

Diseño de puente desplazable para la presa sobre el río Cariblanco del Centro de Generación Toro



Abstract

The project consists of the structural design of a movable steel truss bridge that will be built over a small dam in the water intake of the Cariblanco River, located in Sarapiquí, Alajuela. This is part of the Cariblanco Hydroelectric Project, owned by Instituto Costarricense de Electricidad.

The dimensions of the bridge are variable. The longest side is 16,50m long, while the shortest is 9,00m long.

As a special characteristic, the bridge must have the possibility of moving alongside the dam without obstructing it.

The first step of the design process is the modelling of the frame using structural analysis software (SAP2000). Then the design of each single component of the structure, according to AASHTO 2005 code for bridge design, using LRFD methodology and taking into consideration the regulations stated in March 2013 by Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica.

Since the bridge will not be subject to large load cycles, some revisions of weight limits were omitted. This made possible to obtain a lighter structure to facilitate its movement.

Key Words:

Movable bridge
Truss bridge
Bridge design
Steel truss

Resumen

El proyecto consiste en el diseño de un puente tipo armadura que se colocará en el embalse sobre el río Cariblanco en el distrito de Sarapiquí en Alajuela. Este es parte del Proyecto Hidroeléctrico Cariblanco perteneciente al Instituto Costarricense de Electricidad.

Las dimensiones del puente son variables, en su lado largo alcanza los 16,5 metros, mientras que en su lado corto mide 9,0 metros.

La estructura debe cumplir con la particularidad de permitir el movimiento lateral de todo el puente, esto con el fin de que se desplace aguas abajo de la presa y no obstruya el embalse.

Para cumplir con este objetivo se inició con el modelado de la estructura mediante el programa computacional SAP 2000, para luego realizar el diseño de cada uno de los elementos que componen el puente siguiendo los lineamientos que la AASHTO publicó en el 2005 para el diseño de puentes mediante la metodología LRFD para la revisión de las deformaciones, así como los lineamientos emitidos por el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos de Costa Rica, en marzo del 2013 y el Código Sísmico de Costa Rica 2010 para el diseño por resistencia .

Dado que el puente no va a estar sometido a grandes repeticiones de carga se omitieron algunas revisiones de estados límites como los de fatiga, con lo que se obtuvo una estructura más ligera que facilitó el movimiento.

Palabras Clave

Puente desplazable
Puente tipo armadura
Diseño de puente
Cercha de acero

Diseño de puente desplazable para la presa sobre el río Cariblanco del Centro de Generación Toro

Diseño de puente desplazable para la presa sobre el río Cariblanco del Centro de Generación Toro

MARÍA FERNANDA ARIAS PORRAS

Proyecto final de graduación para optar por el grado de
Licenciatura en Ingeniería en Construcción

Junio del 2014

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE COSTA RICA
ESCUELA DE INGENIERÍA EN CONSTRUCCIÓN

Contenido

Prefacio	1
Resumen Ejecutivo	2
Introducción.....	4
Metodología	5
Marco Teórico	7
Resultados	16
Análisis de Resultados.....	27
Conclusiones y recomendaciones	29
Apéndices	30
Anexos	31
Referencias	32

Prefacio

El aprovechamiento de energías limpias es de gran importancia, ya que estas producen un impacto ambiental mínimo en comparación con energías obtenidas a partir de combustibles fósiles. Es por esto que la producción de electricidad a partir de proyectos hidroeléctricos es algo que nos debe enorgullecer como nación.

Para el aprovechamiento de estas fuentes de agua en la generación de energía es necesaria la construcción de grandes proyectos hidroeléctricos, los cuales requieren un mantenimiento adecuado con el fin de que funcionen de forma correcta y utilicen al máximo los recursos.

Entre el mantenimiento que requieren los proyectos hidroeléctricos destaca la limpieza del embalse, para evitar una sedimentación excesiva que reduzca su capacidad y por ende limite la producción de electricidad, así como la limpieza de la estructura de toma, para evitar que sufra obstrucciones por rocas o troncos arrastrados por el río

Para el caso específico del proyecto hidroeléctrico Cariblanco, esta limpieza no es posible realizarla ya que se carece de accesos al sitio de presa que permitan que maquinaria ingrese al lugar a desarrollar estas labores. Por esto, con el paso del tiempo y debido al fuerte arrastre del río Cariblanco, el embalse ha perdido en un gran porcentaje su capacidad de contención de agua, así como del caudal de líquido que ingresa a la toma. Esto sin dejar de lado una gran acumulación de rocas de gran tamaño que presentan un peligro ante la toma de aguas.

Por lo tanto, con el presente trabajo se pretende ofrecer una solución a dicho problema, mediante el diseño de una estructura de puente que permita que maquinaria pesada, específicamente una retroexcavadora, ingrese a la zona de presa a realizar labores de limpieza y así aumentar nuevamente el volumen de agua almacenado en el embalse.

Es importante destacar que debido a las características del río, es indispensable que esta estructura se desplace, lo que le añade al mismo un grado extra de complejidad.

Además, a nivel académico, este proyecto pretende unificar y reforzar los conocimientos adquiridos a lo largo de la carrera y así poderlos aplicar a un proyecto real.

Finalmente deseo agradecer a Dios primeramente, pues gracias a Él he cumplido una meta más, a mi familia por su apoyo incondicional. Especialmente agradezco a los ingenieros Adrián Chaverri y Eduardo Infante por ser una pieza clave en mi aprendizaje durante el desarrollo de esta tesis y a todos los demás compañeros del Área de Ingeniería Estructural y Arquitectura del Instituto Costarricense de electricidad que colaboraron en el desarrollo del proyecto.

Resumen Ejecutivo

Se presenta el diseño de un puente para ser construido con elementos de acero, con una estructura tipo cercha de paso inferior, el cual será construido por el Instituto Costarricense de Electricidad para la presa sobre el río Cariblanco, perteneciente al Proyecto Hidroeléctrico Cariblanco.

El puente permitirá dar acceso al embalse a maquinaria pesada para que ésta desarrolle labores de limpieza en el mismo. Esto con el fin de aumentar la capacidad de almacenamiento de agua y el caudal que pueda ingresar a la toma, que a su vez mejorará la producción de energía eléctrica en dicho proyecto.

Para el proyecto se establece como objetivo general el diseño del puente, que por las características de la zona debe ser desplazable, además paralelamente se plantean otras metas deseables a cumplirse, como lo son:

- Diseñar la estructura de soporte para dicho puente.
- Diseñar un sistema de rieles que permitan el movimiento de la estructura.

Por las condiciones del sitio, como se mencionó anteriormente, el puente será una estructura de acero, con apoyos a partir de armaduras de acero, además de que deberá permitir el desplazamiento del mismo cuando este no esté en funcionamiento de modo que no obstruya el embalse.

Para su diseño se siguieron los Lineamientos para el Análisis Sismoresistente de Puentes, publicado en marzo del 2013, por parte del Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, los cuales emplean la metodología de diseño LRFD. Para el análisis estructural del puente se hizo uso del software de elemento finito SAP 2000 versión 15.

Como resultado del proceso de diseño, donde se itera hasta conseguir las secciones más

económicas y optimizar al máximo las mismas, se obtiene un puente con un claro de 16,50m en su lado más largo y 9,00m en su lado corto, con un ancho de 5,00m. Los elementos que lo componen son todos perfiles I, W25x80 (W10x54), W20x46 (W8x31) y finalmente W16x37 (W6x25), siendo estos los únicos disponibles para la construcción lo que fue una limitación importante para el diseño.

La estructura de soporte será mediante dos cerchas ancladas a la estructura ya existente, una de 7,00m de largo y la otra de 10,50m, ambas de 1,50m de altura, fabricadas a base de elementos I, todos W16x37 (W6x25).

Se tiene como resultado que la irregularidad del puente produjo que en el análisis modal no cuente con ningún modo dominante, ya que de los 10 modos analizados todos fueron modos locales, teniendo para el modo 50 cerca de un 92% en los sentidos x, y y 81% en z de participación de masa.

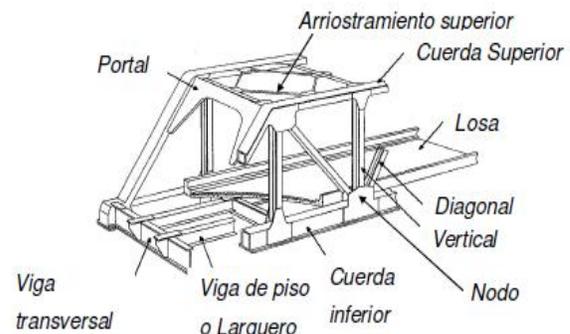


Figura 1. Elementos de una superestructura típica de armadura

Fuente: Manual de inspección de puentes del MOPT

Entre las conclusiones a las que se llegó con el desarrollo del presente proyecto se comprueba que, en puentes cortos, dominan las cargas vehiculares que deberá soportar y no las de sismo ni el peso propio de la estructura.

Lo anterior refleja que la poca participación de masa del análisis dinámico de la estructura no afecta la confiabilidad del diseño.

Entre las recomendaciones se tiene que aunque el puente permite el acceso, en proyectos futuros es apropiado crear accesos desde la etapa de planeamiento.

Introducción

La Planta Cariblanco forma parte del Centro de Generación Toro, el cual genera energía eléctrica a partir de las aguas de las cuencas de los ríos Toro y Sarapiquí.

Durante la construcción del Proyecto, no fue posible la preparación de accesos al sitio de la presa sobre el Río Cariblanco dadas las condiciones agrestes del lugar. En cambio, se adecuó el túnel de trasvase para garantizar el acceso de maquinaria a las obras. Esta solución trajo consigo el inconveniente de que, aunque se cuenta con acceso a la parte superior de la estructura donde está la toma y la descarga de fondo, no es posible que maquinaria pesada descienda al cauce del río para realizar labores de limpieza.

Debido a que el Río Cariblanco tiene características de río de montaña, el arrastre de piedras de gran tamaño y otros escombros se acumulan contra el frente de la presa. Por ello se ha establecido la necesidad de contar con medios que permitan limpiar la zona de acumulación antes de que por su causa se reduzca el caudal de agua que esta presa aporta al Proyecto.

Adicionalmente, el terremoto de Cinchona en enero del 2009 dejó en evidencia la vulnerabilidad de estas cuencas, y por ende la deseabilidad de contar con medios para reparar las estructuras.

Es por esto que para el presente trabajo se plantea como objetivo general realizar el diseño de un puente desplazable en estructura de acero que permita el acceso al embalse sobre el río Cariblanco del Centro de Generación Toro.

En este sentido, los objetivos específicos conllevan:

- Diseñar un puente con estructura de acero capaz de soportar las cargas requeridas para dar acceso a la zona aguas-arriba de la presa en el Río Cariblanco.

- Diseñar la estructura de soporte para dicho puente, considerando que el mismo tendrá que deslizarse hacia aguas-abajo cuando no se necesite y permanecer en esta posición hasta que sea requerido nuevamente.

De este modo, el alcance central del proyecto es obtener el diseño de una estructura de puente lo más liviana posible, que permita que maquinaria pesada ingrese al embalse sobre el río Cariblanco en el proyecto hidroeléctrico del mismo nombre.

Para lograr los objetivos se propondrá un modelo en un programa de elemento finito, en este caso se usará el SAP2000.

En el modelo se define la geometría del puente y se aplican las cargas de diseño que actuarán en la estructura, las cuales son permanentes, temporales y de sismo. Las cargas de impacto no son consideradas pues las condiciones no permiten desplazamientos a gran velocidad, lo que las hace poco considerables.

Además el puente no debe soportar ninguna carga de empuje, por lo que ese valor se considera como cero.

Para analizar el efecto del sismo se usa el método dinámico, se define el espectro dinámico correspondiente, las masas actuantes en la estructura y el factor multiplicador de la pseudoaceleración.

El diseño de los elementos se realiza mediante lo indicado por el AISC, estos se revisan por compresión, tensión, cortante, flexión, flexocompresión y flexotensión.

La escogencia del riel que permite el movimiento lateral de la estructura fue por disponibilidad y se procedió a revisar que cumpliera con las necesidades de la estructura.

En cuanto a las uniones entre los elementos, todas son soldadas con electrodo E70, exceptuando la empleada para la superficie de ruedo, la cual es con electrodo E60.

Como limitaciones se tiene el difícil acceso al sitio, lo que hace que el puente no pueda izarse en una sola pieza, sino que por el contrario debe ser ensamblado en sitio. Además, debido a que este deberá colocarse sobre el vertedero, no es posible el uso de apoyos convencionales, lo que implica optar por el uso de soluciones no tradicionales.

Finalmente, como limitación importante está la disponibilidad de materiales, ya que para su construcción se cuenta únicamente con vigas de acero W25x80 (W10x54), W20x46 (W8x31) y W16x37 (W6x25), por lo que no fue posible la optimización del diseño por resistencia.

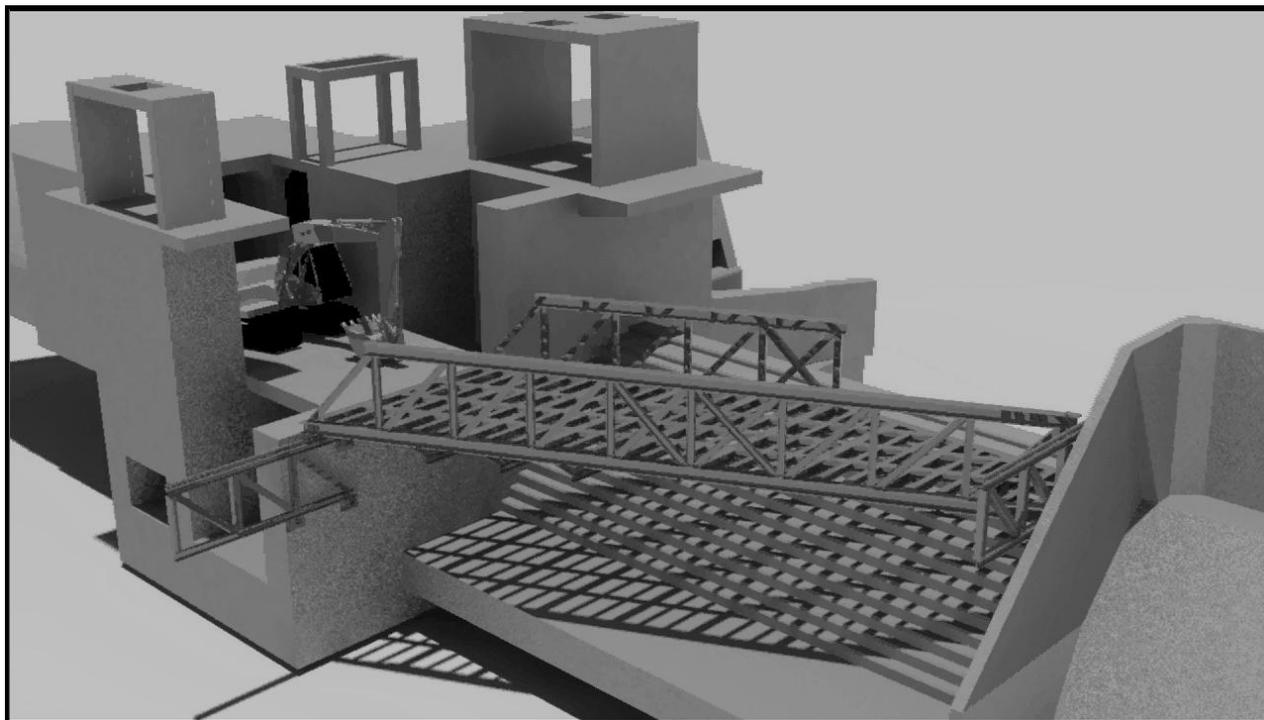


Figura 2. Puente en operación.
Fuente: *Elaboración propia (AutoCAD 2012)*

Metodología

Con el fin de lograr los objetivos que se propusieron tanto por parte de la estudiante como de la empresa involucrada en el proyecto, se usó la siguiente metodología:

Se hizo una visita al sitio, allí se analizaron las limitaciones del lugar donde se colocará la estructura de puente. También se procedió con una recopilación de información, se hizo un estudio de los materiales disponibles por parte de la empresa, de estructuras ya construidas y características de la zona.

Se procedió con el modelado de la estructura mediante la herramienta de elemento finito SAP 2000, versión 15, esto con el fin de obtener un análisis estructural del puente y sus apoyos. El uso de este software agilizó en gran medida el proceso iterativo que conlleva el diseño de elementos estructurales.

Luego se continuó con el diseño de los elementos del sistema así como de su estructura de soporte, incluyendo las uniones del mismo. Se utiliza la metodología de diseño LRFD, tal como lo indica la AASHTO en su última publicación y con ayuda de hojas de cálculo.

Además, para definir los elementos se siguieron los procedimientos descritos en el AISC, el cual considera el diseño a tensión, compresión, flexión y cortante para elementos de acero.

Para el diseño se usaron cargas permanentes, vivas y de sismo. Para las primeras se tomó en cuenta el peso de la estructura; en lo que respecta a las cargas vivas se contempló el peso de una retroexcavadora CAT 320D, por ser este el equipo que definió las dimensiones del túnel de acceso. Se despreció la acción del viento sobre la estructura dadas las condiciones del sitio y del puente.

Las cargas de sismo se obtuvieron mediante un análisis dinámico, que considera el espectro de pseudoaceleración y las masas que actuarían en el puente en el momento que ocurra el sismo, tal como lo indican los Lineamientos

para el análisis sismorresistente de puentes, emitidos por el CFIA. El diseño de las conexiones se basó en las especificaciones del AWS.

Una vez concluido el diseño tanto del puente como de sus apoyos, se procedió con la selección del riel empleado en el movimiento lateral del mismo, así como el diseño de las ruedas para dicho riel.

Se concluyó con la elaboración de planos y la redacción del presente informe final.

Marco Teórico

Puente

Es una construcción de piedra, ladrillo, hierro, hormigón, etc., que se construye y forma sobre ríos, fosos y otros sitios, para poder pasarlos.¹

Los puentes tienen como objetivo unir dos puntos y permitir el tránsito, salvando obstáculos como ríos, depresiones, etc. Están formados normalmente por los siguientes elementos: súperestructura, subestructura y fundación.

Han sido parte de la historia de la humanidad desde sus inicios, y han servido como medio de comunicación entre ciudades, pueblos y hasta metrópolis. Experimentaron una evolución según el crecimiento de la población y los avances en ingeniería.

Tanto el diseño estructural y funcional, como la construcción de los puentes están a cargo de la Ingeniería Civil, la cual se encarga de estudiar los métodos más convenientes así como los materiales disponibles para su ejecución.

Componentes de un puente

Según el Manual de Inspecciones de Puentes, elaborado por el MOPT, los componentes de un puente son los siguientes:

Superestructura

Está compuesta por todos los elementos estructurales que se encuentran sobre los apoyos del puente; van desde los elementos principales como vigas, arcos, cerchas y sistemas de suspensión, así como los elementos secundarios

que comprenden los diafragmas, viguetas de piso etc.

