

# ESTRUCTURA DEL CENTRO DE CONVENCIONES DE SALTA

Carlos Bellagio<sup>(1)</sup> y Carlos Gerbaudo<sup>(2)</sup>

<sup>(1)</sup> Ing. Civil, Universidad Nacional de Rosario, 1970. Ex-Profesor del Dpto. de Estabilidad de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires. Actualmente es Profesor en las Facultades de Ingeniería de la Universidad Nacional de Salta y de la Universidad Católica de Salta. Desarrolla su actividad profesional en el área de la Ingeniería Estructural.  
Salta - Argentina

<sup>(2)</sup> M.Cs. Ing. Civil, Ingroup Oficina de Proyectos, Córdoba - Argentina

**Resumen:** En el presente trabajo se presentan los criterios de diseño utilizados en el Proyecto Ejecutivo de la estructura del Salón Principal del Centro de Convenciones de Salta, de 66 m. de largo, 45 m. de ancho, y 12 m de altura, que junto a un conjunto de edificios anexos conforman una superficie cubierta para toda la obra de 10685 m<sup>2</sup>.

Se muestra el análisis de la estructura de una cubierta de grandes dimensiones, resuelto con la utilización de acero y hormigón pretensado.

La estructura principal del techo consiste 5 vigas de 45 m de longitud, conformada cada una de ellas por dos vigas gemelas de hormigón postensado, colocadas apareadas y vinculadas luego del montaje con una losa superior de hormigón armado. Sobre las vigas gemelas apoyan correas metálicas reticuladas que sirven de soporte a las chapas de cerramiento del techo.

Las columnas principales del edificio son elementos de sección en U, empotradas en pozos de fundación y vinculadas en su extremo superior por la cubierta de techo.

El arriostramiento horizontal de la cubierta consiste en un entramado plano conformado por la losa superior de las vigas gemelas, puntales metálicos generados por correas reforzadas y tensores diagonales. De esta manera se pudo lograr la distribución y transmisión de las solicitaciones originadas por las acciones sísmicas horizontales a las columnas del edificio.

El resto de las obras tienen una configuración estructural de columnas premoldeadas en ménsula empotradas en su base, con nudo superior seco articulado para las vigas premoldeadas. Para las losas se utilizaron paneles "pi" de hormigón premoldeado y pretensado.

**Abstract:** *In the present work the design criteria applied to the Executive Project Structure of the Main Lounge of Salta Convention Center are showed, the structure is 66 m long, 45 m wide, and 12 m height, along with an ensemble of annex buildings conform a covered surface of 10685 m<sup>2</sup> for the whole project.*

*The analysis of the structure of one roof of large dimensions is showed; it was solved with the use of steel and prestressed concrete components.*

*The main structure of the roof consists of 5 beams 45 m long, each one formed by two twin beams of postensioned concrete, located pairing off and linked after the set-up with one slab on the top of reinforced concrete. On the twin beams metallic truss-joists are placed, which serves as support for the closing sheets of the roof.*

# **1 Estructura del salón principal**

## **1.1 Descripción general**

El edificio del Salón Principal del Centro de Convenciones de Salta es una gran nave con techo plano que genera una superficie cubierta de casi 3000 metros cuadrados.

Para la cubierta del edificio se utilizaron correas metálicas que reciben las cargas del techo y las transmiten a 5 vigas principales, que a su vez apoyan en 10 columnas principales ubicadas sobre las caras longitudinales del salón (Figura 1).

La estructura de la cubierta debe soportar los conductos de aire acondicionado, los paneles de aislamiento acústico y térmico, que sumados a su peso propio introducen una carga permanente de 1,6 KN/m<sup>2</sup>.

El edificio tiene además entresijos laterales para Salas de Traducción y de Máquinas (Figura 2).

Paneles acústicos desplegados colgados de las vigas principales permiten dividir el Salón Principal en cuatro salones menores de 16 x 40 m.

Los cerramientos laterales del edificio están compuestos por tabiques de hormigón colados in situ sobre las fachadas longitudinales y premoldeados sobre las caras extremas (Figura 3).

## **1.2 Fundaciones y Columnas Principales**

El piso del edificio se encuentra elevado varios metros sobre el terreno del lugar, por lo que resultó necesario realizar un relleno compactado alcanzando en algunos casos hasta 4 m. debido a las irregularidades del relieve.

El estrato superior del suelo corresponde a una arcilla que se descartó como manto resistente a las presiones verticales debido a su espesor variable y su sensibilidad frente a los asentamientos.

La fundación se realizó sobre grava ubicada a profundidades entre 3.0 y 5.0 m. en la extensión de la obra.

En base a lo indicado se diseñaron pozos de fundación de sección rectangular de 2.60 x 3.20 m. de altura variable según su ubicación (Figura 4).

Para la acción de las cargas permanentes se consideró la reacción de fondo de los pozos de fundación, obteniendo presiones máximas del suelo de 0.8 MPa.

En cuanto a las acciones instantáneas debidas a causas sísmicas se tuvo en cuenta además la colaboración del suelo lateral, verificando los pozos con un comportamiento del tipo de bloque rígido de fundación.

La excavación de los pozos se realizó en forma manual y mecánica, sin necesidad de elementos de contención, lo que permitió realizar el hormigonado contra el terreno lateral.

Para los pozos se utilizó hormigón H – 21 en su contorno, más el relleno de su interior con hormigón pobre.

Las columnas principales del edificio cuya altura total varía de 8.7 a 9.4 m. tienen sección “U” con un contorno exterior de 2.8 m. por 2.2 m., y espesores de 25 y 50 cm. respectivamente. El hormigón utilizado fue H-30. La forma de las columnas permite “guardar” los paneles acústicos plegables utilizados para dividir el Salón Principal.

### **1.3 Vigas Principales**

El diseño de las vigas principales de la cubierta de techo se basa principalmente en criterios de constructibilidad. Teniendo en cuenta la tecnología convencional para la ejecución de vigas postensadas a pie de obra, y los equipos disponibles en la región para el montaje de elementos pesados, surgió la idea conceptual de construir una viga compuesta formada por dos vigas gemelas de hormigón pretensado construidas al pie de las columnas, izadas hasta su posición final sobre las columnas y vinculadas a nivel de cubierta por una losa superior de compresión. (Figuras 3b y 5).

