

plantarse en la realidad en intervenciones concretas. Era un intento socialmente valioso de proporcionar viviendas dignas a determinados sectores desfavorecidos, pero su concreción no siempre ha sido afortunada: En ocasiones han dado lugar a edificios muy notables arquitectónicamente, pero que forzaban a sus usuarios a unas formas de vida muy alejadas de sus comportamientos sociales habituales. Al final, el choque entre la utopía del diseño y la realidad de su uso ha provocado disfunciones y problemas de todo tipo.

La Unidad 2 está formada por un conjunto de tres edificios en forma de L que definen unos patios en los que se implanta un edificio en torre. El conjunto se cierra con un notable pórtico formado por 119 paraboloides hiperbólicos, sin duda la mayor cantidad de láminas de este tipo construidas en Galicia. La estructura está formada por forjados reticulares sobre pilares en buena medida apantallados y la fachada está formada por paneles prefabricados de hormigón. Es una solución poco frecuente en su contexto y mucho más ligada al tipo de construcción que en la época era más habitual en el bloque soviético.

Desde el principio el edificio presentó serios problemas tanto de funcionalidad como de durabilidad, que se expondrán en el artículo. En el aspecto funcional son especialmente relevantes los problemas de circulaciones, que muestran de forma muy explícita los conflictos que surgen del dirigismo arquitectónico. En cuanto a los problemas de durabilidad son especialmente relevantes los de corrosión. Por ello ha sido objeto de diversas intervenciones, que igualmente se analizarán.



Bloque L6 con la desproporcionada rampa de acceso limitado



Paso cubierto con paraboloides disimétricos

S3. OTROS PROYECTOS Y REALIZACIONES

26. GALERÍA PREFABRICADA DE PROTECCIÓN FRENTE A CAÍDA DE ROCAS EN EL TRAMO NUENO-CONGOSTO DE LA A-23

PRECAST ROCKFALL PROTECTION GALLERY AT NUENO-CONGOSTO SECTION OF A-23 MOTORWAY

Miguel Peláez Ruiz. Tierra Armada. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mpelaez@tierraarmada.com
 Ángel José León Alonso. Tierra Armada. Ingeniero de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. aleon@tierraarmada.com

Prefabricado, pretensado, caída de rocas, prelosa, imposta.

Precast, pretension, rock fall, pre-slabs, panels.

En el mes de marzo de 2016, se produjo un derrumbe de una zona del desmante de la autovía A-23 en el Pk 4+000 del tramo Nueno-Congosto de Isuela. Se trata de un desmante de unos 290 m de longitud, talud 1H: 4V y altura máxima de 37 m. El derrumbe, que afectó a una zona inferior del desmante, obligó al corte de la autovía en esa zona y dio origen a la obra de emergencia para la protección de la calzada frente a la posible caída de rocas.

La solución final adoptada fue una galería abierta en uno de los lados, de unos 230 m de longitud, para cubrir la carretera en prácticamente toda la zona del desmante.

La galería proyectada está formada por un tablero de vigas pretensadas que, colocadas una al lado de otra, presentan un techo plano y se apoyan en un extremo en un estribo de piezas prefabricadas que sostiene al talud y en el otro extremo en un pórtico formado por jácenas y pilares. La planta es curva. Sobre el tablero se coloca una montera de tierras variable entre 1 m y 3,00 m que amortigua el impacto de la caída de rocas. La galería se divide en cinco tableros, de unos 45 m cada uno.

Las vigas tienen 100 cm de canto y ancho inferior 1,8 m con luz de cálculo 14,75 m completadas con una losa de hormigón armado de 25 cm. El estribo tiene una altura total 7,48 m. En el extremo opuesto las vigas apoyan en jácenas rectangulares de sección 0,7 × 1,3 m que apoyan en pilares de sección 70 × 70 cm y altura 5,65 m.

El relleno del trasdós del estribo se realiza con escollera hormigonada para minimizar los empujes.

Para facilitar la rapidez de ejecución, se utilizan elementos prefabricados en el alzado de los estribos, encofrado de cargaderos, vigas y prelosas del tablero, así como jácenas y pilares de los pórticos. Igual-



Situación de la calzada tras el desprendimiento



Vista de la galería en construcción

mente, las impostas que rodean la estructura para la sujeción de las tierras son paneles prefabricados.

En esta ponencia se presenta tanto la fabricación y montaje de la estructura como las hipótesis que se hicieron en el proceso de cálculo para tener en cuenta los empujes y el posible impacto debido a una posible caída de rocas sobre la estructura.

90. TRABAJOS DE REPARACIÓN Y MANTENIMIENTO EN EL MUELLE DE TOLÚ, COLOMBIA

TOLU (COLOMBIA) JETTY: REHABILITATION AND MAINTENANCE

Luis Cosano. Freyssinet España. Responsable Explotación y Marketing. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis_c@freyssinet-es.com
 Ángel Rozas. Freyssinet España. Ingeniero Departamento Técnico. Ingeniero Industrial. angel_r@freyssinet-es.com
 Óscar Llamazares. Freyssinet Colombia. Director General. Ingeniero de Minas. oscar_l@freyssinet-es.com
 Pablo Vilchez. Freyssinet España. Director Técnico. Ingeniero Industrial. pablo_v@freyssinet-es.com
 Ricardo Masson. Freyssinet España. Ingeniero Departamento Técnico. Ingeniero Civil. ricardo_m@freyssinet-es.com
 Txomin Echeveste. Freyssinet España. Jefe de Obra. Ingeniero Civil. txomin_e@freyssinet-es.com

Reparación, muelle, ánodos de sacrificio.

Repair works, jetty, zinc anodes.

El muelle de Tolú se ubica en el Golfo de Morrosquillo, en la carretera del Caribe, que une las localidades de Tolú y Coveñas, ambas pertenecientes al Departamento de Sucre (Colombia). Esta terminal portuaria, de 10 m de ancho y 205 de longitud, consta de una losa de 0,25 m de espesor dispuesta sobre un entramado de vigas de canto soportadas por una retícula de pilotes de diferentes tipologías, en general separados 5 m longitudinalmente. Construida en el periodo 1980-1988, ha sido sometida entre 2014 y 2015 a una importante rehabilitación estructural para restaurar su capacidad y extender su vida útil 10 años.

Un simple examen visual denotaba la presencia de fisuras (< 3 y ≥ 3 mm), delaminación, vegetación, corrosión en las armaduras, y/o pérdida de sección/recubrimiento, por lo que, conforme a la norma EN 1504, se procedió a la realización de un conjunto de ensayos a fin de determinar con mayor precisión las condiciones estructurales.



Vista general del muelle

Todos los daños y anomalías fueron categorizados teniendo en cuenta aspectos de durabilidad y seguridad estructural. Obteniendo como resultado que cada elemento fuera clasificado conforme a 4 grados: rojo; amarillo 1, amarillo 2 y verde. Los trabajos llevados a cabo fueron:

- Rojo: sustitución.
- Amarillo 2: corrección de daños mediante reparación con armadura adicional (pérdida de sección de armadura > 15%).
- Amarillo 1: defectos grado 2: reparación.
- Verde: defectos grado 1: reparación menor.

Los elementos calificados como verde y amarillo fueron sometidos a un tratamiento de limpieza con agua a presión (200-360 bar), para a continuación ser reparados mediante la técnica de reparación por parches. Las zonas deterioradas fueron delimitadas, y el hormigón afectado eliminado mediante medios mecánicos. Tras lo cual, la corrosión en las armaduras fue eliminada por medio de agua a alta presión (350-400 bar). Se finalizaba mediante la aplicación manual, o proyección por vía seca o vertido sobre encofrado, dependiendo del elemento estructural, y deterioro), de un mortero en base cemento (R4). Finalmente se procedió a la aplicación de un revestimiento con capacidad de puenteo en base cemento, resistente a ambiente marino. Por su parte, los elementos grado de deterioro rojo, fueron demolidos y reconstruidos con nueva armadura y hormigón. Las zonas de unión entre la cabeza de las pilas y la plataforma fueron reforzadas mediante la conexión de nueva armadura pasiva (provista de un sistema de protección catódica a partir de ánodos de sacrificio) en taladros realizados previamente.



Antes y después de los trabajos de reparación

109. LÍNEA 5 DEL METRO DE RIYADH. TÚNEL TBM Y ESTACIONES SUBTERRÁNEAS

LINE 5 RIYADH METRO. TBM TUNNEL AND DEEP UNDERGROUND STATIONS

José María Lorenzo Romero. TYPSA. Jefe de Sección Departamento Estructuras. Ingeniero de Caminos. jmlorenzo@typsa.es

José Luis Sánchez Jiménez. TYPSA. Director Departamento Estructuras. Ingeniero de Caminos. jlsanchez@typsa.es

Xavier Torelló Ciriano. TYPSA. Jefe de Sección Departamento Estructuras. Ingeniero de Caminos. xtorello@typsa.es

Metro, Riyadh, túnel TBM, estaciones enterradas, TYPSA.

Metro, Riyadh, TBM tunnel, deep underground stations, TYPSA.

Como parte de la futura red de transporte público en Riyadh, ADA (Arriyadh Development Authority) ha planeado el desarrollo de una gran red de Metro, dando servicio a la ciudad con 6 líneas de Metro. El consorcio FAST ha resultado ganador para el diseño y construcción del paquete RM3 (líneas 4, 5 y 6). TYPSA forma parte de FAST y se ha encargado del diseño constructivo de la línea 5, con una longitud total de 13.017,3 m.

En esta línea, hay 3 secciones de túnel y 12 estaciones subterráneas.

Tres elementos son claves para un diseño de un proyecto de túnel TBM. El primero es la optimización de la sección transversal, que necesita alojar los sistemas y provisiones de espacio requeridos por un sistema moderno de Metro. Un completo estudio se realizó en las primeras fases para concluir con un diámetro interior de 8,70 m.

El segundo factor clave es el diseño del revestimiento del túnel. Este diseño es crítico para una óptima producción en la factoría de prefabricados, facilitando la fabricación y montaje. Un anillo típico universal con 6 + 1 segmentos fue diseñado para una máxima montura de 27,0 m.

El tercer factor clave es la selección de la TBM. El túnel de la línea 5 se construye con una TBM tipo EPB (Earth Pressure Balance) con simple escudo. Dos secciones de túnel TBM se han definido:

- North TBM: Longitud total 4881,4m. Comenzado el 30/06/2015 por la TBM SAN'AH ("Bonita").
- Central TBM: Longitud total 7.285,6 m. Comenzado el 30/04/2015 por la TBM DHAFRAH ("Victoria").

Avances máximos de 40 m/día (25 anillos completos/día) se han llegado a alcanzar.

Las estaciones subterráneas son, esquemáticamente, una caja de hormigón de 30,0 m de profundidad por 130,0 m de longitud.



Estación Enterrada

El nivel de agua en el terreno es un problema clave. En los últimos 30 años, diversos estudios muestran que el nivel actual del agua en Riyadh está localizado muy cerca de la superficie, proveniente de actividades humanas y tendiendo a acumularse en el contacto entre suelo y roca.

Para protegerse de la subpresión, se diseñaron soluciones ingenieriles óptimas. La solución final involucra el peso de la estructura y la capacidad portante de la roca movilizada por la reacción de la losa curva inferior de la estación. De este modo, el tamaño de la estructura no es penalizado, y su dimensionamiento no se realiza en función del peso mínimo que se requeriría para equilibrar la subpresión del agua.

172. GRANDES DEPÓSITOS DE AGUA EN ARABIA. REVISIÓN DEL DISEÑO Y SUPERVISIÓN DE LA EJECUCIÓN

LARGE WATER STORAGE TANKS IN ARABIA. PROJECT REVIEW AND CONSTRUCTION SUPERVISION

Roberto Jiménez Pérez. TYPSA. Vice Project Director "Reinforcing Riyadh City Pot". Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. rjimenezperez@typsa.es

José Manuel Duro Rodríguez. TYPSA. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmduro@typsa.es

Eduardo Torralba Bozzano. TYPSA. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. etorralba@typsa.es

Álvaro del Cuviillo Martínez. TYPSA. Jefe de Sección. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. adelcuvillo@typsa.es

Depósitos agua, acero al carbono, postesado, durabilidad, análisis sísmico.

Water storage tanks, carbon steel, prestressed, durability, seismic analysis.



Túnel TBM

Desde el año 2011 TYPSA viene trabajando activamente en proyectos relacionados con el ciclo del agua en la península arábiga. Dentro de estos proyectos destacan, por su tamaño y singularidad, los grandes depósitos de almacenamiento de agua de diferentes tipologías: rectangulares de hormigón armado, cilíndricos metálicos y cilíndricos de hormigón postesado. En este artículo se pretende describir las principales características de los mismos. Se presentarán 4 grupos de depósitos, dos de ellos ejecutados en Riyadh y otros dos ejecutados en la ciudad de Jeddah.

En Riyadh TYPSA realiza la revisión del diseño y supervisión de obra de los proyectos estratégicos de abastecimiento de agua del plan maestro de la ciudad. El almacenamiento se lleva a cabo mediante depósitos rectangulares de hormigón armado, entre los que destacan cuatro

de ellos, cada uno de 300.000 m³ de capacidad, 1,2 M m³ de capacidad total.

