

CONCRETO

LATINOAMÉRICA

VOLUMEN V | NÚMERO 7 | JULIO 2024

Un Jardín Vertical en Concreto

En una de las ciudades más biodiversas, un edificio residencial completamente de concreto se eleva por encima de las azoteas.

Por *Deborah R. Huso*

El presente número de la Revista Digital Concreto Latinoamérica es un esfuerzo de los Capítulos o Secciones del American Concrete Institute (ACI) en Latinoamérica, para poner al alcance de sus miembros y afiliados los contenidos que el ACI International publica en su revista Concrete International en inglés.

Representantes de los Capítulos ACI de Latinoamérica:

Argentina

Dr. Raúl Bertero

Colombia

Dra. Nancy Torres Castellanos
Dr. Fabián Augusto Lamus Báez

Costa Rica

Ing. Minor Murillo Chacón

Ecuador Centro y Sur

Ing. MSc. Santiago Vélez Guayasamín

Guatemala

Ing. Luis Alvarez Valencia
Ing. Xiomara Sapón Roldán

México Noreste

Dr. Jorge Maurilio Rivera Torres

México Noroeste

Ing. Óscar Ramírez Arvizu

México Centro y Sur

Ing. José Alfredo Rodríguez Campos

México Sureste

Mtro. Josseph Eli Mandujano Zavala

República Dominicana

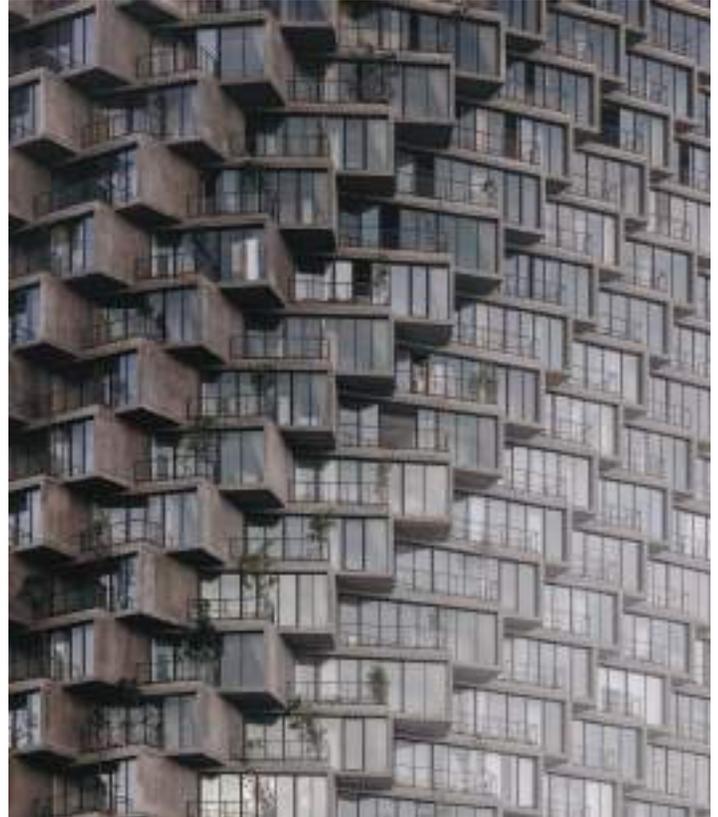
Ing. Piero Roberto Caputo Rodríguez

Perú

Ing. Julio Antonio Higashi Luy

Puerto Rico

Ing. Anabel N. Merejildo



Diseñado para parecer un macetero apilado de 130 m de altura, la estructura residencial de 39,000 m³ de concreto colado in-situ es desde el año 2022 el edificio más alto de Quito, Ecuador. Se trata del edificio IQON que exhibe una fachada de "cajas" de concreto que giran en torno a un núcleo central, ofreciendo terrazas llenas de vegetación que simulan una continuidad vertical con el parque aledaño. Cada departamento incluye una terraza con una gran "maceta" de concreto que penetra en el departamento inferior, y que aloja árboles nativos existentes en el parque, para lograr que la vegetación existente en el parque "escale por el edificio". Para más información consultar artículo 1 de este número de la revista.

Los contenidos de los artículos corresponden a la traducción del inglés al español realizada por los Capítulos del ACI en Latinoamérica, y fueron originalmente publicados en la revista Concrete International correspondiente al mes de Julio del 2024. El Instituto no se hace responsable por las declaraciones u opiniones expresadas en sus publicaciones. Las publicaciones del Instituto no pueden ni pretenden suplantar el entrenamiento técnico individual, responsabilidad o juicio del usuario o de quien provee y presenta la información. Con el propósito de difundir el conocimiento técnico del concreto, se autoriza la difusión de la presente edición a los Capítulos del ACI de habla hispana entre su membresía y grupos de interés. Sin embargo, será necesaria la autorización del American Concrete Institute para reproducir total o parcialmente los contenidos de este número salvo que se hagan para uso personal o académico y sin fines comerciales. Todos los materiales originales en inglés y contenidos en este número de Concreto Latinoamérica en español, están protegidos por las leyes de Derechos de autor y propiedad industrial, tanto nacionales como internacionales.

COMITÉ EDITORIAL

Cualquier asunto relacionado con la publicación contactarse a :
Correo: concretolatam@gmail.com
Tel: +52 81 2146 4907

Presidente del Comité Editorial:

Dr. Jorge Maurilio Rivera Torres
Presidente de la Sección Noreste de México del ACI.(2022-2024)

Editor en Jefe:

Ing. José Lozano y Ruy Sánchez

Editores Asociados:

Dr. Lucio Guillermo López Yépez
Dra. Margareth Josefina Dugarte Coll
Dr. Francisco René Vázquez Leal

Asesor Técnico:

Dr. Alejandro Durán Herrera

Traducción:

Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Comité de Artículos Originales

Ing. Xiomara Sapón Roldán
Ing. Thyssen Won Chang

Revisión Editorial:

Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez

Administración y Logística:

Lic. Ana Durán Herrera

Dirección Creativa:

MDG. Rosa Otilia Armendariz Solís

Diseño Gráfico:

LDI. Hannia Annett Molina Frías
LDG. Anakaren Lozano González

"Agradecemos el apoyo a la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Autónoma de Nuevo León por su colaboración en el diseño editorial de la revista".

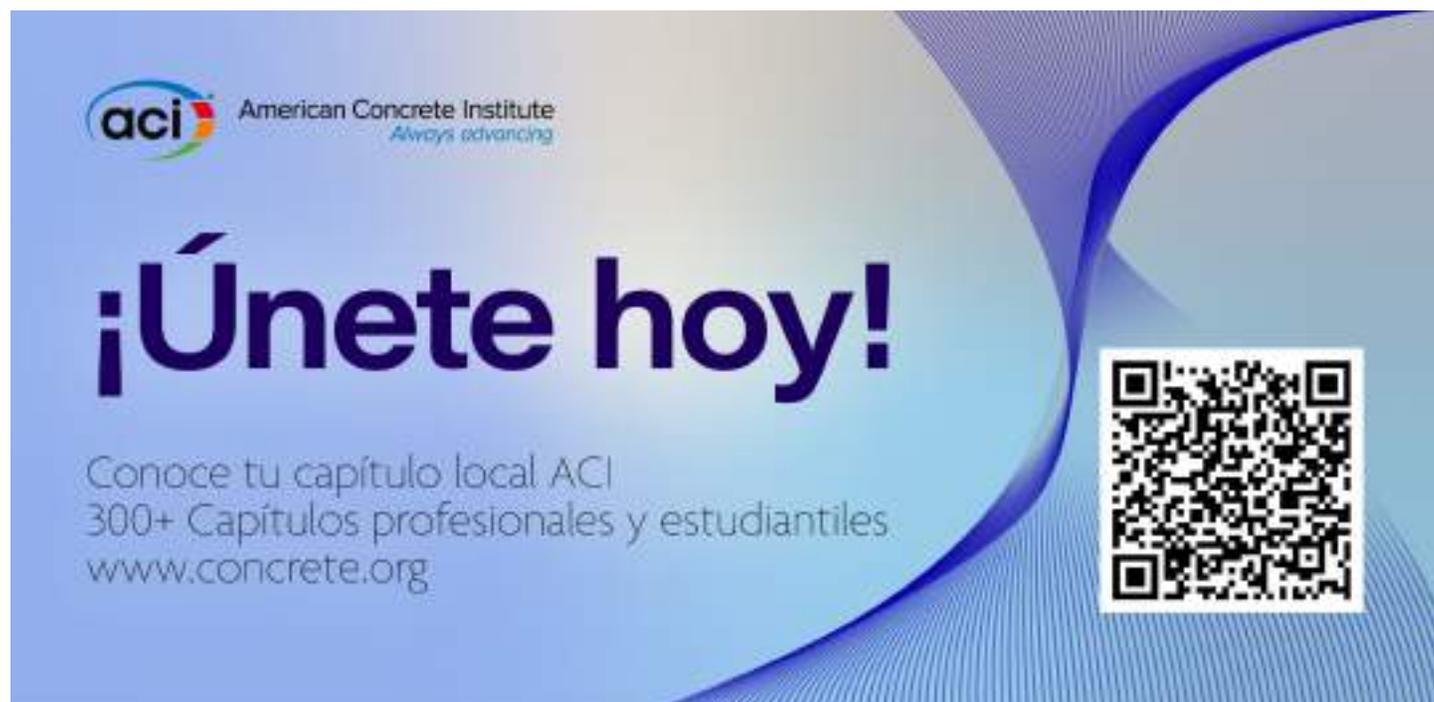
Diseño Editorial: Comunicación e Imagen Institucional FIC-UANL

REVISORES EDITORIALES

En este número, el Comité Editorial agradece la colaboración como Revisores Editoriales a:

Lic. Iliana M. Garza Gutiérrez
Ing. José Lozano y Ruy Sánchez
Dra. Margareth Josefina Dugarte Coll

Dr. Alejandro Durán Herrera
Dr. Francisco René Vázquez Leal



aci American Concrete Institute
Always advancing

¡Únete hoy!

Conoce tu capítulo local ACI
300+ Capítulos profesionales y estudiantiles
www.concrete.org



CONTENIDO

1 | Un Jardín Vertical en Concreto

En una de las ciudades más biodiversas, un edificio residencial completamente de concreto se eleva por encima de las azoteas.

Por Deborah R. Huso

4 | Desempeño de Elementos de Borde Especiales Reforzados con Estribos con Doblez Continuo

Por Malory R. Gooding, Elizabeth A. Mosier, Sushil Kunwar y Bahram M. Shahrooz

2 | Capacidad de Construcción de Pernos para Anclaje (Varillas) en Cimentaciones

Selección de la longitud nominal del perno como la longitud de empotramiento de diseño más 2 pulgadas (5.08 cm) para la constructibilidad.

Por James E. Klinger, Eamonn F. Connolly, Charles D. Charlson, Oscar R. Antommattei y Bruce A. Suprenant

5 | Preguntas y Respuestas. Diseño de un Cimiento para un Tanque de GNL

3 | Novedades en Tecnología. Diseñando para la Productividad y Seguridad Práctica en la Construcción

Nuevas aplicaciones para los Empalmes PS=Ø

Por Gordon H. Reigstad, Jason G. Reigstad y Jared M. Reigstad

6 | ¿Quiénes somos y qué hacemos? Fortaleciendo Vínculos: Reunión del Cemento y del Concreto RCC 2024

Cartagena de Indias, Colombia

Por Xiomara Sapón Roldán

CONVOCATORIA

CONCRETO LATINOAMÉRICA

¿Publicar tus artículos de investigación
y casos de estudio en nuestra revista?
¡Es muy fácil!

*Descarga la Guía
de Publicación*



¡Escanea para
conocer los
requisitos!

*Llena la Carta
de Solicitud*



¡Escanea para
completar tus
datos!

Una vez lista tu solicitud, fírmala y envíala a la Revista Concreto Latinoamérica a través del correo concretolatam@gmail.com

Tu solicitud y artículo serán evaluados para su publicación.