Las principales características de cada una de las vigas gemelas son: altura 1.85 m, longitud total de 44.63 m, luz entre apoyos 39.65 m, luz de voladizo de 3.98 m, volumen 26.6 m<sup>3</sup> y 67 t de peso. En el frente del Salón Principal se ejecutaron un par de vigas especiales de igual sección y longitud que las anteriores, pero con una luz entre apoyos de 40.8 m debido al corrimiento de la columna circular C5 por requerimientos del diseño arquitectónico.

Las vigas principales se diseñaron con un sistema de postensado convencional tipo multicordón, con cordones de acero C 1900 BR de 12.7 mm de diámetro nominal, utilizando cables con un anclaje activo en un extremo y un anclaje pasivo en el extremo opuesto. El postensado de cada viga está compuesto por tres cables de 12 cordones y un cable de 10 cordones, tesados en una sola etapa, resultando una fuerza a tiempo infinito en centro de tramo de 49.3 MN. El hormigón utilizado es de calidad H – 35.

La losa superior de compresión que conecta las dos vigas gemelas es 1.60 m de ancho por 0.20 m de espesor, de hormigón H-30, vinculada mediante conectores de corte al ala superior de las vigas gemelas, formando además parte del sistema de rigidización y arriostramiento de la cubierta de techo.

Por razones funcionales se consideró en el diseño requerimientos relacionados con la deformabilidad del sistema compuesto por las vigas gemelas y la losa superior. De acuerdo a los cálculos realizados se espera que la flecha de la viga con carga de servicio a tiempo infinito resulte de un valor medio de 47 mm, que representa una relación flecha respecto a la luz de 1/844 considerado aceptable.

Se tuvo en cuenta en el diseño de las vigas premoldeadas la estabilidad lateral durante el montaje hasta su posición final sobre los apoyos de neopreno, resultando un sistema de izaje constituido por dos pases en cada extremo, pernos de acero especial de 75 mm de diámetro, eslingas dobles con 60 grados de inclinación, y dos grúas de 60 t de capacidad. Para garantizar la estabilidad de cada viga individual sobre los apoyos de las columnas en el estado temporario, antes de proceder al arriostramiento definitivo se colocaron soportes laterales en los apoyos mediante una estructura metálica auxiliar.

Las vigas apoyan sobre placas de neopreno armado. Se dejaron previstas armaduras especiales para la conexión de las correas y los elementos metálicos del sistema de arriostramiento de la cubierta.

#### **1.4 Cubierta y Arriostramientos de Techo**

Las correas metálicas son estructuras reticuladas simplemente apoyadas de 14.40 m. de luz y 1.20 m de altura, separadas entre sí 1.50 m.. Están constituidas de perfiles de chapa doblada con uniones soldadas.

Las cargas debidas al sistema de aislaciones térmicas y acústicas se aplican sobre el cordón inferior del reticulado. La transmisión de las cargas verticales de las correas a las vigas principales se realiza a través de insertos de chapas metálicas ubicadas en la losa superior colada in situ.

El conjunto de cubierta, aislaciones, instalaciones y vigas principales origina una carga permanente total de unos 170 MN., que frente a las acciones sísmicas para una Zona 3 como Salta, genera fuerzas horizontales últimas del orden de las 40 MN. distribuidas en la superficie al nivel superior del edificio. Estas acciones son transferidas al coronamiento de las columnas a través del entramado horizontal que configuran las losas superiores coladas in situ de las vigas principales, y en dirección perpendicular 5 puntales metálicos de sección cajón reticulado, formado por la unión mediante barras de dos correas metálicas adyacentes. El conjunto se rigidiza con tensores metálicos diagonales dispuestos en cruz al nivel del cordón inferior de las correas (Figura 6).

El talón inferior de las vigas gemelas se vincula al sistema de arriostramiento a través de tornapuntas metálicos ubicados en coincidencia con los puntales mencionados.

Los apoyos de neopreno de las vigas principales transmiten las reacciones horizontales a las columnas, con el agregado además de “topes antisísmicos” similares a los que se utilizan para puentes en zonas sísmicas (Figura 7).

## **2 Estructuras complementarias**

### **2.1 Descripción general y detalles típicos**

El resto de los edificios del Centro de Convenciones se resolvió con una estructura de hormigón armado y pretensado, prefabricada en planta, transportada y montada en obra.

La configuración estructural de los edificios consiste en un damero de columnas de hormigón armado que trabajan en ménsula empotradas en su base, con un entramado superior de vigas de hormigón armado y pretensado en las de mayores luces, con nudo superior seco articulado en la unión de viga y columna. (Figura 8).

En el modelo espacial de resolución estructural se consideró, para cada uno de los edificios, la colaboración a la rigidez horizontal de los cerramientos exteriores de 45 cm. de espesor (constituidos por mampostería, piedra de revestimiento y un muro intermedio de hormigón colado in situ) mediante bielas ficticias.

El diseño de vigas y columnas de los edificios prefabricados se realizó en forma convencional, teniendo especialmente en cuenta el confinamiento mediante estribos del extremo inferior de las columnas para garantizar la ductilidad prevista en el diseño sísmico, y la verificación de los conectores de acero de los nudos articulados proveyendo una capacidad suficiente para transferir el esfuerzo de corte horizontal debido al sismo.

La estructura del Salón de Usos Múltiples se realizó de hormigón colado in situ debido a la forma irregular de su cubierta superior (Figura 9).

## **2.2 Fundaciones**

De igual manera que para el Salón Principal los edificios se fundaron al nivel del manto de grava resistente.

Para ello se ejecutaron pozos cilíndricos de 85 cm. de diámetro ubicados debajo de las columnas de cada uno de los edificios. Para disminuir la presión de fondo los pozos tienen ensanchamiento tipo campana inferior alcanzando una tensión del terreno de 15 kg/cm<sup>2</sup> (Figura 10).

El sistema constituido por las vigas y columnas premoldeadas, diagonales ficticias de mampostería y vigas de encadenado inferior se consideró simplemente apoyado sobre el nivel superior de los pozos de fundación.