En otras cuatro localizaciones distintas dentro de Riyadh, se construyeron seis tanques de acero al carbono con una capacidad de 166.666 m³/tanque. En total, en cada emplazamiento se almacenarán 1 M de m³ de agua potable. Con un diámetro de aproximadamente 110 m cada uno, altura de 20 m, y una cubierta de aluminio tipo dome con casi 25 m adicionales de altura, estos tanques están considerados los mayores tanques de acero para agua potable del mundo.

En la ciudad de Jeddah TYPESA también realiza la revisión de los proyectos y la asistencia técnica en obra para dos grupos de tanques de almacenamiento de agua, cada grupo con una capacidad global de 1M m³. Uno de los grupos de tanques está situado en Faisaliyah, en la zona urbana de Jeddah. El proyecto contempla 4 tanques de hormigón postesado de 250.000 m³ de capacidad cada uno, de 24 m de altura más 18 m de clave de la cúpula de aluminio y 120 m de diámetro. El tamaño y capacidad de estos tanques los convierte en un record mundial para este tipo de depósitos.

El otro grupo está situado en Briman y contempla 6 depósitos de chapa de acero de 166.650 m³ de capacidad cada uno, de 24 m de altura más 24 m de clave de la cúpula de aluminio y 110 m de diámetro.



Depósitos metálicos de Riyadh con una capacidad de 166.666 m³/tanque



Depósito de hormigón postesado de Faisaliyah, con capacidad para 250.000 m³/tanque

192. PROYECTO Y REHABILITACIÓN DEL DEPÓSITO DE CAN BOADA PARA EL PATRIMONIO INDUSTRIAL CATALÁN

PROJECT AND REFURBISHMENT OF THE CAN BOADA WATER TANK FOR THE CATALAN INDUSTRIAL HERITAGE

David García Carrera. BIS Structures. Socio Fundador y Director Técnico. Dr. Arquitecto. davidg@bisstructures.com

Amparo Lecha Gargallo. BIS Structures. Jefa de Equipo. Arquitecta Técnica. alecha@bisstructures.com

Depósito, anillo postesado, oxidación, estanqueidad.

Water tank, posttension ring, oxidation, water tightness.

El depósito de agua de Can Boada, en uso actualmente, fue proyectado por el ingeniero de caminos, canales y puertos Idelfonso Sánchez del Río nacido en La Rioja.

Es un depósito de 10.000 m³ de agua potable que La Mina de Aguas de Terrassa construyó en 1943 para garantizar el abastecimiento de agua de la ciudad en un momento de importante crecimiento demográfico.

Se trata de una construcción de hormigón de planta circular, de unos 74 m de diámetro exterior, con una cubierta muy característica, formada por 42 nervios de 27 m de luz en forma de arco y una serie de bóvedas de hormigón que cubren el espacio entre los mismos.

El proyecto consiste en una primera fase de recuperación del depósito que surge de la necesidad de garantizar la seguridad estructural, consolidar los elementos degradados y restituir la estanqueidad del mismo evitando las pérdidas de un bien preciado como es el agua, ya que está previsto que el edificio siga en uso durante muchos años más.

Uno de los principales problemas que presentaba la estructura del depósito era la oxidación importante de las armaduras de los nervios, así como desprendimientos de hormigón debido a la degradación, ambiente húmedo y ataque de cloruros. Tras un profundo análisis de la estructura se detectó una carencia grave de seguridad estructural de la cimentación frente a los empujes del agua combinados con los de la cubierta. Y, por último, una deficiencia importante, en este caso no estructural, de estanqueidad después de 70 años de vida útil, todo y el mantenimiento continuo del edificio, que se traducían en unas pérdidas importantes de agua.

Para solucionar el problema de oxidación se planteó un saneamiento general, recuperando o sustituyendo barras, y restituyendo la geometría con mortero de reparación. Para dar respuesta a la inestabilidad lateral de los cimientos, se realizó un anillo perimetral exterior de hormigón postesado que compensa los empujes. Por último, para solventar los problemas de estanqueidad se realizó un proyectado interior tanto de la solera como de los muros, creando un nuevo vaso estanco.



Estado inicial y final. Vista exterior



Estado inicial y final. Vista interior

Durante la ejecución de la primera fase se plantea una actuación arquitectónica de mejora del acceso. Se plantea eliminar el acceso existente que distorsiona, por su ubicación y geometría, el perfil del depósito y se opta por una torreta de acceso central de planta circular acorde a la geometría global del depósito y a los planos originales del edificio.

241. COMPUERTA DE CIERRE DE LA DÁRSENA DE EMBARCACIONES MENORES DEL PUERTO DE SANTA CRUZ DE LA PALMA

GATE CLOSURE AT THE MARINA OF THE PORT OF SANTA CRUZ DE LA PALMA

Manuel Biedma García. Acciona Ingeniería. Director Técnico División Ingeniería Estructural. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. manuel.biedma.garcia@acciona.com

Luis Carrillo Alonso. Acciona Ingeniería. Jefe de Proyectos División Ingeniería Estructural. Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis.carrillo.alonso@acciona.com

Francisco Javier Martínez López. Acciona Ingeniería. Jefe de Proyectos División Ingeniería Estructural. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. franciscojavier.martinez.lopez@acciona.com

Compuerta metálica, estructura metálica móvil, obra marítima, estructura metálica.

Steel gate closure, movable steel structure, maritime work, steel structures.

Por encargo de la Autoridad Portuaria de Santa Cruz de Tenerife se han diseñado unas Compuertas que permitan el cierre completo de la dársena de embarcaciones menores del Puerto de Santa Cruz de La Palma, de tal manera que se atenúe la agitación debida al oleaje que se produce en su interior.

Con ese objetivo se ha previsto realizar las siguientes actuaciones: en primer lugar se reducirá el ancho libre existente en dicha bocana, recreciendo el muelle del lado Oeste mediante la ejecución de un macizo de hormigón de 8,00 m de longitud y de ancho idéntico al del muelle existente. Adicionalmente se ejecutará en el ancho de la bocana, y apoyado sobre su fondo, un muro de gravedad de 5,00 m de altura. A continuación en el ancho reducido de la bocana se instalarán 2 compuertas de cierre metálicas de 4,00 m de altura y aproximadamente 24,5 m de ancho, las cuales permitirán el cierre de la bocana por encima del muro de gravedad indicado anteriormente.

El conjunto de las compuertas se ha diseñado de manera que se pueden disponer las compuertas en 4 posiciones distintas: una de descanso sobre el fondo de la bocana cuando no es necesaria su presencia, 2 de funcionamiento para cubrir los diferentes niveles de mareas y una última de mantenimiento que permite extraer las compuertas fuera del agua para realizar las tareas de reparación que fueran necesarias.

Ambas compuertas se desplazan verticalmente en 2 planos verticales separados entre sí 1,60 m mediante el accionamiento de un conjunto de 4 polipastos, sincronizados todos ellos entre sí. Estos elementos se colocarán sobre dos torres metálicas que quedan apoyadas en los extremos de los muelles.

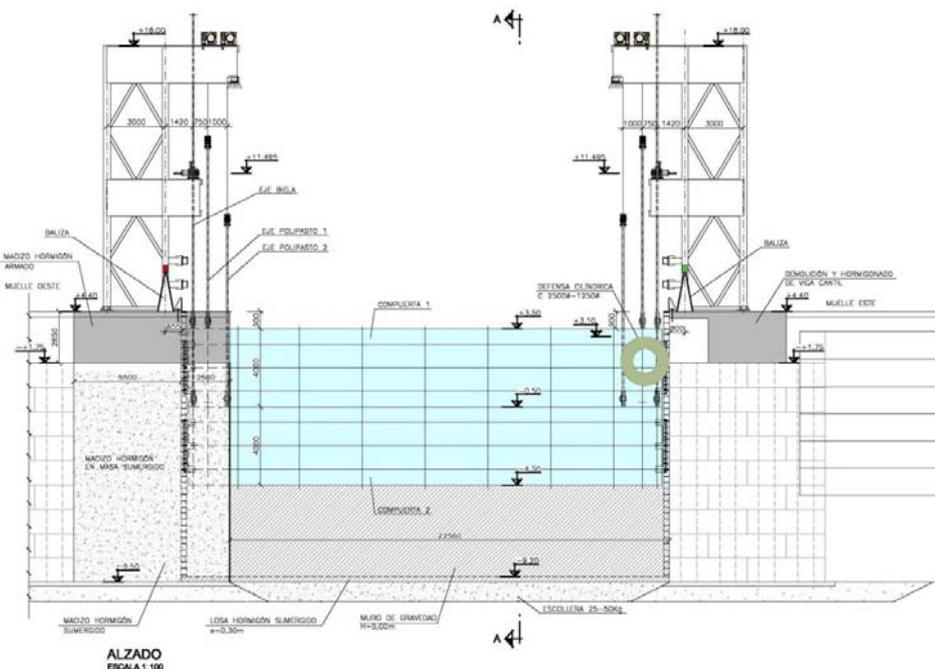


Figura 1. Alzado de la compuerta, torres de cuelgo y sistema de elevación

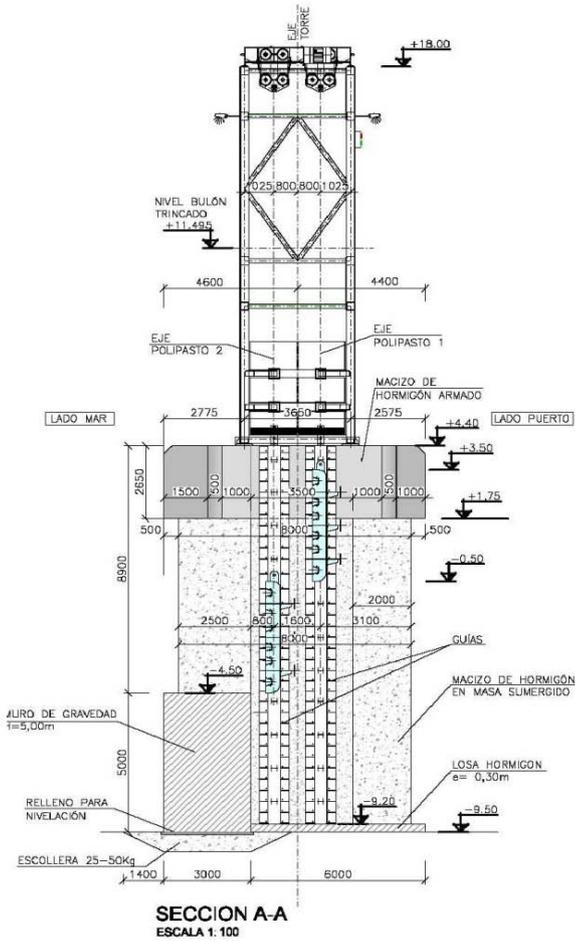


Figura 2. Sección de la compuerta, torres de cuelgue y sistema de elevación

El sistema de izado permite el movimiento de las compuertas mediante el accionamiento de los cables de los polipastos, pero adicionalmente se ejecutará un sistema consistente en una biela perforada donde se ensartarán unos bulones automatizados que permitirán que, en las fases de funcionamiento de las compuertas, su peso no descansa sobre el mecanismo de los polipastos.

Para el correcto funcionamiento del desplazamiento de la compuerta se instalarán en el paramento vertical de los muelles que delimitan la bocana unas guías metálicas donde se ubican cada uno de los topes de guiado de las compuertas, con el fin de conseguir que dicha maniobra sea lo más suave posible y se evite cualquier posible acodamiento de las compuertas.

244. VIAL SUBTERRÁNEO EN LA DÁRSENA DE LA MARINA, A CORUÑA

UNDERPASS IN LA MARINA DOCKS (A CORUÑA)

José Antonio González Meijide. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. meijide@temha.com

Arturo Antón Casado. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. anton@temha.com

Jesús Corbal Álvarez. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. corbal@temha.com

Alberto Esteban Castrillejo. TEMHA. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. esteban@temha.com

Vial subterráneo, hormigón pretensado, pantallas, falso túnel, cut and cover.

Underpass, post-tensioned concrete, slurry wall, cut and cover.

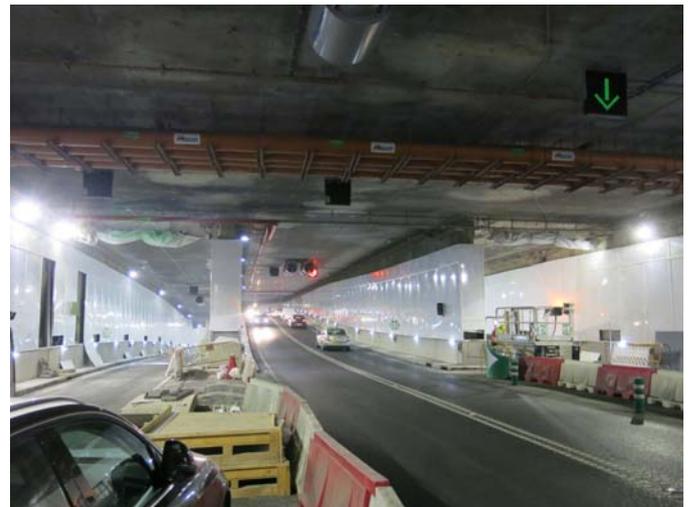
La actuación consiste en el soterramiento del vial existente al muelle de la Dársena de la Marina, en la fachada marítima de A Coruña. Para ello se construyó un vial subterráneo, que comienza en la Avenida do Porto, en las proximidades del centro comercial Los Cantones Village y el hotel NH Atlántico, y entronca con el Vial Subterráneo de O Parrote y con el Túnel de María Pita. El nuevo vial subterráneo tiene una longitud de 526 metros entre la Avda. do Porto y su conexión con el túnel de María Pita, más dos ramales de 200 metros para su conexión con el túnel de O Parrote (longitud total 926 metros).

