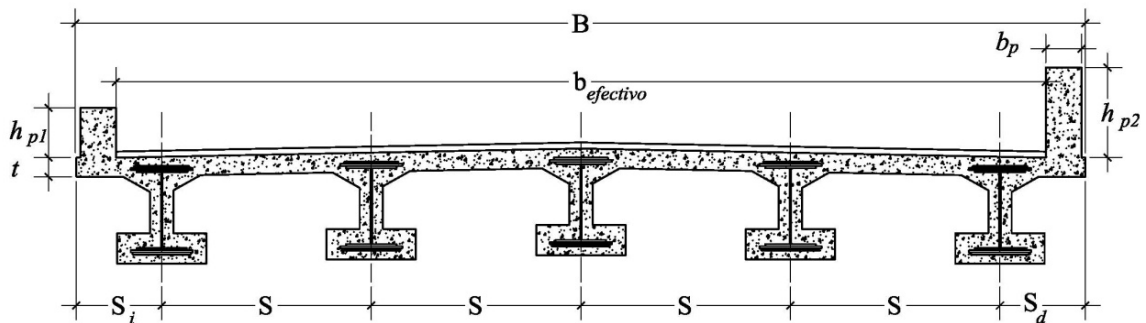


Figura 6: Puente conformado por vigas pre-flexionadas en la superestructura.

Cuando se hace referencia a una sección compuesta, se alude a que los elementos que la conforman (la viga de acero y las secciones de concreto) se comportan como uno solo. La transformación de la sección se realiza por medio de la razón modular (η) que se calcula con la ecuación (2) del cociente entre los módulos de elasticidad (E) de los materiales que forman la sección. El valor del módulo de elasticidad para el acero (E_s) es constante (29,000 ksi), pero para el caso del concreto se debe tener en cuenta que el módulo de elasticidad (E_c) varía con el cambio de resistencia a la compresión axial en el tiempo. La ecuación (1) usa este criterio donde γ_c es el peso específico del concreto (0.150 kcf) y f'_c es la capacidad del concreto cuando se hace la aplicación de carga. La Tabla 1 muestra el tiempo estimado para determinar la razón modular usada para cada sección transformada.

$$E_c = 33.000(\gamma_c)^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (1)$$

$$\eta_j = \frac{E_s}{E_{ci}}, \text{ para un tiempo } i \text{ (en días) y una razón modular } j \quad (2)$$

Tabla 1: Tiempo de análisis del concreto para determinar la razón modular η .

Razón Modular	Concreto	Tiempo	Descripción
$\eta_1 = E_s/E_{c3}$	c1	3 días	Concreto aleta inferior
$\eta_2 = E_s/E_{c28}$	c1	28 días	Concreto aleta inferior
$\eta_3 = E_s/E_{c28}$	c2	28 días	Concreto de la losa

METODOLOGÍA DE ANÁLISIS

En general el sistema está basado en el análisis de la secciones para cada uno de los estados de esfuerzo que presenta la viga desde la etapa inicial de construcción de cada elemento hasta la etapa final en la terminación y puesta en servicio del puente. Los esfuerzos en el concreto de la viga y de la losa no deben superar los esfuerzos límites para concretos de alta resistencia mostrados en la Tabla 2. Para los elementos de acero se considera como esfuerzo límite de diseño para cargas de servicio un valor igual al 60% de la capacidad a fluencia para la zona de compresión y tensión.

Tabla 2: Esfuerzos límites para concreto, AASHTO (2007).

Estado	Compresión $f_{C.Limit}$ (ksi)	Tensión $f_{T.Limit}$ (ksi)
Transferencia	$0.6f'_{ci}$ (Viga)	-
Servicio I	$0.6f'_c / 0.45f'_c -$ (Viga/Losa)	-
Servicio III	$0.6f'_c -$ (Viga/Losa)	$0.19\sqrt{f'_c} -$ (Viga)

f'_{ci} para un tiempo de tres días, corresponde al 90% del f'_c del concreto a los 28 días.