01

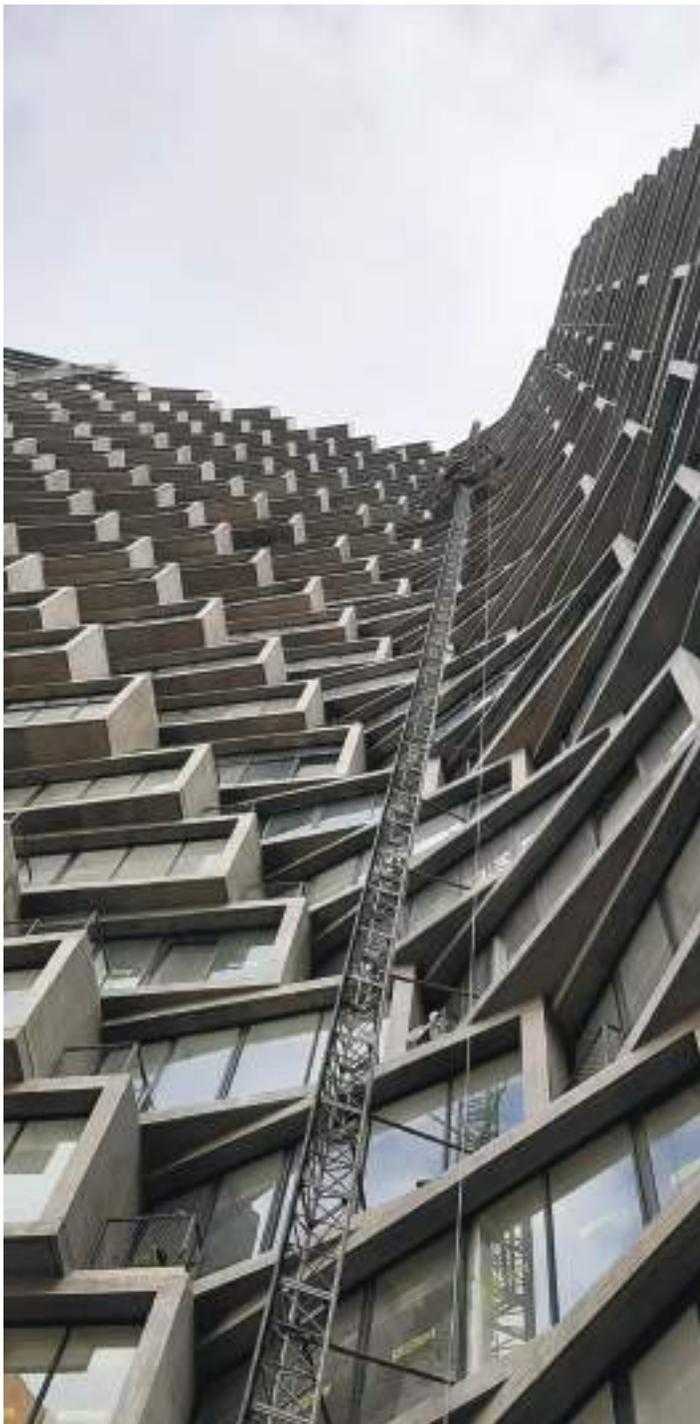
Un Jardín Vertical en Concreto

En una de las ciudades más biodiversas, un edificio residencial completamente de concreto se eleva por encima de las azoteas.

Por Deborah R. Huso



Fig.1: El edificio IQON en Quito, Ecuador (foto cortesía de Uribe Schwarzkopf).



Dividida por la línea ecuatorial, Ecuador tiene un clima subtropical consistente durante todo el año, lo que le confiere la distinción de tener más especies de plantas únicas por metro cuadrado que otro país del mundo. Este entorno de flora amigable fue una inspiración significativa para los diseñadores del edificio de apartamentos IQON en Quito, una de las ciudades de mayor altitud del mundo.

Diseñado para parecerse a un macetero apilado de 130 m de altura (427 pies), la estructura residencial de concreto fundido in situ es también el edificio más alto de la capital y el tercero más alto de Ecuador (Fig. 1).

Completado en 2022, el edificio IQON presenta una fachada llamativa de “vóxeles” de concreto apilados que giran en torno a un núcleo estructural de concreto, ofreciendo terrazas llenas de una vegetación continua y vistas hacia la ciudad.

“Quito posee una increíble vegetación, y nosotros queríamos resaltar esa conexión con el exterior”, explicó Lorenz Krisai, Asociado de la oficina de New York, NY, USA de Bjarke Ingels Group (BIG), la firma de arquitectura principal con sede en Copenhague, Dinamarca. Según Natalia McLean, Directora de Diseño en la compañía de arquitectura Uribe Schwarzkopf con sede en Quito, dedicada a la planificación, diseño y construcción, uno de los principales objetivos de diseño del edificio IQON fue de realizarlo como una extensión del adyacente Parque La Carolina como si las mismas especies de árboles y plantas escalaran por un costado de la estructura, “como la rama de un árbol”.

Diseñando con Vistas y Movimiento Sísmicos en Mente

El edificio fue diseñado como una “L” que curva gradualmente de manera que cada departamento tenga una vista, “una serie de dormitorios como elementos apilados para aprovechar las vistas hacia el norte y el sur” dijo Mario Lafontaine, Director de

Tecnologías Sísmicas de René Lagos Engineers, con sede en Santiago, Chile. A medida que el edificio se curva en esta forma de “L”, también lo hacen las habitaciones, siempre girando para optimizar el acceso de la luz solar y las vistas sobre los tejados de Quito. Cada apartamento también tiene una pared de ventanas orientadas principalmente hacia el norte y el sur para permitir la ventilación cruzada (Fig. 2).

Pero ese diseño curvado, combinado con la altura de la estructura, generó sus propios desafíos. “Este edificio es el más alto de Quito, por lo que realizamos muchos análisis dinámicos”, señaló Lafontaine, agregando que los ingenieros se basaron en los códigos de construcción de la ciudad sísmicamente activa de Los Ángeles, CA, EE.UU., al diseñar la estructura.

La reubicación del aeropuerto de Quito lejos del centro de la ciudad permitió que el edificio IQON se construyera al doble de la altura permitida anteriormente. Pero su ubicación en una zona de alta actividad volcánica, que incluye el Guagua Pichincha muy próximo a la ciudad, significaba que la altura venía con riesgos.

“El diseño sísmico es muy importante en esta área” agregó Krisai. “Necesitas una gran masa y un edificio muy resistente”.

Según Fernando Romo, Vicepresidente Ejecutivo de la firma quiteña consultora de arquitectura e ingeniería Fernando Romo Consultores, las fallas geológicas que establecen a Quito como una jurisdicción de alto riesgo sísmico explican por qué el concreto es un material de construcción principal en la región: “El concreto proporciona rigidez y flexibilidad al mismo tiempo”. En el caso del edificio IQON, los núcleos de concreto en cada sección de la “L” trabajan juntos para proporcionar resistencia sísmica traslacional y torsional (Fig. 3).



Fig.2: Cada unidad del edificio IQON posee una pared de ventanas (foto cortesía de BIG).

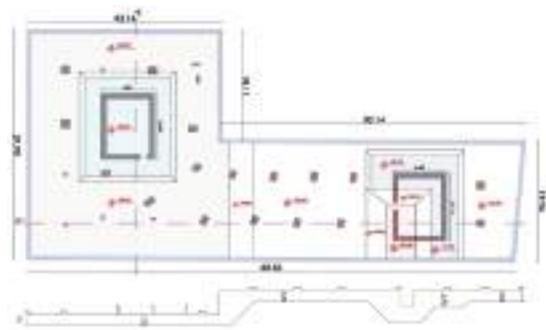


Fig. 3: La losa de cimentación del edificio IQON es escalonda, varía en espesor de 2 a 5 m (6 to 16 ft), y abarca una área de 2,200 m² (23,680 ft²). Los núcleos de concreto en las dos secciones de la “L” proporcionan resistencia sísmica para la torre. Nota: Todas las dimensiones se encuentran en metros. (Figuras cortesía de BIG y Fernando Romo Consultores).

El concreto también logra la resistencia al fuego necesaria para edificios de apartamentos porque, como señaló Romo, “el concreto es básicamente una roca hecha por el hombre”. Adicionalmente, Ecuador no es un país productor de acero, a lo que Romo agregó que los ingenieros y constructores intentan limitar la cantidad de acero que debe ser importada. Por último, como material para construcción de preferencia en Quito, el concreto es conocido por los constructores y comerciantes locales.

“Este fue nuestro primer proyecto en Quito y en Sudamérica en general”, dijo Krisai, señalando que el entorno en los Andes ofrece una variedad de oportunidades y desafíos. “Quito tiene un clima

perfecto durante todo el año. El sol sale a las 6 a.m. y se pone a las 6 p.m. todos los días, y no necesitas tener aislamiento o aire acondicionado”. Eso permitió un diseño y construcción “más puro y minimalista”, añadió Krisai.

La construcción en concreto también permitió los beneficios de masa térmica en una estructura sin aislamiento ni aire acondicionado. “Durante la noche se puede poner un poco frío y durante el día llegar a una temperatura de 28°C [82°F], de manera que la fachada y estructura de concreto del edificio ayuden a retener el calor y el frío”, explicó Krisai.

Además, la construcción en concreto hizo posible crear un edificio con vegetación en su fachada. Los apartamentos cuentan con terrazas con jardineras que contienen uno o más árboles y plantas como las que se encuentran en el adyacente Parque La Carolina. “Queríamos que se sintiera como si estuvieras entrando en un jardín cuando salieras a tu balcón”, explicó Krisai. “La única manera de realizar eso sin jardineras elevadas era ocupar espacio en el apartamento inferior, así que colocamos una pared estructural debajo de cada terraza que esencialmente ocupa espacio en la sala del apartamento de abajo para dar un espacio hueco para que crezcan las raíces de los árboles (Fig. 4). Las raíces están ocultas en la pared escultórica en la sala de tu vecino”, dijo Krisai, creando un detalle arquitectónico único en concreto en el interior de cada apartamento.

La Cimentación más Profunda de Quito

La distintiva fachada de concreto del edificio IQON fue un rasgo intencional de diseño. “Queríamos ser muy honestos con el material y usarlo tanto para la fachada como para la estructura”, explicó Krisai.

“Hay algo muy hermoso en la textura del concreto. Captura la técnica del encofrado, que se imprime en la fachada”.

El impresionante edificio de apartamentos de 33 pisos de altura también incluye ocho niveles subterráneos y está soportado por una enorme losa de cimentación ubicada casi 30 m (98 ft) por debajo del nivel del suelo (Figs. 3 y 5).

Romo mencionó que el edificio IQON tiene la cimentación más profunda para un edificio residencial en la ciudad, lo que generó desafíos al excavar dentro de la capa freática de Quito, que se encuentra a unos 14 m (46 ft) bajo la superficie del suelo. Los constructores tuvieron que disminuir el nivel del agua durante la excavación instalando pozos en el lugar de trabajo.

La excavación se realizó gradualmente. “Excavamos un nivel a la vez y luego construimos paredes en el perímetro”, explicó Romo. “Luego hacíamos el siguiente nivel y así sucesivamente”. Ese proceso se repitió hasta llegar a la cimentación. Desde la cimentación hacia arriba, los trabajadores construyeron la estructura losa por losa. “Mientras el edificio subía, la grúa se apoyaba en los pisos ya construidos”, explicó Romo (Fig. 6). “El diseño de la mezcla de concreto se modificó gradualmente a medida que el edificio iba creciendo para mantener las propiedades finales, pero al mismo tiempo que fuera viable para bombear a distintas alturas”.

“Las losas de piso zigzaguean a medida que se orientan hacia el parque”, explicó Krisai.

“Existe una cierta repetición con el patrón repitiéndose cada tres pisos”. Esto permitió reutilizar una parte del encofrado. “Pero no es un edificio con una trama cuadrículada sencilla”, añadió Krisai.



Fig. 5: Vistas de la losa de cimentación durante la construcción (fotos cortesía de Fernando Romo Consultores).

“Conceptualmente, es una caja sobre otra”.

Cada una de las cajas tiene paredes de 300 mm (12 in.) y losa de piso de 600 mm (24 in.), aunque el grosor de la losa se reduce a 300 mm en las terrazas y donde los volados están expuestos al exterior del edificio, así como dentro de la bahía interior del edificio.

Composición del Concreto para Altitudes Elevadas y Desplazamientos Sísmicos

La gran altitud de Quito, a 2,850 m (9,350 ft) sobre el nivel del mar, presentó algunos desafíos al colocar el concreto.

Debido a que la altitud puede afectar el proceso de curado del concreto, se utilizaron diferentes tipos de concreto en todo el edificio.

En la mayor parte del edificio sobre el nivel del suelo, el concreto tiene una resistencia a la compresión de 45 MPa (6,530 psi), según Romo. En el caso de las columnas reforzadas ubicadas en áreas de alta congestión, el equipo de construcción utilizó concreto autocompactante (SCC).

Los pisos son losas postensadas con una resistencia a la compresión de 45 MPa. El concreto tenía que alcanzar de 20 a 25 MPa (2,900 a 3,625 psi) dentro de los 3 días de su colocación para que se pudiera aplicar el pos-tensado. Se utilizó modelado térmico para determinar el proceso de curado necesario para evitar temperaturas excesivas en el núcleo y diferenciales térmicos en la losa de cimentación.

Las jardineras esculturales también están construidas con SCC. El diseño requería tres tamaños de jardineras, por lo que el contratista utilizó encofrado de acero prefabricado y reutilizable para construir las paredes esculturales requeridas (Fig. 7). El edificio cuenta con 113 jardineras, cada una con un árbol grande. “Fue un desafío hacer que eso funcionara”, dijo Krisai. “Existe un gran peso en esas jardineras”.

La construcción del edificio IQON tardó 4 años en completarse, en parte debido a las interrupciones ocasionadas por la pandemia de COVID-19 en 2020 y las restricciones sobre el número de trabajadores que podían estar en el sitio en un momento dado. El último piso de la estructura se colocó en enero de 2022, completando esta comunidad vertical y extensión del Parque La Carolina.

Al final del proyecto, el equipo de construcción había colocado 4,500 tonnes (4,690 tons) de refuerzo y 39,000 m³ (51,010 yd³) de concreto.

El costo total del proyecto fue de 45 millones de dólares. El edificio IQON también cuenta con la certificación EDGE, habiendo cumplido con los requisitos de Green Business Certification Inc. (GBCI) para la construcción eficiente en recursos en mercados emergentes.



Fig. 6: La grúa de construcción estuvo apoyada en los pisos ya terminados (fotos cortesía de Uribe Schwarzkopf).



Fig. 7: El encofrado de acero se reutilizó para construir las jardineras de las terrazas (foto cortesía de Fernando Romo Consultores).