La sección tipo tiene cuatro carriles (dos por sentido) en la Avda. do Porto, destinándose en la Avda. de La Marina un carril por sentido para resolver los movimientos con cada uno de los túneles con los que conecta (O Parrote y María Pita).

El aspecto más singular de este vial es que presenta un cruce subterráneo a distinto nivel. Con una geometría en planta en "Y", permite circulación en los dos sentidos entre la Avda. do Porto y simultáneamente O Parrote y María Pita. Esto ha supuesto apilar dos túneles que se cruzan entre sí, y alcanzar una profundidad de excavación de unos 15 metros en una ubicación adyacente a una de las dársenas del Puerto de A Coruña.



Vista general de las obras



Sección interior y acceso al cruce a distinto nivel subterráneo

El vial se resuelve mediante un falso túnel ejecutado a base de pantallas laterales, e intermedias en su caso, de hormigón armado, completándose el cajón mediante losas de cimentación y cubierta.

Dada la proximidad del túnel al muelle del puerto de A Coruña, el dimensionamiento y procedimiento constructivo del túnel de la Marina se vio condicionado por el efecto de la subpresión de agua. El dintel del túnel se proyectó como una losa aligerada armada empotrada a las pantallas. En las secciones de túnel con mayor luz, de hasta 23,20 m, se dispusieron anclajes al terreno en la zona central de la solera para contrarrestar el efecto debido a la subpresión y en el dintel se emplearon soluciones pretensadas. El proceso constructivo se realiza por el método denominado cut and cover top down.

La obra fue promovida por la Autoridad Portuaria de A Coruña. En la construcción del túnel de la Marina se ejecutaron 16.629 m² de pantallas. El presupuesto de licitación fue de 16,5 millones de euros.

247. NUEVA RAMPA RO-RO PARA EL PUERTO DE SANTANDER

NEW RO-RO RAMP AT THE HARBOR OF SANTANDER

Manuel Biedma García. Acciona Ingeniería. Director Técnico División Ingeniería Estructural. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. manuel.biedma.garcia@acciona.com

Luis Carrillo Alonso. Acciona Ingeniería. Jefe de Proyectos División Ingeniería Estructural. Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis.carrillo.alonso@acciona.com

Rampa ro-ro, macizo de apoyo de rampa, obra marítima, estructura metálica.

Ro-ro ramp, bearing clump of the ramp, maritime work, steel structure.

Como consecuencia de que la terminal de carga rodada y pasaje con que cuenta en la actualidad el Puerto de Santander tiene su operatividad limitada dado que se dispone de una rampa hidráulica de reducido ancho, y dada la necesidad de ampliar esta capacidad en un plazo muy breve, se decidió adjudicar en el año 2015 el proceso de proyecto y obra que permitiera resolver esta situación de la forma más rápida posible. Por ello se planteó como condicionante que se sustituyera la rampa hidráulica actual por una de las rampas flotantes ge-



Figura 1. Demoliciones realizadas, corte con hilo de diamante, muro trasero



Figura 2. Rampa operativa en su nuevo emplazamiento

melas que prestan servicio en el muelle Raos 8 del mismo Puerto de Santander, siendo éstas de mayor tamaño que la rampa hidráulica a sustituir. Las rampas mencionadas son ro-ro, es decir, adaptadas a tráfico rodado.

Se procedió entonces en la fase de proyecto desarrollada durante el año 2015 a definir el proceso de desmontaje de la rampa hidráulica actual, la demolición de los hormigones y excavaciones necesarias para la construcción de un apoyo hormigonado trasero de la rampa flotante, así como el desmontaje y traslado y puesta en servicio de la rampa flotante, desde el muelle Raos 8 hasta su ubicación definitiva en el muelle de bloques, previo paso por dique seco para realizar labores de mantenimiento, reparación y adaptación a la nueva posición.

Para la instalación de la nueva rampa fue preciso proyectar un macizo de hormigón que permitiera anclar la nueva rampa. Este macizo debía ser compatible con las dimensiones del muelle existente, una vez demolida la rampa actual y adaptada su geometría. La principal dificultad en el diseño de este macizo, además de su encaje geométrico con la configuración de la rampa existente, fue su cimentación, ya que su apoyo se producía de forma no homogénea en parte en los rellenos del trasdós del muelle existente y en parte en los bloques de hormigón del borde del muelle. La posible incertidumbre en el cumplimiento del plazo en el caso de diseño de una cimentación profunda ha condicionado la ingeniosa solución de gravedad definida, en la que una mitad del muro de gravedad actúa como voladizo sobre la zona de pedraplén y la otra mitad apoya sobre los bloques de hormigón.

Por último hay que señalar que durante la fase de obra se procedió a realizar labores de asistencia técnica a la obra resolviendo diferentes detalles adaptados a la situación finalmente encontrada "in situ".

252. CONSTRUCCIÓN DE UNA CENTRAL HIDROELÉCTRICA AL PIE DE LA PRESA DE SAN RAFAEL, MÉXICO

NEW HYDROELECTRIC PLANT ATTACHED TO THE EXISTING DAM OF SAN RAFAEL. MÉXICO

Mariano Martín Cañueto. Acciona Ingeniería S.A. Jefe División de Ingeniería Estructural. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mariano.martin.canueto@acciona.com

Manuel Biedma García. Acciona Ingeniería S.A. Director Técnico División de Ingeniería Estructural. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. manuel.biedma.garcia@acciona.com

Luis Carrillo Alonso. Acciona Ingeniería S.A. Ingeniero Jefe de Proyecto. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis.carrillo.alonso@acciona.com

Iván García Sáez. Acciona Ingeniería S.A. Ingeniero Jefe de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ivan.garcia.saez@acciona.com
 Jaime Santamarta Martínez. Acciona Ingeniería S.A. Ingeniero Jefe de Proyecto. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jaime.santamarta.martinez@acciona.com
 Pedro Jesús Ruiz Román. Acciona Ingeniería S.A. Ingeniero Jefe de Proyecto. Ingeniero Técnico de Obras Públicas. pedrojesus.ruiz.roman@acciona.com

Central hidroeléctrica, macizos de anclaje, fuerzas sísmicas, turbinas Kaplan, estructura metálica.

Hydroelectric plant, concrete massif, seismic forces, Kaplan turbine, steel structure.

La cuenca del río Santiago en México está regulada por una sucesión de presas y embalses caracterizados por la enorme magnitud de los caudales a regular. Todas sus infraestructuras son ejemplos de retos ingenieriles. Aguas abajo de todas ellas, hace ya más de veinte años se construyó un embalse de regulación, San Rafael, el cual se dejó previsto para la instalación de una futura central hidroeléctrica a pie de presa.

Fueron numerosos los intentos por desarrollar el proyecto de la central a pie de presa, pero la complejidad técnica del mismo provocó que durante más de cuatro lustros no se llevase a cabo este proyecto.

Finalmente en el año 2012, Acciona Ingeniería comenzó la redacción de este proyecto, para posteriormente continuar desarrollando los trabajos correspondientes a la asistencia técnica a la obra, encontrándose a día de hoy ya la central terminada completamente y por lo tanto en fase de explotación a pleno rendimiento.

Los principales retos del proyecto y de la construcción se enumeran a continuación:

- Construcción de una central hidroeléctrica al pie de una presa existente y en carga, sin reducción de los niveles de embalse, algunos de los cuales llegaron a alcanzar magnitud de niveles extraordinarios durante la construcción.
- Realización de un vaciado para la construcción de la central, de veinte metros de altura, el cual se sitúa quince metros bajo la cota de cimentación de los bloques de presa afectados.



Fase de construcción de macizos de anclaje



Situación final. Interior de la casa de máquinas

- Ejecución confinada en el estribo, entre una ladera escarpada y la propia presa, que obligaba a un fuerte sostenimiento de las ya complicadas excavaciones con presencia de agua.
- En el bloque de toma existente, hubo que realizar labores de anclaje, control de filtraciones, inyecciones de impermeabilización y un estudio de las distintas familias de fallas al objeto de asegurar su estabilidad una vez abierta la excavación y con la presa en carga.
- Acción sísmica de diseño muy fuerte, con la consecuente repercusión en el diseño de diferentes elementos estructurales.
- Para ajustar el proceso constructivos a los plazos establecidos por el cliente fue necesario modificar el planteamiento inicialmente previsto, con el ajuste de los elementos estructurales que lo requirieron, para así poder desarrollar simultáneamente los trabajos de construcción de las cámaras espirales de las turbinas Kaplan, con las tareas de ejecución de los muros perimetrales, así como de la estructura metálica que serviría de soporte al puente grúa necesario para poder montar los generadores.

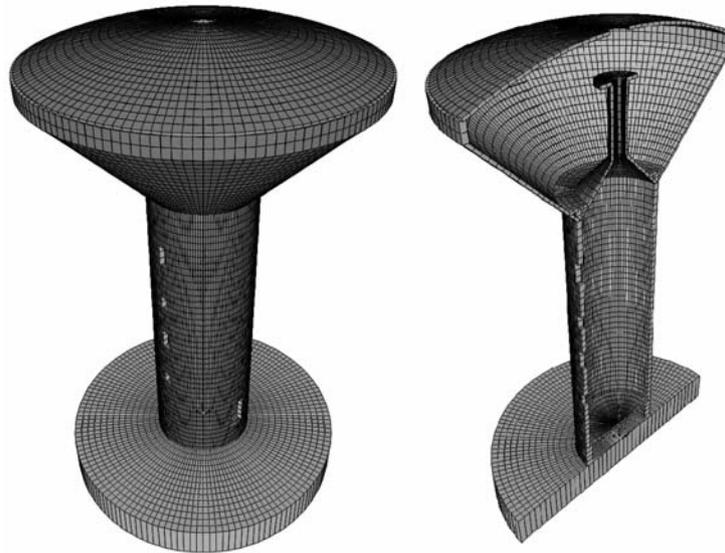
258. ANÁLISIS SÍSMICO MEDIANTE MÉTODO PUSHOVER DE UN DEPÓSITO ELEVADO EN ARGELIA

SEISMIC PUSHOVER ANALYSIS OF AN ELEVATED TANK IN ALGERIA

Manuel de la Cal Manteca. Euroestudios S.L. Ingeniero de Estructuras. Arquitecto. manuel.delacal@euroestudios.es
 Roberto Marín Sampalo. Euroestudios S.L. Ingeniero de Estructuras. Máster en Ingeniería Sísmica. r.marin@euroestudios.es
 David Gran Giménez. Euroestudios S.L. Ingeniero de Estructuras. Ingeniero Agrónomo. David.Gran@euroestudios.es

Análisis sísmico pushover, shell no lineal, depósito elevado, interacción suelo-estructura, acciones hidrodinámicas.

Seismic pushover analysis, nonlinear shell, elevated tank, soil-structure interaction, hydrodynamic forces.



Modelo estructural

El depósito elevado Ben Yakoub de 1.000 m³ de capacidad forma parte del sistema de abastecimiento de agua potable de la región de Constantine en Argelia. El depósito se construye con hormigón armado y consta de un vaso de forma troncocónica elevado 25 metros por un fuste cilíndrico que se apoya en una zapata circular.