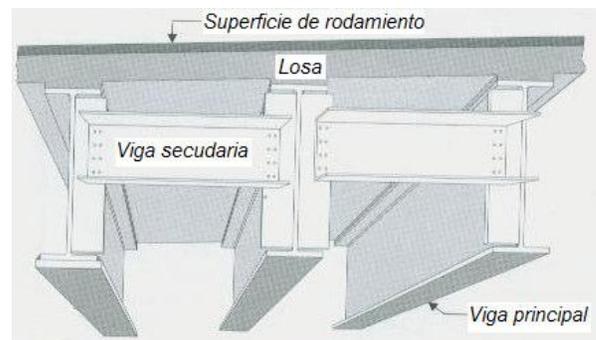


Figura 3 Elementos de una superestructura típica de vigas.
Fuente: Manual de inspección de puentes del MOPT

Subestructura

Está formada por los elementos estructurales dispuestos para soportar la totalidad de las cargas, incluyendo el peso de la superestructura y las cargas de diseño. Entre sus componentes están: apoyos, bastiones y pilas.

¹ Real Academia Española, Diccionario usual.

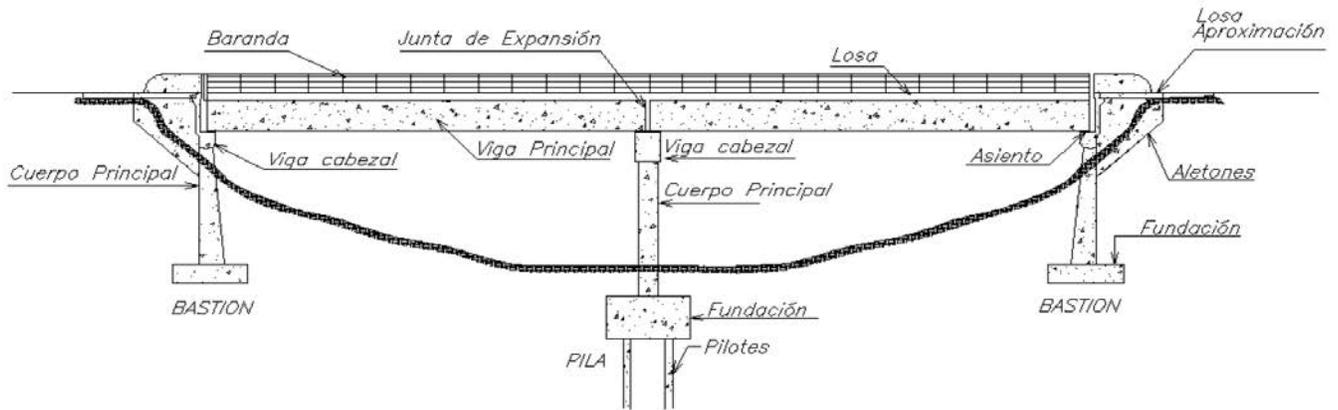


Figura 4. Elementos principales de un puente.
Fuente: Manual de inspección de puentes del MOPT

Puente tipo cercha o armadura

Esta configuración estructural se compone de dos armaduras unidas entre sí mediante el sistema de piso del puente. Estas armaduras son estructuras rígidas compuestas por elementos rectos sometidos a esfuerzos de tensión y compresión ligados por nodos.

Existen tres tipos de puentes de este tipo:

- Cercha de paso inferior: Este da el paso vehicular por debajo de la estructura de cercha.
- Cercha de paso superior: Como su nombre bien lo indica, el paso vehicular se sitúa por encima de la estructura de cercha.
- Cercha de media altura: Son una cercha de paso inferior sin ningún sistema de arrioste superior, ejemplo de ellos son los puentes "Bailey" usados en Costa Rica.

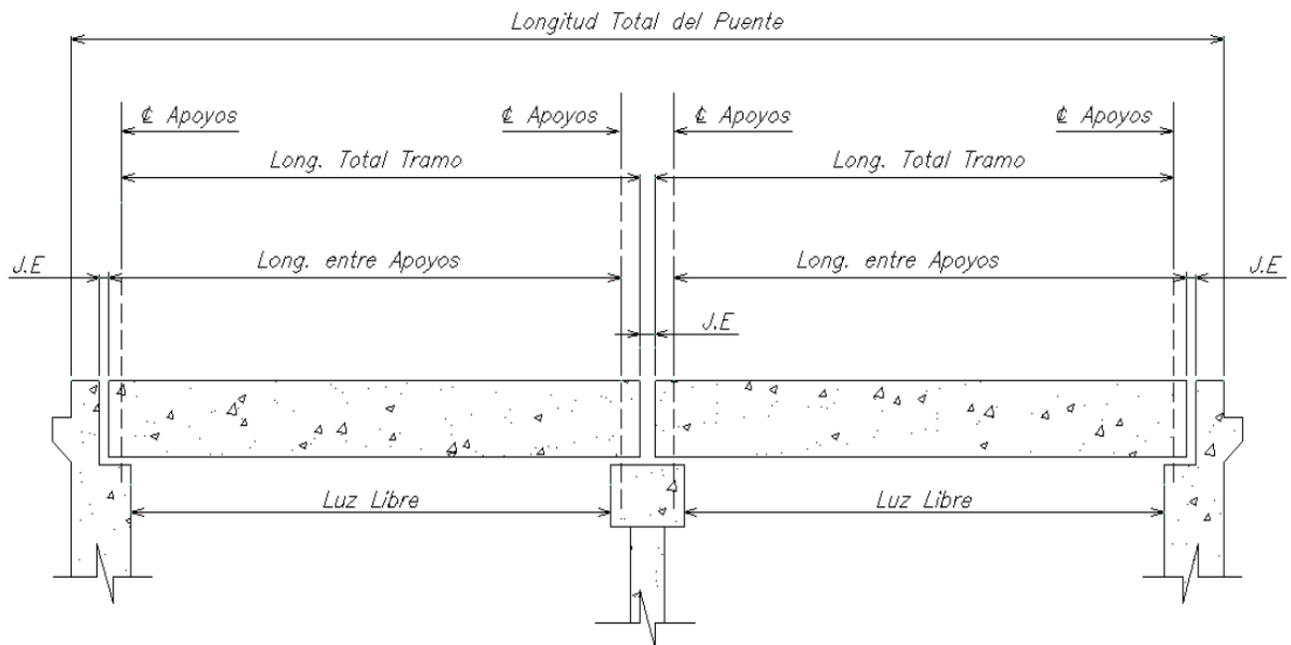


Figura 5. Elevación de puente.
Fuente: Manual de inspección de puentes del MOPT

Acero estructural

El acero se define como una combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono, generalmente menos del 1%.²



Figura 6. Puente Coalbrookdale, primera estructura metálica.
Fuente: The Iron Bridge, BBC

Ventajas del acero

Para muchos el acero es catalogado como el material perfecto en cuanto a construcción se trata, tal vez el más versátil. Entre sus ventajas se pueden citar:

- **Alta resistencia:** La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que será poco el peso de las estructuras; esto es de gran importancia en puentes de grandes claros, en edificios altos y en estructuras con malas condiciones de cimentación.³
- **Elasticidad:** El acero es el material que mejor cumple la ley de Hooke, aún en esfuerzos bastante altos. Esto permite que los momentos de inercia de una estructura de acero puedan calcularse exactamente.

² J. McCormac. Diseño de estructuras de acero, método LRFD, página 4.

³ J. McCormac. Diseño de estructuras de acero, método LRFD, página 1.

- **Durabilidad:** Siempre y cuando las estructuras de acero reciban un adecuado mantenimiento, estas tendrán una vida indefinida.⁴
- **Ductilidad:** La Real Academia Española define la ductilidad de un metal como la “admisión de grandes deformaciones mecánicas sin llegar a romperse”. La ductilidad del acero le permite fluir en los puntos donde se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos, se evita de este modo fallas prematuras y frágiles, además sus altas deflexiones en las zonas de sobrecarga ofrecen evidencia visible de la inminente falla. Está comprobado que en los aceros esta característica está ligada al contenido de carbono, que es inversamente proporcional a esto. Es decir, a mayor porcentaje de carbono, menor es la ductilidad del acero.⁴
- **Tenacidad:** La tenacidad se define como la propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades. A nivel estructural esta característica es de suma importancia pues les permite a los miembros de acero someterse a grandes deformaciones durante su fabricación y montaje sin fracturarse.
- **Alta resistencia a la fatiga:** La fatiga es el fenómeno por el cual se da la falla de los materiales sometidos a cargas cíclicas por largos periodos, menores que su carga de rotura elástica. En la construcción de puentes se hace necesario que los materiales tengan altas resistencias a la fatiga pues su patrón de cargas vehicular se comporta de manera cíclica.⁵

⁴ J. McCormac. Diseño de estructuras de acero, método LRFD, página 3.

⁵ J. McCormac. Diseño de estructuras de acero, método LRFD, página 3.

Desventajas del acero

Entre las desventajas del acero estructural se pueden citar:

- **Costo de mantenimiento:** La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al aire y al agua y, por consiguiente, deben pintarse periódicamente. El uso de aceros intemperizados para ciertas aplicaciones tiende a eliminar este costo.⁶
- **Protección contra el fuego:** Pese a que el acero se cataloga como un material incombustible, su resistencia se ve reducida considerablemente si se somete a altas temperaturas. Además su alta conductividad de calor podría incendiar los materiales adyacentes a él.
- **Susceptibilidad al pandeo:** Por su alta resistencia estructural, es normal la utilización de elementos largos y esbeltos, los cuales cuando están sometidos a esfuerzos de compresión son susceptibles al pandeo. Por lo anterior, es importante hacer las columnas más rígidas y robustas para así eliminar o minimizar la posibilidad de falla por pandeo.⁵

Operación del puente

Dadas las condiciones de la estructura, el puente no podrá obstruir el vertedero de la presa sobre la cual se apoya, por lo que será necesario que este se desplace lateralmente cuando no esté en uso, para lo cual se tienen dos condiciones:

- **Puente en operación:** consiste el momento en el que éste esté apoyado sobre la presa y es cuando la retroexcavadora podrá atravesarlo.

⁶ J. McCormac. Diseño de estructuras de acero, método LRFD, página 3.

- **Puente en reposo:** esta condición se refiere al momento en que el puente esté en reposo y desplazado hacia la zona aguas abajo de la presa.

Cargas aplicadas

Cargas permanentes o muertas

Las cargas permanentes son aquellas que estarán en la estructura de manera fija durante la vida útil. Estas consideran el peso de los elementos, ya sean estructurales o arquitectónicos, además de otros que sean fijos a la estructura.

Además en la determinación del peso propio se le aplicó un factor de 10% extra con el fin de contemplar los elementos de conexión.

Cargas temporales o vivas

Las cargas temporales son aquellas que no forman parte de la estructura. Estas cargas están estipuladas en códigos o se pueden aproximar dependiendo del uso de la estructura por diseñar.

En este caso se utilizó como carga temporal el peso de una retroexcavadora CAT 320D, el cual es aproximado 20 toneladas según el fabricante.

Para el caso del modelo estructural, se colocaron las cargas mediante líneas de influencia, empleando dos vigas por las que pasarán 10 toneladas a cada una definiendo un carro en el software SAP 2000 v15.1 un carro con las dimensiones de cada oruga de la excavadora, a continuación se muestra la ubicación de las líneas de influencia en el modelo.

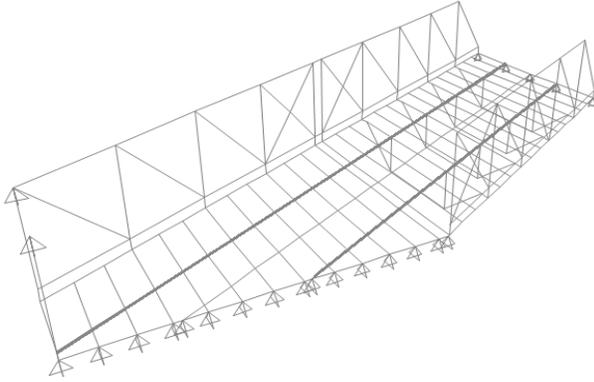


Figura 7. Líneas de influencia sobre el puente.
Fuente: Elaboración propia (SAP2000, v15)

Carga de sismo

Para el diseño de este tipo de estructuras en Costa Rica, se cuenta recientemente con una serie de lineamientos elaborados por el Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, los cuales incluyen las consideraciones sísmicas necesarias para hacer el análisis que a continuación se presenta.

El proyecto se ubica en el distrito de Sarapiquí en la provincia y cantón de Alajuela, por lo que según su localización, los lineamientos lo clasifican como una zona con amenaza sísmica de III. En la Figura 6 se muestra la zonificación sísmica según su ubicación.

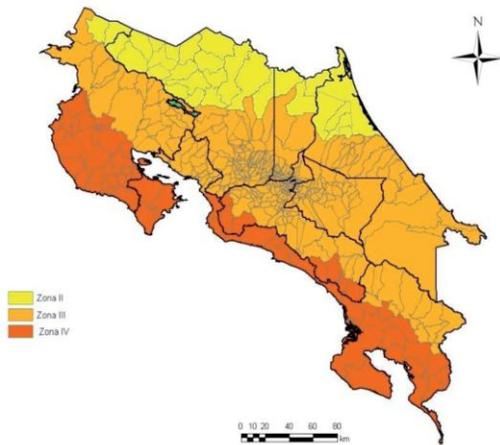


Figura 8. Mapa de zonificación sísmica.
Fuente: Lineamientos para el diseño sismo resistente de puentes en Costa Rica

En cuanto al sitio geotécnico se determinó que era S_1 , ya que el puente se apoyará sobre una brecha tobacea, además la estructura de presa ya existente por ser una gran masa de concreto con mucha rigidez y poca altura no amplificará la onda sísmica, finalmente, en el anexo 2 se incluye la información empleada para el diseño de esta estructura previa.

De este modo, conociendo la zona y el tipo de suelo, con la Tabla 2.4-1 de los lineamientos se pueden determinar los coeficientes sísmicos espectrales, para los periodos corto plazo. De esta manera, para este caso el C_a tomará valor de 0,360 y el C_v de 0,360. Con estos valores y haciendo uso de la Figura 2.2 de los lineamientos, se obtiene la forma espectral elástica.

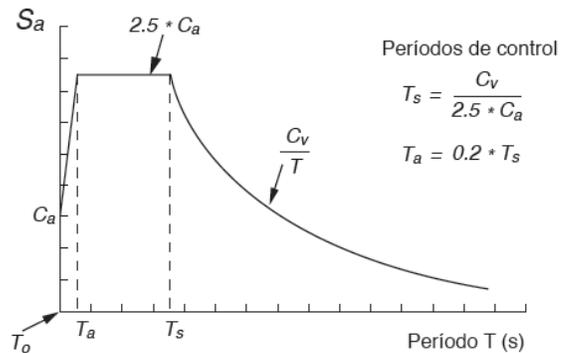


Figura 9. Forma espectral elástica.
Fuente: Lineamientos para el diseño sismo resistente de puentes en Costa Rica

La importancia de esta estructura se define en la Tabla 4.1 del CSCR-10, donde se especifica que si la estructura es de ocupación normal su factor de importancia será de 1.0.

El valor de sobrerresistencia será de 2.0 por recomendación del CSCR-10.

Para determinar el factor multiplicador del espectro para considerar el efecto del sismo en el análisis dinámico, se toma en cuenta que el SAP2000 considera la masa y la pseudoaceleración, por lo tanto el factor de participación de masa a la hora de un sismo se logra de la siguiente manera:

La fuerza sísmica se obtiene de multiplicar el peso total por el coeficiente sísmico,

$$F_{s\ sm} = C_{s\ sm} W_T$$

y el peso se define como masa por la aceleración de la gravedad.

$$W_T = mg$$

De manera que la fuerza sísmica se puede redefinir como:

$$F_{s\ sm} = C_{s\ sm} gm$$

Y el coeficiente sísmico considera la aceleración pico efectiva, la importancia, el factor espectral dinámico y la sobrerresistencia.

$$C_{s\ sm} = \frac{S_a I}{SR}$$

Así que la fuerza sísmica considera los siguientes aspectos:

$$F_{s\ sm} = \frac{S_a I}{SR} gm$$

De lo anterior y tomando en cuenta que el programa considera la pseudoaceleración, el coeficiente multiplicador será:

$$Coef = \frac{I g}{SR}$$

De este modo y haciendo uso del programa SAP200 se logra hacer el análisis sísmico del puente.

Carga de viento

La carga que ejerce el viento sobre la estructura no fue considerada, ya que se determinó que esta no era una carga importante por las condiciones del sitio.

Carga de impacto

Dadas las condiciones del puente, no es posible que el vehículo que transite por el puente alcance grandes velocidades por lo que el impacto por frenado se descarta.

Combinaciones de carga

Debido a las condiciones de servicio, es válido emplear las cargas usar factores de mayoración, incrementando únicamente en un 10% la carga permanente y temporal con el fin de prever el uso de una pala en la excavadora más grande y pesada y la colocación de equipo electromecánico que contribuyan al desplazamiento lateral de la estructura, por lo que la combinación empleada sería la siguiente:

$$CU=1,1CP + 1,1CT + CS$$

A pesar de lo anterior, la estructura considerada, en este caso el puente, tendrá la capacidad de resistir diferentes combinaciones de las cargas mencionadas⁷, esto por solicitud de los responsables del diseño del mismo en el Instituto Costarricense de Electricidad, las cuales se presentan a continuación:

$$CU1= 1,4 CP$$

$$CU2= 1,2 CP + 1,6 CT + 1,6 CE$$

$$CU3= 1,05 CP + f_1 CT \pm CS + CE$$

$$CU4= 0,95 CP \pm CS + CE$$

Donde:

CU= Carga última

CP= Carga permanente

CT= Carga temporal

CS= Carga de sismo

CE= Carga de empuje

La carga de sismo se deberá incluir en las direcciones "x" y "y", de manera que en el espectro dinámico se tomará para ambas direcciones.

Elementos del puente

Armaduras

Las armaduras están compuestas por perfiles I. Su diseño se realizó según lo indica el AISC y se

⁷ Tomadas de CSCR-10.

revisaron por compresión y tensión. El procedimiento para determinar la **capacidad a tensión** de los elementos es el siguiente:

$$P_{tn} = F_y A_g$$

Donde se considera el esfuerzo de fluencia del acero por el área bruta de la sección.

En caso de que en la estructura haya pernos o perforaciones, se deberá estimar la capacidad a tensión de las vigas con la siguiente fórmula:

$$P_{tn} = F_y A_n$$

Se considera igualmente el esfuerzo a fluencia del acero, pero en este caso se usa el área neta de la sección.