Deborah R. Huso es Directora Creativa y Socia Fundadora de la empresa WWM, en Farmington, Nuevo México, Estados Unidos. Ha escrito para una gran variedad de publicaciones sobre comercio y consumo, tales como *Ascent, U.S. News & World Report, Concrete Construction* y *Construction Business Owner*. También ha colaborado en el desarrollo de sitios de internet y las estrategias de definición y generación de contenidos para diversas empresas proveedoras de la industria de la construcción de edificios, incluida la empresa Cultured Stone and Trex.



Título original en inglés:
A Vertical Garden in Concrete.

In one of the most biodiverse cities, a total-concrete residential building rises above the rooftops

La traducción de este artículo correspondió al Capítulo de Ecuador Centro y Sur



Traductor:
Cristian Vallejo Delgado



Revisor Técnico:
Ing. Santiago Velez Guayasamín
MSc. DIC

02

Capacidad de Construcción de Pernos para Anclaje (Varillas) en Cimentaciones

Selección de la longitud nominal del perno como la longitud de empotramiento de diseño más 2 pulgadas (5.08 cm) para la constructibilidad.

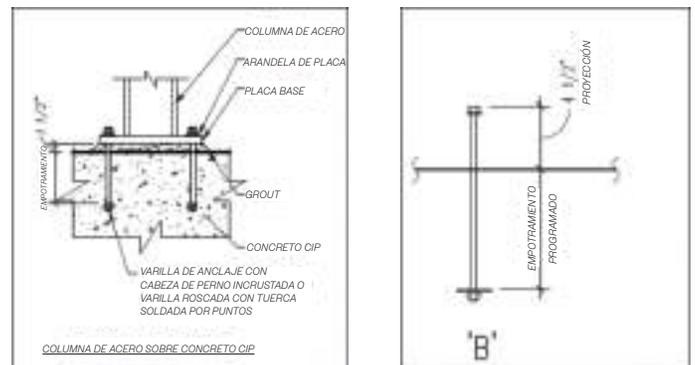
Por James E. Klinger, Eamonn F. Connolly, Charles D. Charlson, Oscar R. Antommattei y Bruce A. Suprenant

El apartado 5.2.1 del ACI 355.1R-91(97)¹ recomienda especificar en los planos de obra la proyección de los pernos de anclaje y la longitud de empotramiento con respecto a la rasante del concreto terminado. Sin embargo, ACI 117-10(15)², no contiene las tolerancias con respecto a esas dos dimensiones. La Guía de Diseño de Acero 1³ del Instituto Americano de Construcción en Acero (AISC, por sus siglas en inglés), recomienda especificar la longitud (Sección 2.7) y la elevación superior de la varilla de anclaje (Sección 2.8) (las varillas de anclaje se denominan comúnmente “pernos” en la industria del concreto). Existen tolerancias especificadas para estos elementos. La proyección real del perno y la longitud de empotramiento son una combinación de tres tolerancias: fabricación del perno, colocación del perno y colocación del concreto. En las tolerancias extremas, y si todas fueran aditivas, la disminución resultante de la longitud de empotramiento es de 89 mm (3-1/2 pulg.). La cuestión es: ¿El diseño contempla adecuadamente esta construcción?

Recomendaciones AISC para la especificación de varillas de anclaje

La tolerancia para la elevación para la parte superior de la varilla de anclaje es de ± 13 mm (1/2 pulg.), ANSI/AISC 303-22, Sección 7.5.1⁴, se refiere a la Fig. 1, la cual coincide con la del ACI 117-10(15), Sección 2.3.4.1. La Sección 2.5 de la Guía de Diseño de Acero 1 del AISC indica que la ASTM F1554⁵ es la especificación del material más común y preferida para las varillas de anclaje. La especificación ASTM F1554 tiene una tolerancia para la longitud de la varilla (perno) en la Sección 10.4.1: “La longitud total de los pernos de anclaje rectos, o hasta el interior del gancho, será la longitud especificada $\pm 1/2$ pulg., para longitudes de 24 pulg. o menos, y ± 1 pulg. para pernos más largos”. La Guía de Diseño de Acero AISC 1, Sección 3.2.2, incluye una nota para el usuario en la que se indica que consulte el ACI 318 para el diseño de la longitud de empotramiento.

Recomendaciones del ACI para la especificación de pernos de anclaje



REQUERIMIENTOS DE LAS VARILLAS DE ANCLAJE					
Ø VARILLA DE ANCLAJE (PULG.)	Ø MAX. DEL HUECO (PULG.)	TAMAÑO MIN. DE ARANDELA (PULG.)	GROSOR MIN. DE ARANDELA (PULG.)	EMPOTRAMIENTO MÍNIMO (PULG.)	DISTANCIA AL BORDE "C" (PULG.)
3/4	1 5/16	2	1/4	8	1 1/2
7/8	1 8/16	2 1/2	5/16	10	2
1	1 11/16	3	3/8	12	2 1/2
1 1/2	2 5/16	3 1/2	1/2	18	2 1/2

TODO EL MATERIAL DE LA VARILLA DE ANCLAJE ES F1554 GRADO 55 CON SUPLEMENTO SI, UNO

Fig. 2: Requisitos típicos para los pernos de anclaje (varillas) incluidos en los contratos.

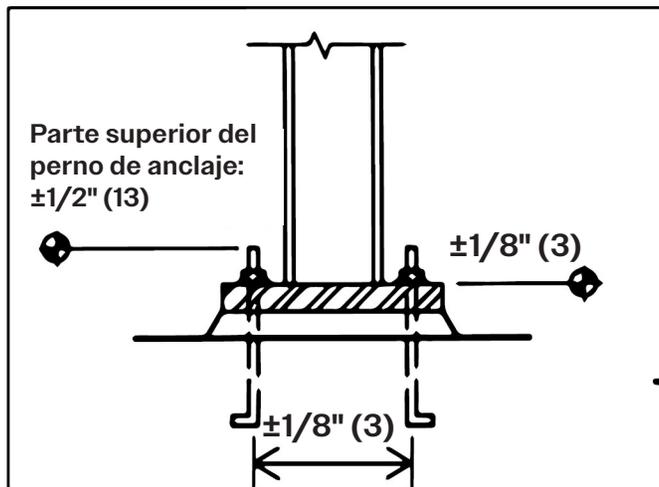


Fig. 1: Ejemplo de un perno de anclaje con tolerancias de elevación.

Como se ha mencionado anteriormente, el ACI 355.1R-91(97), Sección 5.2.1, recomienda que los planos de obra indiquen la proyección y el empotramiento de los pernos con respecto a la rasante del concreto terminado. La Figura 2 ilustra los detalles típicos proporcionados en los planos estructurales del proyecto para los pernos de anclaje (varillas). Obsérvese que estos detalles no incluyen la longitud del perno, ni la elevación especificada de la parte superior del mismo, tal como recomienda la

Guía de Diseño de Acero 1 del AISC. ACI 117-10(15), Sección 2.3.4, tiene dos tolerancias para los pernos de anclaje: 1) $\pm 1/2$ pulg. de desviación vertical para la parte superior del perno de anclaje, respecto a la elevación especificada; y 2) desviación de la línea central de pernos de anclaje individuales, desde una ubicación especificada que varía de $\pm 1/4$ a $\pm 1/2$ pulg. (6 a 13 mm), dependiendo del tamaño de los pernos.

Aunque el ACI 117-10(15) establece algunas tolerancias para los pernos de anclaje, lo importante son las tolerancias que el documento no proporciona, como: 1) proyección del perno; y 2) empotramiento, que son los dos elementos que el ACI 355.1R- 91(97) recomienda incluir en los planos de obra. En otras palabras, existe una grave desconexión entre lo que especifica el diseñador y lo que es, o puede comprobarse, durante la construcción.

Tolerancias de proyección y empotramiento para los pernos

Hay una sencilla razón por la que el ACI 117-10(15) no establece una tolerancia para el empotramiento: no se puede medir. Antes de colocar el concreto, la parte inferior del perno de anclaje no puede medirse en una superficie de concreto que no existe. Una vez colocado el concreto, se conoce la superficie superior, pero la parte inferior del perno de anclaje está enterrada en el concreto. Ninguno de estos dos enfoques es apropiado para una medición de las tolerancias.

También existe una sencilla razón por la que la Guía de Diseño de Acero 1 del AISC especifica la elevación de la parte superior del perno: si la proyección del perno se especifica desde la parte superior del concreto terminado, entonces la elevación de la parte superior del perno varía en función de la elevación de la cimentación, que es de 50 mm (+1/2 pulg.) y -2 pulg. (50 mm). Por lo tanto, no existe una elevación constante del perno superior, ya que se basa en la superficie de concreto, que varía con cada cimentación. A los instaladores de acero no les gusta que varíen las elevaciones de los pernos de anclaje. A los concreteros no les gusta que el contratista general les cobre de vuelta porque el montador de acero incurre en gastos por pernos demasiado altos o demasiado bajos. Por tanto, los contratistas construyen basándose en las elevaciones y en las tolerancias de la parte superior del perno y no en la proyección del perno por encima de la superficie de concreto. Y, por supuesto, cuando el contratista está colocando el perno de anclaje, la proyección del perno no se puede medir porque la superficie de concreto no está en su lugar.

Colocación del concreto, elevación y longitud de empotramiento de los pernos

La Figura 3 ilustra las actividades de construcción y las tolerancias que determinan la elevación final del perno de anclaje y la longitud de empotramiento. Las tres tolerancias que afectan a la elevación de la parte superior del perno y la longitud de empotramiento son:

- **Fabricación del perno:** La tolerancia de longitud está establecida por ASTM F1554 como $\pm 1/2$ pulg. para pernos iguales o inferiores a 610 mm (24 pulg.) y ± 1 pulg. para pernos superiores a 610 mm (24 pulg.);
- **Cimbra para el borde de la cimentación:** La elevación de las cimbras del borde se establece para proporcionar una superficie final de concreto dentro de +1/2 pulg. y -2 pulg. de la elevación especificada para la parte superior de la cimentación; y
- **Colocación del perno:** La colocación del perno se establece en base a su elevación especificada con una tolerancia de $\pm 1/2$ pulg.

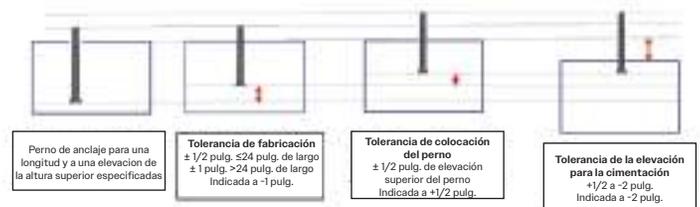


Fig. 3: Ilustración de las tolerancias (marcadas con flechas rojas) para la fabricación, la colocación de la elevación del perno y la colocación de la elevación de la cimentación. Estas tolerancias se combinan para determinar la longitud del perno empotrado.

Si el perno de anclaje se fabrica 1 pulg. más corto, la parte superior del perno se coloca 1/2 pulg. más alto y la superficie superior de la cimentación se coloca 2 pulg. más baja, todo dentro de las tolerancias, la longitud de empotramiento es 3-1/2 pulg. (89 mm) más corta de lo previsto. Si la proyección del perno se coloca perfectamente, a 114 mm (4-1/2 pulg.) por encima de la superficie superior de la cimentación, pero la elevación de la superficie varía dentro de las tolerancias, la parte superior del perno desde la parte superior a la parte inferior varía en 64 mm (2-1/2 pulg.). La Guía de Diseño de Acero 1 del AISC, Sección 2.7, recomienda, siempre que sea posible, especificar longitudes roscadas "al menos 3 pulg. mayores que las requeridas, para permitir variaciones en la elevación de ajuste³".

La reducción de la longitud de empotramiento de 3-1/2 pulg. es una combinación de tres sucesos extremos. Cada tolerancia puede tratarse como una variable aleatoria normal independiente compuesta al 99.9% (tres distribuciones) y combinarse utilizando un enfoque de raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS, por sus siglas en inglés). Para ese caso, la reducción calculada de la longitud de empotramiento sería de 42 mm (1.67 pulg.).

Obsérvese que la norma ASTM F1554 no establece una tolerancia de linealidad en la longitud total del perno. Un proveedor de pernos comentó que la mayor parte de la longitud del perno se incrusta en el concreto; por lo tanto, en términos prácticos, la única parte que debe ser razonablemente recta es el extremo roscado que sobresale del concreto. Sin embargo, si la linealidad de los pernos es crítica, el ingeniero del proyecto debe especificar los valores de linealidad requeridos.

Diseño de la longitud de empotramiento

Se consideran dos ejemplos: Grado 36, de 3/4 pulg. (19 mm) de diámetro y Grado 55, de 1 pulg. de diámetro, para un perno de anclaje individual con los requisitos de resistencia de diseño para: a) resistencia del acero en tensión ϕN_{sa} ; b) resistencia a la ruptura del concreto a tensión ϕN_{cb} ; y c) resistencia al arrancamiento bajo tensión ϕN_{pm} . Los modelos de falla se ilustran en la Fig. 4. Los requisitos para la resistencia de diseño se basan en el Capítulo 17 del ACI 318-19(22)⁶, Anclaje al Concreto.

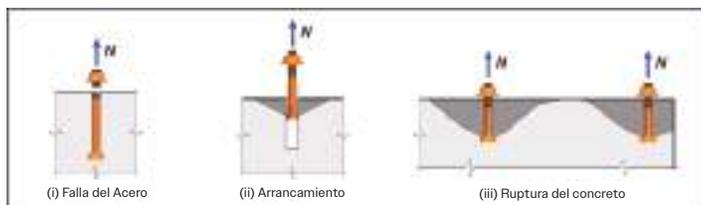


Fig. 4: Tipos de falla para un anclaje individual, según el ACI 318-19(22), Fig. R17.5.1.2⁶.