El momento de máxima pre-flexión (M_{Pi}) se obtiene con la ecuación (3), donde f_a es el esfuerzo admisible del acero y S es el módulo de la sección. La carga de pre-flexión (P_i) resulta de la ecuación (4), donde L es la longitud efectiva de la viga.

$$M_{Pi} = f_a S \quad (3)$$

$$P_i = \frac{4M_{Pi}}{L} \quad (4)$$

La Figura 7 muestra las dimensiones del bloque de concreto (c1) utilizadas para calcular las propiedades geométricas de la viga de pre-flexión. En el diagrama, cb representa el recubrimiento, $dc1$ es la altura y $bc1$ es el ancho del bloque. El procedimiento de análisis de esfuerzos en la viga se realiza considerando la resistencia adquirida por el sistema en cada etapa de carga y la variación de las propiedades del concreto en el tiempo.

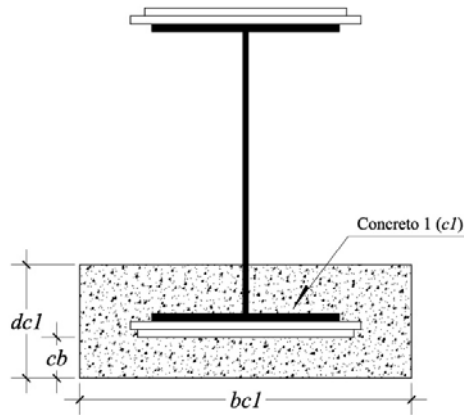


Figura 7: Dimensiones del bloque de concreto c1.

Etapa 1: Concreto c1 para un tiempo de resistencia a la compresión de tres días

Luego de aplicarse la carga P_i , la viga de acero es liberada cuando el concreto $c1$ adquiere una capacidad inicial de compresión. En este estado se verifica que los esfuerzos en las secciones de acero y el concreto $c1$, que se producen cuando las cargas son liberadas del sistema, no superen los valores admisibles. La verificación se efectúa transformando la sección de la viga compuesta (acero y concreto) en un elemento equivalente de acero y en otro de concreto. En este estado, la transformación en acero utiliza la razón modular η_I (Tabla 1) para determinar la posición del eje neutro y el momento de inercia de la viga pre-flexionada a un tiempo inicial (3 días). Cuando la sección se transforma a concreto, se procede a multiplicar el momento de inercia de la sección transformada en acero por la razón modular η_I . La Figura 8 muestra las distancias asociadas a las fibras extremas en los materiales, específicamente en el concreto $c1$ (Y_{bc1}) y en la viga de acero (Y_{ts} y Y_{bs}).

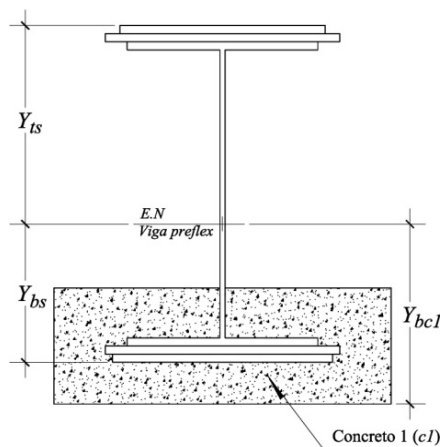


Figura 8: Distancias a la fibra extrema de la viga pre-flexionada.

Los esfuerzos para este estado se calculan con la ecuación (3) donde: a) el momento se debe a la fuerza de pre-flexión menos el peso propio de la viga pre-flexionada; y b) S es el módulo de sección correspondiente para el elemento de acero o concreto en la sección transformada. Los esfuerzos obtenidos son comparados con la capacidad admisible a compresión en el concreto para los tres días.

Etapa 2: Concreto c1 para un tiempo de resistencia a la compresión de 28 días

El siguiente estado de carga se presenta cuando el concreto $c1$ en la viga pre-flexionada alcanza la máxima capacidad a compresión, es decir cuando tiene un tiempo de 28 días o más. Para este tiempo las cargas que actúan sobre dicha sección son aquellas debidas al peso propio de la viga pre-flexionada, el peso de los diafragmas, la losa (concreto $c2$) y el concreto que recubre el alma de la viga de acero (concreto $c3$). En este estado se considera la capacidad de la viga pre-flexionada sin considerar la acción compuesta con los otros elementos de concreto ($c2$ y $c3$), ya que el tiempo

de fraguado no ha sido alcanzado. La Figura 9 muestra las dimensiones de la sección de una viga interior de un puente, donde: a) b_{eff} es el ancho efectivo de la losa; b) t es el espesor correspondiente a la losa del puente según la sección 4.6.2.6.1, (AASHTO, 2007); c) t_3 , tc_2 y b_{int} son las dimensiones de transición entre la losa y el concreto c_3 ; d) dc_3 y bc_3 son la altura y el ancho de la sección c_3 de concreto; e) H es la altura total de la sección; y f) ct es el recubrimiento para la parte superior de la viga de acero (en el orden de $0.5t$).

