



Universidad Nacional
Federico Villarreal

Vicerrectorado de
INVESTIGACIÓN

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO DE ENCOFRADO VIGA CAJÓN DE UN PUENTE A CONSTRUIRSE
SOBRE UNA QUEBRADA EN EL DEPARTAMENTO DE AREQUIPA**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

MARTINEZ CARMONA LUIS ALFREDO

ASESOR:

Ms. AYBAR ARRIOLA GUSTAVO ADOLFO

JURADO:

Dr. PUMARICRA PADILLA, RAÚL VALENTÍN

Dr. RAMOS FLORES, MIGUEL ANGEL

Mg. TABORY MALPARTIDA, GUSTAVO AUGUSTO

LIMA – PERU

2018

Dedicatoria

A mis padres, hoy puedo decirles meta cumplida.

Agradecimiento

A todos los catedráticos que laboran en mi Alma Máter, la Universidad Nacional Federico Villarreal, por todos los conocimientos y consejos brindados a lo largo de mi etapa universitaria.

Resumen

La presente tesis titulada “DISEÑO DE ENCOFRADO VIGA CAJÓN DE UN PUENTE A CONSTRUIRSE SOBRE UNA QUEBRADA EN EL DEPARTAMENTO DE AREQUIPA” tiene por finalidad el diseño de encofrado de viga cajón de un puente, en este caso un puente ubicado en Arequipa en el distrito de Alto Selva Alegre, el puente es llamado balcones de Chilina. Lo particular de este puente es que esta sobre una quebrada y se tuvo que diseñar dando la mejor solución, ya que un soporte típico con torres de apuntalamiento no se podía usar en este caso.

El diseño y posterior construcción del puente Balcones de Chilina es de suma importancia para el distrito de Alto Selva Alegre, debido a que la única vía que conecta a los asentamientos humanos de la zona de villa ecológica es una trocha carrozable que cruza la quebrada de Huarangueros, la cual expone a los pasajeros de las unidades vehiculares a sufrir accidentes de tránsito. Así mismo, la justificación del tema elegido radica en el caso especial que se presenta, ya que al estar el puente sobre una quebrada se considerarán condiciones estructurales y técnicas especiales.

Palabras clave: Diseño de encofrado viga cajón para puente.

Abstract

The present thesis entitled "DESIGN OF FORMWORK VIGA DRAWER OF A BRIDGE TO BUILD ON A QUEBRADA IN THE AREQUIPA DEPARTMENT" has for its purpose the design of beam formwork of a bridge, in this case a bridge located in Arequipa in the Alto Selva Alegre district, the bridge is called balconies of Chilina. The particular thing about this bridge is that it is on a ravine and it had to be designed giving the best solution, since a typical support with shoring towers could not be used in this case.

The design and subsequent construction of the Balcones de Chilina bridge is of utmost importance for the Alto Selva Alegre district, because the only road that connects the human settlements of the ecological village is a carriage trail that crosses the Huarangueros stream , which exposes the passengers of the vehicular units to suffer traffic accidents. Likewise, the justification of the chosen theme lies in the special case that is presented, since the bridge over a ravine will be considered structural conditions and special techniques.

Keywords: Design of formwork girder box for bridge.

Introducción

En la presente tesis se desarrolló una de las formas de solución para un encofrado de viga cajón de un puente considerando la dificultad de que éste será construido sobre una quebrada. •

En primer lugar, se estudió la geometría y la ubicación del tramo de puente a calcular; luego se calculó el peso del concreto que se transfiere hacia los elementos del encofrado. Y después se diseñó el encofrado a colocar. Es importante mencionar que el análisis y cálculo de las cargas se realizó con el programa estructural llamado Winbeam.

Para el diseño del puente Balcones de Chilina se hizo una plataforma con paneles auto soportantes donde se apoyarán las torres de apuntalamiento, para soportar esta plataforma se usarán vigas metálicas de distribución ubicadas en puntos específico.

Estas torres principales serán las que van a soportar toda la carga del puente y como se verá, solo estarán ubicadas en 3 puntos en toda la longitud del tramo a apuntalar.

Para el cálculo de los elementos EFCO primero se calculó el peso de la estructura por la altura variable del cajón. Se tomaron 10 puntos en longitud y se calcularon los pesos en esos puntos. Esos pesos se transmitirán a las vigas E-Beam y estas a las Z-Beam que a su vez serán soportadas por los postes EZ-Deck. Una vez que tenemos las cargas en cada poste se procederá a calcular la plataforma Plate Girder y las torres principales.

Índice

Dedicatoria	2
Agradecimiento.....	3
Resumen	4
Abstract	5
Introducción.....	6
Capítulo I: Introducción	10
1.1 Descripción y formulación del problema	10
1.2 Antecedentes	11
1.3 Objetivos.....	17
1.4 Justificación e importancia	17
1.5 Hipótesis	18
Capítulo II: Marco Teórico.....	19
2.1 Encofrados Metálicos	19
2.2. Definición de términos	21
2.3 Normatividad	23
Capítulo III: Método	24

3.1 Tipo de investigación	24
3.2 Ámbito temporal y espacial	24
3.3 Variables	27
3.4 Población y muestra	28
3.5 Instrumentos.....	29
3.6 Procedimientos.....	29
3.7 Análisis de datos	30
Capítulo IV: Resultados	48
4.1 Resumen de reacciones de E-beams sobre Z-beams	48
4.2 Análisis de losas continuas fraguadas sobre z-beams:	49
4.3 Resumen de reacciones de losa 1 al 6	63
4.4 Análisis del plate girder (pg):	64
4.5 Arriostramiento intermedio en torre Ez-deck	70
Capítulo V: Discusión de resultados.....	77
5.1 Verificación e-beam sobre doble z-beam	77
5.2 Verificación de Poste EZ-Deck.....	77
5.3 Verificación de panel Plate Girder	78

5.4 Verificación de torres ez-deck	81
5.5 Verificación a compresión ángulo de arriostre MCR.....	95
Conclusiones.....	111
Recomendaciones	112
Referencias	113
Anexo 01: Panel fotográfico.....	116
Anexo 02: Planos	121

Capítulo I

Introducción

1.1 Descripción y formulación del problema

La presente tesis plantea el diseño de encofrado de viga cajón de un puente, en este caso un puente que estará ubicado en el departamento de Arequipa en el distrito de Selva Alegre, el puente será llamado balcones de Chilina.

Lo particular de este puente es que estará sobre una quebrada. Por ello se ha realizado el diseño dando la mejor solución, ya que un soporte típico con torres de apuntalamiento no se podría usar en este caso.

La tesis a desarrollarse busca responder preguntas como:

- ¿Realizando un correcto diseño de encofrado de viga cajón se podrá realizar la construcción del puente Balcones de Chilina?
- ¿Qué consideraciones se deben tener en cuenta para diseñar un puente que será construido sobre una quebrada?
- ¿Mediante un eficiente estudio de la geometría de la estructura se podrá calcular el peso correcto que será transmitido a los elementos de encofrado?

1.2 Antecedentes

a) En el ámbito internacional

Patiño Yépez, Jhenny Marcela (2016), señala en la tesis titulada “Evaluación de las principales tecnologías constructivas en puentes y viaductos en el Cantón Cuenca”, tesis para obtener el título profesional de Ingeniera Civil por la Universidad de Cuenca, Ecuador, tiene como objetivo principal, conocer las características y parámetros fundamentales las principales tecnologías constructivas para puentes y viaductos de hormigón armado, hormigón pretensado, metálicos y mixtos, aplicados en el cantón Cuenca.

Teniendo como resultados las siguientes conclusiones:

- De las fuentes de investigación analizadas para los puentes y viaductos en el cantón Cuenca, se encuentra la I. Municipalidad de Cuenca, en su departamento de Obras Públicas, en la que se pudo encontrar información sobre la construcción de puentes y viaductos dentro de la zona urbana y rural del Cantón Cuenca. Otra fuente de información la constituye el departamento de Vialidad del Gobierno Provincial de Azuay, donde se obtiene información de proyectos realizados en las zonas rurales del cantón, en especial de las parroquias más pequeñas y alejadas.

- Además, cabe mencionar, la muy importante información brindada por los profesionales de la rama como ingenieros y arquitectos, siendo esenciales dentro de la ejecución de este trabajo.
- Habiendo obtenido toda la información de las diferentes tecnologías constructivas utilizadas en el cantón Cuenca, y clasificándolas de acuerdo a las variantes: Hormigón Armado incluyendo los hormigonados in situ y premezclados, Prefabricados de Hormigón considerando las construcciones con la técnica del pretensado, y Prefabricados de Acero dentro de los cuales se consideró los puentes con superestructura de acero y losa de hormigón armado (puentes mixtos), se concluye que todas estas tecnologías son aplicadas en la construcción de puentes y viaductos tanto en las zonas urbanas como rurales.

Vintimilla Corral, José Bernardo (2012), señala en el trabajo de investigación “La influencia de los encofrados deslizantes en la construcción de las torres de un puente”, trabajo de investigación para optar el título de Ingeniero Civil por la Universidad Técnica de Ambato – Ecuador, tiene como objetivo principal, analizar la influencia de los encofrados deslizantes en la construcción de la torre de un puente.

Teniendo como resultado las siguientes conclusiones:

- Los espesores nominales en que deben fabricarse los perfiles son de 3, 6, mm. El tablero debe ser lo suficientemente resistente como para soportar una carga de 500kg/m² y no tener una flecha mayor a 11.11mm según el código de la construcción que dice que la deflexión máxima $d_{max}=L/360$
- Las tolerancias máximas son de ± 0.21 mm para 3mm, ± 0.27 mm para 6mm.
- La flecha vertical y lateral no puede ser mayor al 0.2% de la longitud total. Para una longitud de 4m no puede ser mayor a 8 mm.

b) En el ámbito nacional

Condori Mojo, Paúl y Machicao Coa, David (2015), señalan en la tesis titulada “Diseño de un puente segmental de 380m de longitud como propuesta para la construcción del puente ubicado en la autopista Arequipa - La Joya”, tesis para obtener el título de Ingeniero Civil por la Universidad Nacional de San Agustín – Perú, tiene como objetivo principal, desarrollar el diseño estructural de un puente del tipo segmental de viga cajón de sección variable y configuración aporticada que será construido con la técnica de voladizos sucesivos.