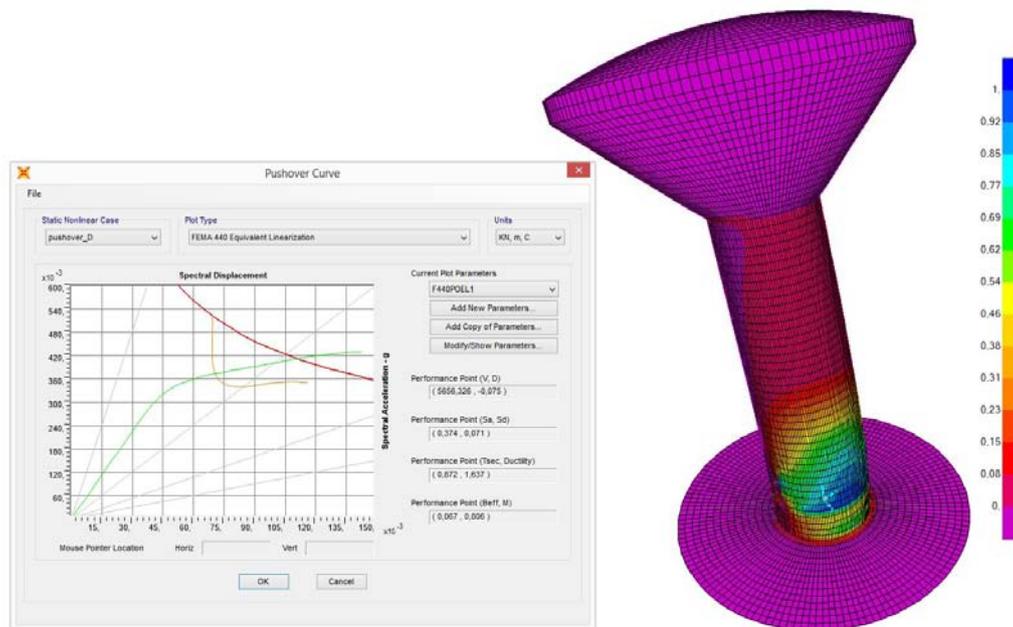
Debido a la situación en zona sísmica del depósito, a su geometría singular y a que se trata de una estructura de importancia especial, el diseño antisísmico de esta estructura es exigente. La estructura se asemeja a un péndulo invertido desde el punto de vista del análisis dinámico, lo cual supone dos puntos críticos principales a analizar:

- Análisis de la base del fuste. Al ser una estructura con un solo elemento portante vertical, el fuste cilíndrico, se podría asemejar a una estructura con un solo grado de hiperestaticidad. Esto supone que se ha de realizar un estudio pormenorizado de la base del fuste donde se pudiera llegar a formar una rótula plástica.
- Seguridad ante el vuelco. Mediante un análisis lineal elástico la seguridad al vuelco se aseguraría con una comprobación por capacidad

buscando que el fuste entre en régimen plástico antes de que se produzca el vuelco o falle la cimentación, lo cual es muy complicado de cumplir. Por ello se ha optado por un análisis no lineal tipo pushover, que nos permite determinar para cada combinación de carga el punto de desempeño estructural y comprobar, tanto la resistencia al vuelco, como el nivel de daño del fuste, para los esfuerzos en dichos puntos.

Además, para el análisis del depósito es necesario analizar la interacción suelo-estructura-agua. Para la interacción estructura-agua se emplea la teoría desarrollada por G.W. Housner.

El objetivo de este estudio es, en primer lugar, presentar los diferentes condicionantes estructurales del depósito y explicar cómo se han definido, tanto matemáticamente, como en el modelo de cálculo. En segundo lugar, describir como se ha llevado a cabo el proceso de análisis no lineal pushover. Y finalmente, mostrar los resultados obtenidos del análisis y las conclusiones derivadas de este.



Tensión normalizada en la armadura vertical del fuste y curva pushover

266. METRO DE RIAD, LÍNEA 3: ESTACIONES ELEVADAS

RIYADH METRO, LINE 3: ELEVATED STATIONS

María del Mar Mayo Martínez. Idom. Ingeniería Civil. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. mmayomar@idom.com

Estaciones elevadas, prefabricación, construcción segmental, diseño evolutivo, cubiertas de gran luz.

Elevated stations, precast, segmental bridge, time-dependant analysis, roof big span.

La Línea 3 del Metro de Riad en su tramo elevado consta de nueve estaciones, una de andén central y ocho lateral, que permiten el acceso de los usuarios desde la calle hasta los trenes. Entre los niveles de calle y andén existe otro intermedio, denominado Mezzanine, donde está el acceso al metro. Este nivel, además, proporciona conexión peatonal entre las aceras de las autopistas urbanas sobre las que discurre el Metro en su tramo sobre rasante. Las estaciones tienen 146 m de largo y 26 m de ancho y constan de tres niveles: Plataforma, Mezzanine y Bajo Rasante.

La Plataforma contiene el nivel de vías y andenes peatonales. En las de andén lateral está formado por dos vanos isostáticos de 33 m de luz y un puente hiperestático de 3 vanos, 20 + 40 + 20, de construcción segmental. En la estación central la plataforma es un puente continuo in situ (33 + 20 + 40 + 20 + 33). La cubierta de la estación es un canopy metálico de 90 m de longitud, 18 m de anchura y 8,50 m sobre el andén, que se apoya en seis puntos sobre el tablero hiperestático.

Los tableros apoyan en pilas de hormigón armado cimentadas en cajones, bajo rasantes, de unos 62 m de largo × 10,9 m de ancho.

La mezzanine es una losa de hormigón aligerado construida con vigas prefabricadas apoyadas en dinteles de hormigón postesado. Se apoya mediante POT en columnas circulares de 1,50 m de canto, excepto el pórtico central que está empotrado en una de las pilas soporte del tablero de plataforma. La estación se completa con estructuras metálicas: (1) accesos a la calle y (2) edificio apoyado en Mezzanine.

Las soluciones adoptadas buscan la máxima prefabricación y uniformidad priorizando la rapidez constructiva. El canopy es idéntico en todas ellas. Los tableros segmentales, la mezzanine y las estructuras metálicas son iguales en todas las de andén lateral.

La normativa considerada en el diseño se divide: (a) Infraestructura: ACI 343 y AASHTO; (b) Estaciones: ASCE SEI 7/10, ACI 318-11 y AISI/ASD. El tablero de plataforma se considera infraestructura, el resto, estación. Las pilas y cimentaciones se analizan bajo los dos enfoques normativos, con diferencias significativas entre ellos:

- Sismo. (a) Saudi Highway Manual Document: sismo es el 6% de las acciones verticales. (b) IBC-2009 es categoría sísmica A.
- Combinación de acciones.
- ASD/LRFD.
- Fisuración. AASHTO/ACI 318-11/Eurocódigo.



Línea 3 Metro Riad. Estación Elevada. Vista 3D



Izado de vigas prefabricadas de Mezzanine

268. 5.º TANQUE DE GAS NATURAL LICUADO (GNL) EN LA TERMINAL DE ZEEBRUGGE, BÉLGICA

5TH LNG TANK IN ZEEBRUGGE TERMINAL (BELGIUM)

Miguel Bañares Dorado. ESTEYCO S.A.P. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. miguel.banares@esteyco.com

Javier Nieto Calduch. ESTEYCO, S.A.P. Responsable Ingeniería del Terreno. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

javier.nieto@esteyco.com

Mikel Aramburu Celaya. ESTEYCO, S.A.P. Ingeniero Estructuras.

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. mikel.aramburu@esteyco.com

Marc Esquiús Berengueras. ESTEYCO, S.A.P. Geotechnical Engineer.

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. marc.esquiús@esteyco.com

GNL, tanque, pantalla, Bélgica.

LNG, tank, diaphragm wall, Belgium.

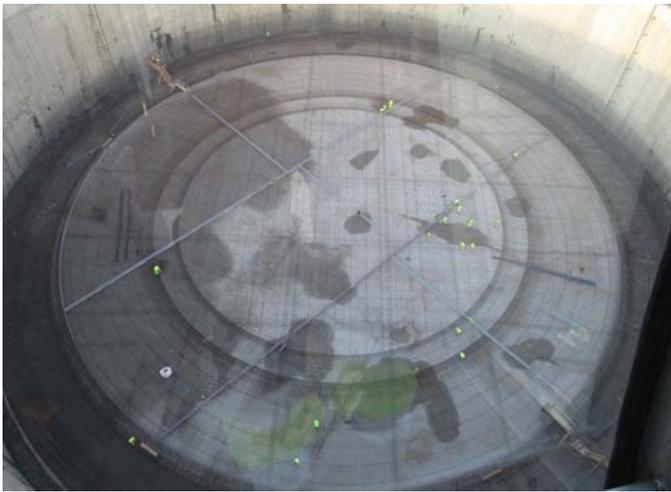
ESTEYCO ha sido contratada por BALZOLA para desarrollar los servicios de ingeniería de la Obra Civil dentro del Contrato Engineering-Procurement-Construction-Commissioning (EPCC) del 5º Tanque de gas natural licuado GNL en Zeebrugge (Bélgica) para FLUXYS.

El singular tanque de gas natural licuado (GNL) de "gran capacidad" (180.000 m³) requiere la definición de un recinto circular de pantallas que se proyecta con el objeto de semi-enterrar el tanque para cumplir con la limitación de altura máxima permitida.

Se define un muro perimetral de gran esbeltez con 102,1 m de diámetro interior, 37 metros de profundidad máxima y 24 metros de altura libre, con 1,2 m de espesor y arriostrado en cabeza por una viga de coronación de 2 m × 3,5 m.

La ejecución del recinto de pantallas y su vaciado presenta varias singularidades; por un lado, la presencia de bolos en el área de actuación que hace necesario su machaqueo mediante perforación con máquina de micropilotes, para hacer posible el trabajo de la pantalla-dadora. Por otro, la existencia de un acuífero semi-confinado que compromete la estabilidad del fondo de excavación y requiere un análisis del fenómeno de subpresión y la definición de medidas correctoras (sistema de bombeo provisional).

Realizado el vaciado y el acondicionamiento del fondo de excavación se procede a la construcción del tanque con las limitaciones del reducido espacio entre muro y pantalla y el trabajo en profundidad como principales condicionantes.



Armadura losa de cimentación



Vista general muro exterior

Las características del terreno permiten definir una losa armada de cimentación directa muy flexible con 97,7 m de diámetro y 0,8 m de espesor que crece hasta los 1,2 m en el anillo exterior bajo el muro lateral.

El muro lateral de hormigón pretensado que tiene una altura de 33,725 m y 95,1 m de diámetro exterior presenta un espesor de 0,8 m con 4 contrafuertes de 1,38 m en los que se anclan los 68 tendones horizontales. Del mismo modo, se definen 74 tendones verticales anclados en la coronación del muro.

Para la cúpula se plantea un cascarón esférico de hormigón armado de 0,45 m de espesor y radio el diámetro interior entre muros. Dicho elemento estructural además de ser el cerramiento del tanque exterior hace de sustento para distintas instalaciones auxiliares que comprometen el comportamiento como membrana de la cúpula.

271. COMPLEJO HIDROELÉCTRICO RENACE, EN GUATEMALA. TÚNELES DE ADUCCIÓN DE LAS FASES II Y III

RENACE HYDROELECTRIC COMPLEX, GUATEMALA. ADDUCTION TUNNELS PHASE II & III

Carlos Rozas Labrador. COBRA Infraestructuras Hidráulicas. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. crozas@grupocobra.com

Hugo Corres Peiretti. Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Catedrático de la U.P.M. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. hcp@fhedor.es
 Fernando Rodríguez García. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Director Fhecor Conocimiento. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. frg@fhedor.es
 Javier de Cabo Ripoll. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Equipo de Obra Civil. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jcr@fhedor.es
 Javier Milián Mateos. FHECOR Ingenieros Consultores, S.A. Jefe de Equipo de Obra Civil. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jmm@fhedor.es

Túnel, hidráulico, revestimiento, conducción forzada, filtración.

Tunnel, hydraulic, cover, pressurized conduction, filtrations.

El complejo hidroeléctrico de Renace se sitúa en el río Cahabón, en el departamento de Alta Verapaz, en Guatemala, y se convertirá en la mayor planta generadora de electricidad del país cuando finalicen las obras de las cuatro hidroeléctricas en cascada de que consta el proyecto. La capacidad de generación superará los 300 MW.

El proyecto consta de cuatro fases; la primera de ellas ya estaba en funcionamiento, y la ejecución de las otras tres ha sido adjudicada a la empresa española COBRA Infraestructuras Hidráulicas. Actualmente la segunda fase está también en funcionamiento.

Fhecor Ingenieros Consultores ha participado en las fases de proyecto y asistencia técnica a la ejecución de los túneles de aducción de las fases II y III. Ambos túneles se excavan en roca mediante voladura, y a continuación se ejecuta un revestimiento interior con funciones estructural y de limitación de las filtraciones. El difícil acceso a la zona condiciona en gran medida la ejecución.

En el túnel de la Fase II la solución adoptada consiste en una tubería circular de acero que se apoya en el interior del túnel a lo largo de toda su longitud sobre una cama de hormigón. La longitud total del túnel de aducción es de 3,9 km. La tubería metálica presenta una sección circular de 3,57 m de diámetro, y se encuentra sometida a presiones interiores de hasta 230 metros de columna de agua. Los espesores de chapa de la tubería varían a lo largo de su longitud entre los 10,5 y los 25 mm.

En el túnel de la Fase III el revestimiento del túnel de aducción es de hormigón armado, con forma circular, de espesor 20 cm. El túnel de unos 4,6 km de longitud tiene una única sección de 4,8 m de diámetro interior, y se ve sometido a presiones interiores de hasta 40 metros de columna de agua. El armado es variable a lo largo de su longitud y se define en función de las características geotécnicas del macizo rocoso.



Figura 1. Tubería metálica de Renace II. Arañas de rigidización provisional durante el transporte



Figura 2. Acabado del revestimiento de hormigón del túnel de Renace III

272. NUEVO CARRO VARADERO MODULABLE Y SISTEMA DE TIRO EN EL ASTILLERO DE REPNAVAL

NEW MODULAR SLIPWAY TROLLEY AND PULLING SYSTEM FOR REPNAVAL SHIPYARD

Jaime Santamarta Martínez. Acciona Ingeniería. Head of BIM. MSC Civil Engineer. jaime.santamarta.martinez@acciona.com
Manuel Biedma García. Acciona Ingeniería. Director Técnico División de Ingeniería Estructura. Ingeniero de Caminos. manuel.biedma.garcia@acciona.com

Carro, varadero, astillero, tiro, metálico.