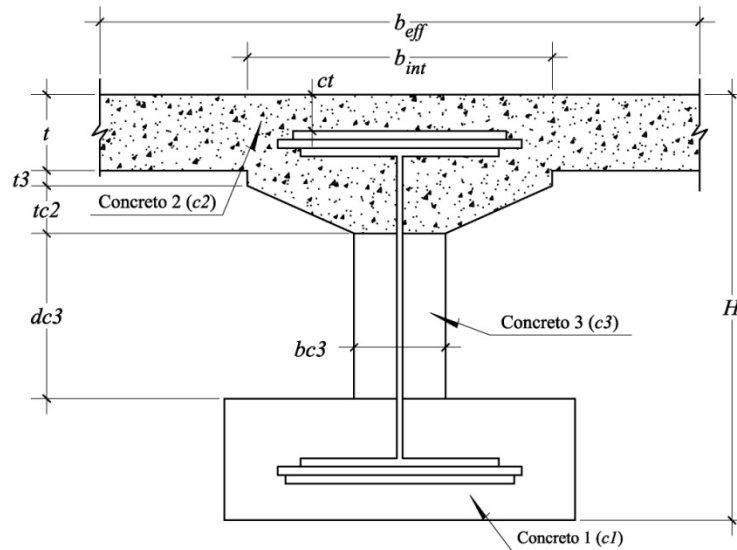


Figura 9: Viga pre-flexionada, etapa 2.

El análisis de esfuerzos cuando el concreto $c1$ tiene 28 días se efectúa en la sección transformada usando una razón modular η_2 (Tabla 1). El momento máximo que actúa en la viga es producido por la carga P_i , menos el momento producido por las siguientes cargas: el peso propio de la viga pre-flexionada, el peso del concreto (c_2 y c_3) y el peso de los diafragmas. Los esfuerzos obtenidos se comparan con los valores admisibles para el concreto $c1$ y para los elementos de acero.

Etapa 3: Concreto $c1$ y $c2$ para un tiempo de resistencia a la compresión mayor a 28 días

En esta etapa, las secciones de concreto $c1$ y $c2$ han alcanzado su máxima resistencia de compresión, desarrollando acción compuesta entre la viga pre-flexionada y la losa del puente (concreto $c2$). La acción compuesta se logra colocando pernos de cortante u otro sistema similar. La nueva sección compuesta se determina con la razón modular η_3 (Tabla 1) para determinar el eje neutro y las respectivas distancias a las fibras extremas en los elementos de acero y las secciones $c1$ y $c2$ (Figura 10).

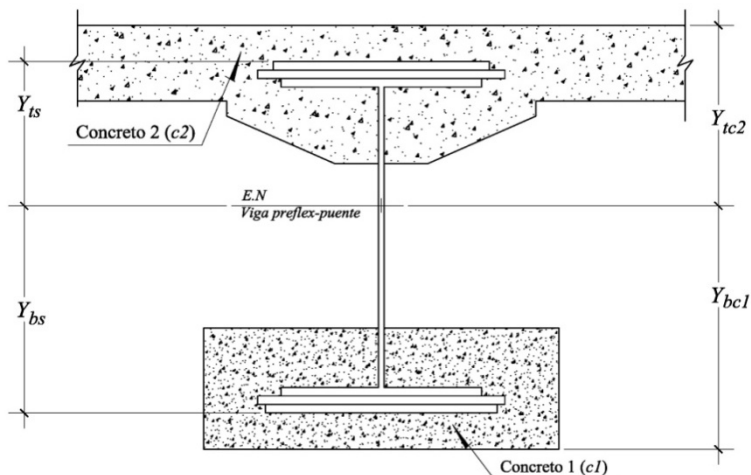


Figura 10: Viga pre-flexionada, etapa 3.