La excavación de los pozos se realizó en forma manual y mecánica con equipo de perforación helicoidal.

## **3 Datos de la obra**

Superficie cubierta:	10685 m <sup>2</sup>
Hormigón in situ:	2966 m <sup>3</sup>
Hormigón premoldeado:	4415 m <sup>3</sup>
Estructuras metálicas:	4450 m <sup>2</sup>
Costo de la estructura:	\$ 6.300.000
Costo total de la obra:	\$ 34.000.000

Proyecto de la Obra:	Sanchez Elia SEPRA Arqtos.
Proyecto Básico Estructura:	Curutchet – Del Villar Ingros.
Proyecto Ejecutivo Estructuras in situ:	Ing. Carlos Bellagio

Proyecto Ejecutivo Estructuras Premoldeadas: INGROUP Oficina de Proyectos

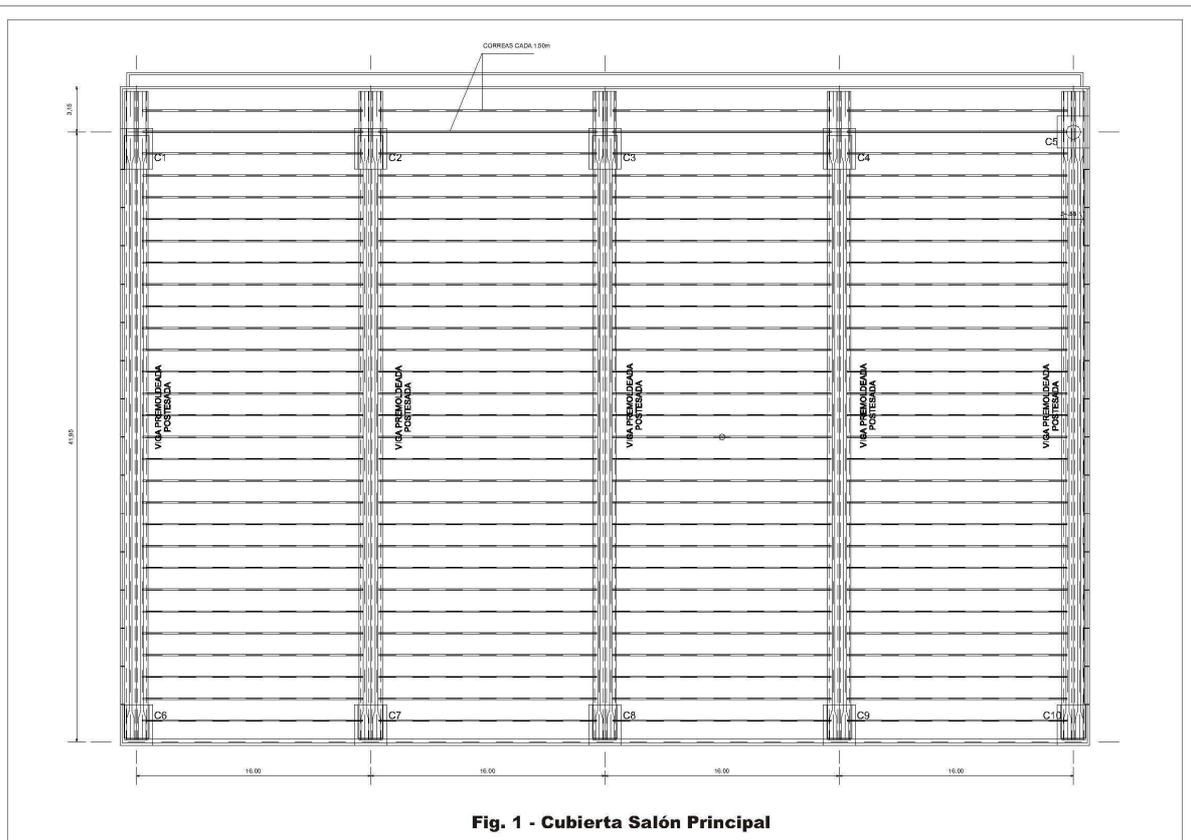
Empresa Constructora: RIVA S. A.

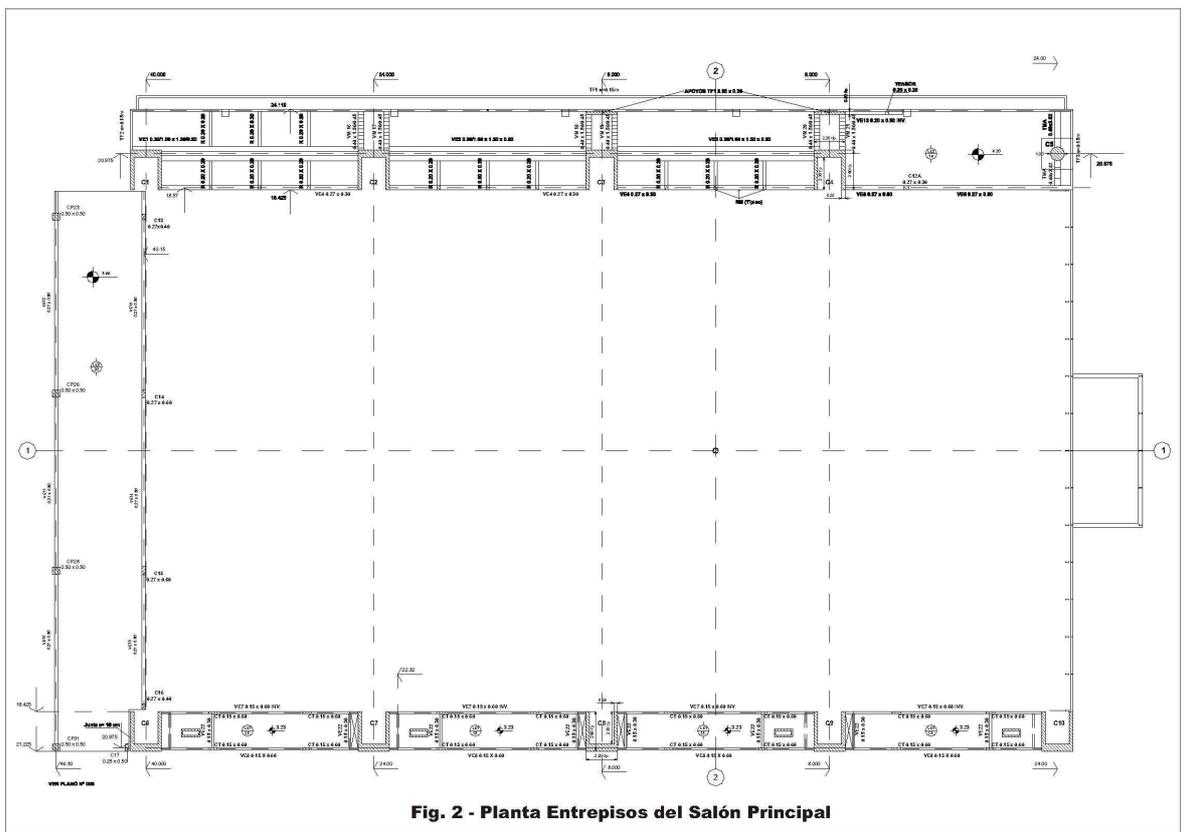
Estructuras Premoldeadas: Pretensa S. A.