Teniendo como resultado las siguientes conclusiones:

- El control geométrico en la etapa de construcción es una de las tareas más cruciales para el éxito de la construcción de un puente de estas características, por lo que el conocimiento específico de las propiedades de flujo plástico y retracción del concreto a usarse debe de estar perfectamente documentados, ensayos de creep deben de realizarse con anticipación antes de iniciar la construcción del puente.
- En la verificación de diseño del puente segmental se desarrolló un volumen de cálculos importante debido al número elevado de secciones que se tuvieron que chequear, para poder garantizar y cumplir con los requerimientos establecidos en las especificaciones, con las facilidades que nos ofrecen los potentes softwares disponibles se puede realizar esto sin problemas por lo que la construcción de este tipo de puentes debe ser difundida en nuestro medio.
- Los puentes segmentales han demostrado tener un comportamiento sísmico de alto performance, alta durabilidad de la estructura y un mantenimiento mínimo a lo largo de su vida útil sumado a que puede salvar luces importantes sin requerir estructura falsa se concluye a que este tipo de puentes son los que se deben proyectar en la actualidad.
- La verificación de diseño en la etapa de construcción en nuestro caso es el que rige el diseño de los cables de post-tensado de voladizo.
- Las solicitaciones en la estructura debidas a peso propio representan un 90% del total, dicho de otra manera, el diseño del puente debe ser realizado básicamente para poder autoportarse y en consecuencia soportar las cargas vivas.

Paz-Jáuregui, Juan (2014), señala en la tesis titulada “Diseño de un sistema de encofrados metálicos para la fundición de los pilares de un puente empleando software CAD/CAE”, tesis

para optar el título profesional de Ingeniero Mecánico – Eléctrico por la Universidad de Piura – Perú, tiene como objetivo principal, establecer un proceso constructivo para la construcción de un pilar hueco que pueda ser utilizado en la construcción de un puente de gran tamaño y que será construido en segmentos de altura constante.

Teniendo como resultados las siguientes conclusiones:

- En este estudio se propone un sistema de encofrado que simplifique las labores de trabajo reduciendo el tiempo de instalación con la finalidad de que una obra de gran magnitud pueda ser concluida dentro del tiempo previsto.
- Este sistema además de reducir la generación de desperdicios en la obra, conseguirá una buena calidad en el terminado del concreto y dará seguridad a los obreros de la construcción.
- El sistema de encofrado propuesto será diseñado y construido contando con los controles de calidad tanto de los materiales como de los procedimientos que garanticen que la estructura permanezca indeformable y resistente a las presiones generadas por el concreto fresco y por las actividades de vaciado y vibrado. Con las herramientas disponibles en la actualidad, resulta muy fácil preparar un modelo matemático mediante elementos finitos utilizando diferentes programas tanto de dibujo como de análisis estructural y determinar el comportamiento de cada uno de los elementos que lo integran.

- De la misma manera se puede determinar en forma matemática los esfuerzos y deformaciones que se desarrollan debidos a las cargas actuantes. Un refinamiento en las secciones de los elementos estructurales llevaría a una optimización del costo de la estructura simplemente variando las secciones y verificando que los esfuerzos y deformaciones obtenidos estén dentro de los valores aceptables.
- El modelo matemático se realizó utilizando el programa SolidWorks, cuyos resultados gráficos y numéricos forman parte de este trabajo. Ha sido de gran ayuda pre dimensionar algunos elementos para que, al momento de correr el modelo, podamos optimizarlo en forma rápida.
- Para estimar los costos de fabricación es necesario disponer de la información de la maquinaria que se va a utilizar, ya que de ello dependerá la estimación de tiempo requerido para cada actividad, el material empleado y en consecuencia el costo de cada operación. Para el presente caso, se ha utilizado la información disponible de algunos equipos con que cuenta la planta local de MetalShop ubicada en la ciudad de Quito.

1.3 Objetivos

a) Objetivo general

Plantear el diseño de encofrado viga cajón del puente Balcones de Chilina a construirse sobre una quebrada en el departamento de Arequipa.

b) Objetivos específicos

- Describir las consideraciones técnicas y estructurales a considerarse en el diseño de puentes que serán construidos sobre quebradas.
- Emplear el programa estructural Winbeam para el análisis y cálculo de las cargas estructurales.

1.4 Justificación e importancia

El diseño y posterior construcción del puente Balcones de Chilina es de suma importancia para el distrito de Alto Selva Alegre, debido a que la única vía que conecta a los asentamientos humanos de la zona de villa ecológica es una trocha carrozable que cruza la quebrada de Huarangueros, la cual expone a los pasajeros de las unidades vehiculares a sufrir accidentes de

tránsito. Así mismo, la justificación del tema elegido radica en el caso especial que se presenta, ya que al estar el puente sobre una quebrada se considerarán condiciones estructurales y técnicas especiales.

1.5 Hipótesis

Mediante un correcto diseño de encofrado de viga cajón se podrá realizar la construcción del puente Balcones de Chilina.

Capítulo II

Marco Teórico

2.1 Encofrados Metálicos

Los encofrados metálicos tuvieron su espectacular auge una vez terminada la II Guerra Mundial, que les ha durado más de 20 años, pues a las vigas de madera encolada les costó muchos esfuerzos y tiempo penetrar en el mercado, y sobre todo que éste tomara confianza con ese nuevo medio de encofrar, y acostumbrarse a obtener de él todas sus ventajas posibles, comenzando por la forma de encofrar mediante paneles prefabricados de hasta 20 m². No por eso los encofrados metálicos han desaparecido, ni desaparecerán evidentemente. Lo que ha ocurrido es que la madera, en forma de vigas encoladas y tableros fenólicos, ha recuperado el mercado que por sus indudables ventajas le correspondía, y que por abandono de los diferentes estamentos profesionales que la trabajaba, dejaron el campo libre a las indudables innovaciones que aportó el encofrado metálico, sin reaccionar a tiempo, o lo que es peor reaccionando tardíamente. El encofrado metálico tiene que quedar y quedará circunscrito a empleos para los que sea más ventajoso que los «Modernos sistemas de encofrado de madera», como, por ejemplo, los encofrados de vigas pretensadas; los encofrados de túnel en ciertos casos; los encofrados deslizantes (no confundirse con trepantes, que

son distintos); los encofrados de pilares; los encofrados de canales y en general de obras lineales de gran longitud; cuando se necesite dar una tersura fina a la cara de hormigón visto; etc.

Pero la gran mayoría de los encofrados de las variadísimas obras de hormigón que se realizan, no cabe la menor duda que los «modernos encofrados de madera» son los indicados porque sus ventajas respecto a los encofrados metálicos son:

- Más económicos de inversión, aunque pueden resultar más costosos que los metálicos si el número de utilización es pequeño.
- Ante el trato brutal que recibe el material de construcción por parte de la mano de obra, sufren torceduras, deformaciones o abonamientos costosos de reparar. La madera resiste mucho más los golpes.
- La mano de obra que se necesita para instalar encofrados metálicos está mal definida en cuanto a su especialidad, pues en parte tienen que ser carpinteros y en parte montadores de estructuras metálicas.
- Los encofrados metálicos de muro requieren una enorme variedad de piccerío pequeño, que acaba perdiéndose en la obra y cuya instalación consume mucha mano de obra.
- No protegen el fraguado del hormigón en tiempo frío. Hay que entretenerles con gastos adicionales elevados para protegerlos de la oxidación.
- La mejor prueba de lo anterior es que cuando acabó la II Guerra Mundial, el uso del encofrado metálico era impresionante en Europa Central, y hoy día en Alemania; Suiza y Austria (donde hay fábricas de vigas de madera) participa el encofrado de madera moderno en un 70 a 80 % del mercado.

2.2. Definición de términos

- **Encofrados Metálicos:** como su nombre indica, está compuesto por cierto número de piezas rígidas, que sólo pueden adaptarse a una forma exclusiva. De ahí su «su limitación» en cuanto a la multiplicidad de formas a dar con un solo elemento o tablero, tal como ya vimos en los encofrados de madera, que son susceptibles de emplearlos en diversidad de piezas, cortando, añadiendo, clavando, etc. En cambio, en el encofrado metálico, por su naturaleza, cada pieza sólo sirve APRA la clase de molde para la cual ha sido proyectada, no pudiendo aprovecharla, salvo algún caso excepcional, en otro elemento distinto.
- **Winbeam:** Programa para diseñar vigas en 2d, muy práctico para calcular reacciones, esfuerzo de corte, esfuerzo de momento, giro y deflexiones.
- **Panel Plate Guirder (PG):** Panel metálico auto portante, vienen en varias medidas de acuerdo a su ancho y altura, usado para encofrar estructuras verticales. Su gran ventaja de este panel es que trabaja como viga debido a su gran rigidez en el eje x y soporta grandes cargas a Flexión.

- **Poste EZ-Deck:** sistema de apuntalamiento EFCO de aluminio capaz de resistir por poste 124 kN.
- **Gato EZ-Deck:** gato regulable que acero, puede regular desde 125mm a 960mm.
- **Marco EZ:** sistema de arriostre, sirve para unir dos postes.
- **Z-Beam:** Viga EFCO de acero, usada como viga principal para el soporte de losas, vigas etc.
- **E-Beam:** Viga secundaria EFCO de acero galvanizado.
- **Súper Stud:** Viga pesada de acero EFCO, capaz de resistir grandes cargas.
- **Angulo Exterior MCR:** Perfil de acero.
- **Reacción:** es la fuerza aplicada sobre un apoyo o la fuerza que ejerce el apoyo para contrarrestar la carga aplicada sobre él.
- **Esfuerzo de corte:** es el esfuerzo interno o resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal de un prisma mecánico como por ejemplo una viga o un pilar.
- **Momento flector:** es una fuerza resultante de una distribución de tensiones sobre una sección transversal de un prisma mecánico flexionado o una plaza que es perpendicular al eje longitudinal a lo largo del que se produce la flexión.
- **Deflexión:** grado en el que un elemento estructural se deforma bajo la aplicación de una fuerza.
- **Viga Metálica:** Las vigas metálicas son barras que trabajan a flexión. Frente a acciones determinadas, sus fibras inferiores están sometidas a tracción, mientras que las superiores, a compresión.