Trolley, slipway, shipyard, pulling, steel.

El proyecto de diseño del carro varadero llevado a cabo por Acciona Ingeniería se enmarca dentro del proyecto de rehabilitación de la rampa 4 del astillero de REPNAVAL en Las Palmas de Gran Canaria. Las instalaciones del astillero disponen de un total de 5 rampas donde se llevan a cabo las reparaciones de los barcos, y con su ampliación se pretende cubrir el sector de buques de hasta 120 metros de eslora y 20 metros de manga, llevando a cabo el desplazamiento de barcos tanto con quilla y peso máximo de 4.500 t, como de fondo plano y peso máximo de 5.500 t. Con la ampliación de la rampa 4 y la construcción del nuevo carro varadero, se conseguirán una serie de mejoras y ventajas, como son las que se describen a continuación:

- Captación en el Puerto de Las Palmas de buques de mayores dimensiones y tonelaje.
- Beneficio para la Autoridad Portuaria gracias al aumento de tráfico de buques que necesitan reparación.
- Beneficio general para la mano de obra e industria de Las Palmas necesaria para la reparación de los buques.
- Mejora de la calidad ambiental y seguridad de las operaciones portuarias al cambiar la maquinilla de varada existente ya obsoleta, por otra nueva, más eficiente y de mejores prestaciones medioambientales.

La estructura diseñada consta de un conjunto de carros metálicos (fig. 1) que ruedan sobre unos raíles insertos en unos macizos de hormigón armado que funcionan como vigas corridas de cimentación, y cuyo tiro se realiza mediante un sistema de poleas y tirantes que permiten el varado y fondeo de los buques.

En el diseño se distinguen el carro corto, que circula sobre dos carriles centrales, y el carro largo, que circula sobre un total de seis carriles. En lo que respecta a la secuencia de montaje de los carros, ésta alterna un carro corto con un carro largo. La unión entre carros se



Vista general del carro varadero



Vista general del sistema de tiro

efectúa por medio de una articulación desmontable. Así, uniendo carros, es posible adecuar el tamaño del carro varadero a las dimensiones de la eslora del barco. Así, para poder alcanzar la longitud de eslora máxima de 120 metros, se fabrican un total de 24 carros largos y 27 carros cortos.

Además se han diseñado otros elementos singulares del conjunto, tales como el enganche para varado, el enganche para fondeo, y el sistema de tiro del conjunto del carro (fig. 2).

276. PROYECTO CONSTRUCTIVO DE LOS TÚNELES VIARIOS EN LA PLAZA DE LAS GLORIAS Y ANTEPROYECTO DE VIABILIDAD EN SUPERFICIE

CONSTRUCTION PROJECT OF ROAD TUNNELS IN LAS GLORIAS SQUARE AND FEASIBILITY PROJECT AT GROUND LEVEL

Javier Rui-Wamba Martija. Esteyco, S.A.P. Fundador y Presidente. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. ruiwamba@esteyco.com
Carlos García Acón. Esteyco S.A.P. Director General. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. cgarcia@esteyco.com
Luis Castro Soto. Esteyco S.A.P. Ingeniero. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. luis.castro@esteyco.com
Javier Nieto Calduch. Esteyco S.A.P. Director de Ingeniería del Terreno. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. javier.nieto@esteyco.com
Miguel Bañares Dorado. Esteyco S.A.P. Director Técnico. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. miguel.banares@esteyco.com

Plaza, túnel, Glorias, Barcelona.

Square, tunnel, Glorias, Barcelona.

La Plaza de las Glòries se encuentra ubicada en el distrito de Sant Martí. Es la unión de tres de las avenidas más importantes de la Ciudad de Barcelona; la Avenida Diagonal, la Avenida Meridiana y la Gran Vía de les Corts Catalanes.

A grandes rasgos el proyecto consiste en la construcción del túnel que permitirá el soterramiento de la Gran Vía por debajo de la plaza de las Glòries.

Las principales infraestructuras existentes en la plaza (y que condicionan el trazado en alzado de los túneles viarios) son los cuatro túneles ferroviarios, tres de ADIF y uno de TMB. El nuevo túnel cruzará bajo los cuatro existentes, en servicio.

Además de estos túneles ferroviarios discurren por la plaza una serie de infraestructuras de servicios existentes, y el freático elevado, que son condicionantes adicionales del diseño.

Los túneles de Glòries son 2 tubos independientes, con circulación unidireccional que se pretenden construir en dos fases. La primera etapa corresponde al tramo de túnel ubicado entre la calle Castillejos y la calle Badajoz, formado por dos pozos y por tres tramos de túnel que cruzan las líneas ferroviarias existentes (508 m). La segunda etapa corresponde al tramo comprendido entre las calles Badajoz y Rambla del Poblenou, que alarga el túnel a 957 m.

El método previsto para la ejecución de los túneles en la mayor parte de tramos es mediante pantallas de hormigón armado. Es un método constructivo descendente tipo "cut and cover" donde en primer lugar se ejecutan las pantallas perimetrales y a medida que se

rebaja la excavación se ejecutan progresivamente las losas intermedias que garantizan la estabilidad del recinto excavado.

El proceso constructivo de los túneles en los tramos ubicados bajo las actuales líneas de metro y ferrocarril serán ejecutados mediante un sistema de hincado de tubos metálicos y posterior excavación en mina por debajo de los tubos (transformados en secciones mixtas pre-tensadas) y al abrigo de los mismos.

Se trata de un método constructivo pensado para minimizar la afectación a los túneles ferroviarios existentes y al elevado número de servicios presentes en la zona. También permite optimizar la actuación en términos económicos y de plazo de ejecución.

290. PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTACIONES PARA LA NUEVA LÍNEA 6 DEL METRO DE SANTIAGO DE CHILE

DESIGN AND CONSTRUCTION OF STATIONS FOR THE NEW LINE 6 METRO DE SANTIAGO

Gino Rivera Torres. IDOM. Jefe de Ingeniería Proyecto Estaciones Línea 6. Ingeniero Civil. grivera@idom.com

Andrés Larrain Contador. ALV Ingenieros. Consultor Estructural. Ingeniero Civil. andres.larrain@alving.cl

Rodrigo Raniman Hueche. Metro de Santiago. Jefe de Proyecto Estaciones Línea 6. Ingeniero Civil. rraniman@metro.cl

Héctor González Garrido. Metro de Santiago. Gerente de Ingeniería, OO. CC. y Arquitectura. Ingeniero Civil. hgonzalez@metro.cl

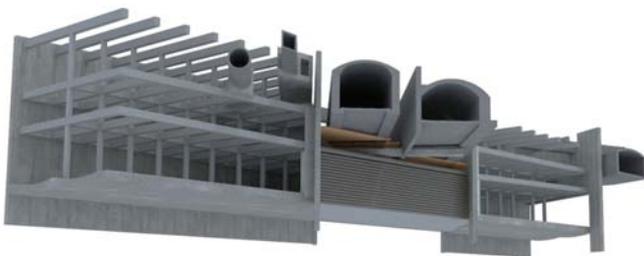
Carlos Castañón Jiménez. IDOM. Director de Proyecto Estaciones L6. Ingeniero Civil. ccastanon@idom.com

Proyecto, construcción, metro, ferrocarril subterráneo, obras enterradas.

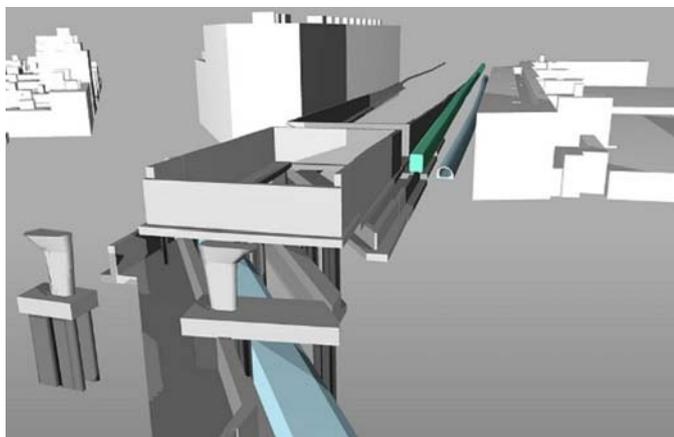
Project, construction, metro, underground train, underground works.

El proyecto de la Línea 6 del Metro de Santiago, actualmente en construcción, contempló el diseño de 10 estaciones subterráneas, distribuidas en una longitud de trazado de 15,3 Km. Se espera inaugurar en el segundo semestre de 2017.

El costo previsto de la obra civil, arquitectura e instalaciones interiores es de 150 M€, con un plazo de ejecución del orden de 31 meses. El proyecto, ejecutado en un plazo extendido de 23 meses, supone del orden de 7,2% del costo de la obra.



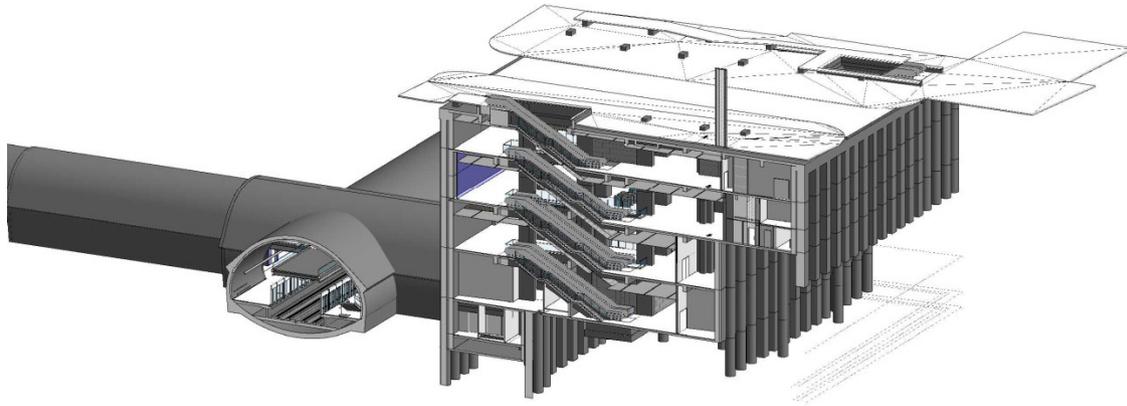
Vista 3D



Visualización 3D infraestructuras



Estación Inés de Suárez. Demolición parcial del manto



Estación Los Leones Norte. Modelo Revit

Las singularidades de esta obra son básicamente dos:

- De las 10 estaciones mencionadas, cuatro corresponden a estaciones de combinación o intercambio con otras líneas, tres con líneas en operación y una con Línea 3, en construcción.
- Se consideró en los diseños que 3 estaciones fueran diseñadas y construidas con la visión de poder levantar en una fase futura edificaciones sobre los piques de acceso y terrenos residuales.

Los mayores desafíos para el diseño estructural fueron los siguientes:

- Estación Franklin: refuerzo estructural en atravesado entre Línea 2 en operación y Línea 6 y creación de numerosas pasadas en muros existentes para la interconexión con nueva estación Franklin Línea 6.
- Estación Los Leones Norte: refuerzo pilotes de soporte calle Suecia para actuar como pilares de la estación. Aumento de cargas por posibles edificaciones futuras.
- Estación Inés de Suárez: cortes en mantos de piques de construcción y refuerzos necesarios para la ampliación de espacios de boletería a partir de estos.
- Estación Nuble: diseño de refuerzos en muros y apuntalamiento necesarios, frente a grandes empujes estáticos y sísmicos.
- Métodos constructivos que permitieran optimizar los tiempos de construcción y generaran el menor impacto en el entorno, tal como el uso de elementos prefabricados.

311. TORRES EÓLICAS EN BRASIL

WIND TOWERS IN BRAZIL

Carlos Ríos Frutos. Calter Ingeniería S.L. Director Departamento Estructuras Especiales. Ingeniero Civil. crios@calter.es
Elia María Perez García. Calter Ingeniería S.L. Jefa de Proyecto. Ingeniera de Caminos. emperez@calter.es

Viento, torres, turbina, esbeltez, prefabricado.

Wind, towers, turbine, slenderness, precast.

INTRODUCCIÓN

Se describe el proyecto y construcción de más de 100 torres eólicas en el norte de Brasil.

DESCRIPCIÓN

Las torres son de hormigón prefabricado, de altura total 116.70 m para una altura de buje de turbina de 120 m, rotor de 110 m y potencia nominal de 2.1 MW.

La torre se divide horizontalmente en elementos troncocónicos denominados anillos, que a su vez se dividen verticalmente en segmentos o dovelas.

El sistema resistente resulta de una combinación de armadura pasiva y postesado exterior, que permiten la continuidad de esfuerzos a lo largo de la torre incluyendo las juntas horizontales entre anillos.

En coronación se coloca un adaptador metálico cilíndrico que permite la transición entre el hormigón y la góndola de la turbina.