Estructuras metálicas: FERMA S. A.

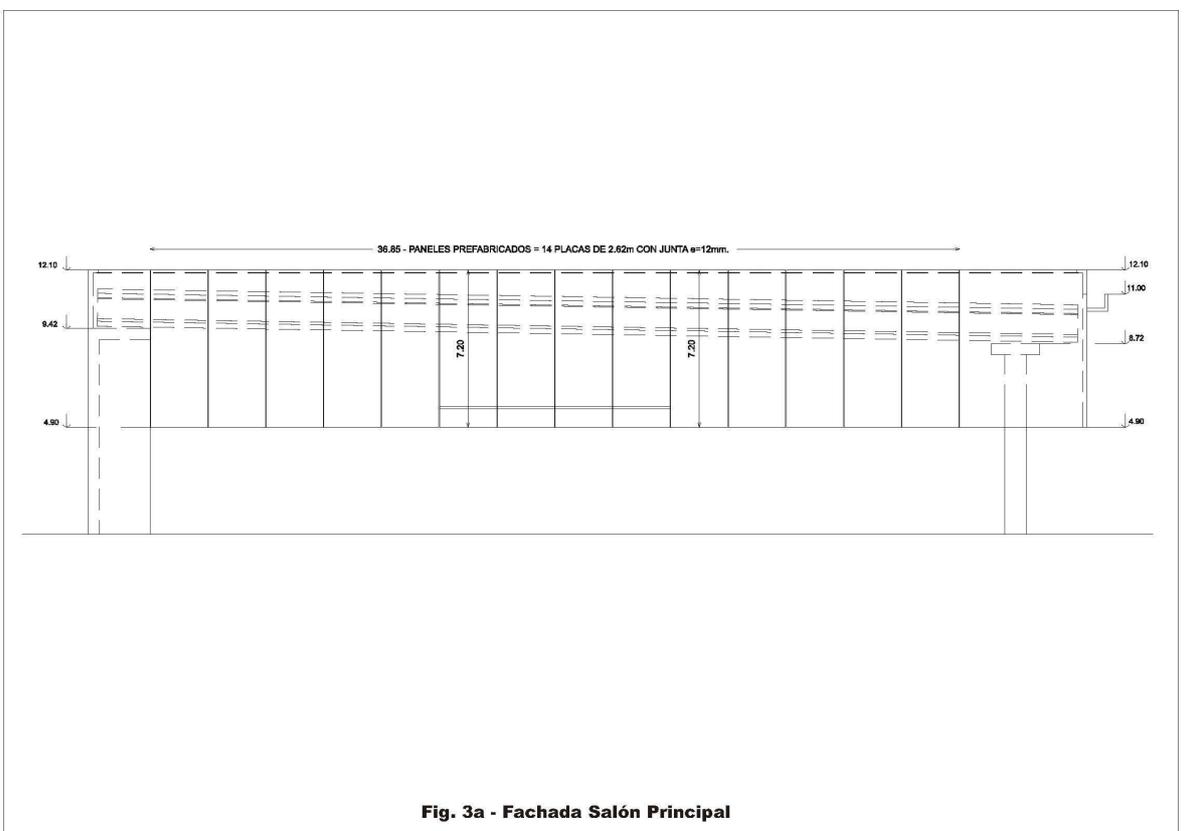
#### 4 Referencias

Este trabajo fue presentado por sus autores en VII Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción, EIPAC 2007, Mayo de 2007, Salta – Argentina.