2.3 Normatividad

- ACI manual, Formwork for Concrete, 8th edition
- Steel construction Manual, 14th edition
- Osha 3150, scaffold use in the construction industry
- ANSI/ASSE A10.9-2004 – Safety Requirements for Concrete and Masonry Work
- Reglamento Nacional de Edificaciones

Capítulo III

Método

3.1 Tipo de investigación

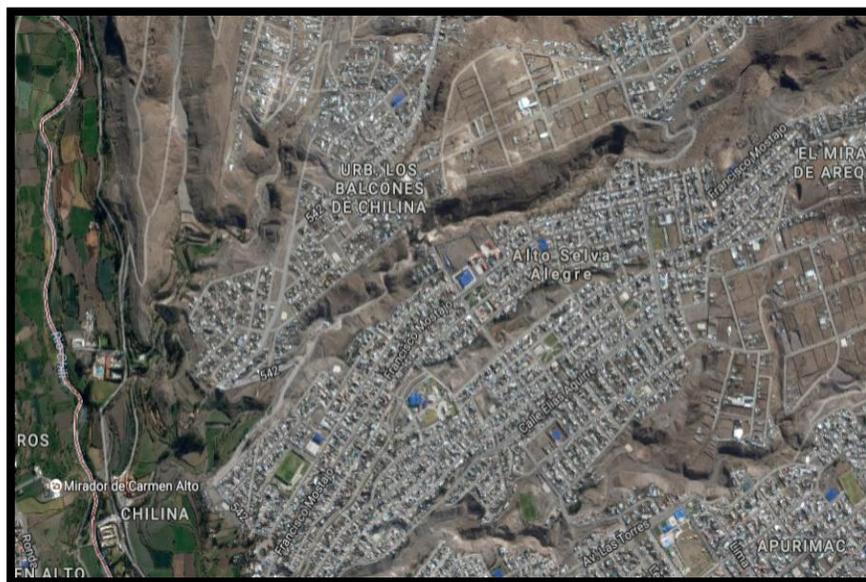
Aplicada.

3.2 Ámbito temporal y espacial

La obra en la que se basa la presente tesis se encuentra ubicada en la asociación de vivienda Balcones de Chilina, en el distrito de Alto Selva Alegre, en el departamento de Arequipa. La obra será próximamente ejecutada.



Ubicación del Distrito Alto Selva alegre. Fuente: Google Earth.



Ubicación de la Urbanización Balcones de Chilina. Fuente: Google Earth.

Aspecto socio - económico

La población del distrito de alto selva alegre de acuerdo a los censos nacionales 2007 para el año dicho año ascendía a 72,696 habitantes, considerando una tasa de crecimiento del 2.23% (para el presente estudio la población para el año 2015 asciende a 76,078 habitantes. La población objetivo del presente proyecto asciende a beneficiarios 34,358, los cuales son pobladores de los a. h. de villa confraternidad a, b, c, d, villa ecológica, b, c, d y e, asoc. de viv. balcones de chilina, asoc. viv. san lazaro, asoc. viv. los andenes (ubicados al norte de la quebrada y en menor proporción a los pobladores del p. j. independencia zona a y b, villa florida, villa san pablo principalmente (ubicados al sur de la quebrada). la habitabilidad de los a. h. ubicados al norte de la quebrada de huarangueros asciende al 75% y alcanza el 95% en lo a. h. ubicados al sur de la misma.

La población presente en la zona de influencia del pip pertenece a los estratos socio-económicos c y d, los cuales cuentan con ingreso familiar per-cápita que asciende a los s/. 550 nuevos soles, y de acuerdo a los censos nacionales 2007 se dedican a trabajos como independientes como el comercio ambulatorio, construcción civil, servicios, etc., dichas actividades en sus mayoría las realizan fuera de su lugar de residencia; en relación al comercio en la zona de influencia se limita a la presencia de tiendas de abarrotes, bodegas, talles de confecciones, talleres de carpintería metálica y madera, etc., es necesario mencionar que caso en 50% de la población en edad escolar de la zona de influencia del pip se traslada al centro de la ciudad u otros distritos.

El servicio de salud en la zona de influencia del pip es brindado por el centro de salud independencia, ya que en la zona de villa ecológica no se cuenta con un establecimiento de salud. Las viviendas en la zona norte de la quebrada de un piso de material noble (muros de ladrillo o sillar y techo aligerado y piso de concreto) y viviendas precarias (pircadadas de ladrillo, sillar o piedra y techo de calamina u otro)

En la zona sur las viviendas son predominantemente de material noble, de dos pisos., la única vía que conecta a los asentamientos humanos de la zona de villa ecológica es una trocha carrozable que cruza la quebrada de huarangueros, la cual expone a los pasajeros de las unidades vehiculares a sufrir accidentes de tránsito.

Las organizaciones más representativas de la zona de influencia del proyecto esta determinadas por las juntas vecinales, delegados, vecinales, comedores populares, comités de vaso de leche, la iglesia católica, etc.

3.3 Variables

- **Variable independiente**

Encofrado viga cajón.

- **Variable dependiente**

Construcción del puente Balcones de Chilina.

3.4 Población y muestra

- **Población**

La población es un conjunto reducido o ilimitado con características similares para los cuales las conclusiones de la investigación serán extensas. Esta queda limitada por los objetivos y el problema de la investigación.

Para la presente investigación, el universo poblacional está compuesto por las condiciones climatológicas y geotécnicas de los terrenos del distrito de Alto Selva Alegre.

- **Muestra**

Un subconjunto específico y limitado que se separa de la población es definido como una muestra. En la presente tesis se tomará como muestra de investigación los terrenos que conforman la quebrada (y aledaños) en donde será construido el puente.

3.5 Instrumentos

- Revisión de documentos: a través de esta técnica se han revisado normas, manuales, libros, tesis, revistas y especificaciones técnicas con respecto al diseño de puentes y el encofrado de tipo viga-cajón.
- Observación: Esta técnica permitió recolectar información vista en campo.
- Ensayos de laboratorio de suelos: Se realizaron ensayos para caracterizar el suelo. Se llevó a cabo ensayos de análisis granulométrico, clasificación SUCS, entre otros.

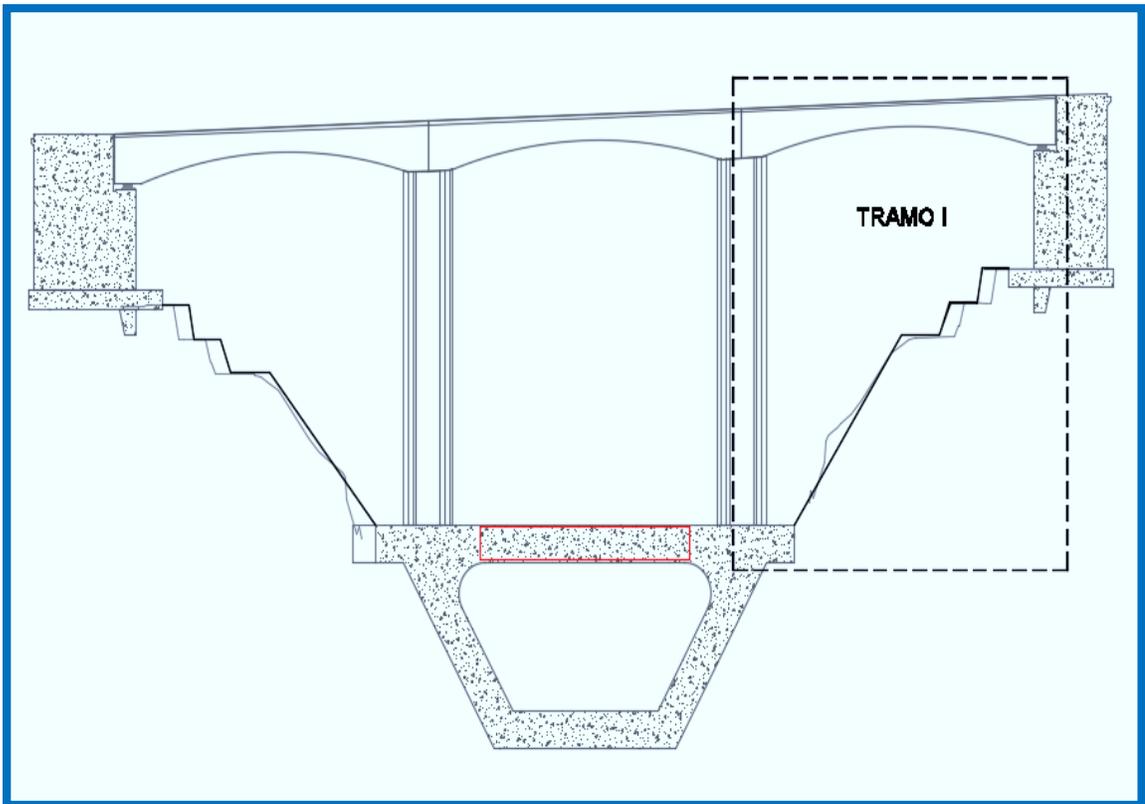
3.6 Procedimientos

- Se estudió la geometría y la ubicación del tramo a calcular.
- Se calculó el peso del concreto que se transfiere hacia los elementos del encofrado.
- Se diseñó el encofrado a colocar.
- El análisis y cálculo de las cargas se realizó con el programa estructural llamado Winbeam.