FUNCIONAMIENTO ESTRUCTURAL

Se hace especial hincapié en la esbeltez de la torre, condicionada por el diámetro en punta de pala, y la efectividad del postesado a efectos de reducir la pérdida de rigidez de la misma y permitir la reducción de la armadura pasiva. Este funcionamiento favorable del postesado exterior en estructuras esbeltas es extrapolable a otros elementos estructurales en gran variedad de casos.

Adicionalmente se describen someramente las verificaciones habituales en el diseño de torres eólicas de hormigón, como fatiga del mismo y del acero pasivo, conexión hormigón-góndola etc.

Las torres fueron certificadas por el organismo certificador GL-DNV.



Segmento durante el premontaje



Torre durante el montaje

332. REHABILITACIÓN DE LAS OBRAS DE FÁBRICA SITUADAS EN LOS PP. KK. 87+300 Y 88+700 DE LA CARRETERA N-301

REHABILITATION OF THE MASONRY VAULTS LOCATED AT THE KM 87 + 300 AND KM 88 + 700 OF THE N-301

Noemí Corral Moraleda. LRA Infrastructures Consulting. Ingeniera de Estructuras. Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos. noemicorral@lraingenieria.es

Tomás Ripa Alonso. LRA Infrastructures Consulting. Socio Director. Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. tomasripaalonso@gmail.com

Puente, fábrica, bóvedas, rehabilitación.

Bridge, masonry, vaults, rehabilitation.

Las obras de fábrica se apoyan en dos ideas sencillas; la trabazón, o grado de engarce entre las piezas (piedra o ladrillo), resultado del solape de piezas de las distintas hiladas y la adherencia, o nivel de cohesión de los elementos, obtenida gracias al mortero de relleno (argamasa).

A modo teórico, si nos imaginamos un muro de fábrica sometido a cargas verticales, la traba de las piezas elimina el plano de fractura que, de otra forma, se produciría en la junta vertical de mortero, o llaga, si apiláramos las piezas sin solape entre unas y otras y, por tanto, incrementa la resistencia a compresión del conjunto. Por otro lado, la interfaz o cohesión entre mortero y piezas otorga resistencia frente a esfuerzos tangenciales, contenidos en el plano del tendel o junta



Pérdida de piezas de ladrillo en zonas extensas de la bóveda

horizontal. Así pues, para abordar la reparación de este tipo de estructuras es esencial restituir los conceptos de traba y cohesión, además de minimizar la afectación a la propia estructura.

Este es el caso particular de las bóvedas de fábrica situadas en los pp.kk. 87+300 y 88+700 de la carretera N-301 en Villatobas (Toledo), con una degradación generalizada del mortero de rejuntado y meteorización y pérdida de ladrillos en áreas extensas que comprometían la adherencia y la trabazón de la fábrica en zonas localizadas y manifestaban una clara afectación a la respuesta global de sendas estructuras, por lo que se planteó su reparación mediante un expediente de obras de emergencia.

En las zonas en las que se habían producido pérdidas o meteorización de ladrillos se procedió a su saneo y posterior relleno con mortero de cal, anclando previamente unas varillas de acero a los ladrillos sanos que reforzaran la junta creada entre el mortero de reparación y la fábrica original, e imitar así la ley de traba de las hiladas de ladrillo primitivas. Por su parte, en las zonas en las que se observó mortero de rejuntado degradado o falta del mismo, se procedió a su reposición con otro mortero de características similares, restituyendo la interfaz ladrillo-mortero y asegurando la cohesión o adherencia inicial. Asimismo, fue esencial la elección de unos materiales compatibles con el soporte original.

Esta ponencia pretende, a través del ejemplo de una rehabilitación particular, esbozar unas buenas prácticas para abordar la reparación de unas estructuras que, aun habiendo sido desplazadas por la entrada de nuevos materiales, constituyen una parte significativa del patrimonio actual.



Varillas de acero fijadas al soporte para restituir la trabazón de la bóveda

365. SOLUCIONES INNOVADORAS EN EL CRUCE DE TÚNELES Y ESTACIONES DE LA L5 DEL METRO DE RIADH

INNOVATIVE SOLUTIONS FOR TUNNEL AND STATIONS CROSSING L5 METRO RIYADH

Víctor Torralba Mendiola. Bridge Technologies SL. Director de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. victor.torralba@btechno.es
Gonzalo Ramos Schneider. Departamento de Ingeniería Civil y Ambiental-UPC. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gonzalo.ramos@upc.edu
Ángel García-Fontanet Molina. PRO Geo Consultores. Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. agfm@progeo-cga.com
Tomás Arranz Marco. FCC Construcción. FAST L5 Construction Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TArranzM@fcc.es
Didac Plana Aguilar. FCC Construcción. FAST L5 Design Management. Ingeniero Geólogo. DPlanaA@fcc.es
Javier Ainchil Lavín. FCC Construcción. FAST Design & Construction Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jainchil@fcc.es

TBM túnel, estaciones metro, dovelas.

TBM tunnel, Metro stations, segments.

La Línea 5 del Metro de Riyadh (Arabia Saudí) pertenece al paquete adjudicado al Consorcio FAST, del cual es socio FCC Construcción. Dicha línea la está construyendo un equipo de FCC y consiste en un túnel mediante TBM y una serie de estaciones construidas a cielo abierto. Esta comunicación se centra en la problemática surgida en el cruce entre túnel y estaciones. Gracias a la magnífica progresión del túnel, éste alcanzó las estaciones en fechas anteriores a las previstas en el planning, por lo que las pasó en lleno, es decir, antes de haberlas excavado. Por ello, se planteó el problema de intentar simultanear los trabajos en el túnel y, en consecuencia, mantener el sostenimiento de dovelas, a la vez que se excavaba la estación y se iniciaba la ejecución de su estructura interior.

Como es bien sabido, los sostenimientos de dovelas funcionan por forma gracias al confinamiento que les proporciona el terreno circundante. En el caso de excavar alrededor del túnel y dejar el sostenimiento "al aire", éste es un mecanismo que colapsa. Por ello se diseñó un procedimiento de excavación, y un refuerzo simultáneo del túnel (únicamente desde su exterior) que permitió compatibilizar ambos trabajos con seguridad suficiente para los trabajadores del interior del túnel. Para ello se realizaron numerosos modelos numéricos, teniendo en cuenta múltiples fases de excavación y de posición de las juntas. Este procedimiento se adoptó en 5 estaciones.



Refuerzo de túnel



Excavación parcial con sostenimiento del propio terreno

Posteriormente, y una vez completado con éxito, se pensó en una mejora adicional que permitía eliminar los refuerzos del túnel y era mantener una porción de terreno (en este caso roca arenisca blanda), que hiciera el efecto de confinamiento antes indicado. Esta solución, que es más sencilla pero que libera menos espacio, se ha aplicado a otra de las estaciones.

Con una solución novedosa e innovadora, uniendo necesidades de obra con capacidades de cálculo y dimensionamiento, se ha conseguido recortar más de 4 meses de plazo.

En esta comunicación se muestran los modelos y refuerzos diseñados.

377. TÚNELES CON DOVELAS ARMADAS ÚNICAMENTE CON FIBRAS METÁLICAS EN PERÚ

TUNNELS IN PERU WITH SEGMENTS OF STEEL FIBER REINFORCED CONCRETE

Víctor Torralba Mendiola. Bridge Technologies SL. Director de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. victor.torralba@btechno.es
Gonzalo Ramos Schneider. Departamento Ingeniería Civil y Ambiental-UPC. Catedrático de Universidad. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. gonzalo.ramos@upc.edu
Antonio Romero Ballesteros. FHECOR. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. arb@fhecor.es

TBM túnel, hormigón con fibras metálicas.

TBM tunnel, steel fiber reinforced concrete.

El Proyecto Majes-Siguas Etapa II, en Perú, fue adjudicado a la Concesionaria Angostura Siguan, formada por la empresa española Cobra y la peruana Cosapi. Dentro de este gran proyecto hidráulico, que incluye una presa, azudes, sifones, múltiples canales y canalizaciones, se encuentran diversos túneles de gran longitud. En concreto, están los túneles de Pucará (6.330 m), Transandino (9.674 m) y el de Lluclla-Siguas (12.820 m).

Estos túneles tienen un diámetro interior de 5,0 m y se van a ejecutar mediante tuneladora. Las dovelas son de 235 mm de espesor, lo que representa una esbeltez de 21,3 (diámetro interior/espesor de

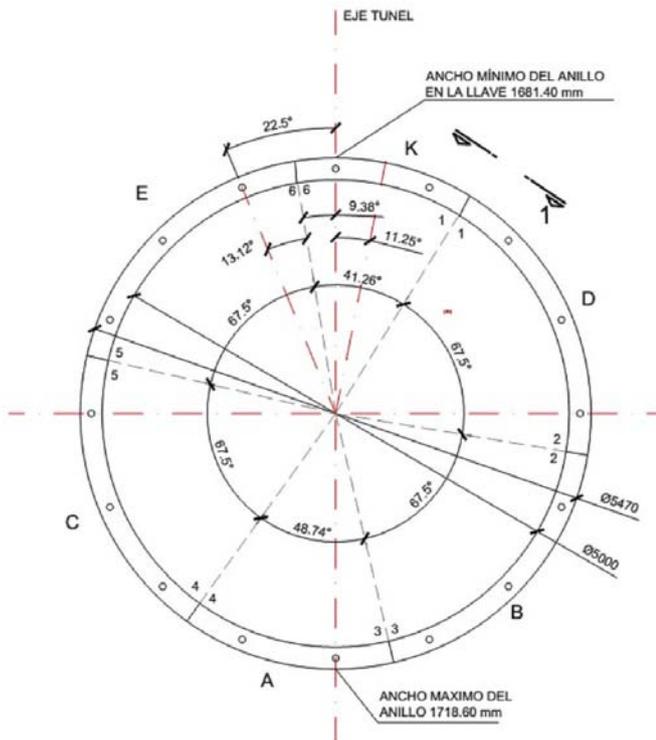
378. MECANISMOS RESISTENTES DE LAS BÓVEDAS DE LA IGLESIA DE S. PEDRO EN BERGARA, GUIPÚZCOA

LOADBEARING MECHANISMS OF THE VAULTS OF THE ST. PETER'S CHURCH IN BERGARA (GUIPÚZCOA)

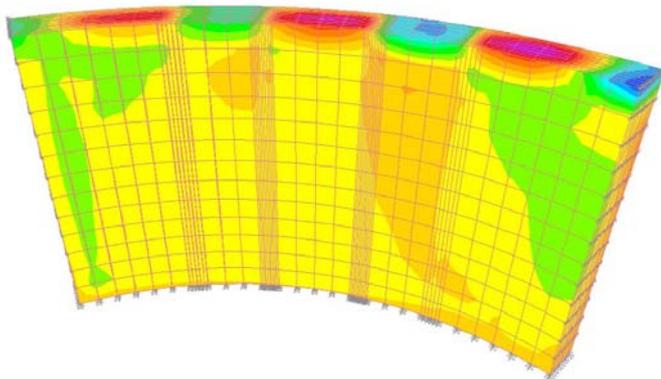
José Galafel González. FHECOR Ingenieros Consultores. Jefe de Equipo. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jgag@fhecor.es
 Javier León González. Grupo de Hormigón Estructural. ETSICCP-UPM. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jlg@he-upm.com

Antifunicularidad, estructuras de fábrica, análisis límite.

Antifunicularity, masonry structures, limit analysis.



Sección transversal del túnel



Tensiones debidas a empuje gatos tuneladora

dovela). Los esfuerzos son considerables en algunas secciones dadas las grandes monteras y presiones de agua esperadas.

La característica más sobresaliente de estos sostenimientos es que las dovelas están armadas únicamente con fibras metálicas prácticamente en su totalidad. Sólo en algunas zonas donde se esperan posibles empujes excepcionales de la tuneladora se prevé disponer dovelas híbridas, con armadura convencional únicamente en el contorno.

En la comunicación se presentarán los criterios de diseño seguidos (básicamente Model Code 2010), los ensayos realizados en los materiales (EN 14651:2005) y los resultados obtenidos. Se realizará una comparación con normativas y recomendaciones existentes. No se entrará en los modelos geomecánicos que han sido desarrollados por la empresa ICYFSA.

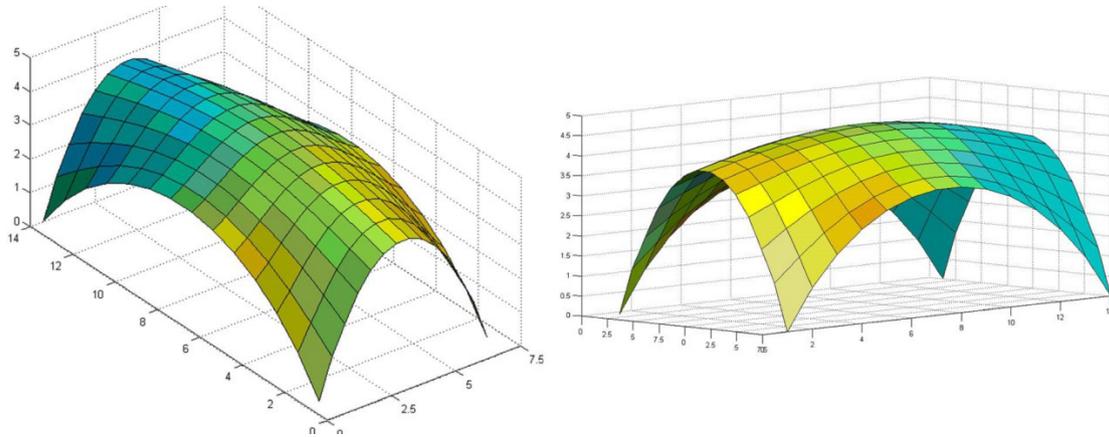


Vista de las bóvedas

Esta iglesia, que formalmente se encuadra en el llamado "gótico vasco" tiene, a los pies, al oeste del templo, un hastial que presentaba unas fisuras significativas, junto con un desplome hacia el exterior y, en el interior, unas grietas de Sabouret o de incompatibilidad cinemática entre bóvedas (la del coro, más baja y posterior en el tiempo y la alta de la nave) y hastial que preocuparon a la Dirección Facultativa, que quería saber cuál era el origen y la trascendencia del problema y qué actuaciones cabía emprender.