La **capacidad a compresión** se determina:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

Se debe verificar el efecto de longitud efectiva del elemento por analizar, y dependiendo del resultado, se tiene un esfuerzo crítico, el cual considera la carga de análisis, la fluencia del acero y la fuerza efectiva.

$$\frac{KL}{r} \leq 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \rightarrow F_{cr} = Q \left(0,658 \frac{QF_y}{F_e} \right) F_y$$

$$\frac{KL}{r} > 4,71 \sqrt{\frac{E}{QF_y}} \rightarrow F_{cr} = 0,877 F_e$$

Calzada

Al igual que las armaduras, ésta está compuesta por perfiles I. Para su diseño también se revisó la capacidad a tensión y compresión tal y como se hizo para los elementos de la armadura.

Además se debió revisar su **capacidad a flexión**, la cual se calcula como el esfuerzo de fluencia del acero por el módulo de sección.

$$M_n = F_y S_x$$

También se revisó la **capacidad a cortante**, para la cual se considera un área que se determina de la siguiente forma: 89914099

$$A_w = bt$$

$$V_n = 0,6 F_y A_w C_v$$

Finalmente, la **capacidad a flexocompresión y flexotensión** se determinó mediante la combinación de carga axial y momento:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0,2 \rightarrow \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

$$\frac{P_u}{\phi P_n} < 0,2 \rightarrow \frac{P_u}{2\phi P_n} + \left(\frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \right) \leq 1,0$$

Superficie de ruedo

La superficie de ruedo consiste de una malla de acero expandido, unida a la calzada mediante angulares y con soldadura de punto con electro E60-1X, la cual se escogió tomando en cuenta el peso de las personas que transiten sobre esta ya que la retroexcavadora lo hará directamente sobre dos vigas colocadas para este fin.

Diafragmas inferiores

Estos elementos tienen la función de otorgarle mayor rigidez vertical a la estructura, esto con el fin de minimizar las deformaciones en este sentido de la calzada. Están compuestos por perfiles I y se revisó su capacidad en tensión y compresión, tal y como se hizo con los elementos de las armaduras.

Apoyos

En el margen izquierda el puente se apoya a un muro ya existente, esto mediante una armadura, sobre la cual se colocó un riel que permite el movimiento de la estructura.

En cuanto a la margen derecha, el apoyo será mediante una armadura, la cual se anclará a la estructura de toma y descarga de fondo con que ya se cuenta. De igual manera se colocó un riel para que el puente se desplace sobre las armaduras.

En ambos casos las armaduras están formadas por perfiles I, los cuales fueron revisados por tensión y compresión como ya se describió anteriormente.

Para la determinación de cargas vivas que actúan sobre el riel se hizo con los datos obtenidos del modelaje del puente en SAP2000, para la condición de la presa en operación.

El anclaje de estas armaduras a las estructuras ya existentes se logra mediante ménsulas, las cuales están formadas a partir de placas de acero y están ancladas al muro y a la losa mediante pernos. Estas se revisarán a flexión y cortante.

Dado que todos los apoyos durante el funcionamiento de la estructura trabajarán como patines, la única restricción a la traslación será proporcionada por la fuerza de fricción entre el puente y su estructura de soporte. Se calcula esta fuerza de fricción para determinar la capacidad de restricción a la traslación, así como la fuerza lateral necesaria para desplazar el puente desde su punto de operación hasta el punto de reposo y viceversa, utilizando la fórmula aceptada para el cálculo de la fricción:

$$F_r = \mu N$$

Donde la normal se calcula sumando las reacciones verticales del modelo en su condición crítica de funcionamiento, ya que cuando el puente está en funcionamiento estará apoyado sobre patines lubricados. El coeficiente de fricción (μ) se tomó como 0,16, correspondiente al caso entre láminas de acero lubricadas.

Finalmente, el puente cuenta con un mecanismo de seguridad que lo fija cuando la retroexcavadora transite sobre él. El mecanismo consiste de un pasador de 10cm de diámetro, el cual atraviesa dos placas metálicas, una en el puente y otra en uno de los apoyos (ver Apéndice B)

Uniones

Para la construcción de las uniones entre los elementos se emplearon conexiones soldadas,

con soldadura tanto de filete como de ranura; para ambos casos se debe utilizar el método de arco protegido y electrodo E70-1X y electrodo E60-1X en la malla de acero expandida.

Las fuerzas de diseño en las soldaduras son las reportadas por el SAP.

Deflexiones

En cuando a las deflexiones máximas permitidas, el libro Bridge Design and Evaluation, basado en las solicitaciones de la AASHTO, señala que para puentes metálicos con carga vehicular únicamente, debe ser la siguiente:

$$d \leq \frac{L}{800}$$

Resultados

Carga de sismo

Siguiendo el procedimiento descrito en el marco teórico, se obtuvo el gráfico del espectro elástico para el puente a diseñar:

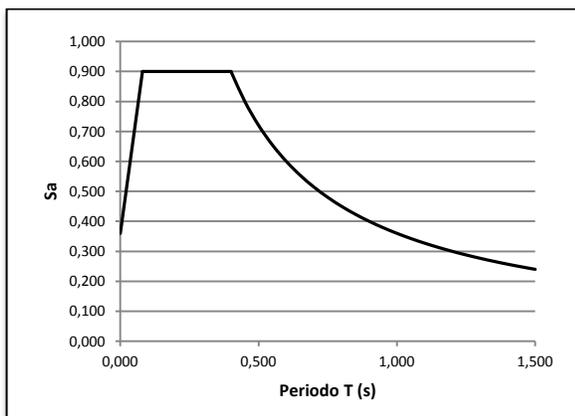


Figura 10. Forma espectral elástica.

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

El coeficiente multiplicador de la pseudoaceleración corresponde a 4,91. A lo largo del análisis, la combinación de carga que dominaba siempre fue la segunda, según la lista enumerada en el capítulo de Marco Teórico.

Finalmente, del modelo adicional elaborado para el análisis del sismo, se presentan los mayores momentos provocados por el sismo en los elementos del puente.

CUADRO 1. MOMENTOS MÁXIMOS PRODUCIDOS POR EL SISMO VS LAS CARGAS GRAVITACIONALES			
Elemento	Sismo (Ton/m)	Cargas vivas + muertas (Ton/m)	Cargas Sismo / Vivas + muertas
W25x80 (W10x54)	0,36	10,76	3,35%
W25x80 (W10x54)	0,35	10,36	3,38%

Análisis modal

Como resultado del análisis dinámico, se obtuvo el análisis de los modos, los cuales representan el comportamiento de la estructura y depende de las masas aplicadas. De este modo, se contemplaron los 10 primeros modos, en los cuales la participación de masas para cada una de las direcciones se presenta en el siguiente cuadro.

CUADRO 2. ANÁLISIS MODAL DE CARGAS			
Modo	Dirección	Periodo (s)	Masa Participativa (%)
10	x	0,05	64,9
	y		64,8
	z		61,4
50	x	0,01	92,3
	y		92,3
	z		81,1

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

Dada la baja participación en estos modos y tras observar como estos eran todos locales no se continuó analizando más modos.

Configuración del puente

Dadas las condiciones del sitio, se eligió la configuración de tipo armadura de paso inferior, con el fin de evitar la presencia de estructuras debajo de la calzada del puente. Esto impediría el funcionamiento del mismo.

Para la escogencia de los elementos se construyeron diversos modelos, variando las secciones empleadas con el fin de optimizar la estructura y de este modo facilitar el desplazamiento del mismo sin dejar de lado los límites de resistencia y servicios establecidos.

CUADRO 3. VALORES DE PESO Y DEFORMACIÓN SEGÚN LOS ELEMENTOS DEL PUENTE			
Modelo	Elementos empleados	Peso total del puente (Ton)	Mayor deflexión en el modelo (mm)
1	W20x46 (W8x31)	24,48	17,62
	W16x37 (W6x25)		
2	W25x80 (W10x54)	26,67	12,38
	W20x46 (W8x31)		
	W16x37 (W6x25)		
3	W25x80 (W10x54)	28,65	11,01
	W20x46 (W8x31)		
4	W25x80 (W10x54)	28,59	10,06

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

Deflexiones

CUADRO 4. DEFLEXIÓN MÁXIMA DEL PUENTE CON DIAFRAGMAS		
Claro del puente		
Lado largo (cm)	1650,0	
Lado corto (cm)	900,0	
Promedio (cm)	1275,0	
Deflexión permitida		
$\frac{L}{800}$	1,59	cm
Deflexión máxima según SAP2000		
1,21		cm
1,21	<	1,59
Cumple		

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

CUADRO 5. DEFLEXIÓN MÁXIMA DEL PUENTE SIN DIAFRAGMAS		
Claro del puente		
Lado largo (cm)	1650,0	
Lado corto (cm)	900,0	
Promedio (cm)	1275,0	
Deflexión permitida		
$\frac{L}{800}$	1,59	cm
Deflexión máxima según SAP2000		
1,21		cm
1,65	>	1,59
No cumple		

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

Además de esto se creó un modelo adicional para la misma configuración con el fin de analizar el comportamiento del puente cuando el puente este en reposo y de este modo determinar la condición que va a regir. De ello se obtuvo que las solicitaciones son cerca de un 45% más para el puente en operación que en reposo.

Con el propósito de facilitar el transporte y ensamble del puente, este se dividió en secciones, de modo que la calzada sea lo primero que se coloque, seguida de las

armaduras laterales, para finalizar con el diafragma inferior. Por esto, todas las secciones serán unidas mediante soldadura en el sitio al momento del ensamblaje final.

Armaduras

Estas están compuestas por elementos I. Para las cuerdas superiores e inferiores se empleó la sección W25x80 (W10x54), mientras que los elementos verticales e inclinados están hechos a partir de secciones W16x37 (W6x25), ambos en acero grados 50. En los Cuadros 5 y 6 se muestran sus características y propiedades geométricas respectivamente.

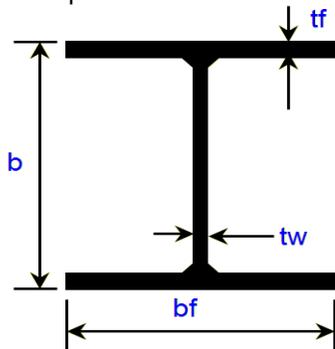


Figura 11. Simbología de la geometría del elemento I.
Fuente: Elaboración propia (Paint)

CUADRO 6. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAS SECCIONES		
Secciones	W16x37 (W6x25)	W25x80 (W10x54)
d (cm)	16,21	25,654
b _f (cm)	15,44	25,4
t _f (cm)	1,16	1,5621
t _w (cm)	0,81	0,9398
F _y (kg/cm ²)	3500	3500
E (kg/cm ²)	2,04E+06	2,04E+06

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

CUADRO 7. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LAS SECCIONES		
Sección	W16x37 (W6x25)	W25x80 (W10x54)
A (cm ²)	47,48	101,94
I _x (cm ⁴)	2231,00	12611,81
S _x (cm ³)	275,30	983,22
r _x (cm)	6,86	11,10
Z _x (cm ³)	311,35	1091,38
I _y (cm ⁴)	711,76	4287,18
S _y (cm ³)	91,93	337,57
r _y (cm)	3,86	6,50
Z _y (cm ³)	140,44	512,92
J (cm ⁴)	19,56	75,75
C _w (cm ⁶)	40280,38	620317,85

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

Las fuerzas actuantes en los componentes de las armaduras se obtuvieron del modelo, la figura 10 muestra su geometría.

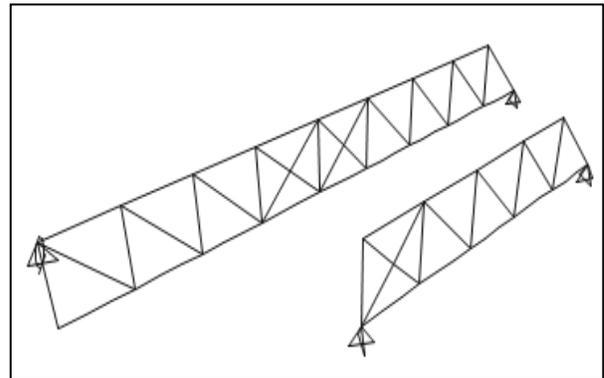


Figura 12. Geometría de las armaduras del puente.
Fuente: Elaboración propia (SAP2000, v15)

Los valores máximos para cada fuerza actuante sobre los elementos de las armaduras se exponen a continuación:

CUADRO 8. FUERZAS MÁXIMAS ACTUANTES EN LOS PERFILES I		
Tipo de carga	W16x37 (W6x25)	W25x80 (W10x54)
Tensión (Ton)	27,8	23,2
Compresión (Ton)	8,1	13,4

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

Del procedimiento de cálculo expuesto por el AISC para elementos I sometidos a carga axial, se obtienen los valores de carga nominal, los cuales se exponen en el siguiente cuadro:

CUADRO 9. CAPACIDAD MÁXIMA PARA LOS PERFILES I		
Tipo de carga	W16x37 (W6x25)	W25x80 (W10x54)
Tensión (Ton)	108,22	232,33
Compresión (Ton)	98,82	213,99

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

Calzada

Esta es compuesta por elementos I, incluye al igual que las armaduras perfiles W16x37 (W6x25) y W25x80 (W10x54), pero además algunos de los elementos transversales los conforman W20x46 (W8x31). En los Cuadros 9 y 10 se muestran las características y propiedades geométricas de los últimos perfiles.

CUADRO 10. CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAS SECCIONES	
Secciones	W20x46 (W8x31)
d (cm)	20,32
b_f (cm)	20,32
t_f (cm)	1,10
t_w (cm)	0,72
F_y (kg/cm ²)	3500
E (kg/cm ²)	2,04E+06

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

CUADRO 11. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LAS SECCIONES	
Sección	W20x46 (W8x31)
A (cm ²)	58,84
I_x (cm ⁴)	4578,55
S_x (cm ³)	450,64
r_x (cm)	8,81
Z_x (cm ³)	498,17
I_y (cm ⁴)	1544,22
S_y (cm ³)	151,91
r_y (cm)	5,13
Z_y (cm ³)	231,06
J (cm ⁴)	22,31
Cw (cm ⁶)	142592,55

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

En este caso los valores de las fuerzas máximas actuantes sobre los elementos son:

CUADRO 12. VALORES DE CARGAS ACTUANTES SOBRE LOS PERFILES I			
Tipo de carga	W16x37 (W6x25)	W20x46 (W8x31)	W25x80 (W10x54)
Tensión (Ton)	-	1,1	-
Compresión (Ton)	0,2	-	2,2
Flexión x (ton-m)	0,18	0,28	2,5
Flexión y (ton-m)	1,9	2,7	11,5
Cortante (Ton)	1,4	4,2	2,6

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

Siguiendo el procedimiento del AISC se obtiene lo siguiente:

CUADRO 13. CAPACIDAD MÁXIMA DE LOS PERFILES I			
Tipo de carga	W16x37 (W6x25)	W20x46 (W8x31)	W25x80 (W10x54)
Tensión (Ton)	-	134,03	-
Compresión (Ton)	100,43	-	216,57
Flexión x (ton-m)	2,32	3,84	8,54
Flexión y (ton-m)	7,88	12,61	27,63
Cortante (Ton)	19,10	26,64	52,72
EC Interacción	0,37	0,34	0,84

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

Superficie de ruedo

La elección de la lámina empleada se basó en el Anexo 1, lo que da como resultado el uso de la lámina ACS N°1 3.00A, se empleó el peso promedio de dos personas por metro cuadrado, siendo Q cerca de 170kg/m².

Diafragmas inferiores

El perfil propuesto para estos elementos es W16x37 (W6x25), cuyas características ya fueron descritas anteriormente. En cuanto a las cargas a las que están sometidos, son las siguientes:

CUADRO 14. FUERZAS MÁXIMAS ACTUANTES EN LOS PERFILES I	
Tipo de carga	W16x37 (W6x25)
Tensión (Ton)	21,20
Compresión (Ton)	0,37

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

CUADRO 15. CAPACIDAD MÁXIMA PARA LOS PERFILES I	
Tipo de carga	W16x37 (W6x25)
Tensión (Ton)	108,22
Compresión (Ton)	91,22

Apoyos

Tal y como se describió en la sección anterior, los apoyos son mediante dos cerchas, una en cada extremo del puente. Ambas cerchas están construidas a partir de perfiles W16x37 (W6x25), sobre las cuales se colocarán rieles ASCE 60, estos por disponibilidad del ICE.

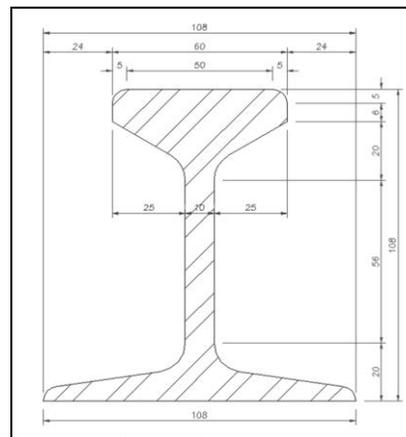


Figura 13. Perfil del riel ASCE 60.
Fuente: Elaboración propia (AutoCAD 2012)

Los valores de fuerzas que actúan sobre los rieles son los siguientes:

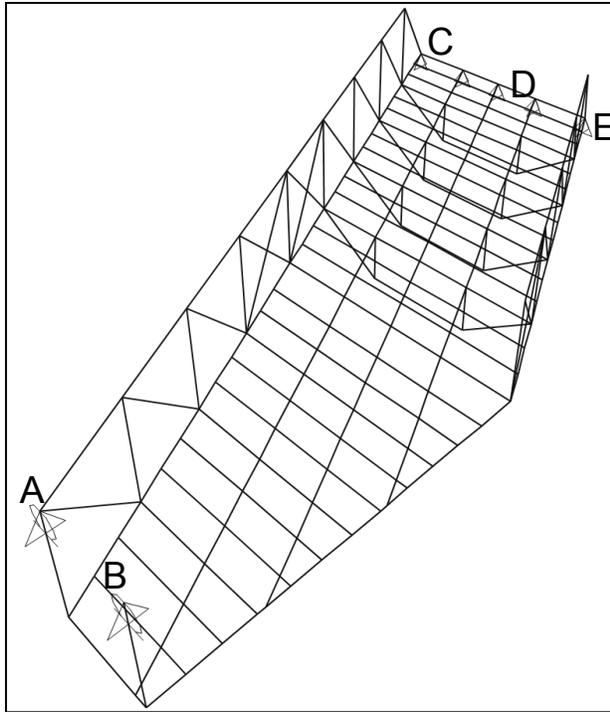


Figura 14. Apoyos del puente.
Fuente: Elaboración propia (SAP2000, v15)

CUADRO 16. CARGAS VIVAS SOBRE LOS RIELES			
Apoyo	Reacción (Ton)		
	x	Y	z
A	0,332	-	5,676
B	-0,604	-	9,105
C	3,202	-1,381	5,937
D	-1,735	0,892	0,626
E	1,195	-0,488	2,302

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

Es importante comentar que se tienen componentes horizontales ya que se colocó esa restricción en el modelo con el fin de simplificarlo.