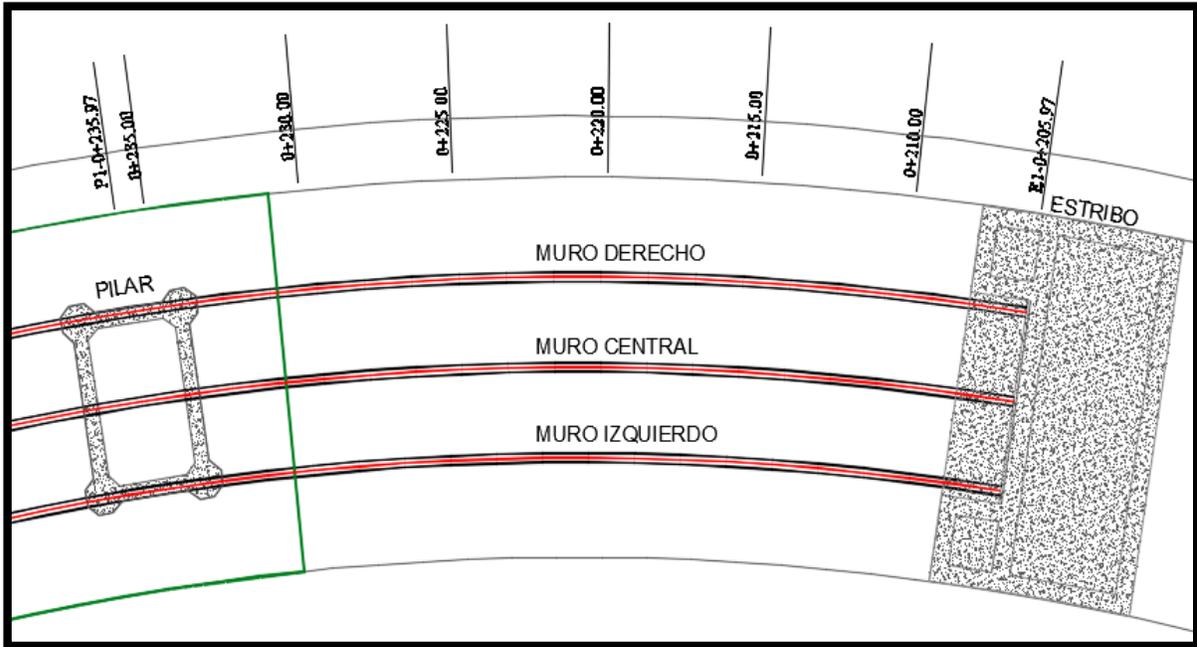
3.7 Análisis de datos

Estudio de la geometría y ubicación del tramo I a calcular

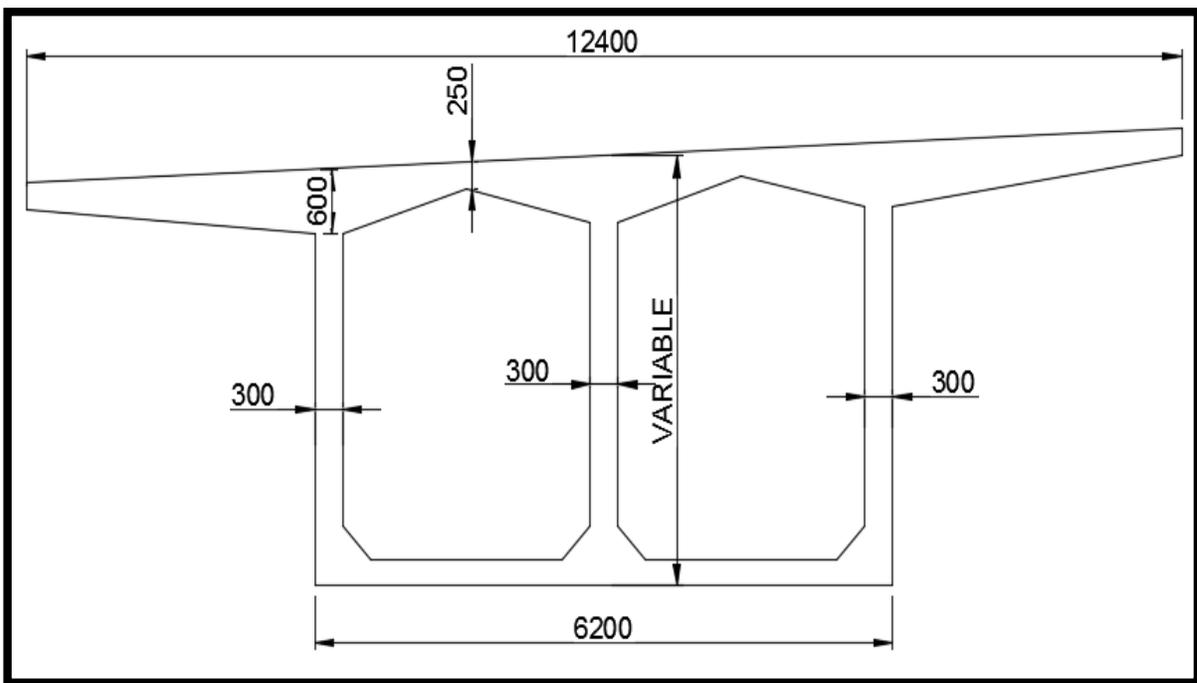
Es importante estudiar bien la geometría de la estructura ya que con ella calcularemos el peso que es transmitido a los elementos de encofrado.



Sección longitudinal del puente. Fuente: Propia.



Vista en planta tramo I. Fuente: Propia.

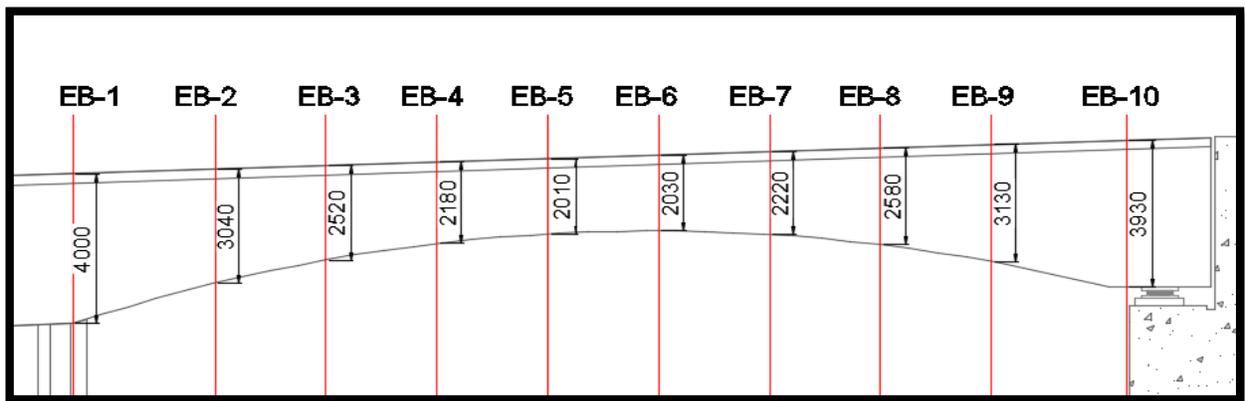


Sección transversal tramo I. Fuente: Propia.

Estudios básicos

Una vez que se tiene la geometría bien estudiada se procede a calcular el peso del concreto que se transfiere hacia los elementos del encofrado y así diseñar el tipo de encofrado a colocar.

Para el diseño del encofrado ya que la altura de la viga cajón es variable se tomaron 10 puntos en toda su longitud, cada punto se denominará con el prefijo EB más el número correspondiente.



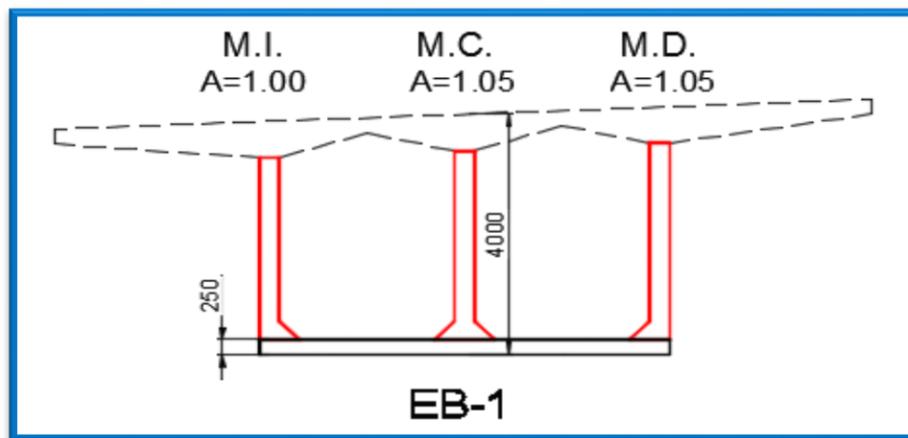
Sección Longitudinal mostrando puntos tomados con sus respectivas alturas.

Fuente: Propia.

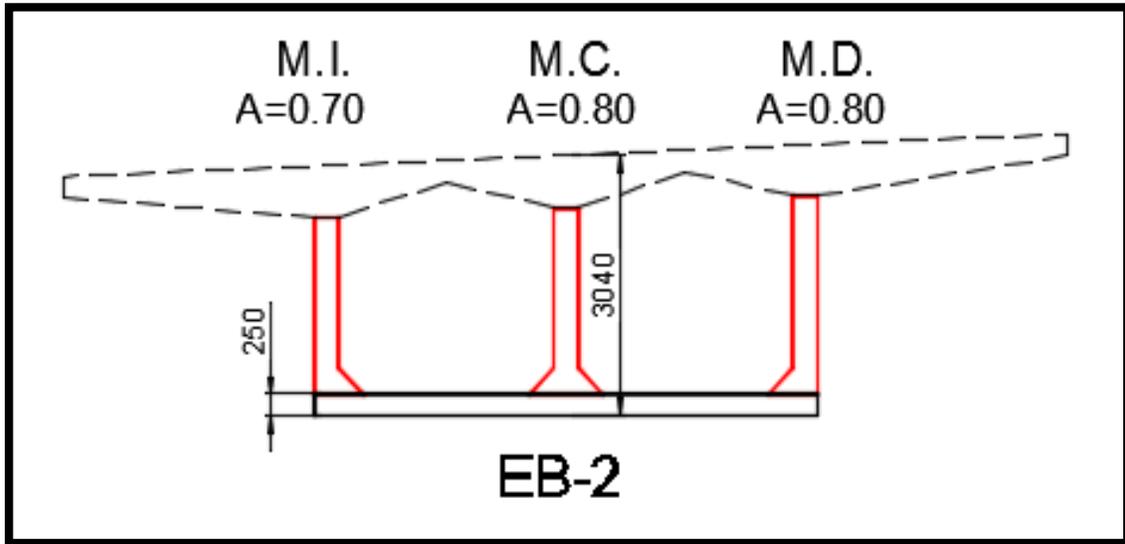
Cada sección está compuesta con la losa inferior $h=250\text{mm}$ y 3 muros que en este caso lo representamos como Muro Izquierdo (M.I.), Muro Central (M.C.) y Muro Derecho (M.D.).

El análisis y cálculo de las cargas se realizarán en un programa estructural llamado Winbeam, este programa es simple de usar y se podrán calcular fácilmente las reacciones, esfuerzo de corte, diagrama de momentos, rotación y deflexión de cualquier elemento.