Los autores de esta ponencia, partidarios declarados de una "ingeniería minimalista" que haga todos los esfuerzos necesarios para entender la causa o causas de los desarreglos observados y minimice las intervenciones, presentan los criterios seguidos para entender y así, como fue el caso, afirmar con fundamento que no era necesario acometer actuaciones que fueran más allá de la inyección de fisuras y de un seguimiento en el tiempo de los paramentos y bóveda.

En efecto, pudo comprobarse que, si bien los desplomes del muro pudieron deberse inicialmente, poco después de la construcción, al empuje de la nave alta, acrecentados después cuando se construyó la bóveda del coro, los movimientos posteriores se explicaban, como sucede con mucha frecuencia en los paramentos orientados al sur y al oeste, a una pérdida de rigidez de las fábricas como consecuencia de variaciones térmicas más acusadas día-noche e invierno-verano que otros paramentos. Al mismo tiempo, la pérdida de rigidez y el desplome progresivo, aunque no inquietante, del muro provocó un movimiento impuesto en los arranques de las bóvedas que trajo consigo la deformación de la bóveda y su inevitable despegue de aquél en



Superficie antifunicular de la bóveda de cubierta con reacciones mínimas sobre fachada (lado largo)

su perpiño de arranque (grieta de Sabouret), relajándose el empuje de las bóvedas.

En lugar de utilizar un modelo de análisis de esos que dan solución única y dibujan deformadas y tensiones, a pesar de que no pueden viajar por entre las grietas, que imponen una tiranía que tiende a desconectar al ingeniero incauto de la realidad que tiene ante sus ojos, los autores utilizaron un procedimiento de búsqueda de las superficies antifuniculares que, en las dos situaciones sintetizadas (antes y después del despegue de la bóveda), permitieran entender y cuantificar, siquiera aproximadamente cuál el nivel de seguridad de la estructura.

427. TANQUES DE HORMIGÓN POSTESADO DE 120 M DE DIÁMETRO EN JEDDAH, ARABIA SAUDÍ

120 M DIAMETER POST-TENSIONED CONCRETE TANKS IN JEDDAH, SAUDI ARABIA

Guillermo Santamaría Caballero. INTECSA-INARSA. Jefe de Proyecto de Estructuras. Ingeniero de Caminos.

guillermo.santamaria@intecsa-inarsa.es

Antonio García Povill. INTECSA-INARSA. Jefe de Proyecto de Estructuras. Ingeniero Civil. antonio.garcia@intecsa-inarsa.es

Pablo Fraile Herrero. INTECSA-INARSA. Jefe de Proyecto de Estructuras. Ingeniero de Caminos. pablo.fraile@intecsa-inarsa.es

Ignacio Abad González. INTECSA-INARSA. Jefe de Departamento de Túneles y Estructuras. Ingeniero de Caminos. ignacio.abad@intecsa-inarsa.es

Depósito, postesado, sismo, junta, no-lineal.

Tank, post-tensioning, earthquake, joint, non-linear.

INTECSA-INARSA ha proyectado 4 tanques de hormigón postesado para almacenamiento de agua, en Jeddah. Cada tanque tiene capacidad para 250.000 m³, lo que representa un record mundial en esta tipología.

El diámetro interior de los tanques es de 120 m, con una altura de muro de 22,75 m. Estos recintos se coronan con cúpulas de aluminio. Esta comunicación se refiere únicamente a la estructura de hormigón de los tanques.

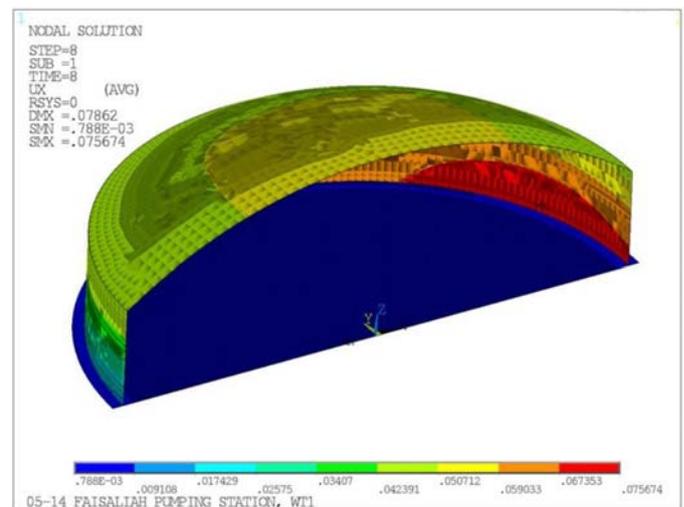
Los muros perimetrales son de 90 cm de espesor en HP-40, con 6 pilastras de anclaje, y se han postesado verticalmente mediante barras Ø50 mm y horizontalmente mediante tendones de hasta 31 cordones.

La cimentación de estos tanques es superficial en hormigón armado HA-30, con zapata anular bajo el muro (3,00 m de ancho y 0,70 m de espesor), unida a una losa central de 25 cm de espesor. Para evaluar los efectos producidos por deformaciones impuestas en esta cimentación, se han realizado modelos mediante el programa PLAXIS. Se ha evaluado la respuesta del terreno y los niveles de tracciones en la losa central bajo diferentes condiciones de carga y edad, logrando una significativa reducción de la cuantía de armado.

Las importantes dimensiones de estos depósitos obligan en la práctica a desvincular el muro de la cimentación, permitiendo desplazamientos relativos entre muro y zapata. Por otro lado, las acciones sísmicas en la zona no resultan despreciables. Esto hace conveniente mantener cierta rigidez en la unión.

Para lograrlo, se han dispuesto cables de acero cosiendo el eje del muro a la cimentación. Para permitir los movimientos radiales, estos cables se disponen en vainas especiales. De esta forma, las fuerzas sísmicas son recogidas por los cables de acuerdo a su orientación respecto a dichas fuerzas.

Los movimientos radiales (hasta 150 mm de recorrido) se han resuelto mediante apoyos de neopreno, separados entre sí 2,00 m. La función de contención del líquido se asigna a una junta continua de PVC tipo "waterstop" anclada en muro y zapata. La zona de los aparatos de apoyo es inspeccionable y los neoprenos y junta son sustituyibles.



Desplazamientos diferenciales muro-cimentación bajo sismo último



Colocación de cables sísmicos en el anillo de cimentación

La ponencia aborda también la metodología de análisis de sismo en depósitos y, especialmente, el tratamiento del factor de modificación de respuesta en las normas de aplicación (ACI-350.3 o AWWA D-115). En este caso, se realizó un análisis dinámico incluyendo la respuesta no-lineal de los materiales y del terreno de apoyo. Los resultados muestran que el factor reductor normativo puede no resultar conservador.

La estructura se encuentra actualmente en construcción.

428. CÚPULAS DE ALUMINIO DE 120 M Y 110 M DE DIÁMETRO EN ARABIA SAUDÍ

120 M AND 110 M DIAMETER ALUMINIUM DOMES IN SAUDI ARABIA

Rodrigo Arias Crespo. Ingeniero de Caminos. rodariasc@yahoo.es
 Guillermo Santamaría Caballero. INTECSA-INARSA. Jefe de Proyecto de Estructuras. Ingeniero de Caminos. guillermo.santamaria@intecsa-inarsa.es
 Antonio García Povill. INTECSA-INARSA. Jefe de Proyecto de Estructuras. Ingeniero Civil. antonio.garcia@intecsa-inarsa.es
 Ignacio Abad González. INTECSA-INARSA. Jefe de Departamento de Túneles y Estructuras. Ingeniero de Caminos. ignacio.abad@intecsa-inarsa.es

Cúpula, aluminio, estabilidad, modos de pandeo, análisis en segundo orden.

Dome, aluminum, instability, mode shapes, second-order analysis.

INTECSA-INARSA es Diseñador Principal de 4 tanques de hormigón postesado ($4 \times 250.000 \text{ m}^3$) y 12 tanques metálicos ($6 + 6 \times 166.000 \text{ m}^3$) en Jeddah y Riyadh. Estos tanques están considerados, en su tipología, los mayores tanques para agua potable del mundo.

Todos estos tanques están cubiertos por cúpulas de aluminio, que se describen en esta comunicación.

Las cúpulas son casquetes esféricos en entramado monocapa de perfiles extruidos de aluminio, con canto 255 mm. Éstos se conectan formando una red de triángulos de unos 3,50 m de lado medio. Los triángulos se cierran con paneles de aluminio de espesor 1,27 mm.

Las cúpulas que cubren los tanques metálicos de Riyadh cubren una planta de 110 m de diámetro con una flecha de 22,26 m, mientras que

las de Jeddah tienen 120 m de diámetro en planta con una flecha de 18 m. Estas últimas cúpulas están considerablemente rebajadas, debido a limitaciones impuestas por administraciones locales. La ratio flecha/diámetro en este caso es de 1/6,66 lo que, al igual que el propio diámetro de 120 m, está cerca de los límites prácticos para cúpulas monocapa.

Para el diseño se han usado AWWA D-108 y el "Aluminum Design Manual". Siguiendo estas normas, se ha fijado una sobrecarga superficial uniforme y una hipótesis de sobrecarga descompensada.

La aleación usada es la denominada 6061-T6. Este material es ligero (2.700 kg/m^3) y tiene resistencias relativamente elevadas ($f_y = 240 \text{ MPa}$) pero resulta 3 veces menos rígido que el acero. Esta particularidad del material es relevante para el diseño, no solo en cuanto a comportamiento en servicio, sino también en cuanto a las capacidades últimas de la estructura. Otras particularidades de las estructuras de aluminio son: efectos de las soldaduras sobre la resistencia del material, resistencia general a la corrosión, fenómenos de corrosión galvánica en contacto con algunos aceros, ductilidad a bajas temperaturas y ciertas conexiones y detalles constructivos.

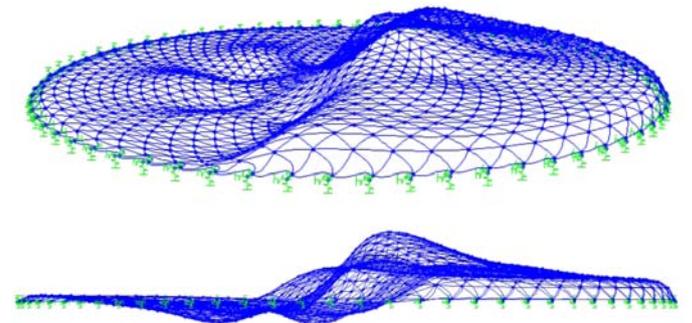
En el caso de estas cúpulas, especialmente en Jeddah, las deformaciones resultan críticas para la resistencia global. La metodología del cálculo de inestabilidad requiere fijar las deformadas iniciales del cálculo, en forma (homotéticas de casos de carga o de modos de pandeo) y en magnitud, para después proceder a un análisis avanzado de segundo orden.

Tanto la elección de la geometría de partida como el tipo de análisis (p-Delta simplificado, segundo orden con pequeñas o con grandes deformaciones...) tienen gran importancia. La presentación hace hincapié en estos aspectos, solo parcialmente cubiertos por la normativa.

Las estructuras descritas se encuentran actualmente en construcción.



Estructuras en construcción



Deformada bajo hipótesis de sobrecarga desequilibrada

430. DISEÑO DE ESTRUCTURAS AUXILIARES PARA MANIOBRAS DE HEAVY LIFTING

DESIGN OF HEAVY LIFTING AUXILIARY STRUCTURES

Ricardo Rico Rubio. K2 Ingeniería. ICCP. ICCP. rrico@k2ingenieria.es
Sergio Couto Wörner. K2 Ingeniería. ICCP. ICCP. scouto@k2ingenieria.es
Jorge Cascales Fernández. K2 Ingeniería. ICCP. ICCP. jcascales@k2ingenieria.es

Heavy lifting, estructura auxiliar, maniobra.

Heavy lifting, auxiliary structure, maneuver.

Es habitual, para la ejecución de obras de gran envergadura o con procesos constructivos singulares, desarrollar estructuras auxiliares fabricadas exclusivamente para posibilitar la realización de maniobras de empuje, volteo, izado, etc., de elementos con volumen y peso significativo.