En cuanto a las cargas máximas a las que se encuentran sometidos estos elementos, se tiene que para el margen izquierdo:

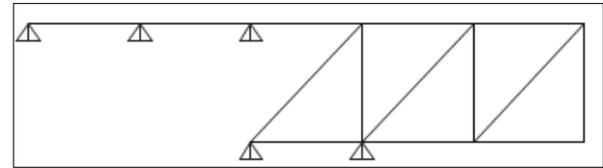


Figura 15. Cercha de apoyo izquierdo.
Fuente: Elaboración propia (SAP2000, v15)

CUADRO 17. CARGAS AXIALES MÁXIMAS ACTUANTES EN LOS PERFILES I

Tipo de carga	W16x37 (W6x25)
Tensión (Ton)	29,00
Compresión (Ton)	24,50

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

CUADRO 18. FUERZAS MÁXIMAS DE FLEXOCOMPRESIÓN ACTUANTES EN LOS PERFILES I

Tipo de carga	W16x37 (W6x25)
Compresión (Ton)	31,20
Flexión y (Ton-m)	0,53
Cortante (Ton)	0,68

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

Mientras que para el margen derecho:

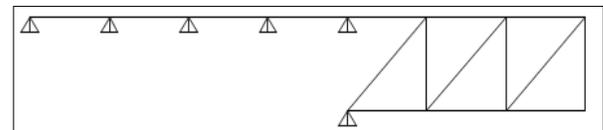


Figura 16. Cercha de apoyo derecho
Fuente: Elaboración propia (SAP2000, v15)

CUADRO 19. CARGAS AXIALES MÁXIMAS ACTUANTES EN LOS PERFILES I

Tipo de carga	W16x37 (W6x25)
Tensión (Ton)	21,15
Compresión (Ton)	36,25

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

CUADRO 20. FUERZAS MÁXIMAS DE FLEXOCOMPRESIÓN ACTUANTES EN LOS PERFILES I	
Tipo de carga	W16x37 (W6x25)
Compresión (Ton)	3,16
Flexión y (Ton-m)	0,47
Cortante (Ton)	0,53

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

Para una capacidad máxima de:

CUADRO 21. CAPACIDAD MÁXIMA DE LOS PERFILES I A CARGA AXIAL	
Tipo de carga	W16x37 (W6x25)
Tensión (Ton)	108,22
Compresión (Ton)	98,90

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

CUADRO 22. CAPACIDAD MÁXIMA DE LOS PERFILES I A FLECOMCOMPRESIÓN MARGEN IZQUIERDO	
Tipo de carga	W16x37 (W6x25)
Compresión (Ton)	100,95
Flexión x (ton-m)	2,09
Flexión y (ton-m)	7,88
Cortante (Ton)	19,10
EC Interacción	0,09

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

CUADRO 23. CAPACIDAD MÁXIMA DE LOS PERFILES I A FLEXOCOMPRESIÓN MARGEN DERECHO	
Tipo de carga	W16x37 (W6x25)
Compresión (Ton)	100,91
Flexión x (ton-m)	2,09
Flexión y (ton-m)	7,88
Cortante (Ton)	19,10
EC Interacción	0,09

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

Para el diseño de la ménsula se creó un modelo y se revisó que los esfuerzos reflejados en el mismo fueran inferiores al 70% del esfuerzo de fluencia del acero, esto por solicitud del ICE, siendo este el único criterio empleado para escoger las placas de acero empleadas y sus dimensiones. A continuación se muestra el mismo:

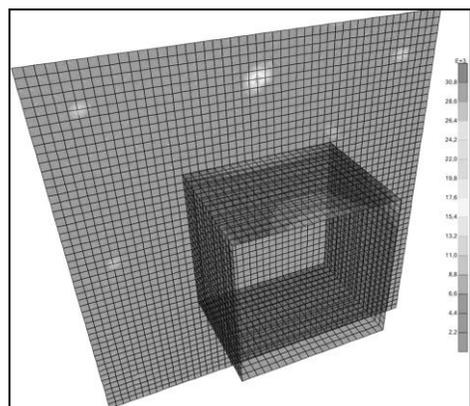


Figura 17: Esfuerzos en la ménsula.
Fuente: Elaboración propia (SAP2000, v15)

Mientras que los pernos de anclaje se diseñaron mediante el software Profis Anchor 2. 4. 5., suministrado por la empresa Hilti, los resultados se encuentran en el Apéndice A.

Las piezas empleadas para formar las ruedas fueron revisadas por cortante y aplastamiento, y se obtuvieron los siguientes resultados:

CUADRO 24. FUERZAS Y CAPACIDAD MÁXIMA ACTUANTES EN LOS ELEMENTOS DE LAS RUEDAS

Elemento		Carga Admisible	Fuerza actuante
Pasador 30mmΦ Cortante (Ton)		14,12	9,04
Placas 20mm (Ton)	Cortante (Ton)	10,25	9,04
	Aplastamiento (Ton/m ²)	15510,00	11249,50

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

Con el fin de determinar si es necesario la implementación de un mecanismo de seguridad para impedir el desplazamiento lateral del puente durante su operación se realiza el cálculo de la fricción como se muestra a continuación:

CUADRO 25. FUERZA DE FRICCIÓN ENTRE EL PUENTE Y SUS APOYOS

Fuerzas laterales (Ton)	0,63
Fuerzas verticales (Ton)	26,67
Coefficiente de fricción (Ton)	0,16
Fuerza de fricción (Ton)	4,27
Factor de seguridad	6,8

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)

A pesar de que las fuerzas de fricción son mayores que las que actúan lateralmente en el puente, de igual modo se coloca el pin de seguridad.

Uniones

El diseño de estas se hizo a partir de las fuerzas obtenidas con el SAP, empleando las formulas del AWS.

Calzada

CUADRO 26. DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE EN CALZADA (W20x46 (W8x31)-W16x37 (W6x25))

Acero	F _y (Ton/m ²)	35000
Soldadura	F _{EXX} (Ton/m ²)	50000
Espesor de la garganta (cm)		0,50
Espesor efectivo (cm)		0,40
Longitud (cm)		10,00
Área de la soldadura (cm ²)		3,54
Resistencia de diseño (Ton)		7,95
Resistencia requerida (Ton)		3,50
Condición		Cumple

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)
Ver detalle en planos C-3, lámina 8.

CUADRO 27. DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE EN CALZADA (W25x80 (W10x54)-W20x46 (W8x31))

Acero	F _y (Ton/m ²)	35000
Soldadura	F _{EXX} (Ton/m ²)	50000
Espesor de la garganta (cm)		0,5
Espesor efectivo (cm)		0,4
Longitud (cm)		15,00
Área de la soldadura (cm ²)		5,30
Resistencia de diseño (Ton)		11,93
Resistencia requerida (Ton)		7,50
Condición		Cumple

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)
Ver detalle en planos C-2, lámina 8.

CUADRO 28. DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE EN CALZADA (W25x80 (W10x54)-W25x80 (W10x54))		
Acero	F_y (Ton/m ²)	35000
Soldadura	F_{EXX} (Ton/m ²)	50000
Espesor de la garganta (cm)		0,5
Espesor efectivo (cm)		0,4
Longitud (cm)		15,00
Área de la soldadura (cm ²)		5,30
Resistencia de diseño (Ton)		11,93
Resistencia requerida (Ton)		5,60
Condición		Cumple

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)
Ver detalle en planos C-1, lámina 8.

CUADRO 29. DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE EN CALZADA (W25x80 (W10x54)-W16x37 (W6x25))		
Acero	F_y (Ton/m ²)	35000
Soldadura	F_{EXX} (Ton/m ²)	50000
Espesor de la garganta (cm)		0,5
Espesor efectivo (cm)		0,4
Longitud (cm)		10,00
Área de la soldadura (cm ²)		3,54
Resistencia de diseño (Ton)		7,95
Resistencia requerida (Ton)		1,07
Condición		Cumple

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)
Ver detalle en planos C-3, lámina 8.

Superficie de ruedo

La soldadura empleada será de punto con electrodo E60-1X.

Armadura

CUADRO 30. DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE EN ARMADURA		
Acero	F_y (Ton/m ²)	35000
Soldadura	F_{EXX} (Ton/m ²)	50000
Espesor de la garganta (cm)		0,5
Espesor efectivo (cm)		0,4
Longitud (cm)	Alas	15,00
	Alma	20,00
Área de la soldadura (cm ²)		12,40
Resistencia de diseño (Ton)		33,41
Resistencia requerida (Ton)		28,88
Condición		Cumple

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)
Ver detalles en planos A-1, A-2, A-3, A-4 y A-5, lámina 11.

Diafragmas Inferiores

CUADRO 31. DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE EN DIAFRAGMAS INFERIORES		
Acero	F_y (Ton/m ²)	35000
Soldadura	F_{EXX} (Ton/m ²)	50000
Espesor de la garganta (cm)		0,5
Espesor efectivo (cm)		0,4
Longitud (cm)	Alas	15,0
	Alma	15,0
Área de la soldadura (cm ²)		10,60
Resistencia de diseño (Ton)		28,63
Resistencia requerida (Ton)		23,75
Condición		Cumple

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)
Ver detalles en planos D-1 y D-2, lámina 11.

Armaduras de apoyo

CUADRO 32. DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE EN ARMADURA DE APOYO		
Acero	F_y (Ton/m ²)=	35000
Soldadura	F_{EXX} (Ton/m ²)=	50000
Espesor de la garganta (cm)		0,5
Espesor efectivo (cm)		0,4
Longitud (cm)	Alas	0,20
	Alma	0,20
Área de la soldadura (cm ²)		14,10
Resistencia de diseño (Ton)		38,18
Resistencia requerida (Ton)		36,25
Condición		Cumple

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)
Ver detalle en planos A-6, lámina 11.

Ménsulas

CUADRO 33. DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE EN MÉNSULA (HORIZONTAL)		
Acero	F_y (Ton/m ²)=	35000
Soldadura	F_{EXX} (Ton/m ²)=	50000
Espesor de la garganta (cm)		0,5
Espesor efectivo (cm)		0,4
Longitud (cm)		40,0
Área de la soldadura (cm ²)		14,1
Resistencia de diseño (Ton)		31,82
Resistencia requerida (Ton)		23,19
Condición		Cumple

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)
Ver detalle en planos Detalle Ménsulas, lámina 12.

CUADRO 34. DISEÑO DE SOLDADURA DE FILETE EN MÉNSULA (VERTICAL)		
Acero	F_y (Ton/m ²)=	35000
Soldadura	F_{EXX} (Ton/m ²)=	50000
Espesor de la garganta (cm)		0,50
Espesor efectivo (cm)		0,40
Longitud (cm)		20,00
Área de la soldadura (cm ²)		7,07
Resistencia de diseño (Ton)		15,91
Resistencia requerida (Ton)		9,93
Condición		Cumple

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)
Ver detalle en planos Detalle Ménsulas, lámina 12.

Rigidizadores

Por solicitud de la empresa, se colocan rigidizadores en algunas conexiones. Estos consisten en placas de 10mm de espesor que se colocan en las cuerdas horizontales de las armaduras del puente con el fin de darle continuidad a los elementos.

Ruedas

CUADRO 35. FUERZAS Y CAPACIDAD MAXIMA ACTUANTES EN LOS ELEMENTOS DE LAS RUEDAS			
Elemento		Carga Admisible	Fuerza actuante
Pasador 30mm Φ Cortante (Ton)		14,12	9,04
Placa 20mm (Ton)	Cortante (Ton)	10,25	9,04
	Aplastamiento (Ton/m ²)	15510,00	11249,50

Fuente: Elaboración propia (Microsoft Office Excel 2007)



Figura 18. Perfil de Rueda.
Fuente: Elaboración propia (AutoCAD 2012)

Planos

En el apéndice B se muestran los planos del puente, así como de su estructura de soporte.

Análisis de Resultados

El presente capítulo analizará los datos expuestos en los cuadros y figuras del capítulo anterior de resultados.

Dadas las condiciones de rigidez y masa tan únicas generadas por la geometría irregular del puente y su sistema de apoyos no simétricos, ambas matrices de rigidez y masa son dispersas. Lo anterior genera modos con poca participación masa y sin un claro modo principal evidenciado por los primeros 50 modos, ya que todos son locales con periodos bajos.

La estructura tiene una gran rigidez lateral, lo que limita el movimiento en este sentido del puente pero no el de cada elemento individual. Esto ya que la relación masa/rigidez de cada uno es más crítica que la general, con lo que se obtienen modos locales.

El algoritmo matemático ordena de mayor a menor el periodo de los modos, por esto y por lo anterior los primeros modos son los locales seguidos por los globales, los cuales no fueron hallados, lo que trae consigo masas bajas y por ende fuerzas sísmicas también bajas.

La sumatoria de participación de masa de los primeros 50 modos es apenas de un 92% en los sentidos x, y y 81% en z, tal como lo muestra el Cuadro 1, mientras que para los primeros 10 modos la participación de carga es cerca de un 64%, lo que manifiesta la carencia de un modo principal.

Tomando en cuenta lo anterior, un análisis dinámico, aunque matemáticamente posible, no es significativo para el diseño sismorresistente de esta estructura. Sin embargo, dado que el diseño de los puentes de poca longitud es dominado por las cargas vehiculares que transitan sobre ellos, se considera que la falta de representatividad del análisis modal no causa incertidumbre en el análisis estructural. Esto es comprobado al acotar que la combinación de carga que siempre dominó fue la segunda del apartado de Marco Teórico, la cual no incluye la carga de sismo.

Además, al analizar el sismo de manera independiente haciendo uso de otro modelo de elemento finito mediante el uso de SAP 2000, se obtiene que la magnitud de los esfuerzos producidos por este son menores al 5% de los esfuerzos generados por las cargas gravitacionales, tal y como lo indica el Cuadro 2. Esto implica que esfuerzos de tan baja magnitud con una probabilidad de ocurrencia también baja no le restan confiabilidad al diseño.

En cuanto a la configuración del puente, el Cuadro 3 señala las variantes empleadas con el fin de realizar una optimización del mismo, y da como resultado que la idónea era la segunda. Esto gracias a las deflexiones obtenidas, ya que se tiene como límite máximo 1,6cm, tal y como lo muestra el Cuadro 4.

En cuanto a los esfuerzos a los que están sometidos los elementos, se puede ver en los Cuadros 7 y 8 cómo, en el caso de las cerchas laterales del puente, la sollicitación en el mayor de los casos es de un 18% de la capacidad total del elemento. Para el caso de los elementos de la calzada, en el Cuadro 10 se puede notar que el más exigido presenta como resultado de la ecuación de interacción un 70%, mientras que el cortante máximo en estos miembros de la estructura no alcanza siquiera el 20% de la capacidad total del elemento. Por último, los elementos de los diafragmas inferiores se encuentran a menos del 15% de su capacidad, tal y como lo muestra el Cuadro 13.

En cuanto a los elementos de apoyo, las cargas mostradas en el Cuadro 16 exigieron que se emplearan armaduras que funcionaran como apoyo para el puente. Además en los Cuadros 20 y 21 se puede notar que la cercha con mayores cargas de flexión es la del margen izquierdo, mientras que en cuanto a cargas axiales, la que presenta las mayores es la del margen derecho según los Cuadros 17 y 19.

La figura 24 muestra los esfuerzos a los que está sometida la ménsula, los cuales nunca

son mayores al 70% del esfuerzo de fluencia del acero.

En el Apéndice A se observa que, de los 8 pernos usados en el anclaje, los 3 superiores son los que están sometidos a más carga de tracción. Además, la falla por acero es poco probable pues solo se está usando un 5% de su capacidad, la exigencia máxima la tiene el concreto circundante a los pernos.

En cuanto a las conexiones, se diseñaron únicamente las soldaduras de filete, ya que “las soldaduras de filete han mostrado ser más débiles que las soldaduras de bisel, ranura o tope”.⁸ Por lo anterior se puede suponer que las primeras ya mencionadas serán resistentes a los esfuerzos, pues la resistencia del electrodo es mayor que la del acero y se está sustituyendo todo el volumen de acero retirado por la soldadura.

⁸ J. McCormac. Diseño de estructuras de acero, método LRFD, página 352.

Conclusiones y recomendaciones

Conclusiones

Como resultado del análisis, se llega a un listado de conclusiones, el cual define las características geométricas y materiales adecuados para cada uno de los elementos que componen el puente.

- a. Se comprueba que, en puentes cortos, dominan las cargas vehiculares que deberá soportar y no las de sismo ni el peso propio de la estructura.
 - b. Dado lo anterior, la poca representatividad del análisis dinámico de la estructura no afecta la confiabilidad del diseño.
 - c. El diseño está regido por las condiciones de servicio y no por la resistencia lo que da como resultado elementos sobrediseñados, aunado a la disponibilidad limitada de materiales por parte de la empresa.
 - d. Los apoyos deberán estar formados por perfiles W16x37 (W6x25).
 - e. Los diafragmas inferiores aportan gran rigidez a la estructura, lo que disminuye las deflexiones verticales significativamente.
- color, la primera antes del ensamblaje de las piezas y la segunda luego de ella.
- d. En cuanto a la velocidad máxima que podrá alcanzar el vehículo mientras transita por el puente, se recomienda que esta no exceda 10km/h.
 - e. Finalmente, dadas las limitaciones de materiales presentes en la elaboración del proyecto, este podría ser optimizado por lo que se le recomienda al ICE, en caso de ser posible el cambio de los elementos, revisar el diseño de los mismo con el fin de lograr la optimización antes mencionada.

Recomendaciones

- a. Para próximos proyectos de esta naturaleza, se recomienda al ICE prever este tipo de problemas, ya que aunque el puente diseñado proporciona un adecuado acceso, no deja de ser una solución poco práctica y poco estética, así como costosa, cuando su justificación es una situación previsible.
- b. Como recomendaciones para el buen funcionamiento, es importante la revisión de las ruedas y rieles antes de cada uso, verificar sus condiciones de engrase y limpieza.
- c. Se recomienda la aplicación de dos capas de pintura anticorrosiva a todos los elementos metálicos, cada una de distinto

Apéndices

En este capítulo se presentarán los siguientes apéndices:

Apéndice A

Resultados del software Profis Anchor 2.4.5. empleado para el diseño de pernos en las ménsulas.

Apéndice B

Planos del puente y su estructura de soporte.

Anexos

En este capítulo se presentarán los siguientes anexos:

Anexo 1.

Tabla de diseño y selección de apoyos y espesor de lámina expandida Perfex.

Anexo 2.

Premisas obras de aporte Cariblanco.