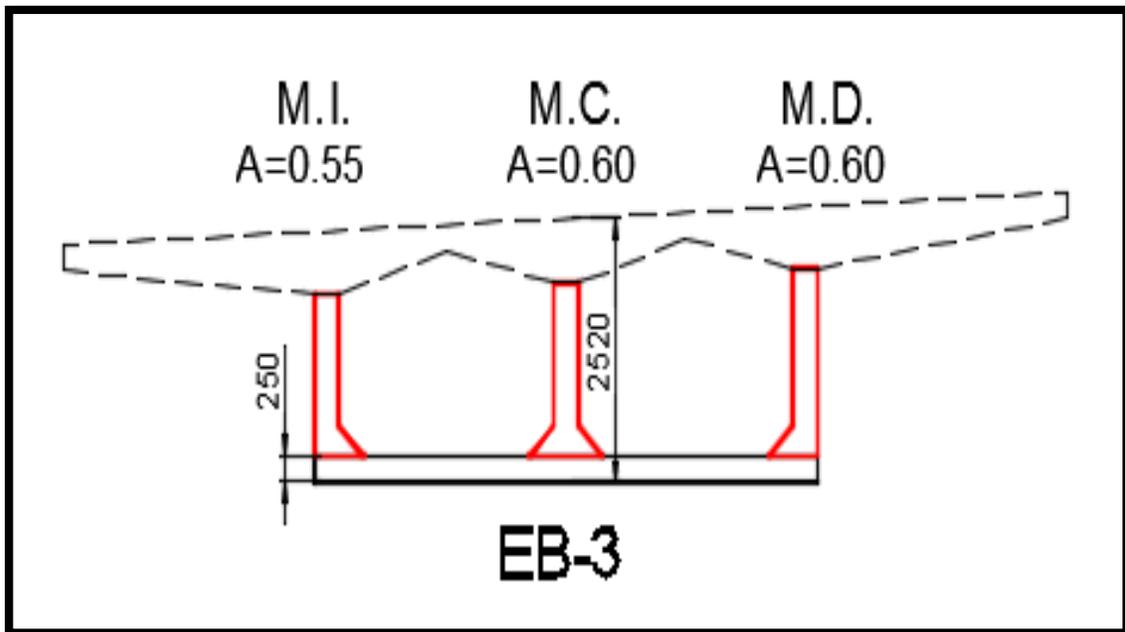
Para el presente cálculo se analizará el peso de los elementos por metro lineal siendo soportados por las E-beams que a su vez repartirán las cargas a las Z-Beams y estas a cada poste EZ-Deck. En los siguientes gráficos se muestra la geometría de cada sección transversal de cada punto tomado donde se muestran la losa inferior y los muros, cada muro muestra el área que representa que nos servirán para el cálculo del peso puntual por metro lineal.



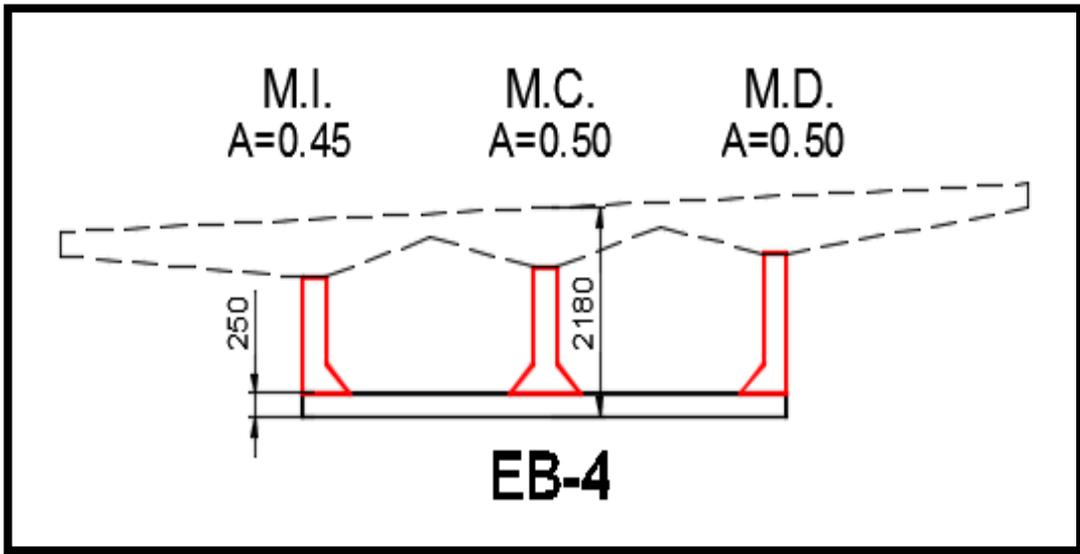
EB-1. Fuente: Propia.



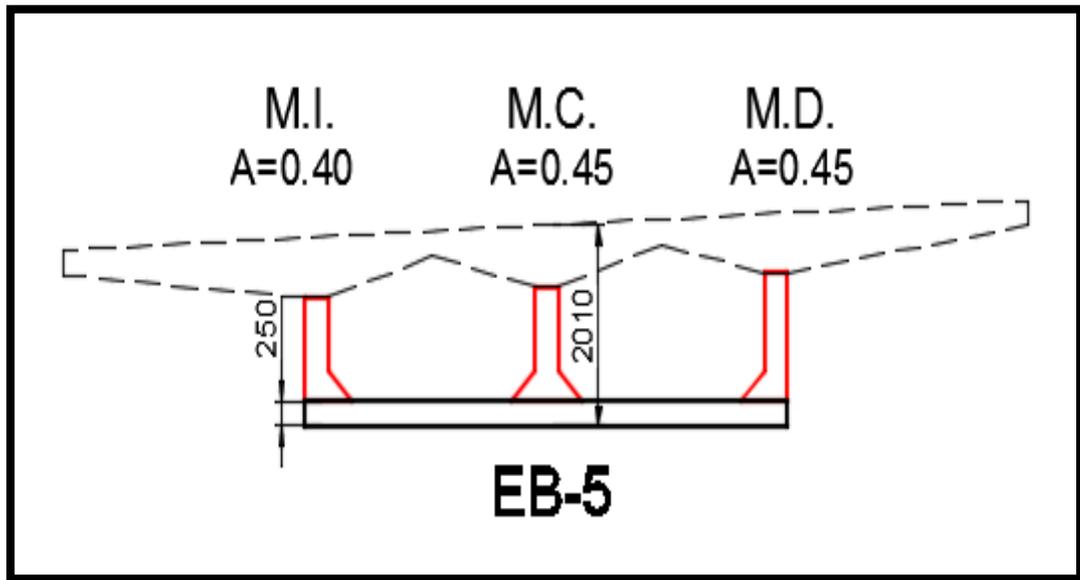
EB-2. Fuente: Propia.



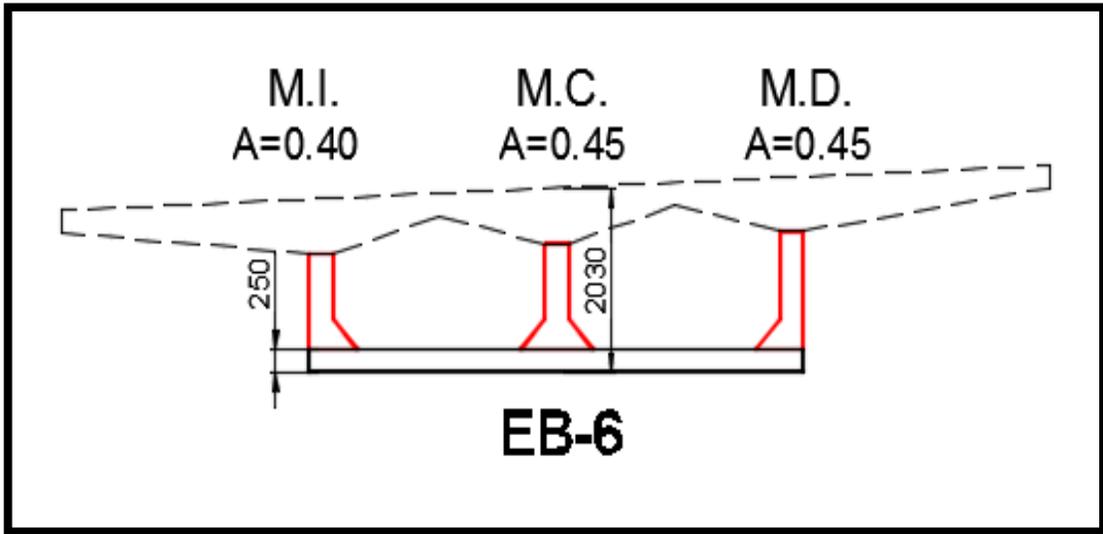
EB-3. Fuente: Propia.



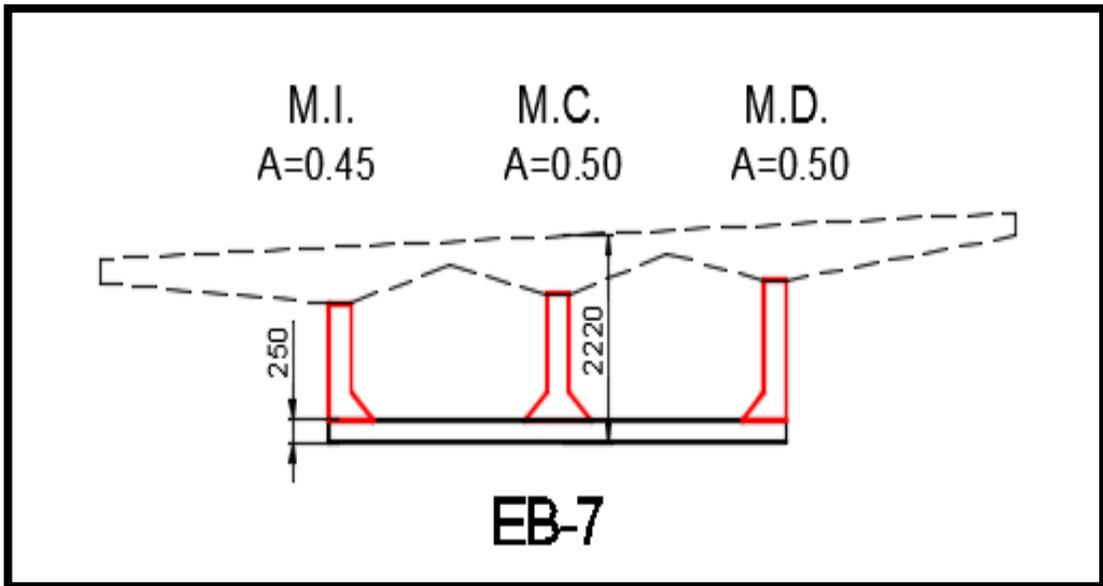
EB-4. Fuente: Propia.