Se eligió el perno ASTM F1554 Grado 36 (Fig. 5), de 3/4 pulg. de diámetro para que correspondiera al Ejemplo 4.1 de la Guía de Diseño de Acero 1 de la AISC. Se eligió el perno de anclaje ASTM F1554 Grado 55, de 1 pulgada de diámetro (Fig. 6), para representar una carga mayor en una columna. La Figura 5 muestra que ϕN_{cb} rige para longitudes de empotramiento cortas hasta de 6 pulg. Una vez que la longitud del anclaje supera las 6 pulg., la carga del anclaje está controlada por la falla del acero, por lo que la resistencia viene definida por ϕN_{sa} del perno de Grado 36. Como era de esperar, una vez que el modo de falla del anclaje está controlado por la falla

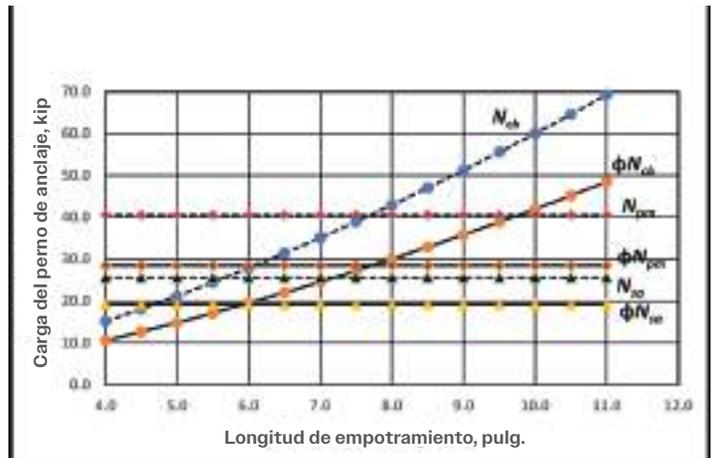


Fig. 5: Resistencia para un perno de anclaje (varilla) de 3/4 pulg. de diámetro, ASTM F1554 Grado 36. (Nota: 1 kip = 4.4 kN; 1 pulg. = 25 mm)

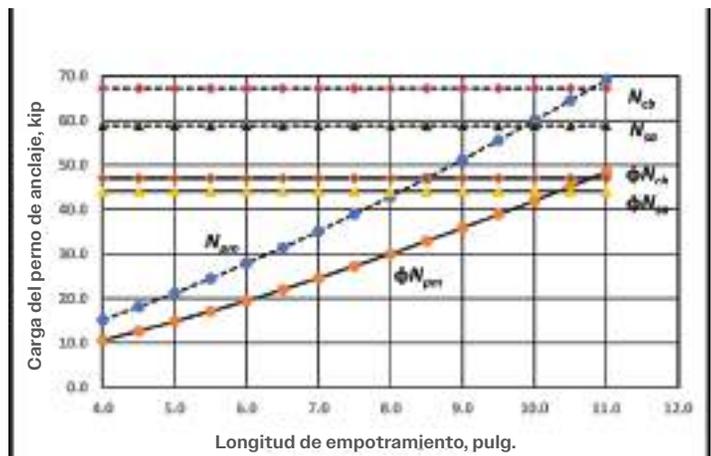


Fig. 6: Resistencia para un perno de anclaje (varilla) de 1 pulg. de diámetro ASTM F1554 Grado 55. (Nota: 1 kip = 4.4 kN; 1 pulg. = 25 mm).

del acero, la carga es independiente de la longitud de empotramiento.

¿Cuál es la capacidad de carga si la longitud de empotramiento cambia de 152 a 114 mm (6.0 a 4.5 pulg.)? La resistencia a la ruptura del concreto a 6 pulg. es de 19.5 kip (87 kN) y a 4.5 pulg. es de 12.7 kip (56 kN), una reducción de 6.8 kip (30 kN) o 45%. La resistencia última a la ruptura, sin considerar el factor de reducción de la resistencia de 0.7, con un empotramiento de 4.5 pulg. es de 18.1 kip (81 kN). Este anclaje fallaría con una longitud de empotramiento de 4.5 pulg. si la carga de diseño fuera de 19.5 kip. La Figura 6 también ilustra que el perno de anclaje de grado 55 y 1 pulg. de diámetro, también fallaría si la longitud de empotramiento fuera 1.5 pulg. inferior a la de diseño.

El ACI 318-19(22), en su Sección de Comentarios R21.1.1, establece: “Los propósitos de los factores de reducción de resistencia ϕ son: (1) tener en cuenta la probabilidad de elementos con resistencia insuficiente, debido a variaciones en las resistencias y en las dimensiones de los materiales; (2) tener

en cuenta las imprecisiones en las ecuaciones de cálculo; (3) para reflejar la ductilidad disponible y la confiabilidad requerida del elemento bajo los efectos de carga considerados; y (4) para reflejar la importancia del elemento en la estructura". Nuestro ejemplo sólo tenía en cuenta las "variaciones en las dimensiones", pero el factor de reducción de la resistencia de 0,7 no era suficiente para tener en cuenta las tolerancias de fabricación y construcción. Por lo tanto, parece prudente añadir 2 pulg. adicionales a la longitud de empotramiento calculada.

¿Cuál es el costo de una pulgada extra?

Preguntamos a un par de proveedores de pernos de anclaje por el costo de una pulgada más de perno. Su respuesta fue:

- Perno ASTM F1554 Grado 36, de 3/4 pulg. de diámetro, de 457 a 483 mm (18 a 19 pulg.) de longitud - unos 0.35 dólares extra;
- Perno ASTM F1554 Grado 55, de 1-1/2 pulg. de diámetro, de 610 a 635 mm (24 a 25 pulg.) - unos 2.50 dólares extra; y
- Perno ASTM F1554 Grado 105, de 2-1/2 pulg. de diámetro, de 762 a 78 mm (30 a 31 pulg.) - unos 15.50 dólares extra.

Esta es una solución económica para una situación potencialmente peligrosa.

Recomendaciones

Recomendamos ampliamente a los diseñadores añadir 2 pulg. al diseño de la longitud de empotramiento calculada y especifiquen la elevación de la parte superior del perno de anclaje. Como recordatorio final, en el ACI 117-10(15) no se indica una tolerancia para la proyección del perno o para la longitud de empotramiento.

Referencias

1. ACI Committee 355, "State-of-the-Art Report on Anchorage to Concrete (ACI 355.1R-91) (Reapproved 1997)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 1991, 71 pp.
2. ACI Committee 117, "Specification for Tolerances for Concrete Construction and Materials (ACI 117-10) and Commentary (Reapproved 2015)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2010, 76 pp
3. Fisher, J.M., and Kloiber, L.A., "Steel Design Guide 1: Base Plate and Anchor Rod Design," second edition, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2006, 61 pp.
4. "Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges (ANSI/AISC 303-22)," American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2022, 79 pp.

5. ASTM F1554-20, "Standard Specification for Anchor Bolts, Steel, 36, 55, and 105-ksi Yield Strength," ASTM International, West Conshohocken, PA, 2020, 8 pp.
6. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) (Reapproved 2022)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 623 pp.

James E. Klinger, miembro de ACI, es Especialista en Construcción de Concreto de la Sociedad Americana de Contratistas de Concreto (ASCC), St. Louis, MO, EE.UU. Es miembro de los Comités ACI 134, Constructibilidad del Concreto, y 318, Código de Construcción de Concreto Estructural; del Comité Conjunto ACI-ASCC 117, Tolerancias; y del Subcomité ACI 318-A, General, Concreto y Construcción. Ha recibido el Premio ACI de la Construcción 2020 y el Premio ACI Roger H. Corbetta al Constructor de Concreto 2022. Klinger obtuvo su máster en Ingeniería Estructural en la Universidad de Maryland, College Park, MD, EE.UU.



Eamonn F. Connolly, miembro de ACI, es Director de Ingeniería en James McHugh Construction Co., Chicago, IL, EE.UU. Cuenta con más de 20 años de amplia experiencia como ingeniero estructural y gerente en el diseño y construcción de numerosos edificios de gran altura y proyectos de infraestructuras. Ha sido Presidente del Comité 309 de ACI, Consolidación del Concreto, y miembro del Comité Conjunto 117 de ACI/ASCC, Tolerancias, así como de los Comités 134 de ACI, Constructibilidad del Concreto; 347, Cimbras para el Concreto; y 435, Deflexión de Estructuras de Construcción de Concreto; y de los Subcomités 301-I de ACI, Concreto Postensado - Sección 9, y 318-A, General, Concreto y Construcción. Obtuvo su licenciatura en ingeniería civil en el Instituto de Tecnología de Illinois, Chicago, IL, y su máster en ingeniería en la Universidad de Aberdeen, Aberdeen, Reino Unido. Es ingeniero de estructuras autorizado en Illinois e ingeniero profesional autorizado en ocho estados.



Charles D. Charlson, miembro de ACI, es Director de Ingeniería Estructural en GCM Contracting Solutions, Fort Myers y Naples, FL, EE.UU. Cuenta con más de 34 años de experiencia en diseño de ingeniería estructural. En 2005, Charlson fundó CRC & Associates, LLC, una empresa de consultoría de ingeniería estructural, y sigue siendo el director gerente de la empresa. El anclaje al concreto es una de sus áreas de especialización, y ha prestado servicios de consultoría para este tipo de trabajos a varias grandes empresas de ingeniería y construcción del medio oeste y del este de Estados Unidos. Se licenció en Ingeniería Civil y Medioambiental, con una doble especialización en Ingeniería Estructural e Ingeniería Geotécnica, por la Universidad de Cincinnati, Cincinnati, OH, EE UU. Tras trabajar como ingeniero profesional durante 14 años, Charlson regresó a la Universidad de Cincinnati para completar su máster en ingeniería estructural. Tiene licencia profesional y es ingeniero estructural.



Oscar R. Antommattei, FCI, es Jefe de Ingeniería de Concreto y Director de Ingeniería de Kiewit Engineering Group, Inc. en Lone Tree, CO, EE.UU. Cuenta con más de 20 años de experiencia en el sector de los materiales de concreto, desde el apoyo técnico hasta el diseño de infraestructuras y proyectos de construcción civil pesada. Es Presidente del Comité de Normas de Construcción del TAC y del Subcomité de Productividad y Constructibilidad del TAC, y miembro de varios comités técnicos, como los Comités 321, Código de Durabilidad del Concreto, y 323, Código de Concreto de Bajo Carbono, y el Subcomité 301-H, Concreto Masivo - Sección 8 del ACI.



Bruce A. Suprenant, FCI, es Presidente del Subcomité 117-M de ACI, Movimientos que Afectan a las Tolerancias, y Vicepresidente del Comité Conjunto 117 de ACI-ASCC, Tolerancias, así como miembro de los Comités 134 de ACI, Constructibilidad del Concreto; y 302, Construcción de Pisos de Concreto. Entre sus galardones se incluyen el Premio Internacional del Concreto del ACI 2022, la Medalla Arthur R. Anderson del ACI 2021, el Premio a la Construcción del ACI 2020, el Premio a la Certificación del ACI 2013, el Premio al Constructor de Concreto Roger H. Corbetta del ACI 2010 y el Premio a la Construcción del ACI 2010.



Título original en inglés:
Constructability of Anchor
Bolts (Rods) in Foundations.
Select nominal bolt length as the
design embedment length plus
2 in. for constructability

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo
Noreste de México**



Traductora:
**Lic. Iliana M. Garza
Gutiérrez**



Revisor Técnico:
**Dr. Alejandro Durán
Herrera**

Diseñando para la Productividad y Seguridad Práctica en la Construcción

Nuevas aplicaciones para los Empalmes PS=Ø

Por Gordon H. Reigstad, Jason G. Reigstad y Jared M. Reigstad

Desde nuestro primer artículo publicado en la revista Concrete International sobre juntas sin ranurar en colados en franjas¹, ingenieros y contratistas se han vuelto más creativos al utilizar los Sistemas de Acoplamiento Mecánico PS=Ø®. Esta tecnología de patente aún pendiente de trámite se está usando para eliminar las franjas pendientes de colado tradicionales que muchos usan para permitir acceso temporal y eliminar las restricciones a la contracción del concreto post-esfuerzo (PT).

Ahora los ingenieros han encontrado que este acoplamiento PS=Ø ranurado (Fig. 1) es muy efectivo para mitigar la restricción a las contracciones por secado (RTS por sus siglas en inglés) en muros donde la restricción es aún mayor.

El acoplamiento ranurado permite liberar las restricciones en dos direcciones horizontales, perpendicular y paralela al muro. Todas las aplicaciones del sistema PS=Ø permiten más tiempo para liberar las restricciones a la contracción sin interrumpir o alargar con ello los programas o calendarios de trabajo, lo que sería necesario si se utiliza el método de trabajo tradicional que deja pendientes de colado franjas para permitir la contracción de las losas previamente coladas.



Fig. 1: Sistema de acoplamiento de refuerzo mecánico PS=Ø ranurado.

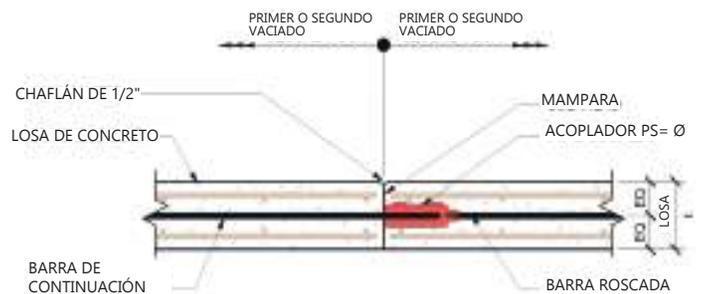


Fig. 2: Junta de alivio típica PS=Ø de losa a losa.