Referencias

- American Association of State Highway of Transportation and Officials (AASHTO). 1998. **LRFD BRIDGE CONSTRUCTION SPECIFICATIONS**.
- American Association of State Highway of Transportation and Officials (AASHTO). 2005. **LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS**.
- American Institute of Steel. 1994. **MANUAL OF STEEL CONSTRUCCIÓN LRFD**. Estados Unidos.
- American Iron and Steel Institute, **THE MAKING OF STEEL**, Washington: Editorial PST. Página 6.
- Calderón, F. 2010. **DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE COLGANTE PARA EL PROYECTO GEOTÉRMICO LAS PAILAS**. Proyecto de graduación (Licenciatura en Ingeniería en Construcción) Instituto Tecnológico de Costa Rica. Cartago, Costa Rica. 5-18p.
- CFIA. 2010. **CÓDIGO SÍSMICO DE COSTA RICA**. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- CFIA. 2013. **LINEAMIENTOS PARA EL DISEÑO SISMORRESISTENTE DE PUENTES**. Costa Rica: Editorial Tecnológica de Costa Rica.
- Cubero, O. 2013. **METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA CARGA VIVA REAL SOBRE UN PUENTE UTILIZANDO INSTRUMENTACIÓN ELECTRÓNICA**. Proyecto de graduación (Licenciatura en Ingeniería en Construcción) Instituto Tecnológico de Costa Rica. Cartago, Costa Rica. 4-22p.
- Fu, G. 2013. **BRIDGE DESIGN & EVALUATION**. New Jersey: Editorial Wiley.
- Haan, D. 2011. **THE IRON BRIDGE**. Tomado desde la página web: http://www.bbc.co.uk/history/british/victorians/iron_bridge_01.shtml. Consultado el 14 de octubre de 2013 a las 11:14am.
- Jiménez, I. 2012. **INSPECCIÓN E INVENTARIO DE 15 ESTRUCTURAS DE PUENTES UBICADAS EN LAS RUTAS CANTONALES DE TOBOSI DE EL GUARCO**. Proyecto de graduación (Licenciatura en Ingeniería en Construcción) Instituto Tecnológico de Costa Rica. Cartago, Costa Rica. 8-13p.
- McCormac, J. 1996. **DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO, MÉTODO LRFD**. México: Editorial Alfaomega.
- Ministerio de Obras Públicas y Transportes (MOPT). 2007. **MANUAL DE INSPECCIÓN DE PUENTES**. San José, Costa Rica.
- Rojas, G. **DISEÑO DE ELEMENTOS DE ACERO POR EL MÉTODO LRFD 1 PARTE**. Costa Rica: Editorial Tecnológica.
- Ruiz, J. 2011. **DIAGNÓSTICO BÁSICO DE LOS PUENTES DE LA RED VIAL CANTONAL DE CURRIDABAT**. Proyecto de graduación (Licenciatura en Ingeniería en Construcción) Instituto Tecnológico de Costa Rica. Cartago, Costa Rica. 6-10p.

PROYECTO HIDROELÉCTRICO CARIBLANCO

OBRA TOMA DE AGUAS-RÍO CARIBLANCO

INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD

U.E.N. PROYECTOS Y SERVICIOS ASOCIADOS

CENTRO DE SERVICIO DISEÑO

ÁREA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y ARQUITECTURA

MARIA FERNANDA ARIAS PORRAS

ING. EDUARDO INFANTE HERRERA

UNIDAD DE DIBUJO - ÁREA ADMINISTRATIVA

NATANAEL PORTUGUEZ ESPINOZA

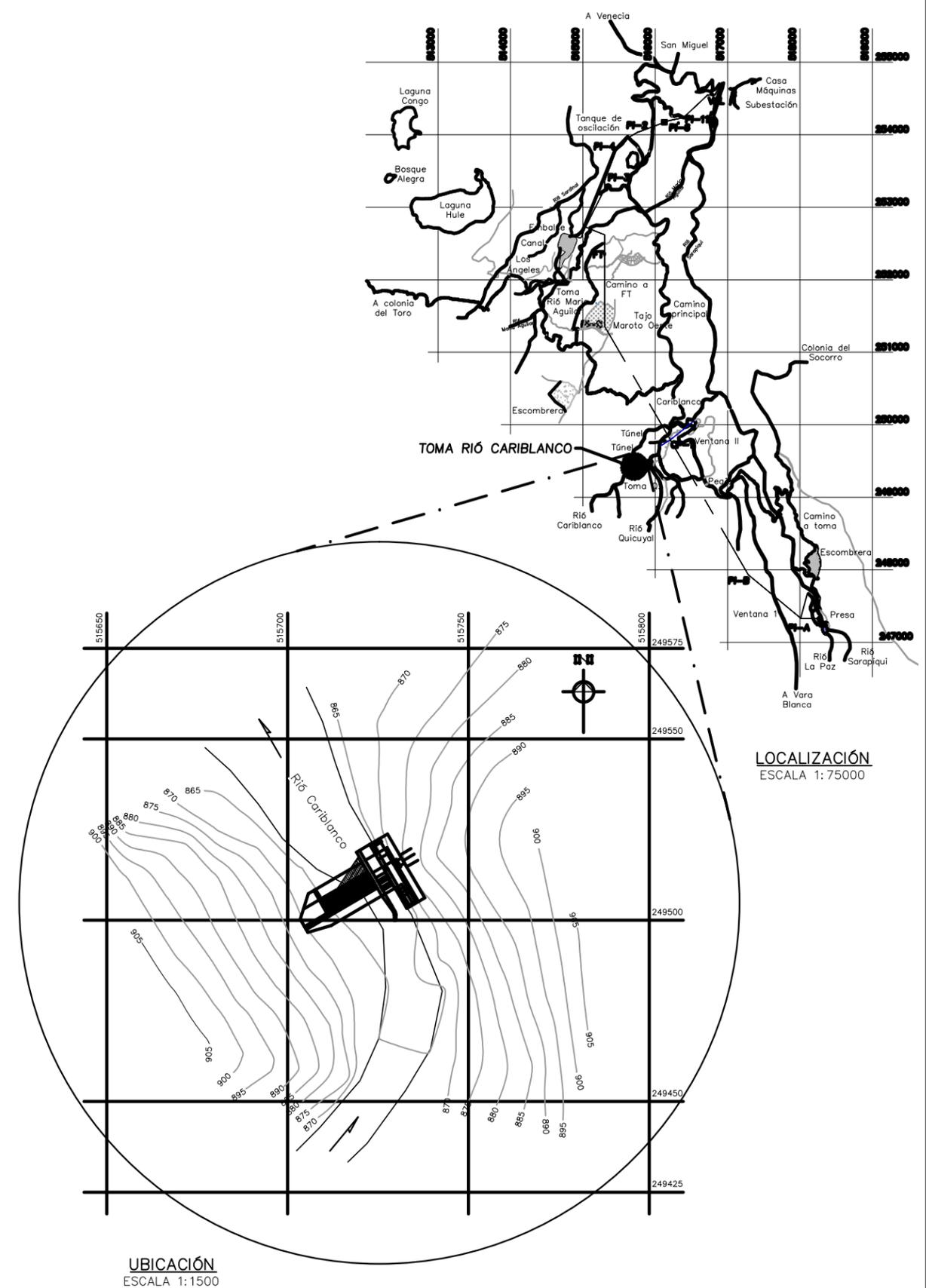
KARLA FLORES CHAVEZ

JUAN CARLOS HERNÁNDEZ MAIRENA



Í N D I C E

LÁMINA	SUBTÍTULO	CONTENIDO	CÓDIGO ICE
1/14	PORTADA	PLANTA DE UBICACIÓN, LOCALIZACIÓN Y ÍNDICE DE LAMINAS	799IEA10188270002
2/14	PLANTA	UBICACIÓN Y DETALLES	799IEA10188270003
3/14	ELEVACIÓN	UBICACIÓN Y DETALLES	799IEA10188270004
4/14	CORTES ① ②	UBICACIÓN Y DETALLES	799IEA10188270005
5/14	VISTA ISOMÉTRICA	UBICACIÓN	799IEA10188270006
6/14	CALZADA	DIMENSIONES Y TIPOS DE PERFILES	799IEA10188270007
7/14	CALZADA	UNIONES	799IEA10188270008
8/14	DETALLES	DIMENSIONES Y CORTES	799IEA10188270009
9/14	ARMADURAS	DIMENSIONES Y UBICACIÓN DE UNIONES	799IEA10188270010
10/14	APOYO Y DIAFRAGMA	DIMENSIONES Y UBICACIÓN DE UNIONES	799IEA10188270011
11/14	DETALLES	DIMENSIONES Y CORTES	799IEA10188270012
12/14	RUEDAS	UBICACIÓN, DIMENSIONES Y CORTES	799IEA10188270013
13/14	RIGIDIZADORES, RIEL, MÉNSULA Y TOPE	UBICACIÓN, DIMENSIONES Y CORTES	799IEA10188270014
14/14	NOTAS GENERALES Y TABLA	SOLDADURA	799IEA10188270015



INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD



U.E.N. PROYECTOS Y SERVICIOS ASOCIADOS
CENTRO DE SERVICIO DISEÑO
ÁREA INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y ARQUITECTURA

PROYECTO HIDROELECTRICO CARIBLANCO
TOMA DE AGUAS RIO CARIBLANCO

PUENTE DESPLAZABLE
PORTADA
PLANTA UBICACION LOCALIZACION E INDICE DE LAMINAS

DISEÑO: Maria Fernanda Arias Porras
DIBUJO: Natanael Portuguez Espinoza
REVISO: Ing. Eduardo Infante Herrera
FECHA: MARZO 2013

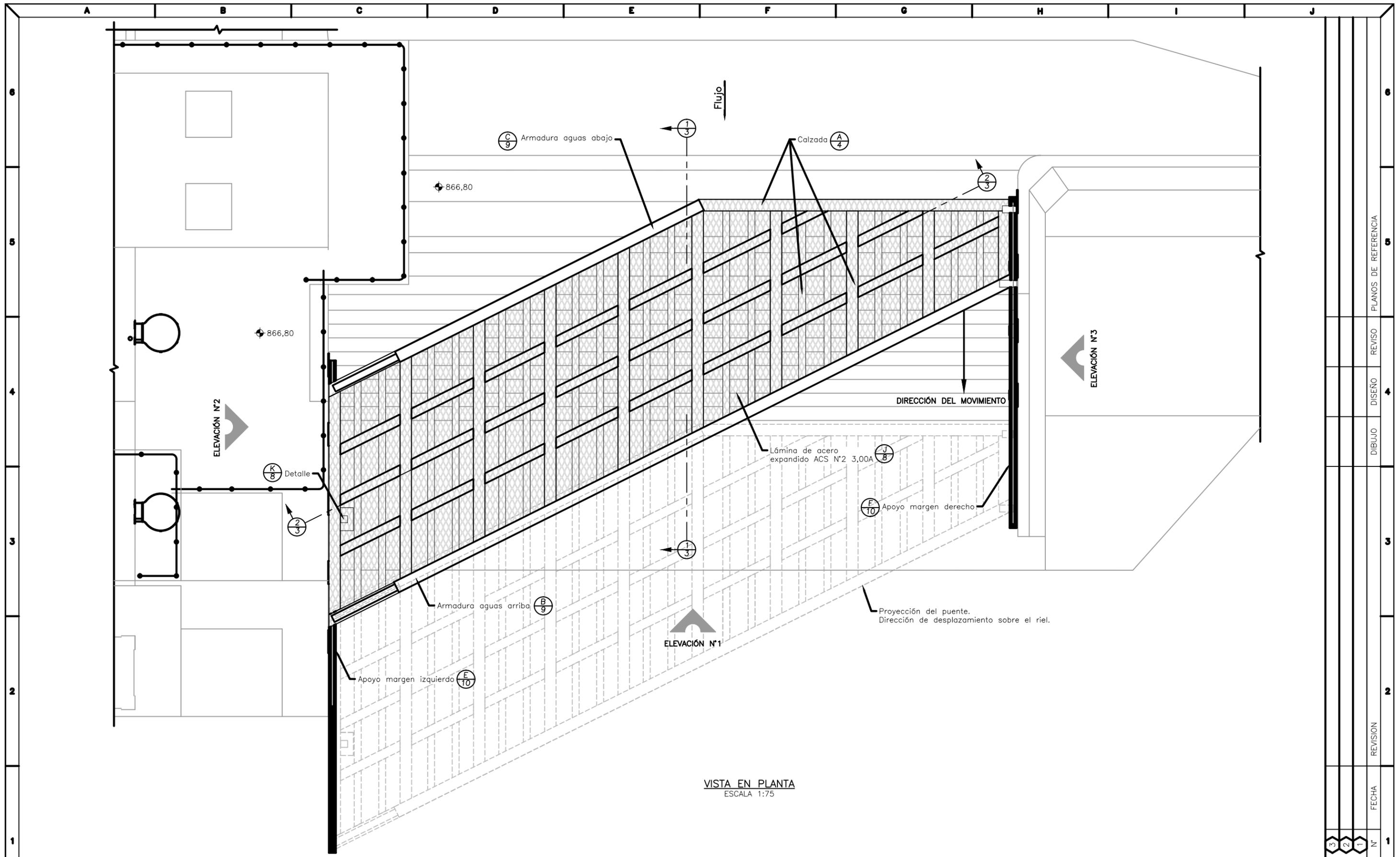
ETAPA: PROYECTO



Lámina N°

1 / 14

PLANOS DE REFERENCIA
REVISO
DISEÑO
DIBUJO
REVISION
FECHA



VISTA EN PLANTA
ESCALA 1:75

3	2	1	N°
			FECHA
			REVISION
			DIBUJO
			REVISO
			PLANOS DE REFERENCIA

INSTITUTO COSTARRICENSE
DE ELECTRICIDAD



U.E.N. PROYECTOS Y SERVICIOS ASOCIADOS
CENTRO DE SERVICIO DISEÑO
ÁREA INGENIERÍA ESTRUCTURAL
Y ARQUITECTURA

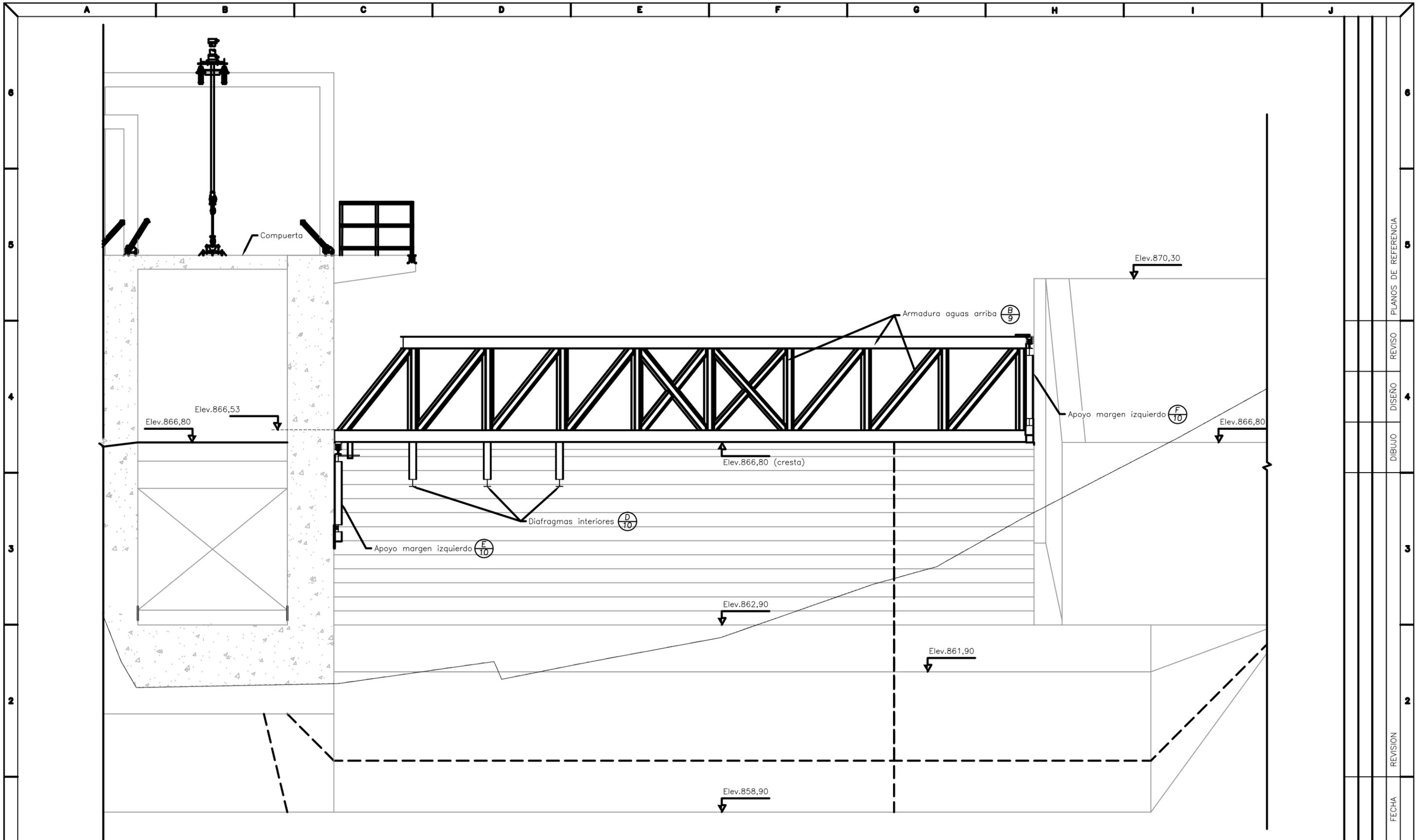
PROYECTO HIDROELECTRICO CALLEBLANCO
TOMA DE AGUAS RIO CARIBLANCO

PUENTE DESPLAZABLE
VISTA EN PLANTA
UBICACION Y DETALLES

DISEÑO: Maria Fernanda Arias Porras	ETAPA: PRELIMINAR
DIBUJO: Natanael Portuguez Espinoza	
REVISO: Ing. Eduardo Infante Herrera	
FECHA: MARZO 2013	



Lámina N°	2
	14



ELEVACIÓN N°1
ESCALA 1:75

3	2	1	N°
			FECHA
			REVISION
			DIBUJO
			DISÑO
			REVISO
			PLANOS DE REFERENCIA

INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD **ice**
 U.E.N. PROYECTOS Y SERVICIOS ASOCIADOS
 CENTRO DE SERVICIO DISEÑO
 ÁREA INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y ARQUITECTURA