Las cargas consideradas para el análisis de la etapa 3 representa la suma algebraica de dos estados. La primera considera la fuerza de pre-flexión menos el peso de los siguientes elementos: viga pre-flexionada, diafragmas y secciones c_2 y c_3 . Bajo este estado, los esfuerzos obtenidos en el concreto $c1$ se obtienen transformando la sección con la razón modular η_2 . El segundo estado de carga emplea la sección transformada con η_3 y consiste en cargas superimpuestas (pavimento, barreras, luminarias y tuberías) y la carga viva por el vehículo de diseño (HL-93).

En esta etapa se involucra un valor adicional de carga, por efecto de las pérdidas asociadas al concreto. Estas pérdidas, al igual que en el sistema pretensado, son debidas al flujo plástico, a la contracción durante el fraguado y a la retracción por temperatura. El valor estimado de éstas varía entre el 20% y el 25% de la carga de pre-flexión. La literatura existente referente a las pérdidas para el sistema pre-flexionado está limitada a formulaciones desarrolladas por Morano y Mannini (2006).

CAPACIDAD NOMINAL A FLEXIÓN

La literatura sobre el análisis y diseño de vigas pre-flexionadas no proporciona una guía para estimar la capacidad nominal de este sistema. Además, el proceso de diseño establecido por Baes y Lipski (1954) se basa en las cargas de servicio y las condiciones para esfuerzos admisibles en los materiales de acero y concreto. Por lo tanto, la metodología que se presenta para obtener la capacidad máxima a flexión considera la acción compuesta por el hormigón y la sección de acero. El análisis se ajusta al código AISC-LRFD (2006) para elementos de acero estructural (Salmon y Johnson, 1996; McCormac y Nelson, 2002) rodeados por concreto (ACI, 2008).

En el análisis, la resistencia nominal a flexión (M_n) está determinada por el equilibrio estático de fuerzas en la sección compuesta, donde se asume que la sección de acero en la viga alcanza su límite plástico, la losa de hormigón obtiene su máxima resistencia en compresión y el acero de refuerzo en la base del bloque de hormigón $c1$ llega a fluencia. Este refuerzo adicional se calcula como el refuerzo mínimo a flexión según la sección 10-3 del código ACI (2008). Otra suposición se establece al descartar la contribución en tensión del bloque de hormigón ($c1$), debido a una condición de agrietamiento. Los dos casos generales de análisis se presentan a continuación.

Caso 1: Acero en tensión

La Figura 11 muestra la distribución de los esfuerzos plásticos en la sección compuesta de la viga, considerando la fuerza de compresión C concentrada en el bloque de hormigón de la losa con un valor igual a $0.85f'_c b_{eff} a$, donde a es la altura del bloque en compresión medido desde la fibra extrema superior (Whitney, 1942); T representa la tensión resultante en la viga de acero que se calcula como $f_s A_s$; y T_b es la tensión que produce las barras de refuerzo.

Por equilibrio de las fuerzas se obtiene:

$$a = \frac{f_s A_s + f_{yb} A_b}{0.85 f'_c b_{eff}} \quad (5)$$

El caso 1 es válido siempre y cuando el valor de a sea menor que el recubrimiento (ct) de hormigón de la parte superior de la viga de acero correspondiente a la losa del puente. Para este caso, la capacidad nominal a la flexión (M_n) de la viga pre-flexionada puede ser estimada por la ecuación (6):

$$M_n = 0.85 f'_c b_{eff} a \left(\frac{d}{2} + ct - \frac{a}{2} \right) + A_b f_{yb} d_b \quad (6)$$

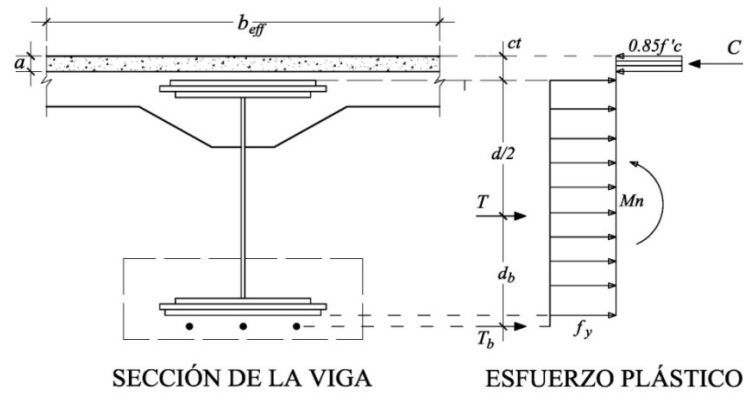


Figura 11: Diagrama de esfuerzos plásticos, caso 1.