Se han divulgado un gran número de actuaciones de heavy lifting en publicaciones especializadas describiendo la maniobra en sí, sus medios auxiliares, equipos hidráulicos o monitorización realizada, pero no es habitual encontrar literatura acerca de los criterios de diseño de las estructuras auxiliares resultando, en no pocos casos, los elementos con mayor repercusión en el coste de la maniobra.

Las maniobras objeto de esta presentación son aquéllas que necesitan de un diseño singular y particularizado de la solución y en las que la estructura auxiliar forma una parte fundamental de la misma.

Debido precisamente al carácter individualizado de cada maniobra no es posible establecer ciertos criterios como fijos para el desarrollo del proyecto estructural, existiendo ciertas variables que pueden influir significativamente en el diseño como es, por ejemplo, la duración de la maniobra (o el conjunto de maniobras), influyendo en el periodo de retorno a emplear para la acciones climáticas y sísmicas o en el tipo de protección para garantizar su durabilidad. Incluso el propio procedimiento de ejecución de la maniobra puede establecer límites de las condiciones climáticas para poner en carga la estructura auxiliar.

Se presentan varios ejemplos reales de este tipo de estructuras:

- Puente grúa de 35,20 m de luz y 4.000 t de capacidad empleado en la construcción del Port de Tanger Mediterranee II (Marruecos) para realizar el izado y lanzamiento de 106 cajones de hormigón.



Puente grúa de 4.000 t de capacidad empleado en la construcción del Port de Tanger Mediterranee (II)



Pórticos para izado de dovelas en la construcción del Puente sobre el Río Ulla

- Estructuras auxiliares para montaje de las dovelas metálicas durante avance en voladizo del Puente sobre el Río Ulla (Pontevedra, España). Se diseñan así tres estructuras diferentes: Torres-cabecero sobre pilas para izado de dovelas "0", pórticos fijos y pórticos móviles para izado del resto de dovelas.
- Estructura auxiliar para maniobra de izado telescópico de las torres meteorológicas de Moray e Inch Cape en alta mar (Mar del Norte, Escocia). Mediante esta maniobra alcanzan su altura definitiva de 85 m y 91 m respectivamente desde una altura inicial durante su transporte de 45 m.
- Estructuras móviles para el traslado y/o volteo de la vasija de los reactores de las centrales nucleares de Beznau (Suiza) y José Cabrera (Guadalajara, España).

494. GALERÍA ANTIDESPRENDIMIENTOS EN EL PK 347 DE LA CARRETERA CN-634, EN ASTURIAS

ROCKFALL PROTECTION GALLERY AT PK 347 OF THE ROAD CN-634, IN ASTURIAS

Javier Pascual Santos. BRISSA SL. Director. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. javier.pascual@brissa.es

Diego Pajuelo Gallardo. BRISSA SL. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. diego.pajuelo@brissa.es

Borja Mendizábal del Arco. BRISSA SL. Jefe de Proyectos. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. borja.mendizabal@brissa.es

Pablo Campos Acebo. BRISSA SL. Ingeniero Projectista. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. pablo.campos@brissa.es

Juan Jesús Álvarez Andrés. DRAGADOS. Jefe del Servicio de Estructuras Metálicas y Mixtas. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

jjalvarez@dragados.com

Fernando Román Buj. Escuela Técnica Superior de ICCP, UPM. Profesor Titular. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. fernando.roman@upm.es
 José Félix Goiría Molina. DRAGADOS. Jefe de Obra. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. jfgoiriam@dragados.com

Galería antidesprendimiento, lecho amortiguador, caída de rocas, impacto, ductilidad.

Protection gallery, cushion layer, rockfall, impact, ductility.

Dentro de las actuaciones llevadas a cabo con motivo del desprendimiento de tierras ocurrido a la altura del pk 347 de la carretera CN-634, entre las poblaciones de Arobes y Soto de Dueñas, se encuentra la construcción de una galería antidesprendimientos diseñada de acuerdo a las normativas europeas más avanzadas para este tipo de elementos.

A todo lo largo de la actuación se ha construido una estructura a modo de marco en cuyo interior se aloja la calzada correspondiente a la carretera CN-634. Sobre la losa de coronación se dispone un relleno granular de tierras de un metro de espesor como lecho de amortiguación, cuya misión es controlar las fuerzas de impacto transmitidas a la estructura en el caso de caídas de piedras procedentes de la ladera. Asimismo, el hastial del marco situado en el lado exterior del mismo se ha planteado con gran transparencia, para lo que se introducen modularmente en toda la longitud del hastial aligeramientos de grandes dimensiones que más bien convierten este hastial en una banda de pilares que en un tímpano macizo propiamente dicho.

No existe en la actualidad normativa específica para el proyecto de estas estructuras en nuestro país. Por ello, en todo lo referente a las acciones procedentes de la eventual caída de material procedente de la ladera sobre la galería y las particularidades de su diseño se ha seguido la Directiva suiza ASTRA 12006 "Actions de chutes de pierres sur les galeries de protection", Edition 2008 V2.03, de la Office fédéral des routes (OFROU), en colaboración con CFF SA Infrastructure.

A partir de los estudios realizados para la caracterización geotécnica de la ladera, y de las actuaciones complementarias para la estabilización de la misma mediante bulones y redes, el diseño estructural de la galería se ha previsto para absorber una fuerza de impacto del bloque determinante de 4.000 kN localizada sobre un área de 3,50 metros de lado, y acompañada de un peso estático equivalente a dos metros de altura de tierras. En la comunicación se detallarán los aspectos específicos de la normativa de aplicación al diseño de estas



Vista frontal de la galería

estructuras, así como aquellas cuestiones más relevantes en el proyecto y construcción de la estructura. Entre otras:

- Determinación de fuerzas de impacto y análisis estructural mediante elementos finitos.
- Diseño dúctil a esfuerzo cortante en la losa.
- Acciones horizontales acompañantes.
- Detalles de ejecución.

520. SISTEMA INTEGRAL DE ELEVACIÓN SIE. PLATAFORMA AUTODESLIZANTE PARA REFUERZO Y REPARACIÓN DE UN SILO DE HORMIGÓN

INTEGRAL LIFTING SYSTEM SIE. SELF-SLIDING PLATFORM FOR CONCRETE SILO REINFORCEMENT AND REPAIR

Manuel Ángel Díaz García. Louis Berger-APIA XXI. Bridges Department. Ingeniero Industrial. mdiaz@louisberger.com
 Benjamín Navamuel Aparicio. Ulma C Y E, S. Coop. Technical Manager. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. bnavamuel@ulmaconstruction.es
 Óscar Ramón Ramos Gutiérrez. Louis Berger-APIA XXI-Universidad de Cantabria. Head of Bridges Division. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. oramos@louisberger.com

Cerrejón, encofrado autodeslizante, silo de hormigón.

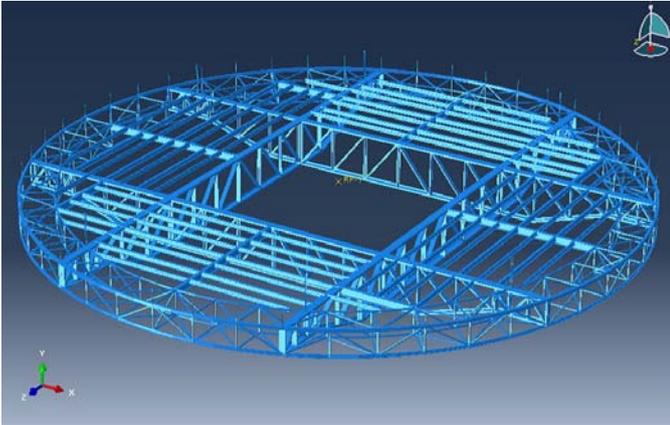
Cerrejón, self sliding formwork, concrete silo.



Vista aérea de la galería con el lecho amortiguador superior

La mina de carbón del Cerrejón (Colombia) es una de las minas más grandes de carbón a cielo abierto del mundo. En sus instalaciones dispone de dos silos de 70 m de altura y 22 m de diámetro que almacenan temporalmente el carbón extraído y lo cargan en los vagones de un ferrocarril para su transporte. Tras veinte años en servicio se requiere la reparación y refuerzo de estos silos por medio de un recrecido de las paredes por el interior, planteándose además la necesidad de incrementar la capacidad del silo permitiendo su llenado hasta un nivel superior al inicial.

Para ello se ha diseñado una plataforma circular con 20,3 m de diámetro que asciende y desciende por el interior del silo y permite realizar los distintos trabajos de ferrallado y hormigonado.



Modelo de cálculo de la plataforma-encofrado autodeslizante



Plataforma de encofrado autodeslizante en el interior del silo

La obra se planteó en dos fases. Una primera, en que la plataforma sirvió como elemento de trabajo, carga y elevación, se colocó toda la armadura de refuerzo del silo. En una segunda fase en la que la plataforma actuó como encofrado autodeslizante, se hormigonó el recrecido interior.

En la primera fase de la obra, los movimientos de izado y descenso de la plataforma se realizaron por medio de cables accionados por cabrestantes hidráulicos y manuales colocados en el techo del silo. Se emplearon los cabrestantes hidráulicos como motores de izado y descenso de la plataforma y cabrestantes hidráulicos y manuales para soporte de la plataforma en el punto de trabajo. Se dispusieron varios sistemas de control, el principal formado por cámaras y distanciómetros para el nivelado de la plataforma durante su ascenso. En esta fase surgieron dificultades a analizar como la sincronización del movimiento de los cabrestantes hidráulicos, la rotura de una unidad de izado, la rotura de un cable o incluso el fallo simultáneo de todos los cabrestantes hidráulicos, debiendo quedar soportada la carga en los cabrestantes manuales de acompañamiento que deberían soportar además los efectos dinámicos de la caída.

En la segunda fase, la plataforma se equipó de un sistema hidráulico formado por 48 gatos de trepa que colgaban de barras ancladas en ménsulas instaladas en el techo del silo. En el perímetro de la plataforma circular se colocó el encofrado con inclinación adecuada para permitir el deslizamiento. En esta fase surgieron dificultades como desplazamiento lateral de la plataforma variando el recubrimiento del hierro, el giro de la plataforma o la inclinación de la plataforma.

S4. GESTIÓN DE ESTRUCTURAS

4. REPARACIÓN Y MANTENIMIENTO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO CON AGENTES INHIBIDORES DE CORROSIÓN DE APLICACIÓN SUPERFICIAL

REPAIR AND MAINTENANCE OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH SURFACE APPLICATION OF CORROSION INHIBITOR AGENTS

Javier Suárez Chaves. BASF Construction Chemicals España S.L.
Segment Manager Repair & Waterproofing EBE Iberia. Ingeniero
Técnico de Minas. javier.suarez@basf.com

Agentes inhibidores de corrosión, estructura de hormigón armado, carbonatación, cloruros, acciones preventivas.

Corrosion inhibitor agents, reinforced concrete structure, carbonation, chlorides, Preventive actions.

La corrosión es la principal causa de deterioro de las estructuras de hormigón armado, especialmente las que están expuestas a ambientes de alta agresividad, como por ejemplo en ambientes con cloruros. Los desperfectos estructurales provocados por la corrosión requieren reparaciones constantes que interfieren en la utilización habitual de la infraestructura.

El método convencional para la reparación de estructuras de hormigón armado consiste en eliminar la parte de hormigón dañada, sanear la armadura y reponer la sección con morteros de reparación. Este tipo de intervenciones son costosas e inutilizan el área afectada por un largo periodo.

Los inhibidores de corrosión migratorios son productos líquidos que se aplican superficialmente sobre el hormigón y tienen la capacidad de migrar hasta alcanzar la armadura, donde forman una capa protectora que devuelve la armadura a sus condiciones de pasivación.

La reparación de las estructuras afectadas por corrosión con agentes inhibidores migratorios es hasta un 80% más rápida que el método convencional con morteros, permitiendo que la estructura reparada entre en servicio en menos de 24 horas. Esta solución requiere menor número de medios auxiliares y no precisa de un tiempo de curado antes de la entrada en servicio. Su efectividad a largo plazo ha sido contrastada y verificada a partir de la monitorización de estructuras reales tratadas en todo el mundo, incluyendo referencias en España, como el edificio de la Fundación Miró de Barcelona. El seguimiento de estos proyectos ha permitido concluir que la efectividad y durabilidad del tratamiento con agentes inhibidores de corrosión es superior incluso que el método convencional con morteros.

Con el empleo de agentes inhibidores de corrosión migratorios el coste de la vida útil de una estructura sometida a ambientes agresivos puede reducirse hasta un 40%, a partir de la reducción del número de actuaciones de mantenimiento y reparación requeridas en toda la vida útil prevista, gracias a la mayor durabilidad de este tratamiento.

En esta ponencia se explicará la base de funcionamiento de los agentes inhibidores de corrosión basados en organosilanos y cómo actúan paralizando las reacciones de corrosión. Se presentará una comparativa con el método de reparación convencional con morteros a partir de ejemplos reales, considerando diferentes casuísticas, tanto desde el punto de vista técnico como económico. También se presentarán las técnicas de identificación prematura de la corrosión y su interpretación de los resultados para permitir ejecutar actuaciones preventivas antes de que se observen los daños visibles.