Alivio de Restricción de Losa a Losa

La norma del Instituto de Post-tensado: PTI DC20.2-2², (*Restraint Cracks and Their Mitigation in Unbonded Post-Tensioned Building Structures*), establece que una losa pos-tensada autoportante con una tira pendiente de colado en franjas tradicional, puede lograrse colocando en el punto medio refuerzo adicional de pos-tensado (PT) o ampliando el espacio, (es decir, reduciendo las longitudes de los voladizos).

Las losas autoportantes son importantes para los contratistas, ya que requieren un re-apuntalamiento más económico. Más aún, las losas no autoportantes suponen un re-apuntalamiento más caro.

Utilizando una franja típica de alivio a la restricción de contracción de losa a losa PS=Ø como se muestra en la Figura 2, se puede minimizar el agrietamiento en la losa colada inicialmente. Los acoplamientos PS=Ø se han usado tanto en el punto medio de las losas como en las ubicaciones del punto de inflexión. Sin embargo, para optimizar los costos, la Junta de Alivio PS=Ø debería colocarse cercana al punto de inflexión (es decir, a 1/5 del claro), separando elementos laterales rígidos en el edificio.

En esta ubicación, tanto el refuerzo PT como el refuerzo más ligero están optimizados, y las losas son autoportantes puesto que usan la

capacidad de tomar cortante de los empalmes de los acopladores PS=Ø aún no inyectados. Como resultado se obtiene que no se requiere refuerzo de ningún tipo adicional para soportar la contracción (PT), ni quedan encofrados o apuntalamientos ni se dejan huecos en los pisos que impidan otros trabajos en la construcción.

Algunos contratistas e ingenieros están eligiendo retrasar el inyectado del "grout" en los empalmes PS=Ø para dar más tiempo a la junta y permitir la contracción, cerrando el sistema posteriormente, lo que minimiza el agrietamiento y mejora la calidad del concreto en general. Este retraso en la colocación del "grout" no interfiere con los programas de construcción porque se han eliminado las franjas pendientes de colar y su apuntalamiento.

En casos en que el pos-tensado (PT) interno de la losa es necesario, (Fig. 3) se puede utilizar un acoplamiento PS=Ø de losa a losa con una tira de esfuerzo temporal. La tira temporal de esfuerzo se puede reinstalar inmediatamente después del pos-tensado para crear una junta típica PS=Ø losa a losa. Esto permite que todas las losas sean pos-tensadas incluso aquellas que no sean accesibles desde la parte exterior o la orilla externa de la misma losa. Esto sucede frecuentemente en losas subterráneas, o donde el pos-tensado de la losa es difícil por estar elevadas las losas.

Debido a los procedimientos normales de pos-tensado, muchos ingenieros diseñan las losas elevadas subterráneas en concreto reforzado (RC). Con el sistema PS=Ø, muchas losas originalmente diseñadas como RC se han convertido a sistemas pos-tensados PT más económicos.

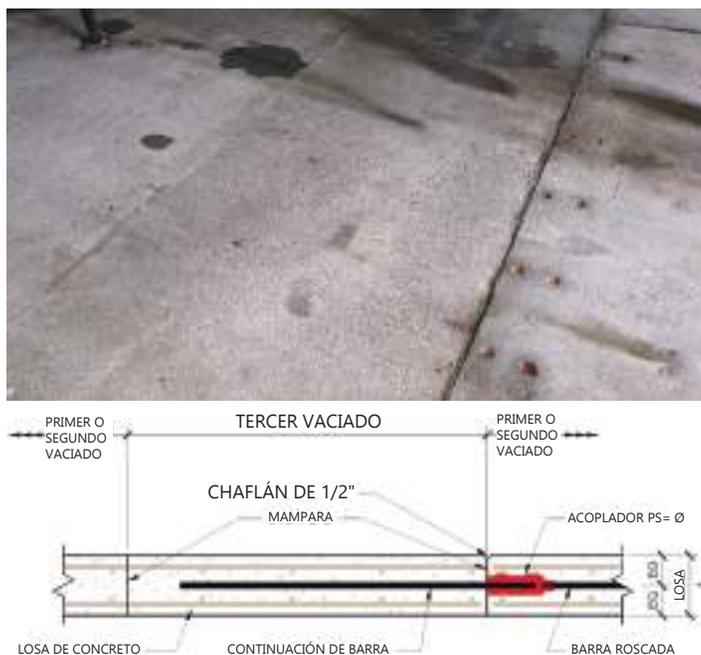


Fig. 3: Junta típica de alivio de tensión entre losas PS=Ø con una banda de tensión temporal.

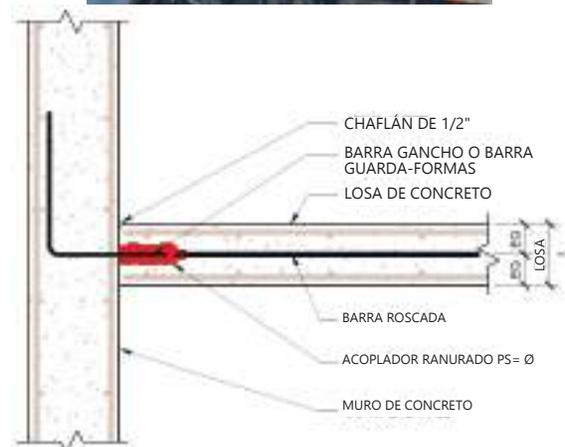


Fig. 4: Junta de alivio PS=Ø entre losa y muro.

Alivio de Restricción Losa a Muro

Para condiciones subterráneas (y muros de cortante) muchos ingenieros están utilizando una combinación de PS=Ø losa a muro (Fig. 4) en los muros externos y PS=Ø losa a losa cerca del centro del edificio (Fig 2). Una losa elevada subterránea PT puede fácilmente pos-tensarse usando una junta PS=Ø losa a losa con una extensión temporal (Fig. 3). Los detalles que se muestran en la Figura 5 permiten tanto el pos-tensado como la liberación de contracción en muros exteriores, utilizando un acoplador ranurado que libera la tensión en dos direcciones horizontales, perpendicular y paralelo al muro. La Figura 6 también permite liberar las restricciones en dos direcciones horizontales, y es usualmente utilizada en los soportes sobre los muros, donde se asientan las traveses o losas. También se han observado soluciones valiosas en ingeniería (VE) donde el diseño original incluía columnas perimetrales y se usaba una conexión retardada en las paredes exteriores: dos sistemas estructurales separados. Estas soluciones han involucrado un empalme PS=Ø ranurado para eliminar las columnas, así como la costosa conexión retardada

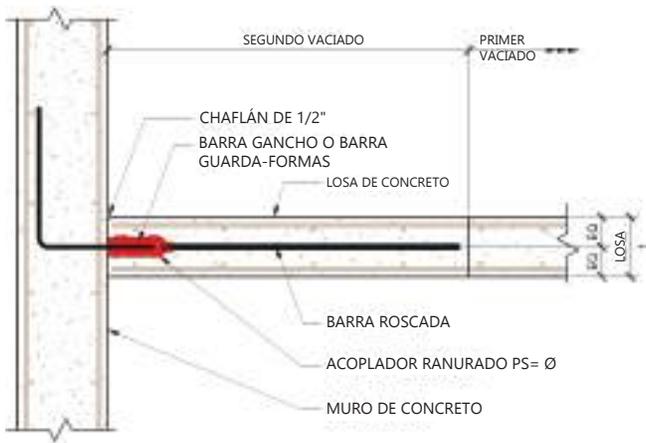


Fig 5. Junta de seguridad PS=Ø losa-pared con banda de tensión temporal.

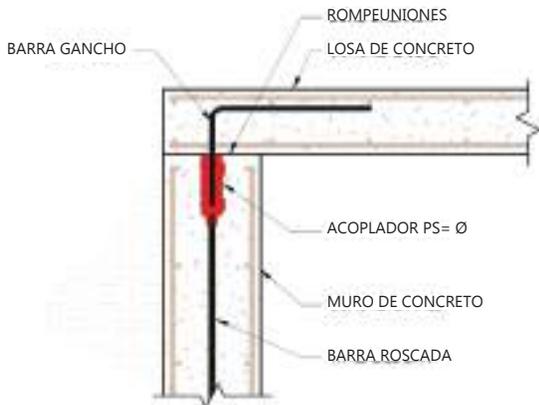


Fig. 6: Junta de seguridad PS=Ø losa-pared sobre muro.

de colado. Esto sucede porque los acopladores PS=Ø pueden soportar verticalmente la losa mientras están temporalmente sin la inyección del "grout". Después de la inyección del "grout", los acopladores pueden ya transferir las fuerzas gravitacionales y laterales a la pared utilizando la fricción y el cortante.

Alivio de Restricción de Viga a Viga

Los acopladores PS=Ø se han utilizado en varias vigas de concreto (PT y RC) para liberar las restricciones a la contracción donde el colado de la franja pendiente atraviesa la zona de las vigas. La fotografía de la Figura 7 muestra vigas de concreto reforzado en un sistema de losa alveolar que soporta un gran piso de un edificio de exposiciones, donde los acopladores PS=Ø se ubicaron a 1/5 del claro. Otras aplicaciones para vigas o trabes se han hecho para liberar la restricción a la contracción en losas de concreto reforzado en hospitales y sistemas pos-tensados en un sentido. Los contratistas usualmente ahorran entre 2 y 4 semanas de tiempo de construcción dado que no se ven retrasos en los trabajos de plomería, mecánica y eléctrica.

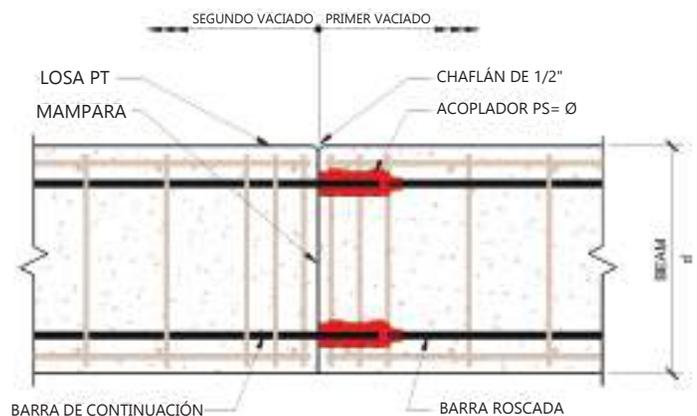


Fig 7. Junta de alivio PS=Ø de sujeción viga a viga.

Caso de Estudio

En Texas se terminó un estacionamiento de un hospital utilizando los acopladores PS=Ø (FIG 8). La estructura fue pos-tensada en un sentido en los niveles subterráneos. Los ingenieros eligieron usar los acopladores PS=Ø cerca del centro del edificio, considerado en la dirección larga, sin dejar franjas pendientes de colado en los extremos. También eligieron usar acopladores PS=Ø ranurados en las conexiones losa a muro en los niveles subterráneos donde ocurre la máxima restricción a la contracción (RTS). Al tratarse del estacionamiento de un hospital, el propietario, el ingeniero y el contratista deseaban obtener losas de concreto de alta calidad con mínimo agrietamiento para un comportamiento eficiente en el largo plazo, pero también requerían ponerlo en operación a tiempo. Mediante el uso del sistema de acopladores PS=Ø lograron extender el período original de inyección de "grout" de 28 a 75 días, sin impactar negativamente el calendario de trabajo original.

El estacionamiento se abrió 2 meses antes de lo programado y se obtuvieron losas de concreto de alta calidad. Basados en observaciones visuales, las losas y muros, especialmente en los niveles subterráneos, no presentan agrietamiento alguno.



Fig 8. Estacionamiento de hospital en Texas con tecnología PS=Ø.

No se ha observado ni reportado agrietamiento desde la terminación del proyecto, aún después de un invierno con sus contracciones térmicas correspondientes.

Resumen

El sistema de acopladores PS=Ø permite a los ingenieros diseñar elementos de concreto pos-tensado y reforzado con mayor libertad de contracción sin demerito de los programas de obra que ocasiona el colado de franjas pendientes. Con o sin tiras de pos-tensado temporal, los acopladores PS=Ø pueden usarse para liberar restricciones de contracción en:

- Juntas losa a losa
- Juntas losa a muro
- Juntas viga a viga

Las juntas losa a losa y losa a muro, utilizando o no tiras temporales de tensado, han permitido ahorro de costos utilizando ingeniería de valor, se han reemplazado losas de concreto reforzado (RC) con losas postensadas (PT) en losas subterráneas elevadas. Los acopladores o empalmes PS=Ø son fáciles de utilizar y rentables, lo que permite cumplir con los detalles de liberación de restricción a la contracción de la norma PTI DC20.2-22². Este tipo de detalles utilizando los acopladores PS=Ø consiguen estructuras de concreto de mayor calidad, más durables y de mayor vida útil, asegurando el cumplimiento de las normas y códigos para el acero de refuerzo, y permite un proceso constructivo más rápido, lo que significa un ganar-ganar en la industria del concreto.