Caso 2: Acero en tensión y compresión

La Figura 12 muestra el equilibrio de fuerzas para el caso en que la sección de acero contiene fuerzas en tensión y compresión. La fuerza resultante en compresión (C) tiene componentes asociadas al concreto de la losa, al área de las placas soldadas y a una porción de la aleta superior de la viga de acero. La ecuación (7) define esta fuerza de compresión:

$$C = Cc1 + Cc2 + Cs = 0.85f'_c (b_{eff}) (ct) + 0.85f'_c (b_{eff}-b_{ft}) (Y_{ENP}) + f'_s (b_{ft}) (Y_{ENP}) \quad (7)$$

donde: $Cc1$ y $Cc2$ representan la compresión que proporciona el hormigón de la losa del puente para los espesores ct y Y_{ENP} , respectivamente; Cs es el aporte en compresión que se genera tanto en las placas como en una sección de la aleta superior de la viga de acero con un espesor Y_{ENP} .

La tensión T está representada por la ecuación (8) la cual considera: a) la contribución de la sección de la viga de acero que no se encuentra en compresión; b) las placas inferiores de acero; y c) las barras de refuerzo longitudinal en el concreto $c1$.

$$T = f_s (A_s - (b_{ft})(Y_{ENP})) + f_{yb}A_b \quad (8)$$

El valor de Y_{ENP} representa la distancia al eje neutro plástico (ENP) obtenida por la ecuación (9).

$$Y_{ENP} = \frac{f_s A_s + f_{yb} A_b - 0.85 f'_c b_{eff} ct}{0.85 f'_c (b_{eff} - b_{ft}) + f'_s b_{ft} + f_s b_{ft}} \quad (9)$$

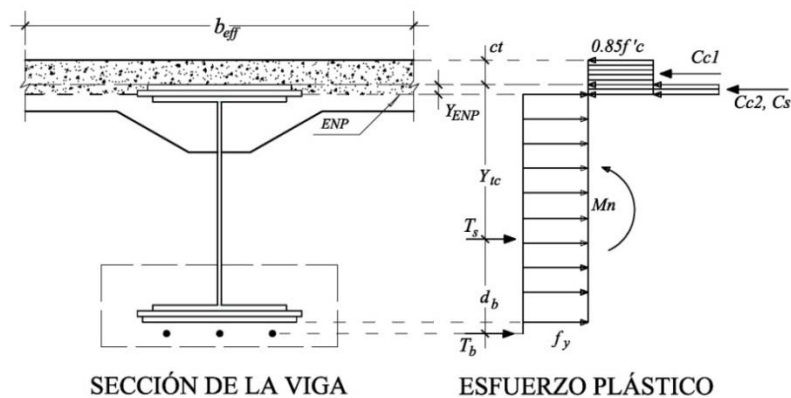


Figura 12: Diagrama de esfuerzos plásticos, caso 2.

Para este caso, la capacidad nominal a flexión (M_n) de la viga se estima como:

$$M_n = 0.85 f'_c b_{eff} ct \left(Y_{tc} + \frac{ct}{2} \right) + 0.85 f'_c (b_{eff} - b_{ft}) Y_{ENP} \left(Y_{tc} - \frac{Y_{ENP}}{2} \right) + f'_s b_{ft} Y_{ENP} \left(Y_{tc} - \frac{Y_{ENP}}{2} \right) + f_{yb} A_b d_b \quad (10)$$

donde: Y_{tc} es la distancia medida desde la fuerza de tensión hasta la fibra extrema de compresión en la sección de acero calculada con la ecuación (11) y d_b es la distancia de las barras de refuerzo con respecto a la tensión T .

$$Y_{tc} = \frac{A_s Y_t - \frac{I}{2} (b_{eff} Y_{ENP}^2)}{A_s - b_{eff} Y_{ENP}} \quad (11)$$