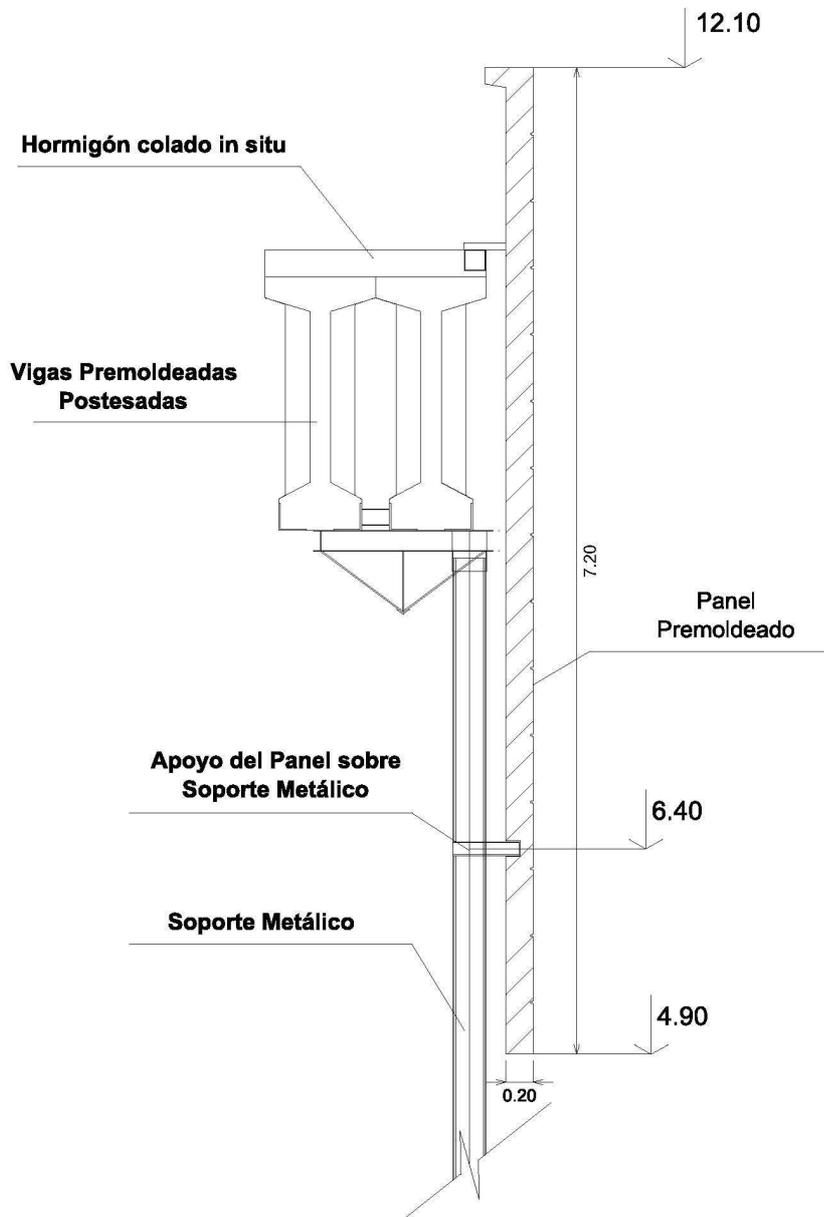




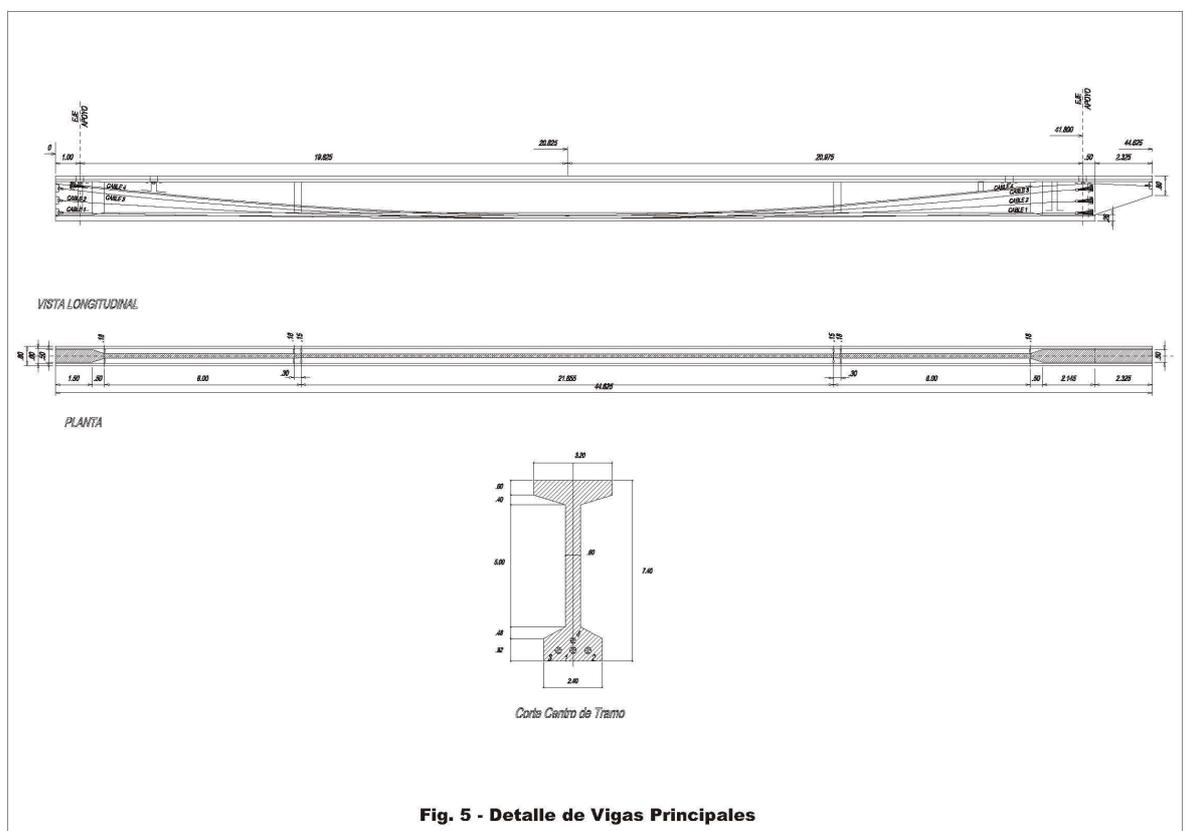
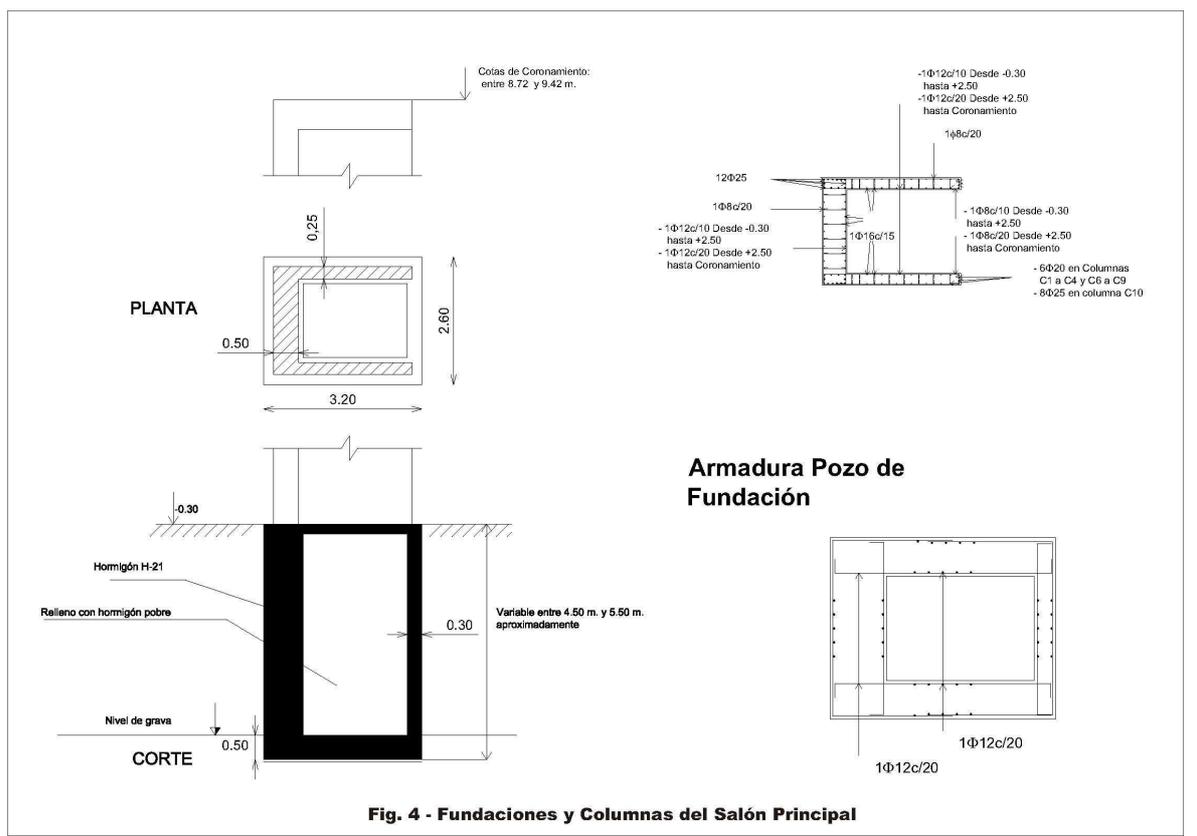
**Fig. 2 - Planta Entrepisos del Salón Principal**