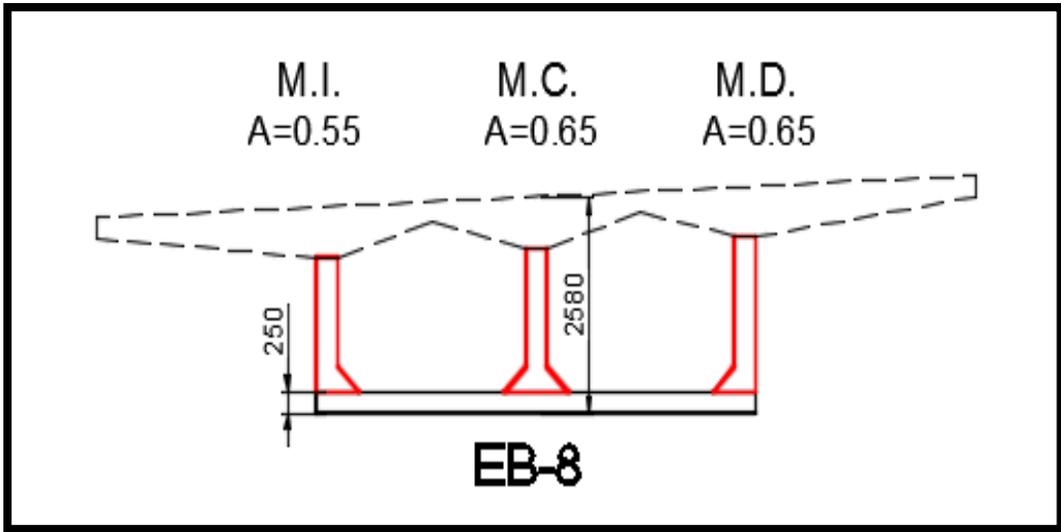
EB-5. Fuente: Propia.



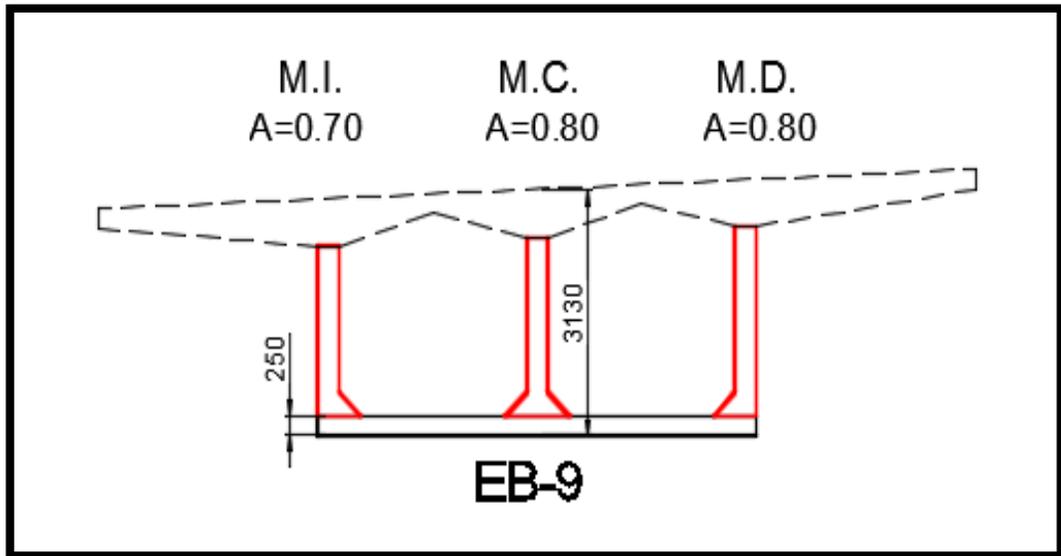
EB-6. Fuente: Propia.



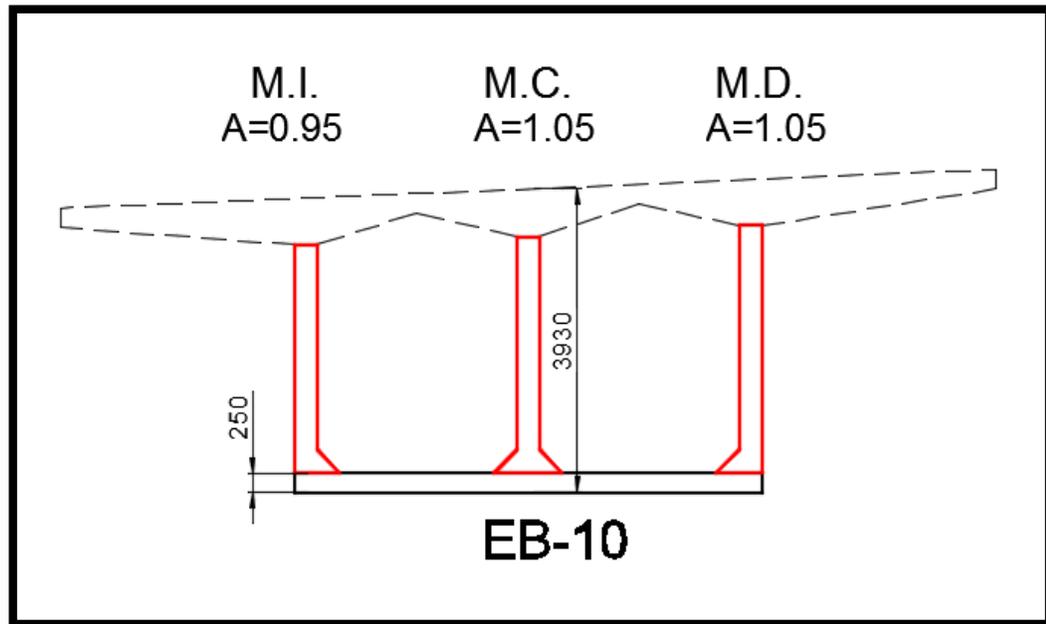
EB-7. Fuente: Propia.



EB-8. Fuente: Propia



EB-9. Fuente: Propia.



EB-10. Fuente: Propia.

Metrado de Cargas:

Cargas por peso propio: son cargas provenientes de los propios materiales como el peso del concreto y de los elementos del encofrado.

Cargas vivas: cargas que provienen de los pesos no permanentes.

Resumen de cargas:

Cargas muertas

$$\text{Peso propio del concreto} = 25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Peso propio del encofrado} = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

Cargas vivas

$$\text{Sobrecarga} = 2.5 \text{ kN/m}^2$$

Calculo de cargas puntuales provenientes de peso de muro y su encofrado sobre la losa inferior endurecida: Primero calcularemos el peso por metro lineal de la losa inferior $H=250\text{mm}$ (q_1) para ingresarla al programa, luego calcularemos el peso de los muros que son representados por cargas puntuales.

Calculo q_1 :

$$q_1 = 0.25\text{m} \times 25\text{kN/m}^2 \times 1\text{m}$$

$$q_1 = 9.25 \text{ kN/m}$$

Primero calculamos el peso del concreto de cada muro.

Cálculo del peso de los muros de concreto.

						(Longitud tributaria = 1m)		
SECCIÓN ANALIZADA	E-BEAM	Peso concreto (Kn/m3)	Area Muro Izq. (m2)	Area Muro Central (m2)	Area Muro Der. (m2)	Peso Muro Izq. (kN) (a)	Peso Muro Central (kN) (b)	Peso Muro Der. (kN) (c)
1	EB-1	25	1,00	1,05	1,05	25,00	26,25	26,25
2	EB-2	25	0,70	0,80	0,80	17,50	20,00	20,00
3	EB-3	25	0,55	0,60	0,60	13,75	15,00	15,00
4	EB-4	25	0,45	0,50	0,50	11,25	12,50	12,50
5	EB-5	25	0,40	0,45	0,45	10,00	11,25	11,25
6	EB-6	25	0,40	0,45	0,45	10,00	11,25	11,25
7	EB-7	25	0,45	0,50	0,50	11,25	12,50	12,50
8	EB-8	25	0,55	0,65	0,65	13,75	16,25	16,25
9	EB-9	25	0,70	0,80	0,80	17,50	20,00	20,00
10	EB-10	25	0,95	1,05	1,05	23,75	26,25	26,25

Fuente: Propia.

Calculamos el peso del encofrado de los muros.

						(Longitud tributaria = 1m)
SECCIÓN ANALIZADA	E-BEAM	Peso HEF (Kn/m2)	H total (m)	H Losa Inf. + Sup. (0.25+0.6)	H Encofrado (m) = Htot. - (Hlos.Inf + Hlos.Sup)	Peso HEF Prom. X2 Caras (kN) (d)
1	EB-1	0,50	4,00	0,85	3,15	3,15
2	EB-2	0,50	3,04	0,85	2,19	2,19
3	EB-3	0,50	2,52	0,85	1,67	1,67
4	EB-4	0,50	2,18	0,85	1,33	1,33
5	EB-5	0,50	2,01	0,85	1,16	1,16
6	EB-6	0,50	2,03	0,85	1,18	1,18
7	EB-7	0,50	2,22	0,85	1,37	1,37
8	EB-8	0,50	2,58	0,85	1,73	1,73
9	EB-9	0,50	3,13	0,85	2,28	2,28
10	EB-10	0,50	3,93	0,85	3,08	3,08

Fuente: Propia.

Calculo de cargas puntuales.

Carga puntual en cada EB-"n"				
SECCIÓN ANALIZADA	E-BEAM	Peso Total Muro Izq. (kN) (a+d)	Peso Total Muro Central (kN) (b+d)	Peso Total Muro Der. (kN) (c+d)
1	EB-1	28,2	29,4	29,4
2	EB-2	19,7	22,2	22,2
3	EB-3	15,4	16,7	16,7
4	EB-4	12,6	13,8	13,8
5	EB-5	11,2	12,4	12,4
6	EB-6	11,2	12,4	12,4
7	EB-7	12,6	13,9	13,9
8	EB-8	15,5	18,0	18,0
9	EB-9	19,8	22,3	22,3
10	EB-10	26,8	29,3	29,3

Fuente: Propia.