Finalmente, el momento nominal calculado se reduce por el factor de resistencia según la sección 5.5.4.2 del AASHTO (2007) para sistemas sometidos a pre-compresión, siendo adaptados en este estudio al sistema de pre-flexión. La resistencia se compara con el momento factorizado M_u calculado con la ecuación (12) definida por la combinación "Limit strength I" de la Tabla 3.4.1-1,2 del código AASHTO (2007).

$$M_u = 1.25 (M_{DC}) + 1.50 (M_{DW}) + 1.75 (M_{LL+IM}) \quad (12)$$

donde: M_{DC} es el momento producido por las cargas permanentes (componentes estructurales y no estructurales), M_{DW} es el momento generado por el pavimento, tuberías y otros; y M_{LL+IM} es el momento debido a carga vehicular más el impacto.

CONCLUSIONES

Este estudio presenta una metodología de análisis para vigas preflexionadas. La misma está basada en esfuerzos permisibles adoptados de los estándares de la AASHTO. Las vigas pre-flexionadas presentan una alternativa viable con respecto a otros sistemas de vigas que usan el mismo criterio de pre-compresión como las seis vigas tipo I del código de la AASHTO, entre otras (Barajas, 2009). Algunas de las ventajas presentadas por sistemas preflexionados son: i) versatilidad en el dimensionamiento de las secciones transversales de las vigas, comparado con los otros sistemas pretensados que usan secciones de vigas estándares; ii) la capacidad de las vigas está controlada por la máxima compresión del hormigón que rodea la aleta inferior de la viga de acero; iii) el sistema puede ser construido en sitio; iv) el tiempo de aplicación de la pre-carga es menor al de sistemas pretensados; y v) la precompresión necesaria es menor a la de los sistemas de vigas pretensadas. Además, estudios recientes demuestran que las vigas pre-flexionadas proveen secciones con razones de altura/longitud (h/L) menores a las obtenidas con sistemas convencionales de hormigón pretensado y acero (Portela et al., 2010). Esta característica es útil para las superestructuras de puentes que requieren mayores alturas libres para el paso de botes y vehículos militares.

Se requieren investigaciones adicionales para obtener modelos más precisos relacionados a las pérdidas y deformaciones, debidas al flujo plástico y a los efectos de retracción por temperatura. También se recomienda el desarrollo de programas experimentales para investigar los niveles de ductilidad presentados por sistemas preflexionados.

RECONOCIMIENTOS

Se agradece al Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos y a la Facultad de Ingeniería del Recinto Universitario de Mayagüez su apoyo para el desarrollo de este trabajo. La distribución de esta publicación ha sido aprobada por el Director del Laboratorio de Geotecnia y Estructuras del Centro de Investigación y Desarrollo de Ingeniería (GSL-ERDC).

REFERENCIAS

AASHTO-LRFD (2007). "Bridge Design Specifications", U.S. Customary and SI Units, 4th edition, Washington, D.C., USA.

- ACI (2008). “*ACI 318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete*”, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.
- AISC (2006). “*LRF/ASD Steel Construction Manual*”. American Institute of Steel Construction, Inc., 13th edition, Chicago, Illinois, USA.
- Baes L. y Lipski A. (1954). “La Poutre Preflex, Fascicule 2: Notes de calcul, Notes descriptives”, Editions Desoer, Liège, Belgium.
- Barajas, U. (2009). “Methodologies for the Analysis and Load Rating of Prestressed and Preflex Bridge Superstructures”, M. Eng. thesis, University of Puerto Rico, Mayagüez Campus, Mayagüez, Puerto Rico.
- McCormac, J. C. y Nelson, J. K. (2002). “*Structural Steel Design: LRF Method*”, 3rd edition, Pearson Education, Inc., USA.
- Morano, S. G. y Mannini, C. (2006). “Preflex beams: a method of calculation of creep and shrinkage effects”, *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 11, No. 1, pp. 48-58.
- Portela, G., Barajas, U. y Varela W. (2010). “Parametric Study of Long-span Pre-cambered Bridge Girders”, 3rd *Federation Internationale Du Beton International Congress, June, 2010*, Washington D.C., Virginia, USA.
- Salmon, C. G. y Johnson, J. E. (1996). “*Steel Structures: Design and Behavior*”, 4th edition, Harper Collins, New York, USA.
- Whitney, C. S. (1942). “Plastic theory of reinforced concrete design”, *Transactions ASCE*, No. 107, pp. 251-326.