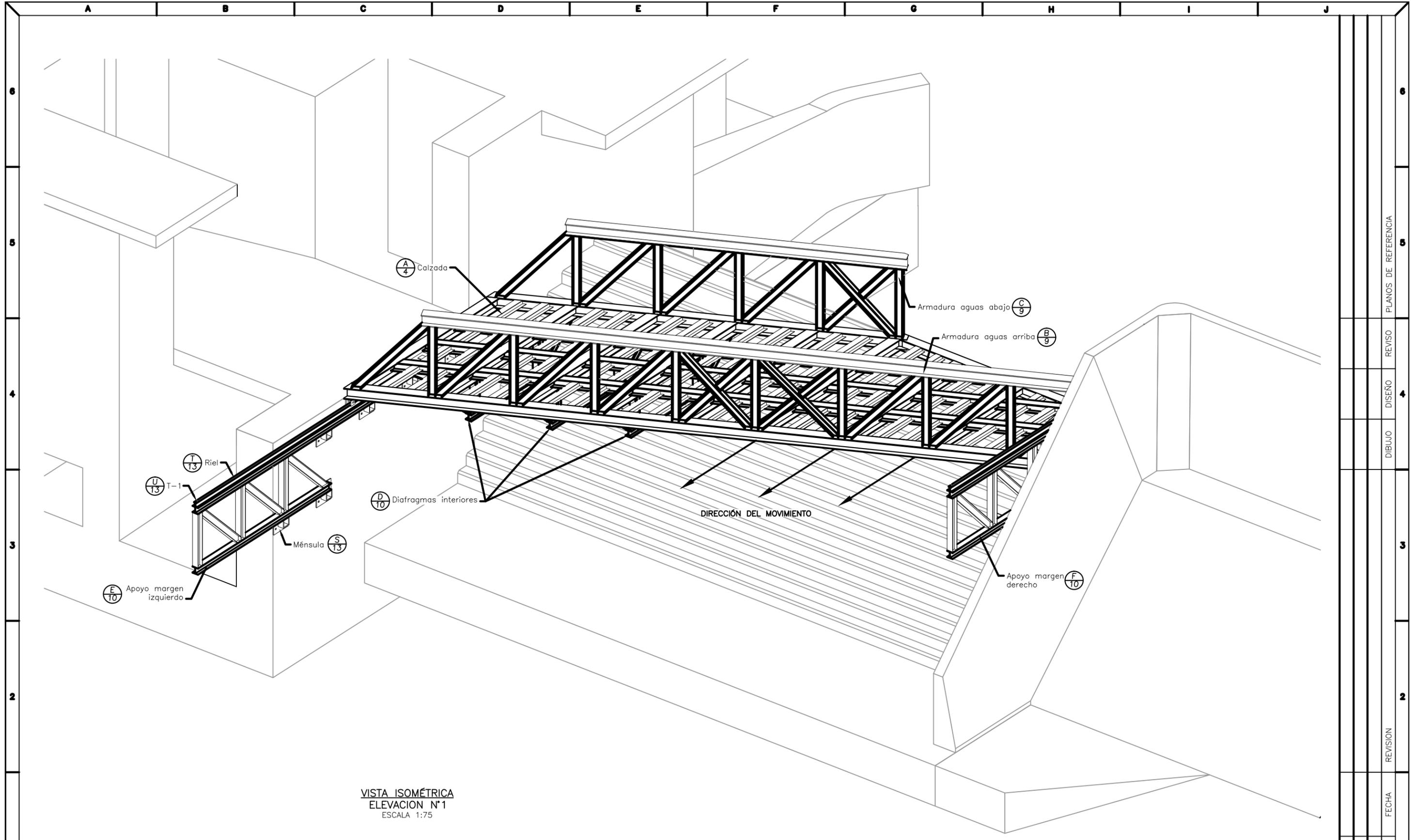
PROYECTO HIDROELECTRICO CALLEBLANCO
 TOMA DE AGUAS RIO CARIBLANCO

PUENTE DESPLAZABLE
 ELEVACION N°1
 PLANTA UBICACION LOCALIZACION E INDICE DE LAMINAS

DISEÑO: Maria Fernanda Arias Porras
 DIBUJO: Natanael Portuguez Espinoza
 REVISO: Ing. Eduardo Infante Herrera
 FECHA: MARZO 2013

ETAPA: PRELIMINAR
TEC

Lámina N°
 3 / 14



VISTA ISOMÉTRICA
ELEVACION N°1
ESCALA 1:75

3	2	1	N°
			FECHA
			REVISION
			DIBUJO
			REVISO
			PLANOS DE REFERENCIA

INSTITUTO COSTARRICENSE
DE ELECTRICIDAD



U.E.N. PROYECTOS Y SERVICIOS ASOCIADOS
CENTRO DE SERVICIO DISEÑO
ÁREA INGENIERÍA ESTRUCTURAL
Y ARQUITECTURA

PROYECTO HIDROELECTRICO CALLEBLANCO
TOMA DE AGUAS RIO CARIBLANCO

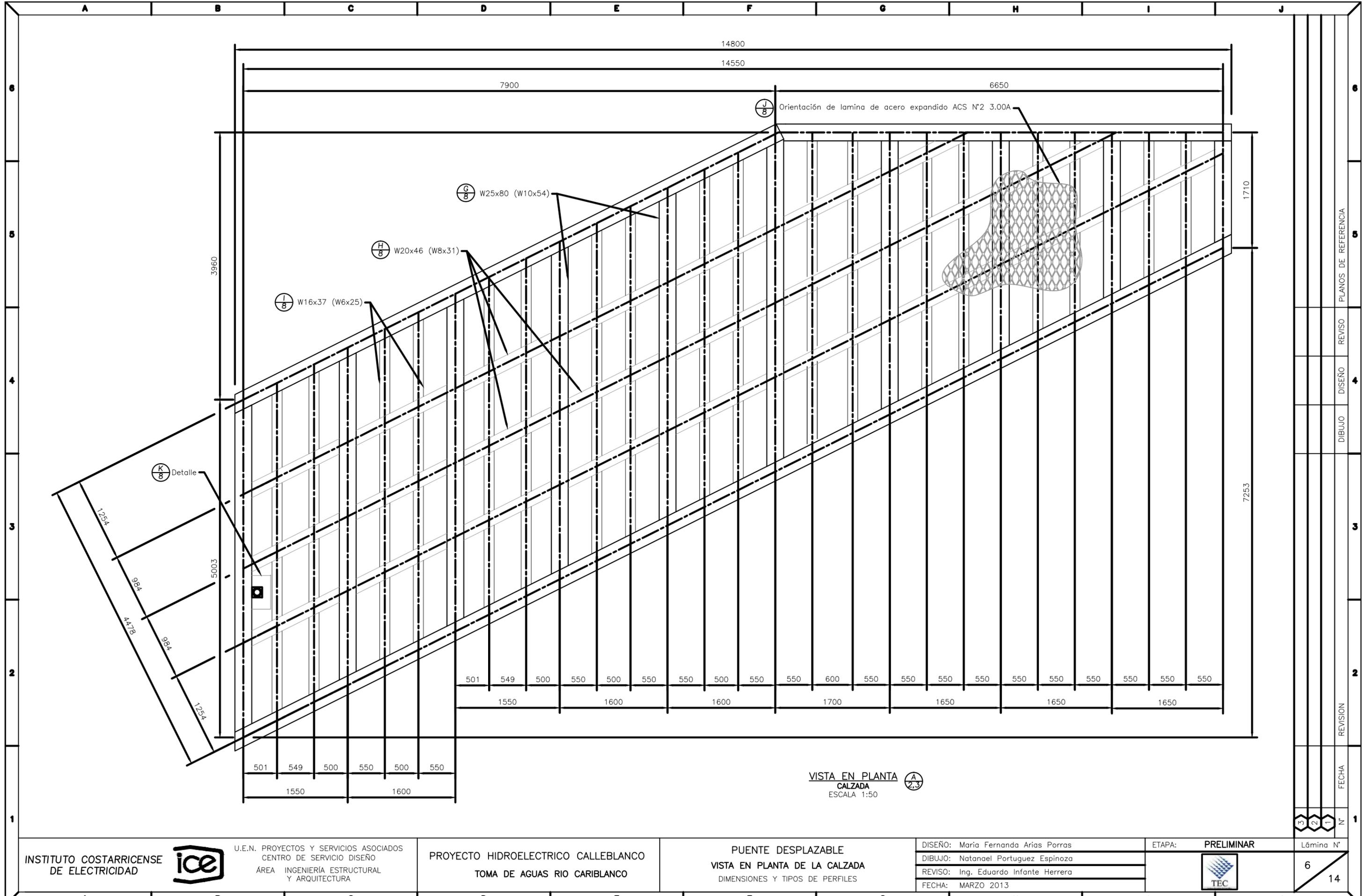
PUENTE DESPLAZABLE
VISTA ISOMETRICA
ELEVACION N°1

DISEÑO: Maria Fernanda Arias Porras
DIBUJO: Natanael Portuguez Espinoza
REVISO: Ing. Eduardo Infante Herrera
FECHA: MARZO 2013

ETAPA: PRELIMINAR



Lámina N°
5
14



3	2	1	N°
			FECHA
			REVISION
			DIBUJO
			REVISO
			PLANOS DE REFERENCIA

INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD



U.E.N. PROYECTOS Y SERVICIOS ASOCIADOS
CENTRO DE SERVICIO DISEÑO
ÁREA INGENIERÍA ESTRUCTURAL Y ARQUITECTURA

PROYECTO HIDROELECTRICO CALLEBLANCO
TOMA DE AGUAS RIO CARIBLANCO

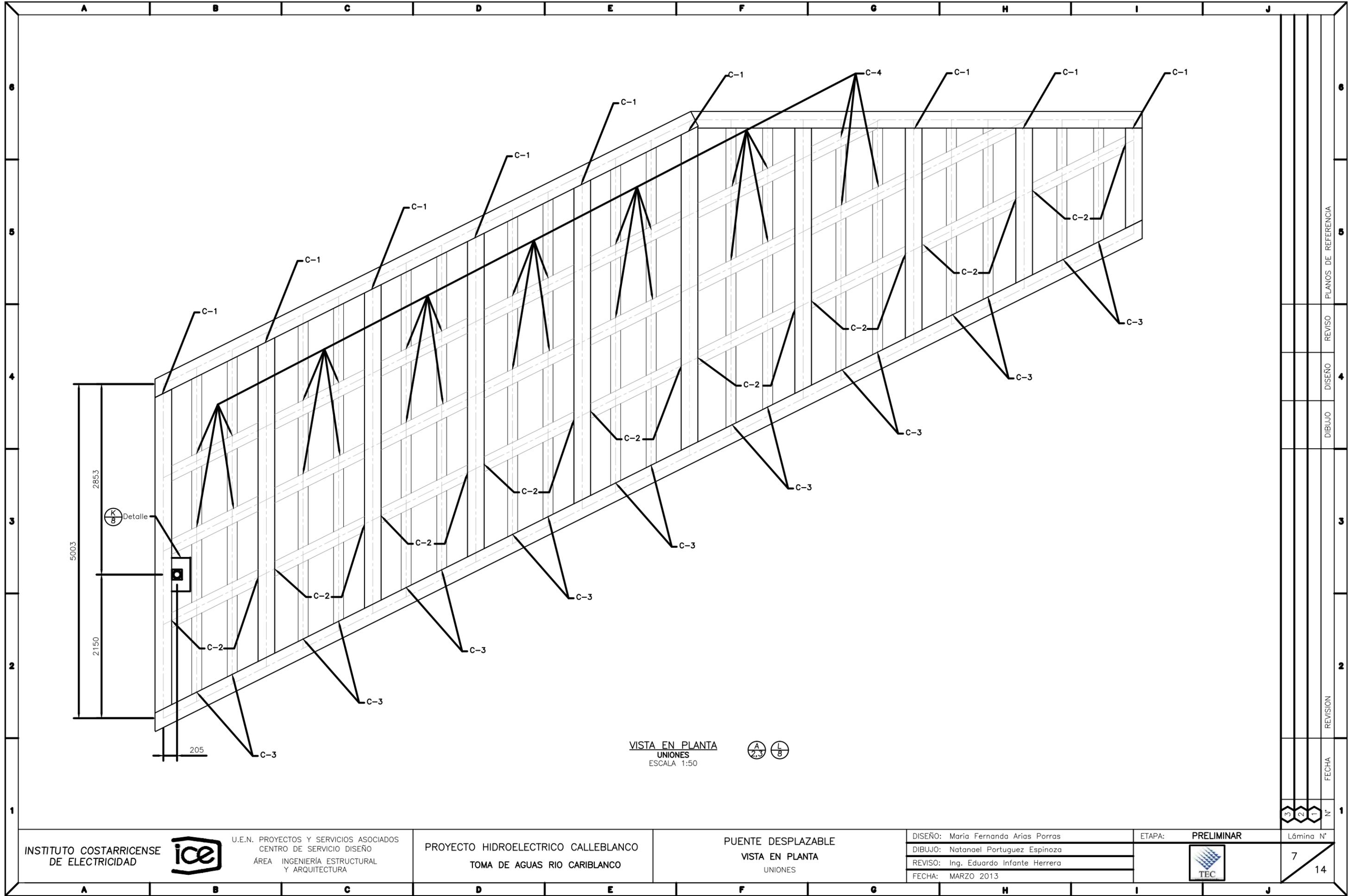
PUENTE DESPLAZABLE
VISTA EN PLANTA DE LA CALZADA
DIMENSIONES Y TIPOS DE PERFILES

DISEÑO: Maria Fernanda Arias Porras
DIBUJO: Natanael Portuguez Espinoza
REVISO: Ing. Eduardo Infante Herrera
FECHA: MARZO 2013

ETAPA: PRELIMINAR



Lámina N°
6
14



VISTA EN PLANTA
UNIONES
ESCALA 1:50



3	2	1	N°
			FECHA
			REVISION
			DIBUJO
			REVISO
			PLANOS DE REFERENCIA

INSTITUTO COSTARRICENSE
DE ELECTRICIDAD



U.E.N. PROYECTOS Y SERVICIOS ASOCIADOS
CENTRO DE SERVICIO DISEÑO
ÁREA INGENIERÍA ESTRUCTURAL
Y ARQUITECTURA

PROYECTO HIDROELECTRICO CALLEBLANCO
TOMA DE AGUAS RIO CARIBLANCO

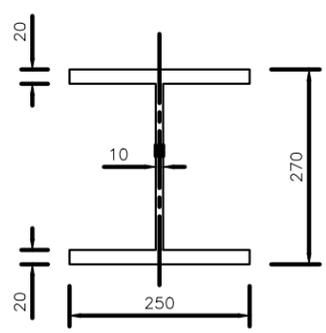
PUENTE DESPLAZABLE
VISTA EN PLANTA
UNIONES

DISEÑO: Maria Fernanda Arias Porras
DIBUJO: Natanael Portuguez Espinoza
REVISO: Ing. Eduardo Infante Herrera
FECHA: MARZO 2013

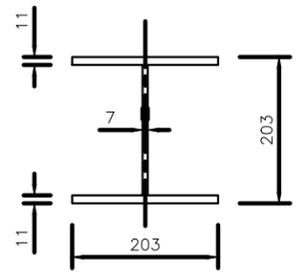
ETAPA: PRELIMINAR



Lámina N°
7
14

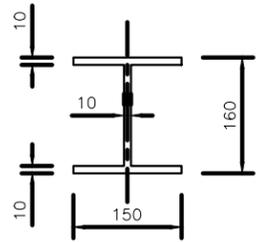


W25X80 (W10X54) $\frac{C}{6}$

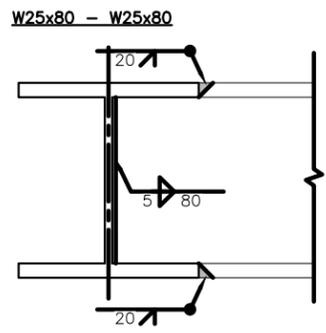


W20X46 (W8X31) $\frac{H}{6}$

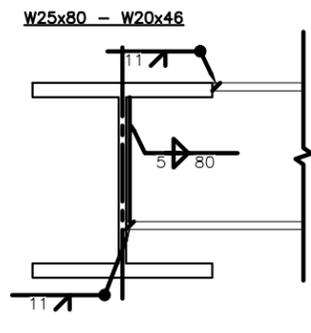
PERFILES
ESCALA 1:10



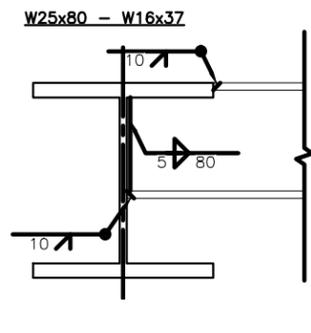
W16X37 (W6X25) $\frac{I}{6}$



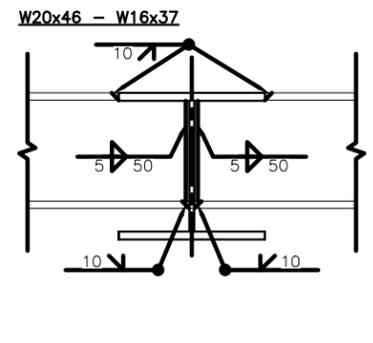
TIPO C-1



TIPO C-2

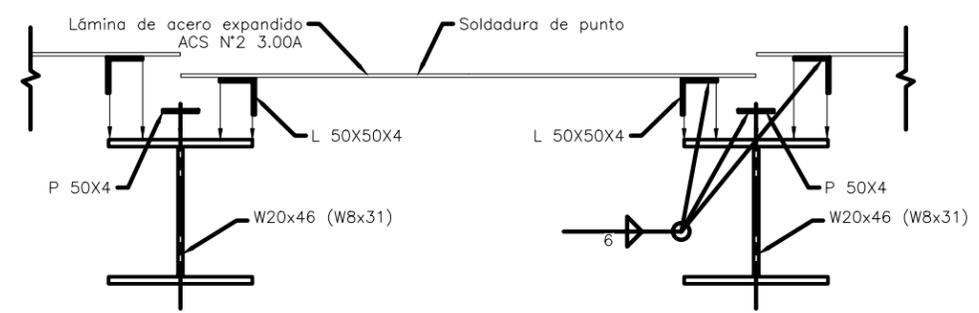


TIPO C-3

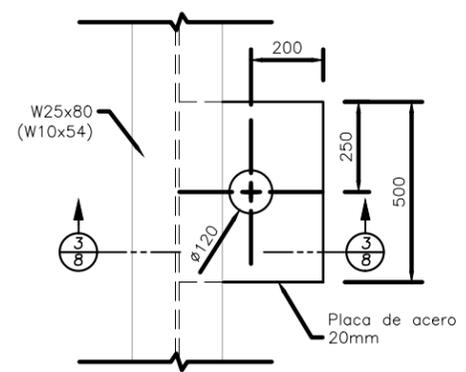


TIPO C-4

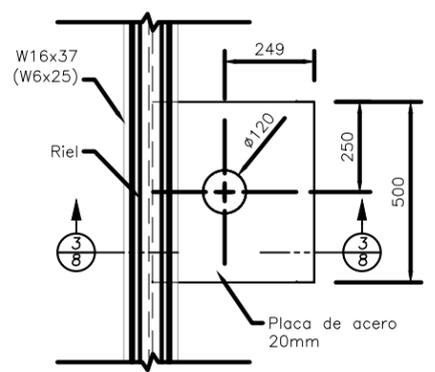
DETALLE DE SOLDADURA
ESCALA 1:10 $\frac{L}{7}$