Para más información sobre los sistemas PS=Ø visita la página: www.pourstrip0.com

Referencias

1. Reigstad, G.H.; Reigstad, J.G.; y Reigstad, J.M., "Diseñar para la Productividad y Seguridad en la Construcción", Concrete International, V. 43, Núm. 6, junio de 2021, pp. 51-55. Revista Concreto Latinoamérica Junio 2021, Vol. 2 No. 6 pp. 4-10.
2. PTI DC20.2-22, "Grietas de Restricción y su Mitigación en Estructuras de Edificación Postensadas No Adheridas", Post-Tensioning Institute, Farmington Hills, MI, 2022, 64 pp.

Gordon H. Reigstad es presidente de Reigstad Engineers, Inc., y PS=Ø. Tiene más de 50 años de experiencia en ingeniería estructural y diseño. Reigstad posee varias patentes centradas en la construcción de concreto armado y postensado, y ha sido miembro del Grupo de Trabajo de la Junta ACI sobre Productividad en la Construcción con Concreto. Obtuvo su doctorado en ingeniería estructural de la Universidad de Minnesota, Twin Cities, Minneapolis y St. Paul, MN, EE. UU., y forma parte del Comité de Planificación del Seminario Anual de Ingeniería Estructural de la Universidad de Minnesota.



Jason G. Reigstad es vicepresidente de Reigstad Engineers, Inc., y PS=Ø. Ha estado involucrado en la evaluación y restauración de estructuras de estacionamiento durante más de 34 años, además de realizar administración de construcción en el sitio en estructuras de gran escala a nivel nacional. El Engineering News-Record lo nombró uno de los "Top 25 Newsmakers" de 2017 por su trabajo en la investigación de estructuras de estacionamiento de doble T reforzadas con fibra de carbono. Es miembro del Comité ACI 347, Encofrados para Concreto. Obtuvo su licenciatura en ingeniería civil de la Universidad de Dakota del Norte, Grand Forks, ND, EE. UU.



Jared M. Reigstad es vicepresidente de Reigstad Engineers, Inc., y PS=Ø. Tiene más de 21 años de experiencia en diseño y construcción de ingeniería estructural. Forma parte del Comité Conjunto ACI-PCI 319, Código de Concreto estructural Prefabricado; del Subcomité Conjunto ACI-ASCE 408-A, Anclajes y Empalmes Mecánicos de Barras de Refuerzo; y de los Comités PTI DC-20, Comité de Diseño de Edificios, y DC-25, Comité de Estructuras de Estacionamiento. Obtuvo su licenciatura en ingeniería civil en Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, NY, EE. UU., y su MCE en Norwich University, Northfield, VT, EE. UU., donde fue miembro adjunto del cuerpo docente en el programa de Maestría en Ingeniería Civil por más de 15 años.



Título original en inglés:
Tech Spotlight.
Designing for Construction
Productivity and Safety– In
Practice. New applications for
PS=Ø couplers

La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo
Guatemala



Traductora y
Revisora Técnica:
Ing. Xiomara Sapón
Roldan

04

Desempeño de Elementos de Borde Especiales Reforzados con Estribos con Doblez Continuo

Por Malory R. Gooding, Elizabeth A. Mosier, Sushil Kunwar y Bahram M. Shahrooz

Los estribos de acero de refuerzo convencionales han proporcionado un confinamiento pasivo efectivo para mejorar la resistencia y ductilidad del concreto. Actualmente, hay varias iniciativas en marcha para reducir el desperdicio de materiales y acelerar el proceso de construcción, una de las cuales es usar estribos con amarre/doblez continuo (CWTs, por sus siglas en inglés) en lugar de los estribos de acero de refuerzo convencionales en los elementos de compresión de concreto. Los CWTs pueden referirse a dos tipos de estribos de refuerzo: una espiral hecha de una sola pieza de barra de refuerzo (Fig. 1 (a)) o un aro único con múltiples patas enrolladas a partir de una sola pieza de barra de refuerzo (Fig. 1 (b)). El primero fue presentado previamente por Shahrooz et al.¹ La investigación discutida en este artículo se enfoca en el segundo tipo.

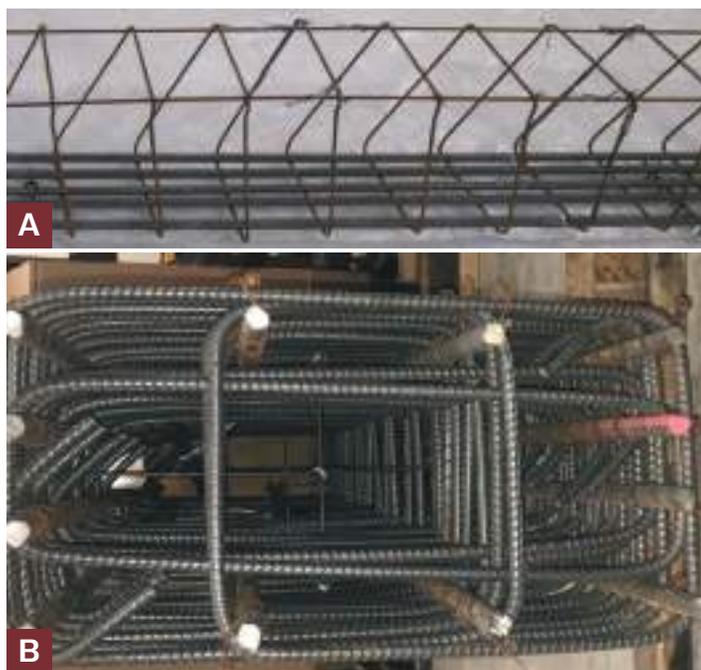


Fig. 1: Tipos de refuerzo transversal con estribos con amarre/doblez continuo: (a) espiral; y (b) aro con múltiples patas.

Se espera que los CWTs mejoren el anclaje de los estribos y el confinamiento del núcleo de concreto, así como la ductilidad de los elementos críticos de compresión de concreto reforzado, especialmente mejorando la respuesta sísmica inelástica de los elementos sometidos a altos momentos y cargas axiales. Dichos elementos son columnas de pórticos especiales a momento o elementos de borde especiales (SBEs, por sus siglas en inglés) de muros. Se espera que los miembros reforzados con CWTs tengan mejor desempeño debido a que: 1) la mayoría de las patas no dependen de ganchos para su desarrollo; y 2) el estribo es continuo en lugar de estar compuesto por componentes separados. El uso de CWTs reduce los costos de construcción y el tiempo de colocación de los estribos en algunas situaciones; la colocación de estribos cruzados con ganchos sísmicos consume mucho tiempo.

Debido a la falta de datos experimentales y/o de campo sobre el desempeño de los CWTs, el Código ACI 318-19 actualmente no contempla los posibles beneficios de los CWTs.² Según lo estipulado en la Sección 1.10.1 del ACI 318-19, los diseños que no se ajusten al Código podrían ser aprobados si se demuestra la capacidad de dichos diseños mediante “uso exitoso o por análisis o ensayos”. Como parte de una investigación realizada en la Universidad de Cincinnati, Cincinnati, OH, EE.UU., se comparó el desempeño de los SBEs reforzados con CWTs con aquellos que utilizan estribos convencionales.

Resumen del Programa de Investigación

Veinte SBEs de 6 pies de altura fueron fabricados y sometidos a compresión uniaxial, aumentando monótonamente, para evaluar el desempeño de los miembros reforzados con CWTs, entre otros objetivos. Las muestras de prueba estaban reforzadas con acero de refuerzo ASTM A706/A706M Grado 60 y ASTM A706/A706M Grado 80. Se utilizó concreto de resistencia normal y alta con resistencias a compresión de diseño de 6 y 10 ksi, respectivamente. El programa de investigación se completó en dos fases (10 muestras en cada fase), siendo los resultados y observaciones de la primera fase la base para la selección de las variables de prueba en las muestras de la segunda fase. Este artículo se centra en 14 muestras en las cuales el tipo de refuerzo transversal (convencional o CWT) fue la única variable de prueba. Los detalles y secciones transversales de estos siete grupos de muestras se resumen en la Tabla 1 y se ilustran en la Figura 2.

Todas las muestras tenían refuerzo transversal No. 4. Información adicional, incluyendo la metodología de reducción de datos, está disponible en Gooding³ y Gooding et al.⁴

Principales Resultados y Observaciones

Los estribos convencionales tenían cuatro o nueve ganchos sísmicos, mientras que los CWTs sólo requirieron dos ganchos sísmicos. Como resultado, la probabilidad de que los ganchos se enderezasen fue mayor en las muestras reforzadas con estribos convencionales en comparación con aquellas reforzadas con CWTs. La Figura 3 ilustra los daños representativos para los dos tipos de refuerzo transversal. Los ganchos sísmicos de esquina para CON-SQ-Y-80-10-#5 (reforzado convencionalmente) se enderezaron (Fig. 3 (a)). En contraste, los ganchos sísmicos de esquina de CWT-SQ-Y-80-10-#5 (reforzado con CWTs) no se enderezaron (Fig. 3 (b)). Los estribos se enderezaron en tres muestras reforzadas convencionalmente y en una reforzada con CWTs. El refuerzo transversal se fracturó en cuatro muestras reforzadas con CWTs (como el caso mostrado en la Fig. 3 (b)) y se fracturó en una muestra reforzada con estribos convencionales. Las deformaciones en los estribos convencionales no alcanzaron la deformación de fractura antes de que una o más barras longitudinales se pandearan y/o se enderezaran los ganchos, reduciendo así la carga que podía aplicarse.

Se utilizaron tres métricas para comparar el desempeño de los SBEs reforzados con estribos convencionales versus CWTs: 1) capacidad axial; 2) resistencia del concreto confinado; y 3) ductilidad. Para este fin, la capacidad de carga axial medida (P_{max}) se normalizó con respecto a la capacidad nominal de carga axial calculada (P_o). El valor de P_o (lb) se determinó utilizando las propiedades materiales

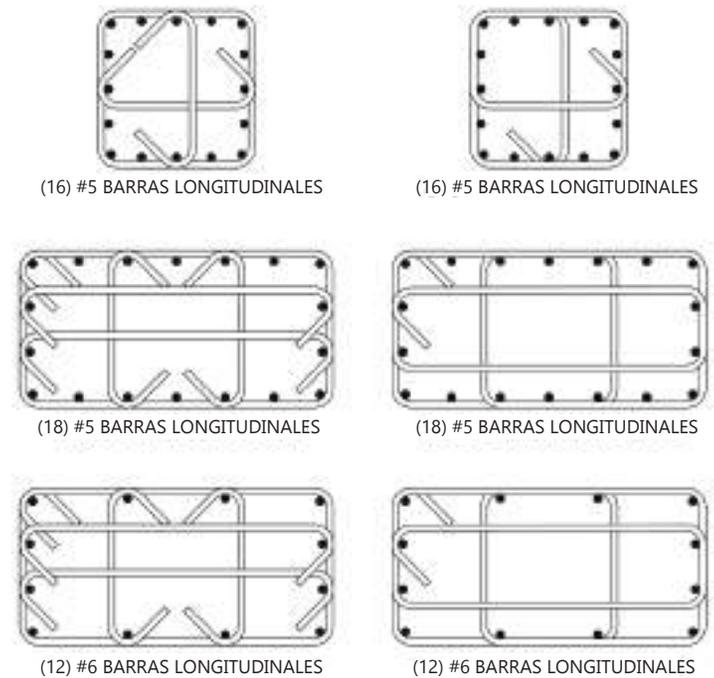


Fig. 2: Secciones transversales de las muestras de prueba.

Tabla 1:
Detalles de las muestras de prueba

Grupo No.	Identificación de la muestra	h , pulg.	b , pulg.	ρ	Espaciamiento requerido de estribos, pulg.	Min. A_{sh}/sb_c	Relación volumétrica de estribos	s/d_b	Disposición del código aplicable	Espaciamiento actual de estribos, pulg.
1	CON-RT-Y-60-6-#5	24	12	0.019	3.64	0.009	0.026	5.8	18.10.6.4	3-5/8
	CWT-RT-Y-60-6-#5						0.030			
2	CON-RT-Y-60-10-#5	24	12	0.019	2.18	0.015	0.043	3.5	18.10.6.4	2-1/8
	CWT-RT-Y-60-10-#5						0.050			
3	CON-RT-Y-80-10-#5	24	12	0.019	2.91	0.012	0.033	4.7	18.10.6.4	2-7/8
	CWT-RT-Y-80-10-#5						0.038			
4	CON-SQ-Y-60-10-#5	12	12	0.031	3.27	0.015	0.028	5.2	18.10.6.4	3-1/4
	CWT-SQ-Y-60-10-#5						0.033			
5	CON-SQ-Y-80-10-#5	12	12	0.031	3.13	0.016	0.029	5.0	18.10.6.5b	3-1/8
	CWT-SQ-Y-80-10-#5						0.034			
6	CON-RT-Y-60-10-#6	24	12	0.018	2.22	0.016	0.043	2.8	18.10.6.4	2-1/8
	CWT-RT-Y-60-10-#6						0.049			
7	CON-RT-Y-80-10-#6	24	12	0.018	2.96	0.012	0.032	3.8	18.10.6.4	2-7/8
	CWT-RT-Y-80-10-#6						0.037			

Nota: h es el peralte; b es el ancho; ρ es la cuantía de refuerzo longitudinal; A_{sh} es el área total de la sección transversal del refuerzo transversal; s es el espaciamiento del refuerzo longitudinal; b_c es la dimensión transversal del núcleo del miembro medida hasta los bordes exteriores del refuerzo transversal que compone el área A_g ; d_b es el diámetro de las barras longitudinales. Nomenclatura de la identificación de la muestra: CON/CWT es estribos convencionales/estribos con amarre/doblez continuo; RT/SQ es rectangular/cuadrado; Y/N es cumple con el Código/no cumple con el Código; 60/80 es Grado 60/Grado 80; 6/10 es resistencia del concreto en ksi; #5/#6 es el tamaño de las barras longitudinales.