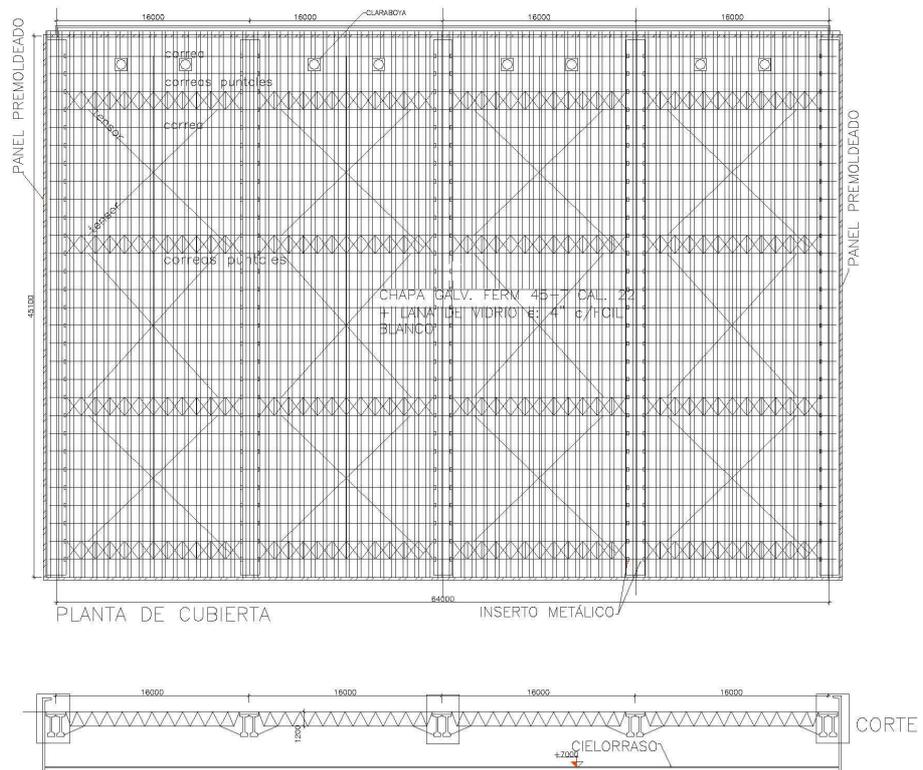


**Fig. 3a - Fachada Salón Principal**

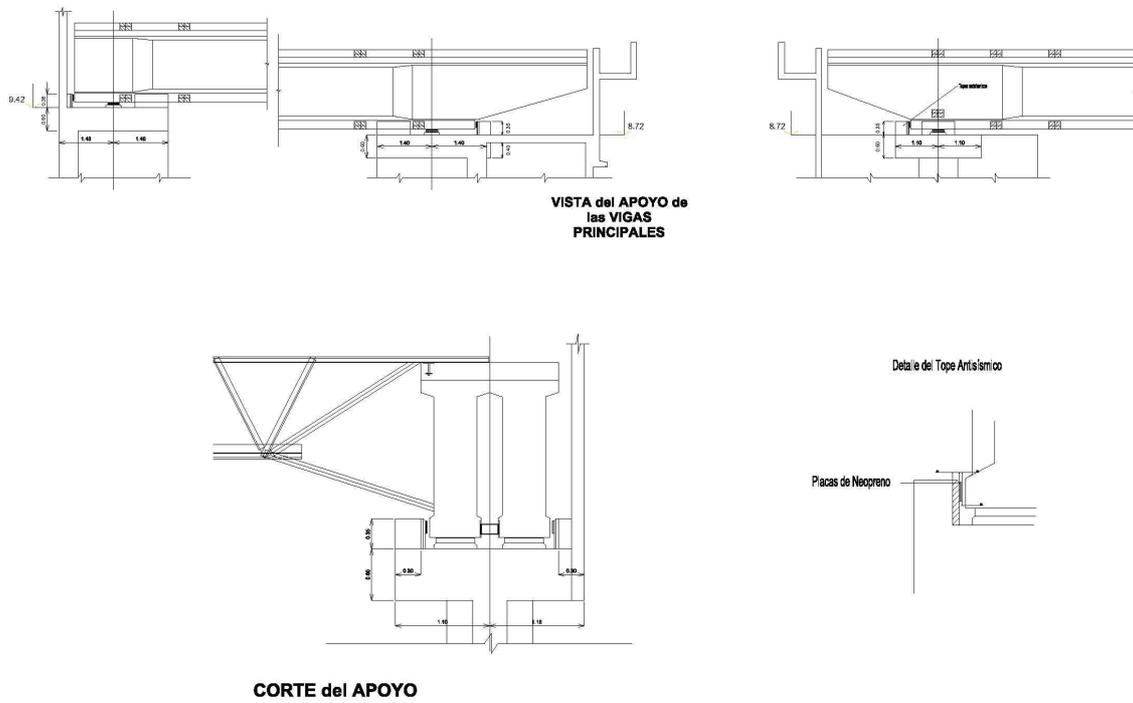


**Fig. 3b - Corte por la Fachada**