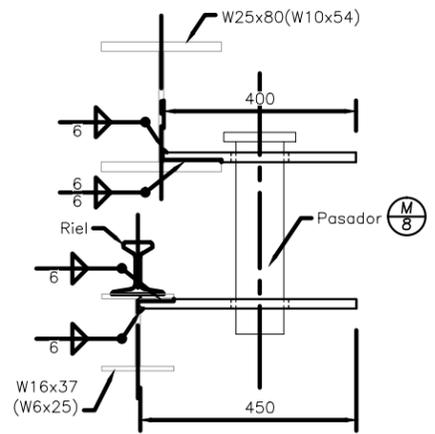
DETALLE DE MONTAJE
LAMINA DE ACERO ESTRUCTURA PRINCIPAL
ESCALA 1:10 $\frac{J}{8}$



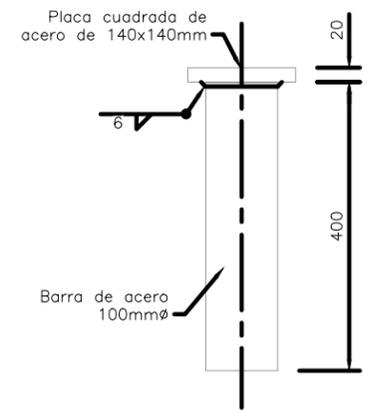
DETALLE PLACA SUPERIOR
PARA PASADOR
ESCALA 1:20 $\frac{K}{8}$



DETALLE PLACA INFERIOR
PARA PASADOR
ESCALA 1:20 $\frac{L}{8}$

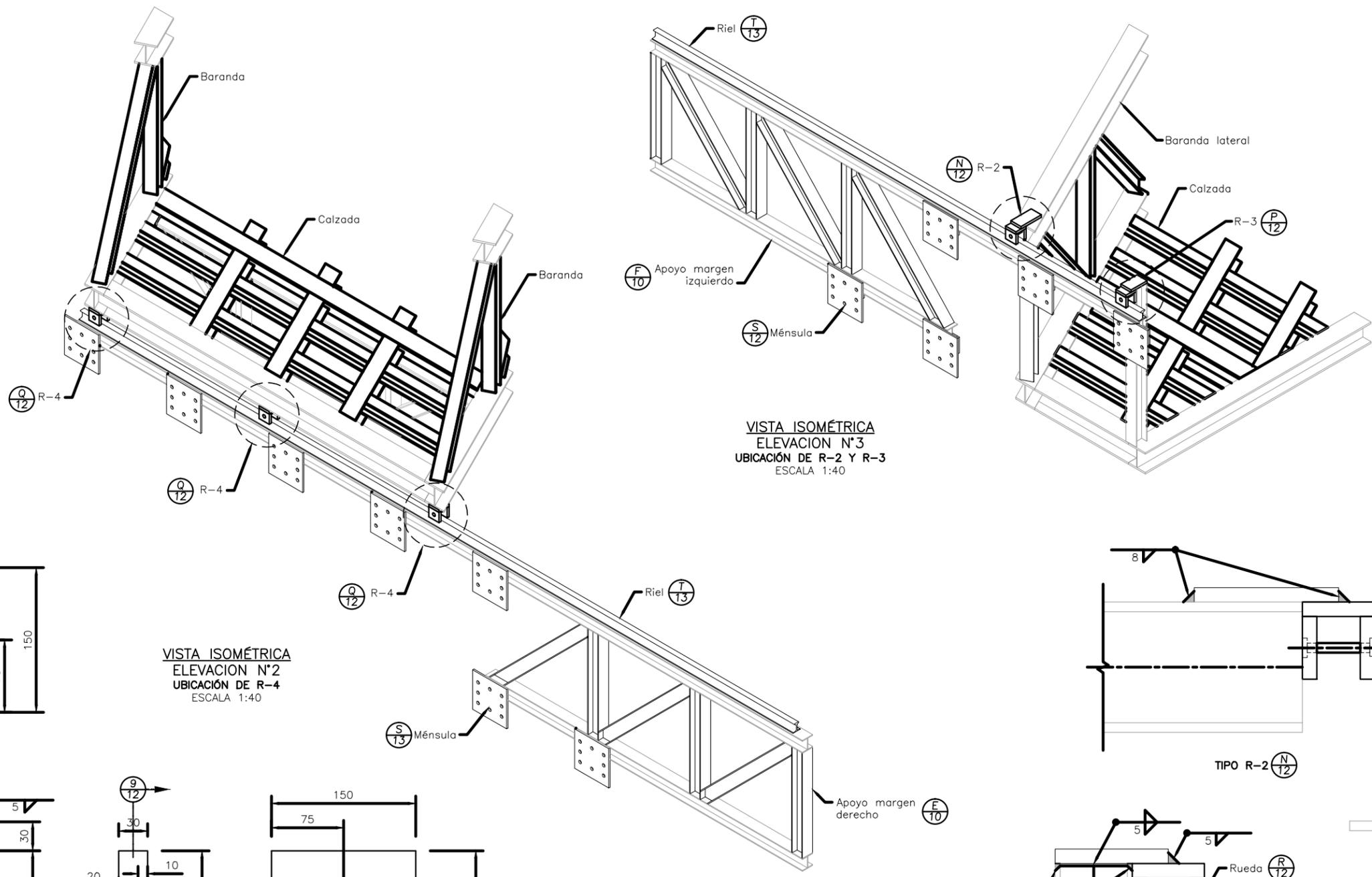


CORTE
ESCALA 1:15 $\frac{M}{8}$



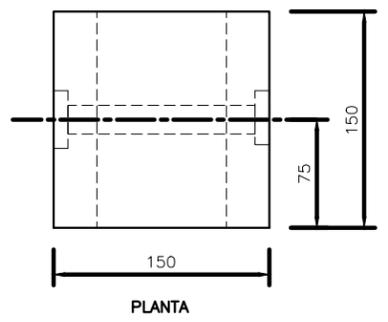
DETALLE DE PASADOR $\frac{N}{8}$
ESCALA 1:10

3	2	1	N°	1
			FECHA	
			REVISION	
			DIBUJO	
			DISEÑO	
			REVISO	
			PLANOS DE REFERENCIA	

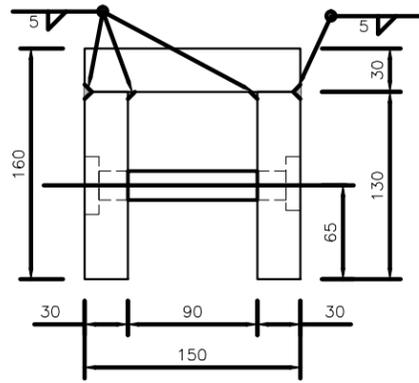


VISTA ISOMÉTRICA
ELEVACION N°3
UBICACIÓN DE R-2 Y R-3
ESCALA 1:40

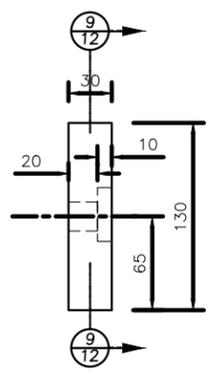
VISTA ISOMÉTRICA
ELEVACION N°2
UBICACIÓN DE R-4
ESCALA 1:40



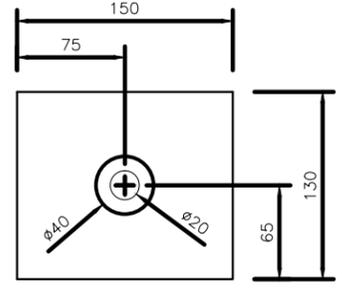
PLANTA



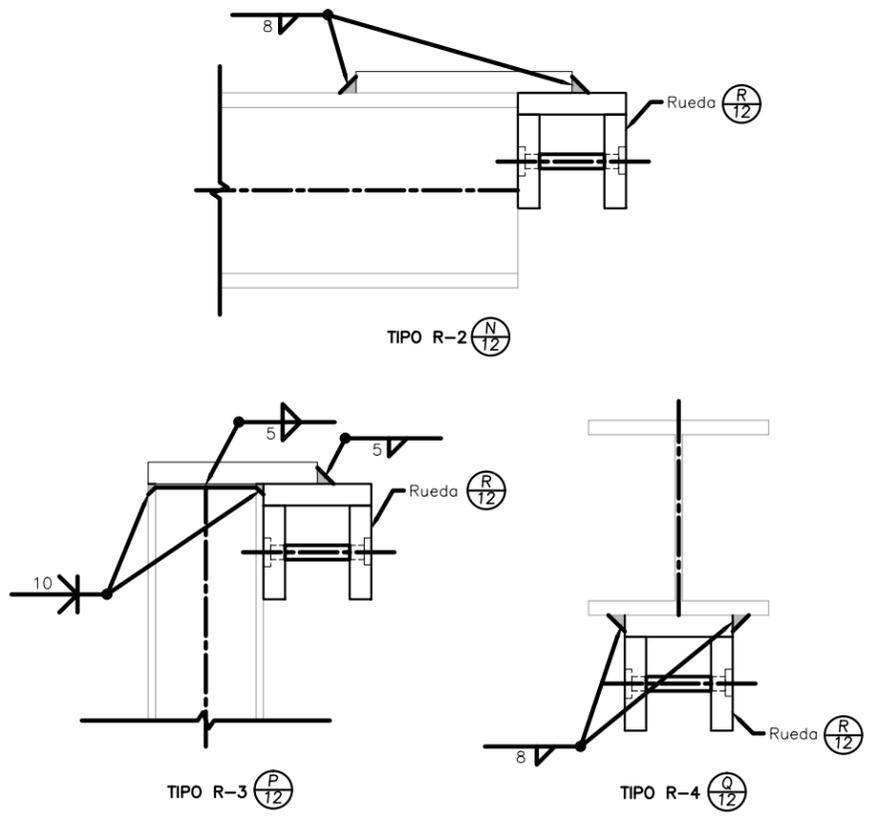
ELEVACIÓN



DETALLE DE RUEDA
ESCALA 1:5



CORTE



DETALLES
ESCALA 1:5

INSTITUTO COSTARRICENSE
DE ELECTRICIDAD



U.E.N. PROYECTOS Y SERVICIOS ASOCIADOS
CENTRO DE SERVICIO DISEÑO
ÁREA INGENIERÍA ESTRUCTURAL
Y ARQUITECTURA

PROYECTO HIDROELECTRICO CALLEBLANCO
TOMA DE AGUAS RIO CARIBLANCO

PUENTE DESPLAZABLE
RUEDAS
UBICACION, DIMENSIONES Y DETALLES

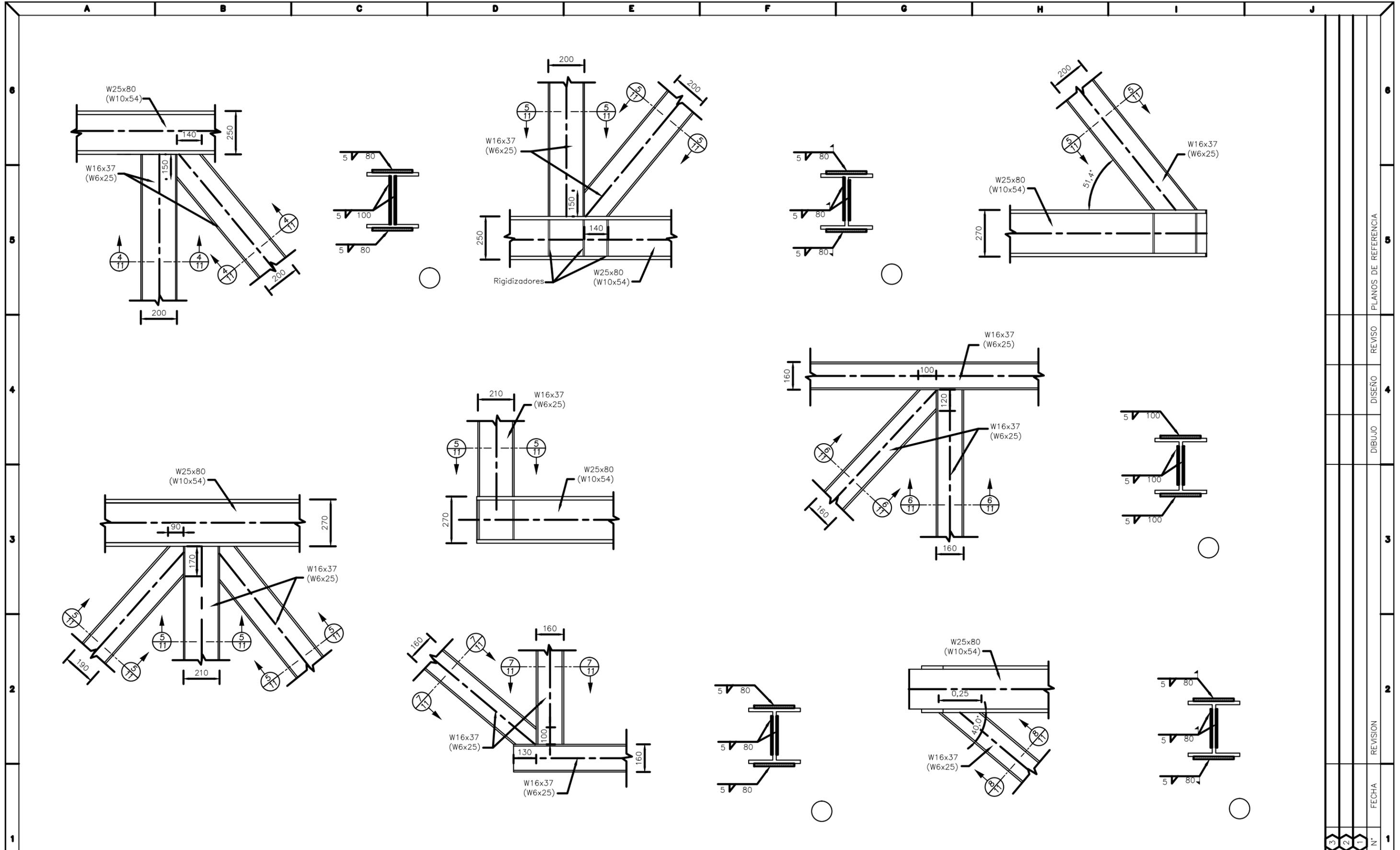
DISEÑO: Maria Fernanda Arias Porras
DIBUJO: Natanael Portuguez Espinoza
REVISO: Ing. Eduardo Infante Herrera
FECHA: MARZO 2013

ETAPA: PRELIMINAR



Lámina N°
9
14

3	2	1	N°
			FECHA
			REVISION
			DIBUJO
			REVISO
			PLANOS DE REFERENCIA



3	2	1	N°
			FECHA
			REVISION
			DIBUJO
			REVISO
			PLANOS DE REFERENCIA

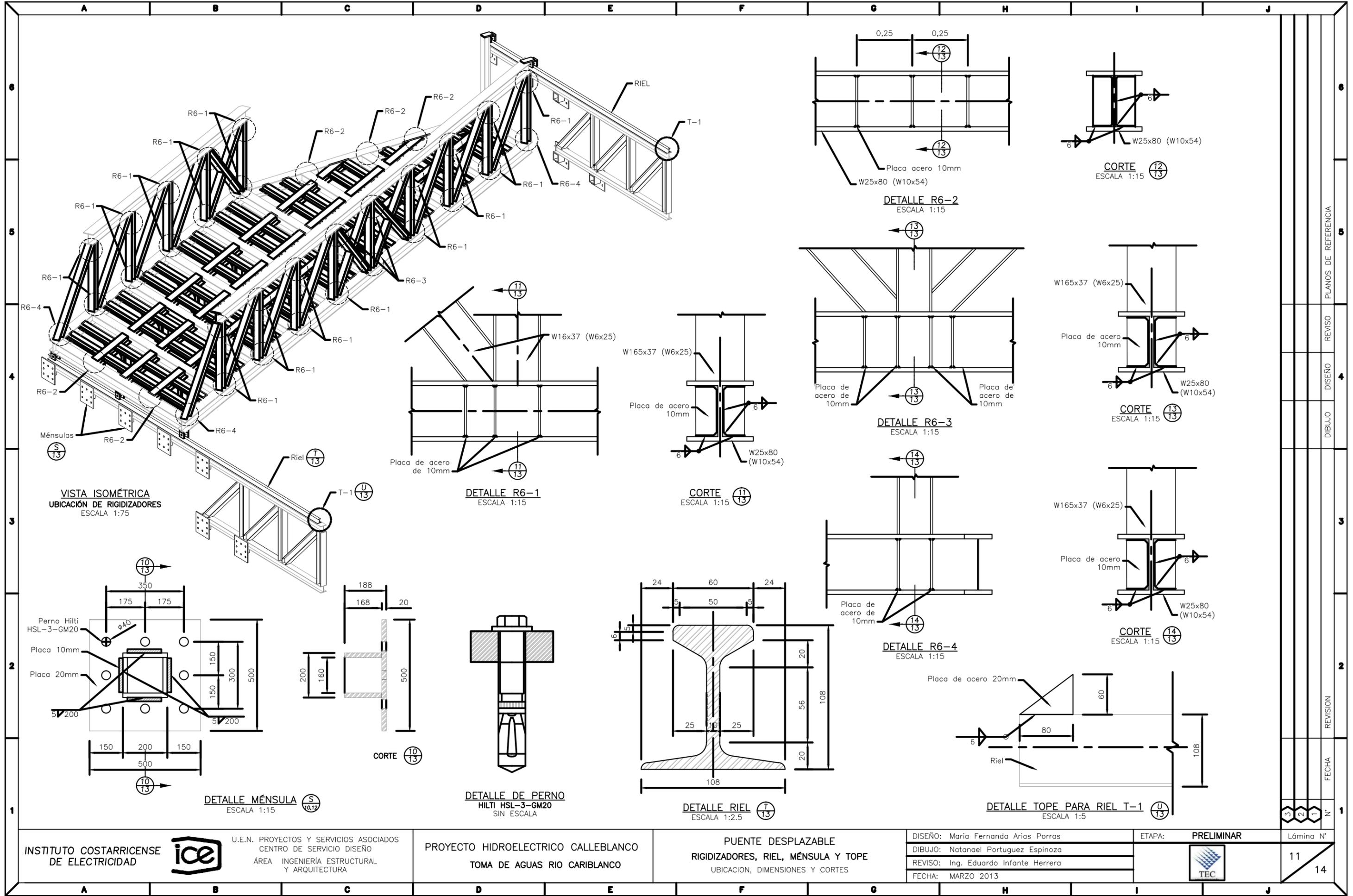
INSTITUTO COSTARRICENSE DE ELECTRICIDAD  U.E.N. PROYECTOS Y SERVICIOS ASOCIADOS CENTRO DE SERVICIO DISEÑO AREA INGENIERIA ESTRUCTURAL Y ARQUITECTURA

PROYECTO HIDROELECTRICO CALLEBLANCO
PUENTE

DISEÑO
DETALLES
DIMENSIONES Y CORTES

DISEÑO: María Fernanda Arias Porras
DIBUJO: Natanael Portuguez Espinoza
REVISO: Ing. Eduardo Infante Herrera
FECHA: MARZO 2013