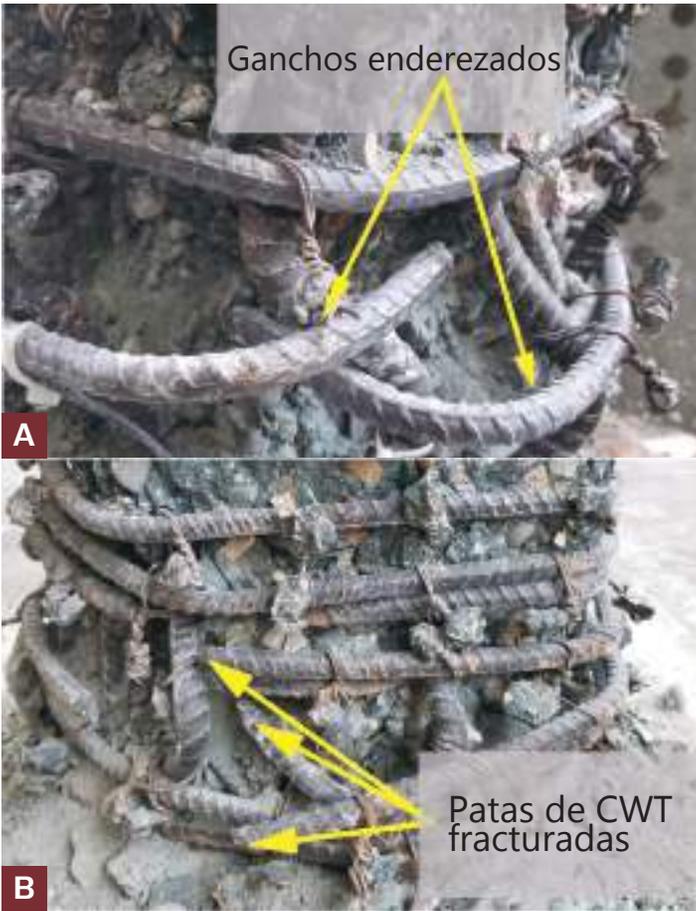


Fig. 3: Daño representativo: (a) convencional (CON-SQ-Y-80-10-#5); y (b) CWT (CWT-SQ-Y-80-10-#5).

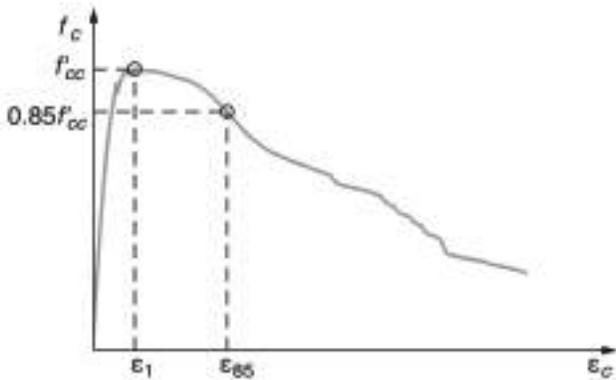


Fig. 4: Definición de ϵ_{85} .

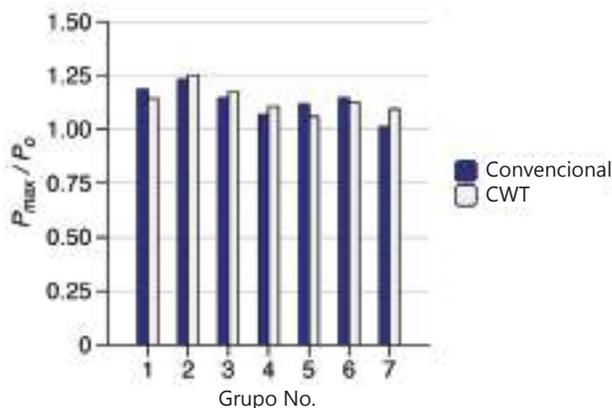


Fig. 5: Comparación de la capacidad de carga axial normalizada.

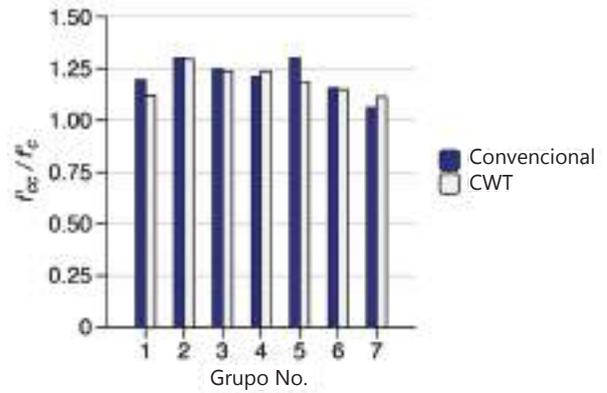


Fig. 6: Comparación de la resistencia normalizada del concreto confinado.

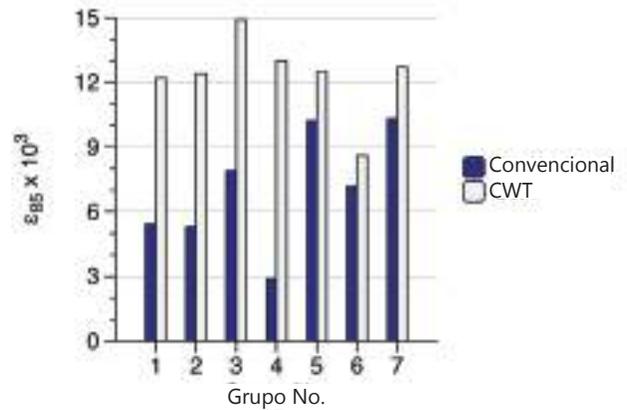


Fig. 7: Comparación de la ductilidad post-pico utilizando ϵ_{85} .

medidas y las dimensiones según $P_0 = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$, donde f'_c es la resistencia a la compresión del concreto a partir de pruebas de cilindros (psi); A_g es el área bruta de la sección transversal (pulg.²); A_{st} es el área total del refuerzo longitudinal (pulg.²); y f_y es la resistencia a la fluencia del refuerzo longitudinal medida (psi). Para evaluar la ductilidad post-pico, se compararon los valores de ϵ_{85} . Como se muestra en la Figura 4, esta deformación corresponde al punto en el cual el esfuerzo axial cae a $0.85 f'_{cc}$ después del pico, donde f'_{cc} es la máxima resistencia del concreto confinado.

Según la Fig. 5, es evidente que las muestras reforzadas con estribos convencionales y CWTs tuvieron capacidades de carga axial casi idénticas. En promedio, el valor de P_{max}/P_0 fue de 1.13 para las muestras reforzadas con estribos convencionales y de 1.14 para las muestras reforzadas con CWTs, con un coeficiente de variación correspondiente de 0.064 y 0.055, respectivamente. Con un 95% de confianza, el valor medio de P_{max}/P_0 estuvo entre 1.08 y 1.18 para las muestras reforzadas con estribos convencionales y entre 1.09 y 1.18 para aquellas reforzadas con CWTs.

También se observa una tendencia similar en la Fig. 6, donde se ilustra la resistencia a la compresión del concreto confinado normalizada respecto a la resistencia a la compresión de cilindros (f'_{cc}/f'_c). El valor promedio de f'_{cc}/f'_c fue de 1.22 para las muestras reforzadas con estribos convencionales, con un coeficiente de variación de 0.051, y de 1.19 para las muestras reforzadas con CWTs, con un coeficiente de variación de 0.057. El rango del intervalo de confianza del 95% fue de 1.18 a 1.27 para las muestras reforzadas con estribos convencionales y de 1.14 a 1.24 para las muestras reforzadas con CWTs.

La diferencia más notable entre los dos tipos de refuerzo transversal fue la ductilidad post-pico, cuantificada por ϵ_{85} . Para todos los grupos, el valor de ϵ_{85} fue mayor en las muestras reforzadas con CWTs (consulte la Fig.7). En promedio, el uso de CWTs mejoró la ductilidad post-pico en un 74% (ϵ_{85} promedio fue de 0.007 para estribos convencionales versus 0.0122 para CWTs). Con un 95% de confianza, el valor medio de ϵ_{85} estuvo entre 0.005 y 0.009 para las muestras reforzadas con estribos convencionales, en comparación con 0.011 y 0.014 para las muestras reforzadas con CWTs.

Resumen y Conclusiones

Los avances en las máquinas dobladoras de acero de refuerzo han permitido la fabricación de estribos con amarre/doblez continuo (CWTs), las cuales se construyen a partir de una única pieza de acero. Los CWTs están siendo utilizados en lugar del refuerzo transversal convencional en elementos de compresión de concreto para reducir desperdicios y acelerar el proceso de construcción. Para evaluar la influencia del uso de CWTs en comparación con los estribos convencionales, 20 muestras a gran escala de elementos de borde especiales fueron diseñadas, construidas y ensayadas bajo compresión axial creciente de manera monótona. A continuación, se presentan las observaciones y conclusiones alcanzadas:

- La fabricación de las muestras con CWTs fue más rápida y sencilla en comparación con la fabricación de muestras con refuerzo transversal convencional que incluye estribos con ganchos sísmicos;
- Los ganchos sísmicos se enderezaron en tres muestras con estribos convencionales, pero sólo en una muestra con CWTs;
- El refuerzo transversal se fracturó en cuatro muestras con CWTs, pero sólo en una muestra con estribos convencionales. Esta y la observación anterior demuestran que los

CWTs tienen un mejor comportamiento en comparación con los estribos convencionales, lo que resulta en mayores deformaciones en el refuerzo transversal; y

- Aunque las capacidades de carga axial fueron casi idénticas en las muestras correspondientes con estribos convencionales y con CWTs, la ductilidad post-pico, medida por la deformación correspondiente al 85% del esfuerzo en compresión axial máximo, aumentó en promedio un 74% cuando se emplearon CWTs.

Reconocimientos

La Fundación Charles Pankow, la Fundación ACI y la Fundación de Educación e Investigación CRSI proporcionaron el financiamiento para este proyecto. El proyecto fue guiado por el Panel Asesor de la Industria, compuesto por Jack Moehle de la Universidad de California en Berkeley, Berkeley, CA, EE.UU., Neal Anderson de SGH, y Reza Bayat de Englekirk. El Campeón de la Industria para el proyecto fue Ron Klemencic, Presidente y CEO de MKA. Janell Concrete and Masonry Equipment, Dayton Superior, Contractors Materials Co. (CMC), Alamillo, Nucor (Harris Rebar), Commercial Materials Company (CMC) y Pacific Steel Group donaron los materiales utilizados para fabricar las muestras de prueba. La asistencia del personal de laboratorio del Centro de Investigación en Ingeniería Sísmica del Pacífico en la Universidad de California en Berkeley fue crucial para completar el programa de pruebas. Danis Construction facilitó y ayudó con la fabricación de las muestras de la fase 1.

Referencias

1. Shahrooz, B.M.; Forry, N.S.A.; Bill, H.L.; and Doellman, A.M., "Continuous Transverse Reinforcement—Behavior and Design Implications", ACI Structural Journal, V. 113, No. 5, Sept.-Oct. 2016, pp. 1085-1094.
2. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2019, 624 pp.
3. Gooding, M.R., "Normal and High-Strength Continuously Wound Ties", MSc Thesis, University of Cincinnati, 2020, 209 pp., http://rave.ohiolink.edu/etdc/view?acc_num=ucin1613747745225754.
4. Gooding, M.R.; Mosier E.A.; and Shahrooz, B.M., "Normal and High-Strength Continuously Wound Ties", Final Report, 2022, 83 pp., https://www.pankowfoundation.org/site/assets/files/2300/normal_and_high_strength_continuously_wound_ties_final_report.pdf.

Malory R. Gooding obtuvo su licenciatura y maestría en ingeniería civil de la Universidad de Cincinnati, en Cincinnati, OH, EE.UU. Su investigación de posgrado forma parte del trabajo reportado en este artículo. Su investigación fue respaldada por el Programa de Becas de Investigación de Posgrado de la National Science Foundation. Recientemente se unió a Julie Cromwell & Associates, LLC, en Cincinnati, OH, donde ha estado involucrada en el diseño de estructuras nuevas y existentes.



Elizabeth A. Mosier obtuvo su licenciatura en ingeniería arquitectónica y su maestría en ingeniería civil de la Universidad de Cincinnati. Su investigación de posgrado forma parte del trabajo reportado en este artículo. Actualmente es Ingeniera de Proyectos en San Engineering LLC en Denver, CO, EE.UU.



Sushil Kunwar obtuvo su maestría en ingeniería civil de la Universidad de Cincinnati, donde actualmente es candidato a doctorado. Su interés de investigación se centra en el desempeño frente al viento de núcleos de muros acoplados compuestos en regiones sísmicas de baja intensidad.



Bahram M. Shahrooz, FACI, es profesor de ingeniería estructural en la Universidad de Cincinnati. Es miembro de varios comités técnicos de ACI, AISC y ASCE. Sus intereses de investigación y enseñanza incluyen puentes de hormigón preesforzado, comportamiento sísmico y diseño de estructuras híbridas de acero-hormigón, uso de refuerzo de alta resistencia en puentes, desarrollo de miembros y sistemas estructurales innovadores, reparación y refuerzo de estructuras existentes con materiales compuestos convencionales y avanzados, y rendimiento a corto y largo plazo de la infraestructura vial con compuestos de polímero reforzado con fibra. Es ingeniero profesional con licencia en Ohio.