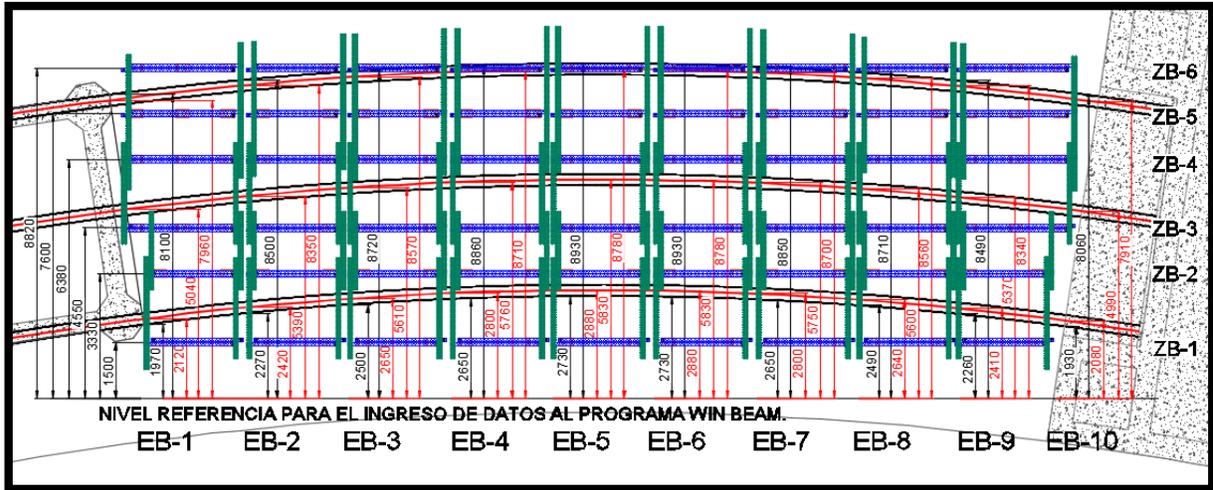
Ingreso de datos al programa Winbeam:

Luego del cálculo de los datos a ingresar al programa procederemos al ingreso de estos,

Antes de ingresar necesitamos un punto de referencia que será nuestro punto 0, de este se acotan distancias en forma progresiva a cada apoyo que en nuestro caso serían las Z-BEAMS.

Para el ingreso de estos datos se asume la losa inferior ya fraguada.

Progresivas para análisis de E-beams en Winbeam.

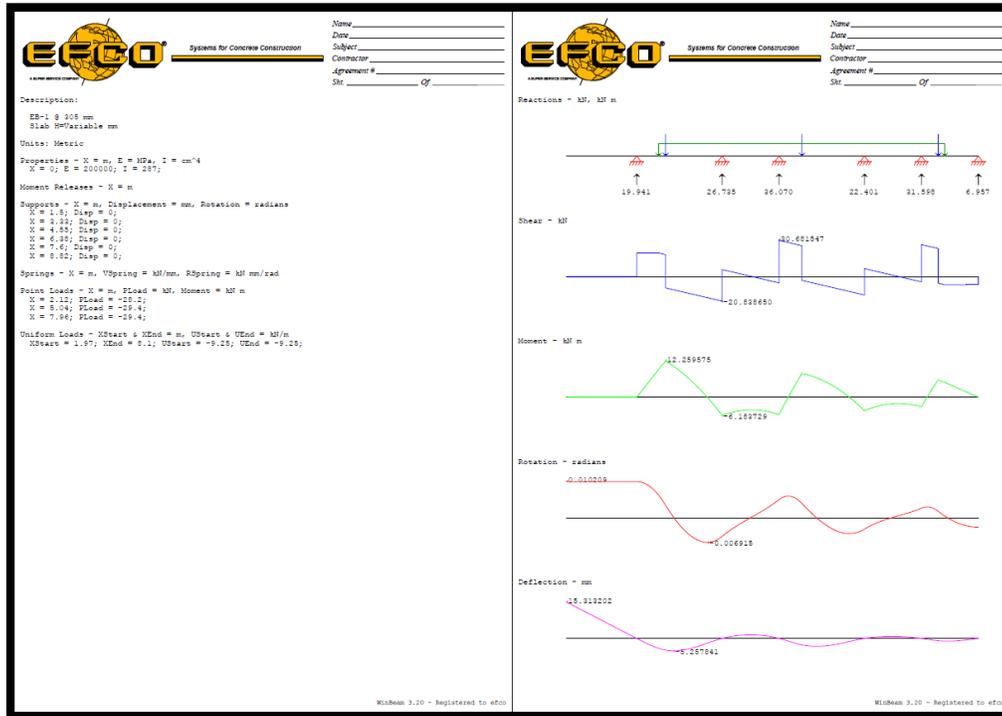


Fuente: Propia.

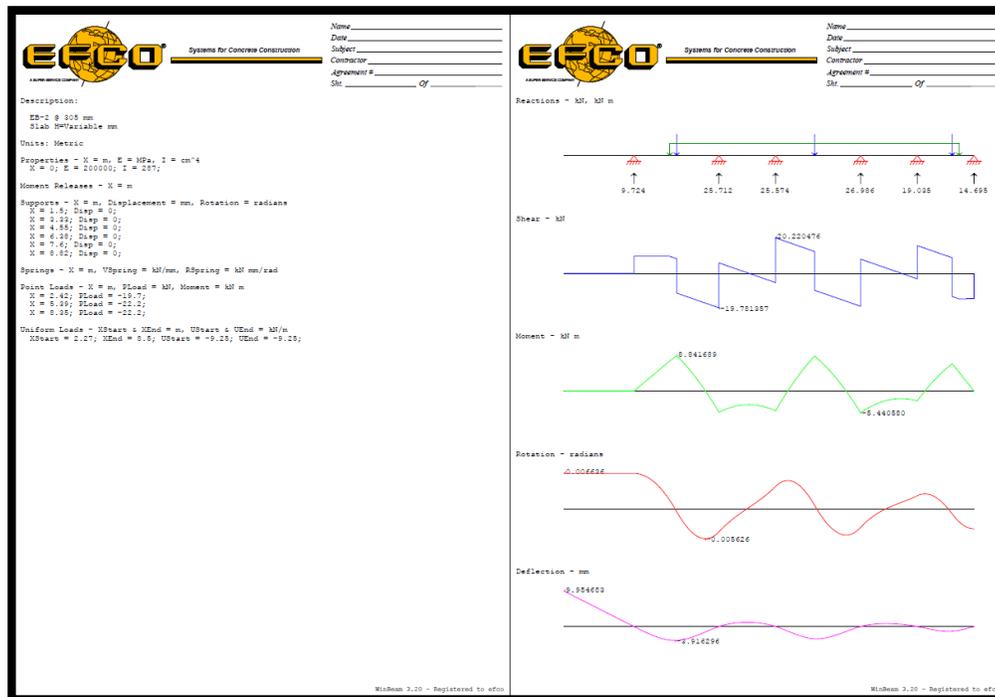
Ingreso de datos al Winbeam:

Teniendo las progresivas se procede a ingresar los datos al programa, primero los apoyos que serían la ubicación de las Z-beams y luego las cargas.

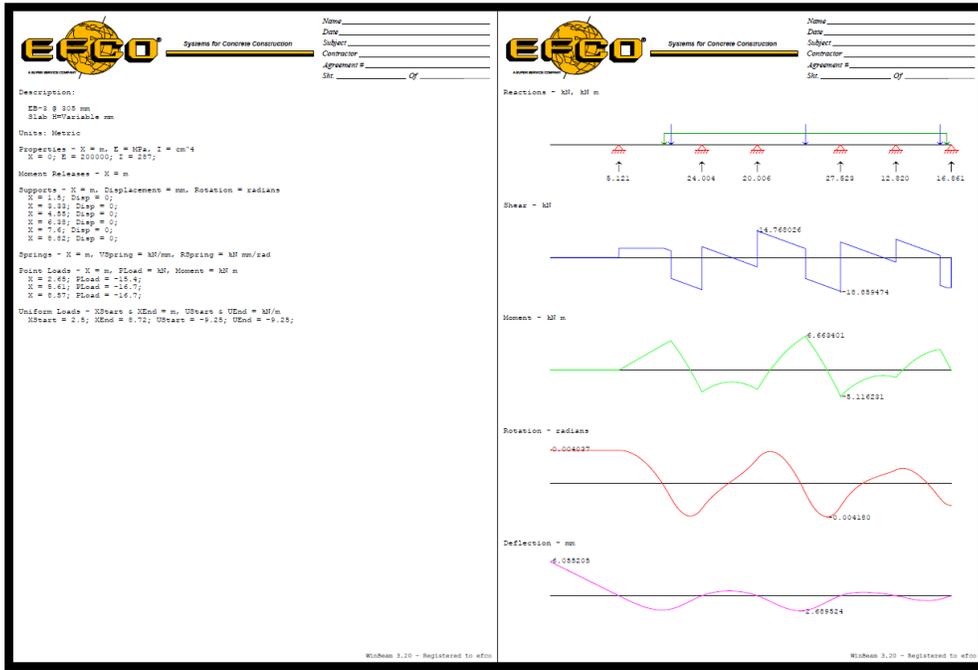
En el ingreso de las cargas primero ingresamos el peso de la losa inferior y luego el peso de los muros representados por cargas puntuales.



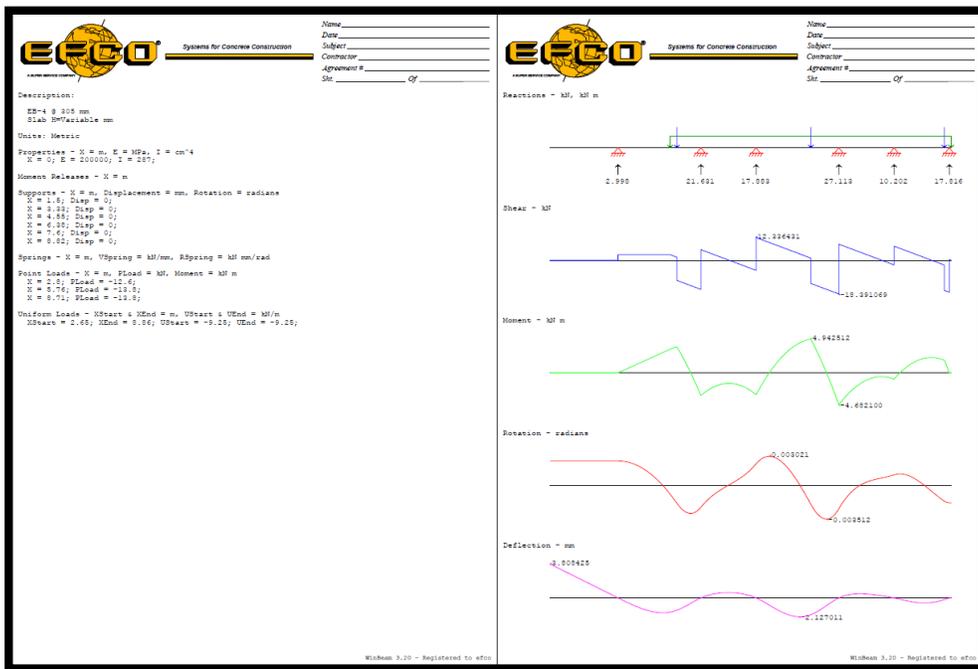
EB-1. Fuente: Programa Winbeam.