ETAPA: PROYECTO
 Lámina N° 10 / 14



VISTA ISOMÉTRICA
UBICACIÓN DE RIGIDIZADORES
ESCALA 1:75

DETALLE R6-1
ESCALA 1:15

DETALLE R6-2
ESCALA 1:15

DETALLE R6-3
ESCALA 1:15

DETALLE R6-4
ESCALA 1:15

CORTE 12
ESCALA 1:15

CORTE 13
ESCALA 1:15

CORTE 14
ESCALA 1:15

DETALLE MÉNSULA
ESCALA 1:15

DETALLE DE PERNO
HILTI HSL-3-GM20
SIN ESCALA

DETALLE RIEL
ESCALA 1:2.5

DETALLE TOPE PARA RIEL T-1
ESCALA 1:5

INSTITUTO COSTARRICENSE
DE ELECTRICIDAD



U.E.N. PROYECTOS Y SERVICIOS ASOCIADOS
CENTRO DE SERVICIO DISEÑO
ÁREA INGENIERÍA ESTRUCTURAL
Y ARQUITECTURA

PROYECTO HIDROELECTRICO CALLEBLANCO
TOMA DE AGUAS RIO CARIBLANCO

PUENTE DESPLAZABLE
RIGIDIZADORES, RIEL, MÉNSULA Y TOPE
UBICACION, DIMENSIONES Y CORTES

DISEÑO: María Fernanda Arias Porras
DIBUJO: Natanael Portuguez Espinoza
REVISO: Ing. Eduardo Infante Herrera
FECHA: MARZO 2013

ETAPA: PRELIMINAR



Lámina N°

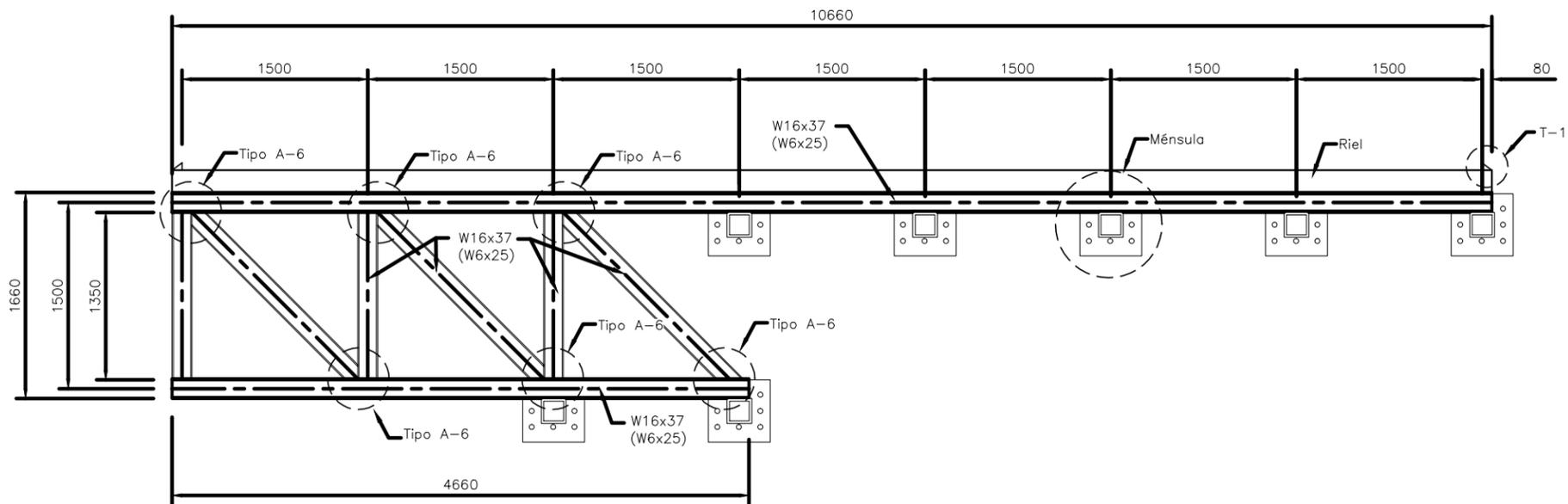
11
14

PLANOS DE REFERENCIA
REVISO
DISEÑO
DIBUJO
REVISION
FECHA

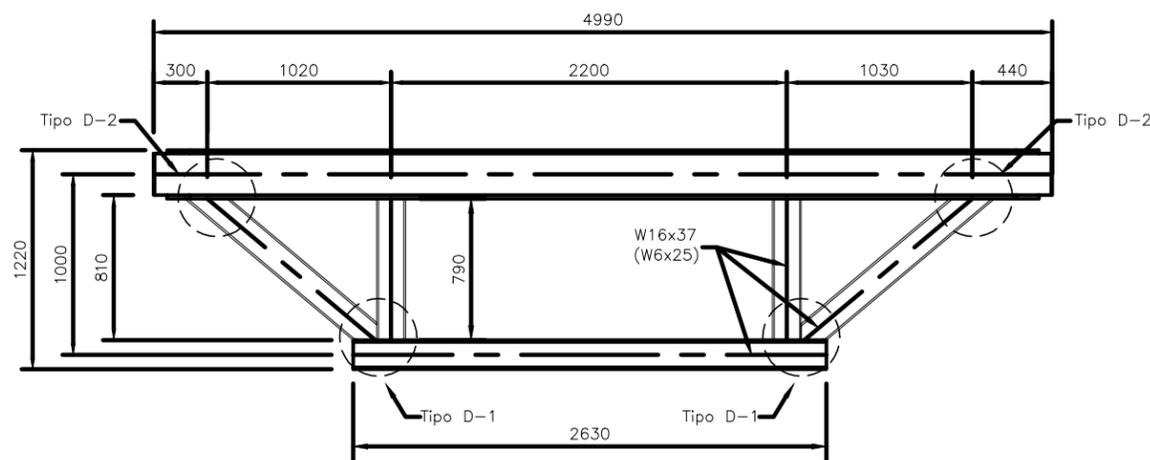
NOTAS GENERALES:

1. Dimensiones en milímetros, salvo otra indicación.
2. Elevación en metros sobre nivel mar (m.s.n.m.)
3. Los nombres de los perfiles metálicos corresponden a unidades de cm/kg/m, entre paréntesis unidades de pulg/lb/pie.
4. Todas las medidas deberán verificarse en obra antes de iniciar la fabricación de la estructura metálica.
5. Todo el acero será grado 50.
6. Todos los elementos metálicos se pintarán con dos manos de base anticorrosiva (cada uno con distinto color). La primera mano de base se aplicará antes del trabajo de fabricación, para cubrir las superficies que quedaran inaccesibles después del ensamblaje. la segunda mano se aplicará una vez concluido el proceso de fabricación y montaje.
7. La superficie de los elementos estructurales deben estar completamente libres de grasa, escoria, polvo y cualquiera otro material ajeno al acero.
8. Las manos de base anticorrosiva se aplicarán a las soldaduras únicamente después de que estas hayan sido inspeccionadas por el ingeniero inspector.
9. Toda la soldadura se hará de acuerdo a las normas de la "American Welding Society" (AWS).
10. Para la soldadura de elementos estructurales se usarán Soldadura E70-1X.
11. Para la soldadura de la lámina de acero expandido se usará E60-1X.
12. Las soldaduras no deben presentar defectos de excesiva convexidad, garganta insuficiente, socavación, porosidad o sobremonta.
13. Toda la soldadura será inspeccionada visualmente.
14. La calzada deberá ser apuntalada hasta soldar las cerchas laterales.

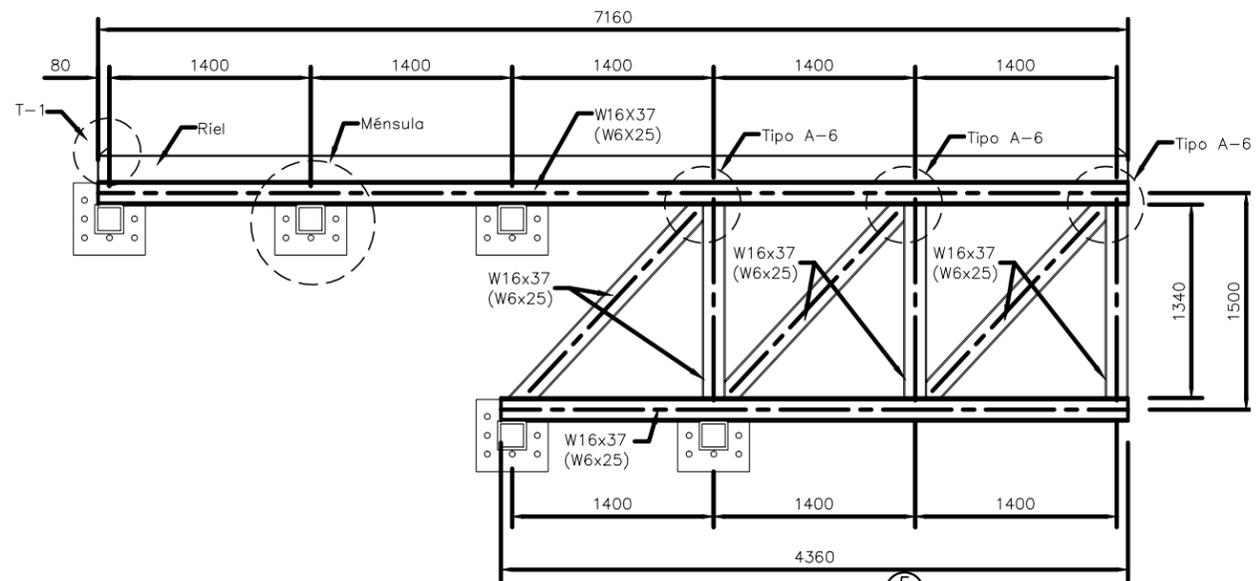
SÍMBOLOS BÁSICOS DE SOLDADURA										
Posterior	Filete	Tapón o ranura	RANURA O A TOPE						Ensamblamiento	Ensamblamiento de bisel
			Cuadrado	V	Bisel	U	J			
SÍMBOLOS BÁSICOS DE SOLDADURA										
Respaldo	Espaciado	Soldadura todo alrededor	Soldadura de campo	CONTORNO		Véase las AWS A,2,4 para todos los símbolos básicos y complementos de soldadura				
				Nivelado	Convexo					
LOCALIZACIÓN ESTÁNDAR DE LOS ELEMENTOS DE UN SÍMBOLO DE SOLDADURA										
<p>NOTA:</p> <p>Tamaño símbolo de la soldadura, longitud y espaciado debe leerse en ese orden de izquierda a derecha sobre la línea de referencia. Ni la orientación de la línea de referencia ni la colocación de la flecha alteran esta regla.</p> <p>El lado perpendicular de los símbolos, debe estar a la izquierda.</p> <p>Las soldaduras en los lados cercanos y alejados son del mismo tamaño a menos que se indique en otra cosa. Las dimensiones de los filetes deben mostrarse en ambos lados.</p> <p>La punta de la bandera del símbolo de campo debe señalarse hacia la cola.</p> <p>Los símbolos se aplican entre los cambios bruscos en la dirección de la soldadura a menos que se muestre el símbolo de "todo alrededor" o se indique algo diferente.</p> <p>Estos símbolos no se refieren al caso de ocurrencia frecuente en las estructuras en donde material duplicado (por ejemplo atiesadores) se localiza en el lado posterior de una placa de nudo o alma. Los fabricantes han adaptado la siguiente convención de estructuras: cuando en la lista de embarque se detecte la existencia de material en el lado posterior, la soldadura para ese lado será la misma que para el lado anterior.</p>										



⊕
E
2,12



⊕
D
3,4



⊕
F
2,12

INSTITUTO COSTARRICENSE
DE ELECTRICIDAD



U.E.N. PROYECTOS Y SERVICIOS ASOCIADOS
CENTRO DE SERVICIO DISEÑO
ÁREA INGENIERÍA ESTRUCTURAL
Y ARQUITECTURA

PROYECTO HIDROELECTRICO CALLEBLANCO
PUENTE

DISEÑO
ARMADURAS
DIMENSIONES Y UBICACION DE UNIONES

DISEÑO: María Fernanda Arias Porras
DIBUJO: Natanael Portuguez Espinoza
REVISO: Ing. Eduardo Infante Herrera
FECHA: MARZO 2013

ETAPA: PROYECTO



Lámina N°

13

14

PLANOS DE REFERENCIA

REVISO

DISEÑO

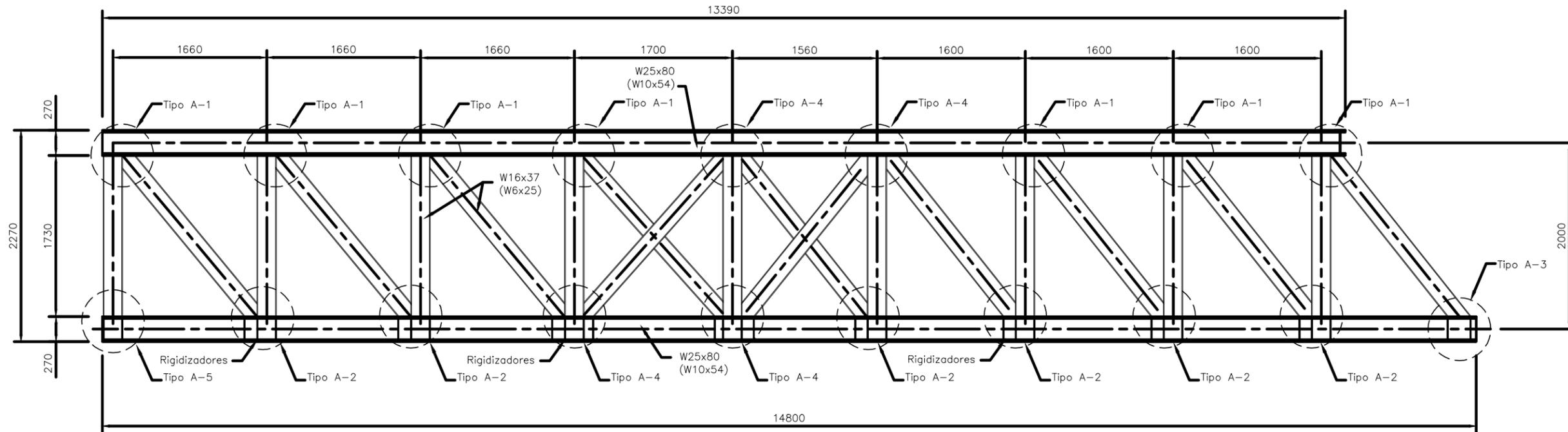
DIBUJO

REVISION

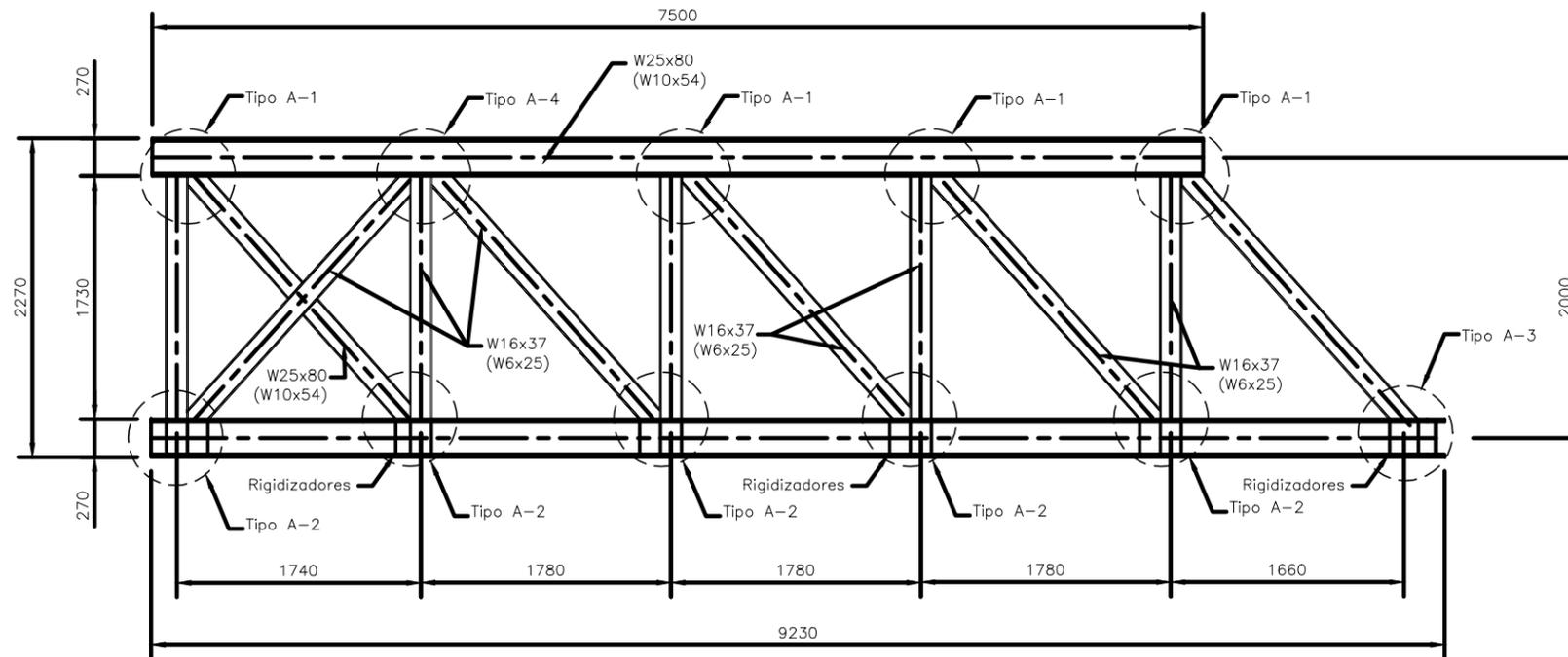
FECHA

N°

3
2
1



ARMADURA AGUAS ARRIBA
 VISTA EN ELEVACIÓN
 ESCALA 1:50



ARMADURA AGUAS ABAJO
 VISTA EN ELEVACIÓN
 ESCALA 1:50

3	2	1	N°
			FECHA
			REVISION
			DIBUJO
			DISEÑO
			REVISO
			PLANOS DE REFERENCIA

INSTITUTO COSTARRICENSE
 DE ELECTRICIDAD



U.E.N. PROYECTOS Y SERVICIOS ASOCIADOS
 CENTRO DE SERVICIO DISEÑO
 ÁREA INGENIERÍA ESTRUCTURAL
 Y ARQUITECTURA

PROYECTO HIDROELECTRICO CALLEBLANCO
 PUENTE

DISEÑO
 ARMADURAS
 DIMENSIONES Y UBICACION DE UNIONES

DISEÑO: María Fernanda Arias Porras
 DIBUJO: Natanael Portuguez Espinoza
 REVISO: Ing. Eduardo Infante Herrera
 FECHA: MARZO 2013

ETAPA: PROYECTO



Lámina N°

14 / 14