Título original en inglés:
Performance of Special Boundary
Elements Reinforced with
Continuously Wound Ties

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo
República Dominicana**



Traductora:
Ing. Olga Font



Revisor Técnico:
Ing. Piero Caputo

Diseño de un Cimiento para un Tanque de GNL

Estoy diseñando una cimentación con pilotes para soportar un tanque de gas natural licuado (GNL) (tanque de Acero de Contención Completa de acuerdo con API STD 625:2021-09¹), y tengo varias preguntas respecto a mi diseño y las disposiciones que se encuentran en el ACI 376-11²:

P1. De acuerdo con la Sección 1.1, el requerimiento del Código corresponde al diseño de estructuras de concreto para almacenamiento de gases licuados refrigerados (RLG [por sus iniciales en inglés]) con temperaturas de servicio de entre +4 y -200°C (+40 y -325°F). La Sección 4.7.2(a) enumera los esfuerzos máximos de 83, 70 y 55 MPa (12,000, 10,000 y 8,000 psi) para refuerzo ASTM A615 Grado 60, de conformidad con NFPA 59A-09,³ a temperaturas de servicio inferiores a -18°C (0°F) para conservar la ductilidad y tenacidad. Esto significa que los efectos de las temperaturas de -18 y -200°C son iguales. ¿Cuál es la base del límite máximo de esfuerzo con respecto al cambio de temperatura?

P2. Sección R4.7.1 de Comentarios, hace referencia a NFPA 59A para estos valores de límites de esfuerzo sin ningún detalle o justificación técnica. ¿Puede aclararlo? Debido a que los datos para el límite de esfuerzo a la fluencia fueron eliminados de la última versión de NFPA 59A⁴.

P3. ¿Por qué el Código no especifica los requerimientos y los criterios de aceptación para las pruebas de impacto del acero?

P4. Un Artículo titulado “Materiales de Refuerzo a bajas Temperaturas”⁵ habla sobre una investigación del comportamiento de los aceros de refuerzo ASTM A706 y ASTM A615 a temperaturas que varían entre +20 a -60°C (68 a -76°F) realizada para asistir en el desarrollo de lineamientos para estructuras en regiones frías. El artículo analiza el

efecto de la temperatura sobre el límite elástico y los incrementos tanto en límite elástico como en la resistencia última, que varía entre 5 y 11% a -40 o -60°C (-40 o -76°F) en comparación con aquellas a 20°C, ya sea sin cambio o con una disminución en la ductilidad a medida que la temperatura disminuye de +20 a -60°C. Otro artículo titulado “Efectos de la baja Temperatura e Índice de Tensión en el Comportamiento Esfuerzo-Deformación del acero de Refuerzo ASTM A706 Grado 420(60)”⁶ aborda una investigación del comportamiento del acero de refuerzo ASTM A706 a temperaturas que varían de +20 a -40°C. El artículo concluye que la ductilidad de las barras de refuerzo no se verá afectada por la temperatura más fría y las curvas esfuerzo-deformación a +20, -20 (-4°F) y -40°C son muy cercanas a la misma. ¿Pueden estos estudios considerarse como las bases para reevaluar el acero de refuerzo ASTM A706 para el producto de GNL para temperaturas de hasta -40°C?

P5. ¿Pueden otros materiales (por ejemplo, barras de polímero reforzado con fibra de vidrio (GFRP [por sus iniciales en inglés]) utilizarse en lugar de las barras de acero de refuerzo o de acero inoxidable?

R1y2. NFPA 59A adopta los requerimientos de ACI 376 por referencia y esto hace que las disposiciones de cimentación sean obligatorias para los tanques API 625, excepto tal como se indica. ACI CODE-376-23⁷ eliminó el umbral de 0°F (-18°C) para requerimientos de temperatura fría y lo cambió a “requerido para contención de producto” (Sección R4.7.1.2(b) de Comentarios). La base del diseño no tiene restricciones de temperatura pero debe cumplir con las disposiciones del código de construcción que se especifique o requiera. Los requerimientos también corresponden a temperaturas de producto sobre 0°F. Para temperaturas de producto más frías, los requerimientos más restrictivos de ACI 376-11 son la base para el diseño.

Primero, necesita determinar si una cimentación para un tanque API 625 se “requiere para contención de producto” durante un derrame importante. Por lo general, la respuesta es no, a menos que el cimiento sea parte de un sistema de contención secundario. Observe que los efectos de un derrame leve, tal como una fuga de tubería, se solucionan mediante blindaje y drenaje.

El rango de temperaturas de producto según ACI 376-11, Sección 1.1, es una afirmación del rango de Gas Licuado Refrigerado en el alcance del

Código (por ejemplo, butano y propano líquido a oxígeno y nitrógeno líquido) y no tiene el propósito de correlacionarse con la Sección 4.7.2(a). Las disposiciones de la Sección 4.7.2(a) son un legado de NFPA 59A (para GNL) basadas en los principios de que las barras de acero de refuerzo al carbono a temperaturas criogénicas: a) tendrán una resistencia por lo menos igual al límite elástico a temperatura ambiente; y b) no se romperán a niveles bajos de esfuerzo que sean compatibles con la disminución de tensión de falla con temperatura. El uso práctico de esfuerzos permisibles en la Sección 4.7.2(b) ha sido el diseño de refuerzo de tensión en cojinetes de concreto expuestos a temperaturas de GNL que distribuyen las cargas de carcasa concentradas de un tanque de acero interior al aislamiento de vidrio espumado de soporte. La Sección 4.7.2(b) puede utilizarse para refuerzo en otros elementos de contención, pero los diseños basados en otras disposiciones de la Sección 4.7.2 probablemente sean mejores soluciones.

R3. Si usted se refiere a los requerimientos de Charpy V-notch, no se considera que la prueba sea aplicable a las barras de refuerzo para concreto independientemente de la temperatura. La razón es que el índice de carga para la prueba Charpy V-notch es una carga de impacto que son órdenes de magnitud más altas que el índice de carga de las cargas de operación, ambientales o que la prueba de tensión ordinaria. Las explosiones y fuerzas de gran impacto, tales como las colisiones de aeronaves, requieren consideración especial más allá del alcance de ACI 376. Para cargas de impacto, la prueba de tensión dinámica de barras de refuerzo debe ser la base del diseño porque representa el comportamiento bajo la carga de impacto de una sección de concreto reforzado.

R4. Los documentos citados y revisados por pares abordan un rango de temperatura no estudiado a menudo en pruebas de temperatura bajas sobre barras de refuerzo para servicio de GNL a -260°F (-160°C).

R5. Puede estudiarse el uso de una alternativa tal como el refuerzo de Polímero Reforzado con Fibra de Vidrio para reemplazar el refuerzo de carbono y acero inoxidable, pero no es probable que este material tenga la capacidad de tensión necesaria para cargas mecánicas más fuerzas de auto-tensión en temperaturas frías. La Relación de Sensibilidad de Muesca que se abordó en el último párrafo de

ACI 376-11, Sección R4.7.2 de Comentarios, podría utilizarse como la base para evaluar la idoneidad de otro refuerzo cuando funcione según “se requiera para contención de producto.”

Nota: Puede encontrar información adicional sobre las normas ASTM comentadas en este artículo en www.astm.org.

Referencias

1. API STD 625:2021-09, “Tank Systems for Refrigerated Liquefied Gas Storage,” American Petroleum Institute, Washington, DC, 2021, 91 pp.
2. ACI Committee 376, “Code Requirements for Design and Construction of Concrete Structures for the Containment of Refrigerated Liquefied Gases (ACI 376-11) and Commentary,” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2013, 149 pp.
3. NFPA 59A-09, “Standard for the Production, Storage, and Handling of Liquefied Natural Gas (LNG),” National Fire Protection Association, Quincy, MA, 2009, 73 pp.
4. NFPA 59A-23, “Standard for the Production, Storage, and Handling of Liquefied Natural Gas (LNG),” National Fire Protection Association, Quincy, MA, 2023, 62 pp.
5. Riddell, W.T.; Cleary, D.B.; Lomboy, G.R.; Abubakri, S.; Kennedy, D.; and Watts, B., “Reinforcing Materials at Cold Temperatures,” The 2021 World Congress on Advances in Structural Engineering and Mechanics (ASEM21), Seúl, Corea del Sur, 23-26 agosto, 2021, 17 pp.
6. Levings, J., and Sritharan, S., “Effects of Cold Temperature and Strain Rate on the Stress-Strain Behavior of ASTM A706 Grade 420(60) Steel Reinforcement,” Journal of Materials in Civil Engineering, V.24, No. 12, Dec. 2012, pp. 1441-1449.
7. ACI Committee 376, “Refrigerated Liquefied Gas Containment for Concrete Structures – Code Requirements and Commentary (ACI CODE-376-23),” American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2023, 177 pp.

Gracias a los miembros del Comité ACI 376, Estructuras de Concreto para Contención de Gas Natural Licuado Refrigerado, por ayudar a responder estas preguntas.

Las preguntas de esta columna fueron formuladas por usuarios de los documentos de ACI y han sido respondidas por el personal de ACI o por un miembro o miembros de los comités técnicos de ACI. Las respuestas no representan la posición oficial de un comité de ACI. Los comentarios deben enviarse a keith.tosolt@concrete.org.

Título original en inglés:
**Designing a Foundation for
an LNG Tank**

**La traducción de este artículo
correspondió al Capítulo
México Centro y Sur**



Traductora:
**Lic. Ana Patricia
García Medina**



Revisora Técnica:
**Ing. Karla Elizabeth
de la Fuente
Monforte**

06 ¿Quiénes somos y qué hacemos?

Fortaleciendo Vínculos: Reunión del Cemento y del Concreto RCC 2024

Cartagena de Indias, Colombia

Por *Xiomara Sapón Roldán*



Bernie Pekor, Michael J. Paul (actual presidente del ACI), representantes de ACI Internacional; Xiomara Sapón y Plinio Estuardo Herrera, representantes del Capítulo ACI Guatemala, en la apertura del Stand de los Capítulos del ACI en la Exposición de la Reunión del Cemento y del Concreto 2024.

La Reunión del Cemento y del Concreto es reconocida como uno de los eventos técnicos más destacados en Latinoamérica, celebrándose cada dos años desde 1986. La edición de 2024 que tuvo lugar en Cartagena de Indias, Colombia del 29 al 31 de mayo contó con aproximadamente 1,300 asistentes provenientes de 18 países. Los Capítulos Latinoamericanos del American Concrete Institute (ACI) tuvieron el privilegio de contar con un espacio en la Exposición Comercial, donde pudieron interactuar directamente con los participantes.

Durante este evento clave representantes de los Capítulos del ACI aprovecharon la oportunidad para informar a los asistentes sobre cómo asociarse al ACI a través de los Capítulos Locales y destacaron los beneficios significativos de esta afiliación como: el acceso al conocimiento técnico más actualizado sobre el concreto y las construcciones con concreto, acceso a códigos, guías, prácticas, documentos técnicos y estándares vigentes relacionados con la construcción con concreto, oportunidades de

formación, así como las alternativas de optar a diversos programas de certificación de personal, muchos de los cuales están disponibles en idioma español.

Además, se destacó el progreso del proyecto de la Revista digital Concreto Latinoamérica, una iniciativa que comenzó en el año 2020 y que hasta la fecha ha publicado 46 números, a través de esta iniciativa se publican de forma mensual en idioma español artículos técnicos relevantes de la *Revista Concrete International*, con la colaboración y esfuerzo de Capítulos de América Latina.

Otro logro notable de los Capítulos Latinoamericanos del ACI ha sido el establecimiento y consolidación de los Capítulos Estudiantiles del ACI. Estos capítulos están desempeñando un papel crucial en el apoyo y la formación de estudiantes universitarios en carreras como Ingeniería Civil y Arquitectura en toda la región latinoamericana, ofreciendo un universo de oportunidades para su desarrollo profesional y académico.

El stand de los Capítulos del ACI Latinoamérica fue un punto de encuentro vital durante la RCC 2024, facilitando la interacción entre profesionales experimentados y estudiantes. La presencia de Michael J. Paul, Presidente de ACI Internacional, y Bernie Pekor, Director de Relaciones Internacionales de ACI, en el evento y en el Stand, enfatizó el compromiso global del ACI con el avance y el desarrollo de la industria del concreto.



Representantes de ACI Internacional intercambiando información con profesionales y estudiantes asistentes a la Reunión del Cemento y del Concreto 2024.

Expresamos nuestro agradecimiento especial a la Cámara Colombiana del Cemento y del Concreto, PROCEMCO, por organizar la RCC 2024 y por abrir generosamente este espacio a los Capítulos del ACI. Esta colaboración continua fortalece nuestros lazos y promueve el intercambio de conocimientos en la comunidad de concreto en Latinoamérica.



Estudiantes de Universidad Panamericana Guatemala, Universidad Rafael Landívar-Arquitectura Quetzaltenango, Guatemala y Estudiantes de Universidad del Norte de Colombia, todos miembros de Capítulos Estudiantiles, compartiendo sus experiencias en la Reunión del Cemento y del Concreto 2024.

La aportación de este artículo correspondió al Capítulo de Guatemala



Xiomara Sapón Roldán

Vicepresidente del Capítulo ACI Guatemala

Presidente del International Certifications Subcommittee-ICS de ACI

Gerente de Conocimiento del Instituto del Cemento y del Concreto de Guatemala



CONCRETO
LATINOAMÉRICA