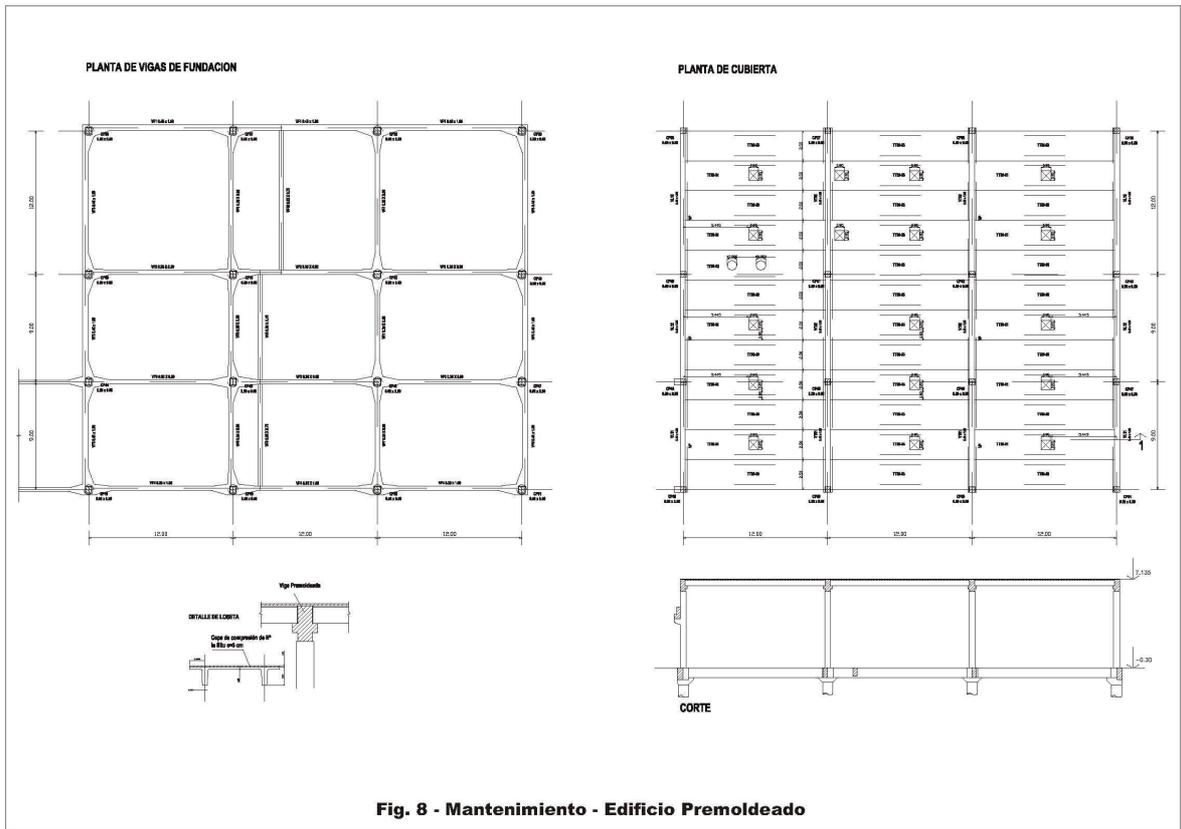




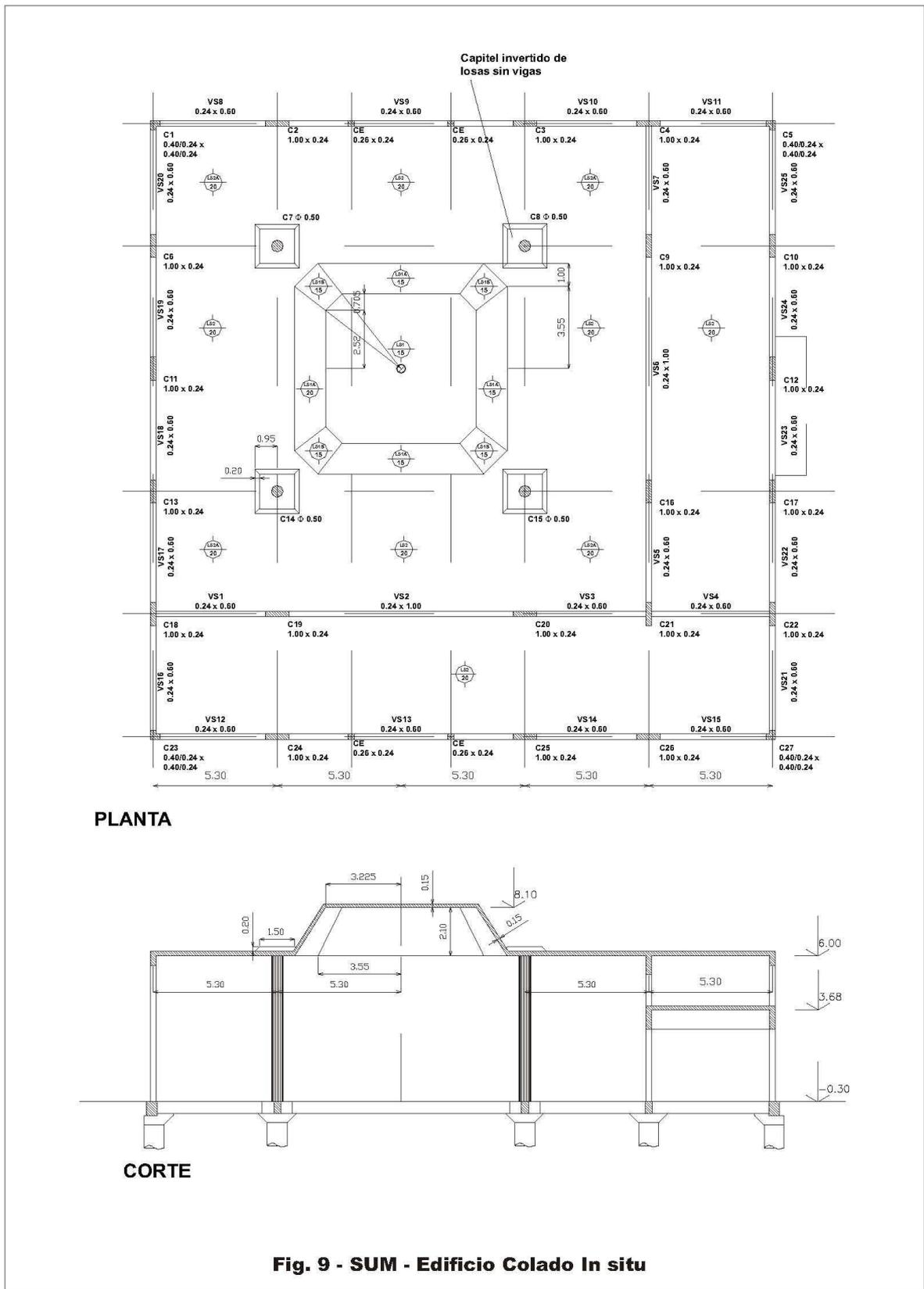
**Fig. 6 - Cubierta de Salón Principal**

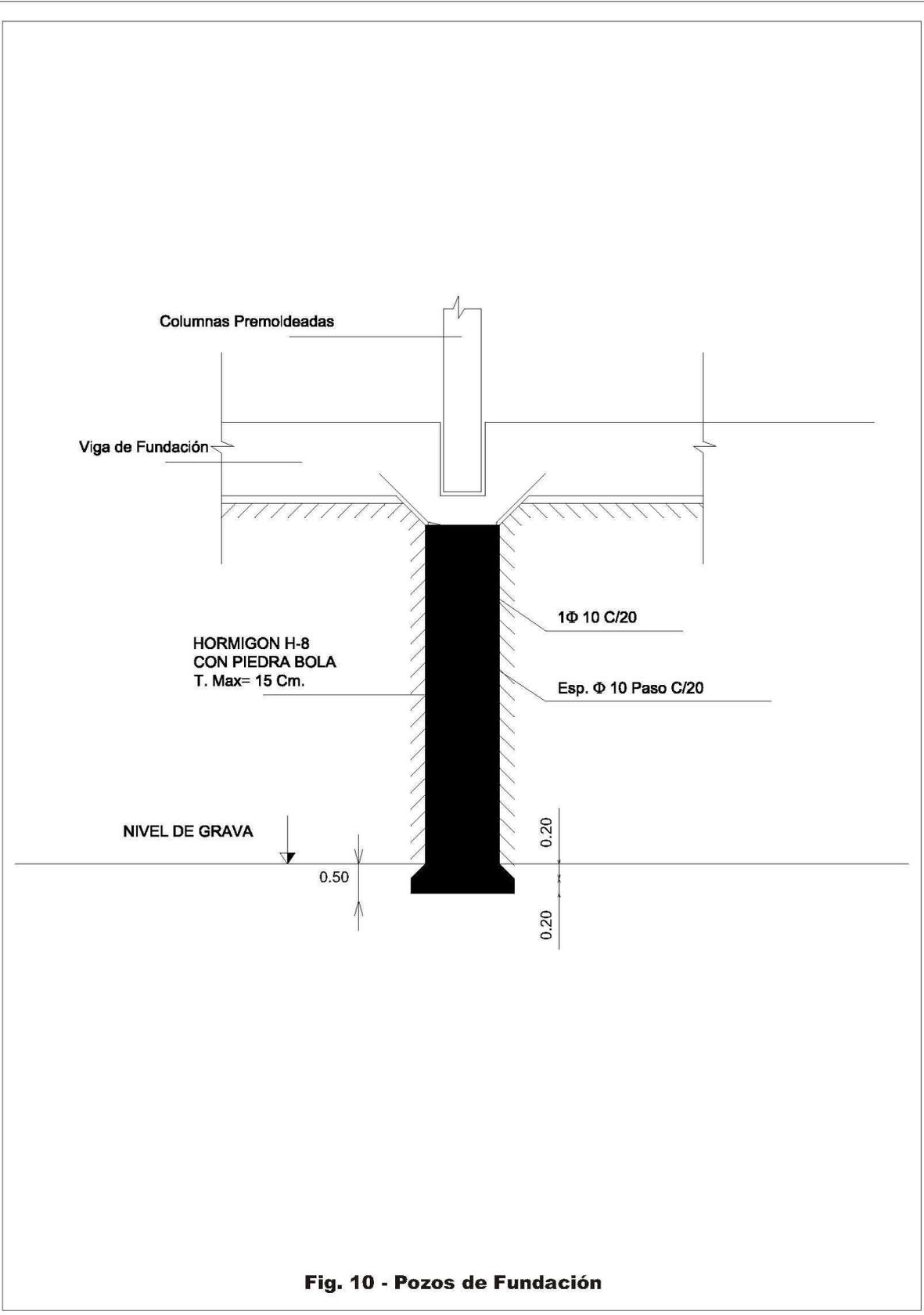


**Fig. 7 - Detalle de Cubiertas de Salón Principal**



**Fig. 8 - Mantenimiento - Edificio Premoldeado**





**Fig. 10 - Pozos de Fundación**