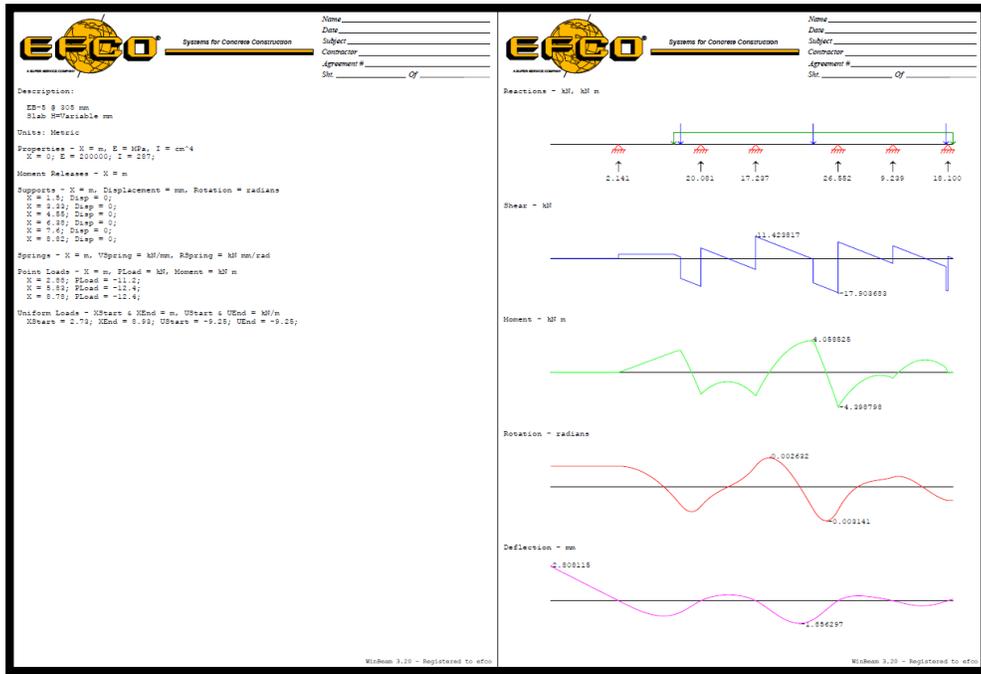
EB-2. Fuente: Programa Winbeam.



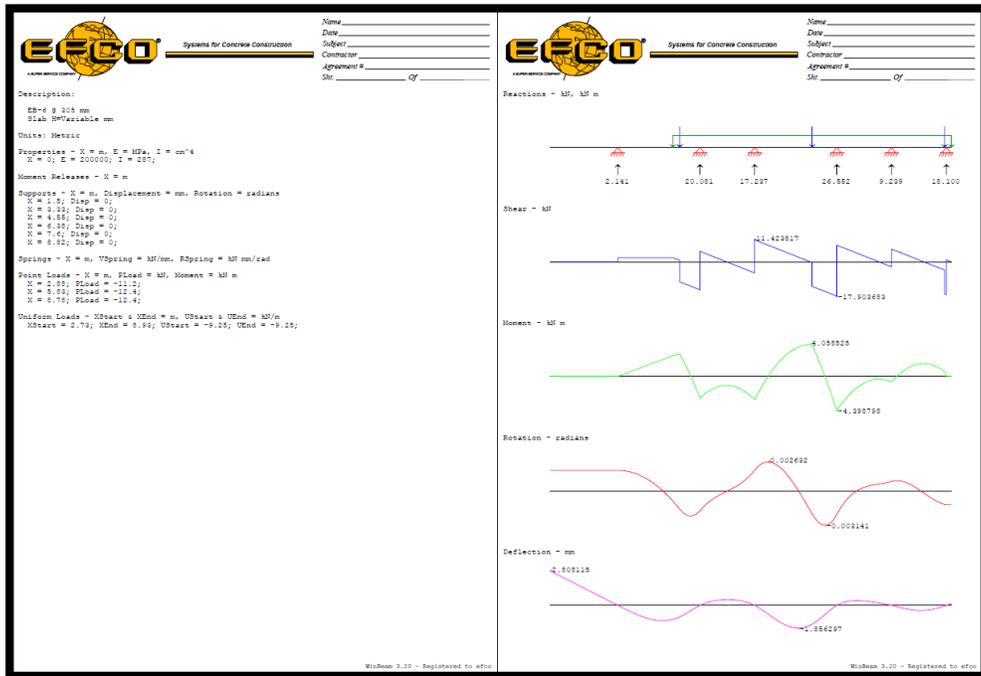
EB-3. Fuente: Programa Winbeam.



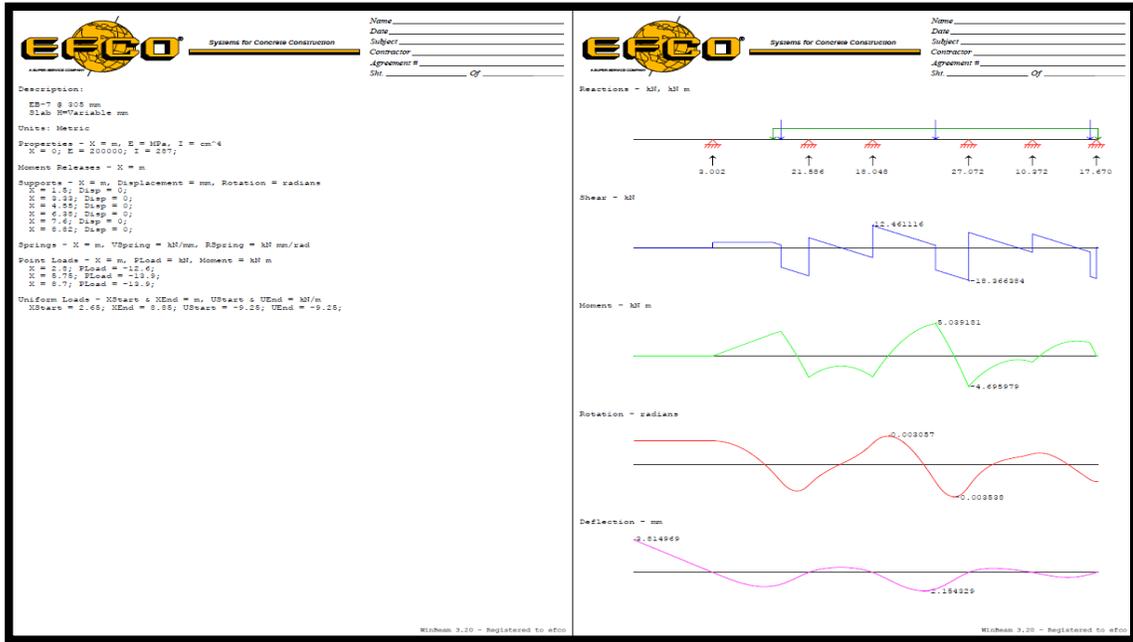
EB-4. Fuente: Programa Winbeam.



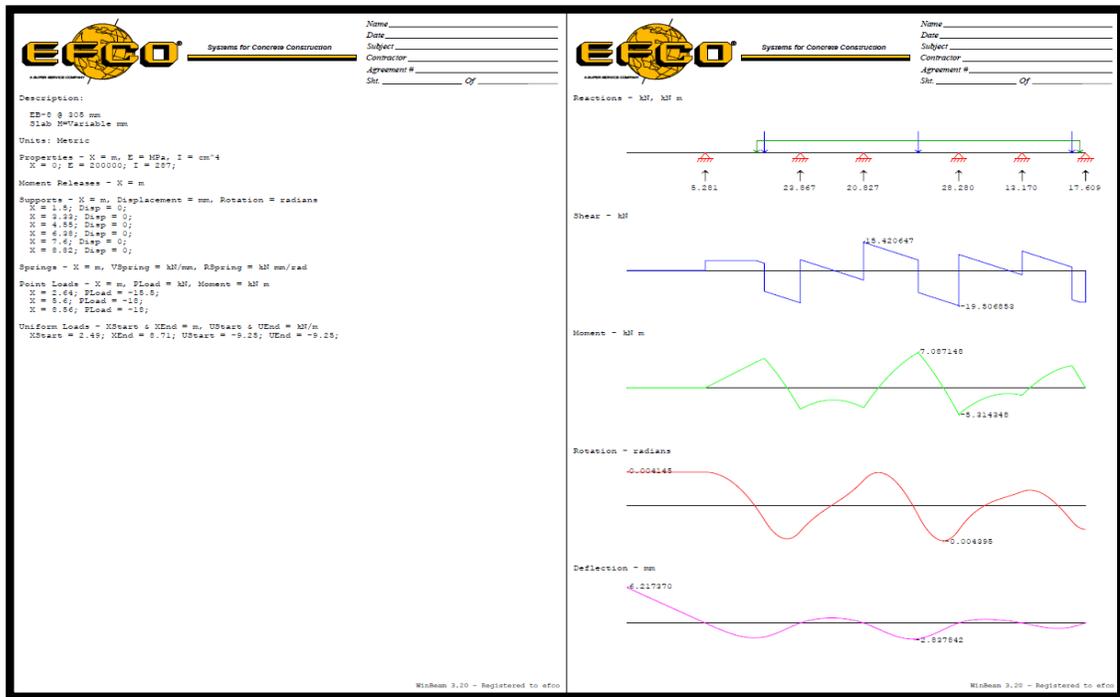
EB-5. Fuente: Programa Winbeam.



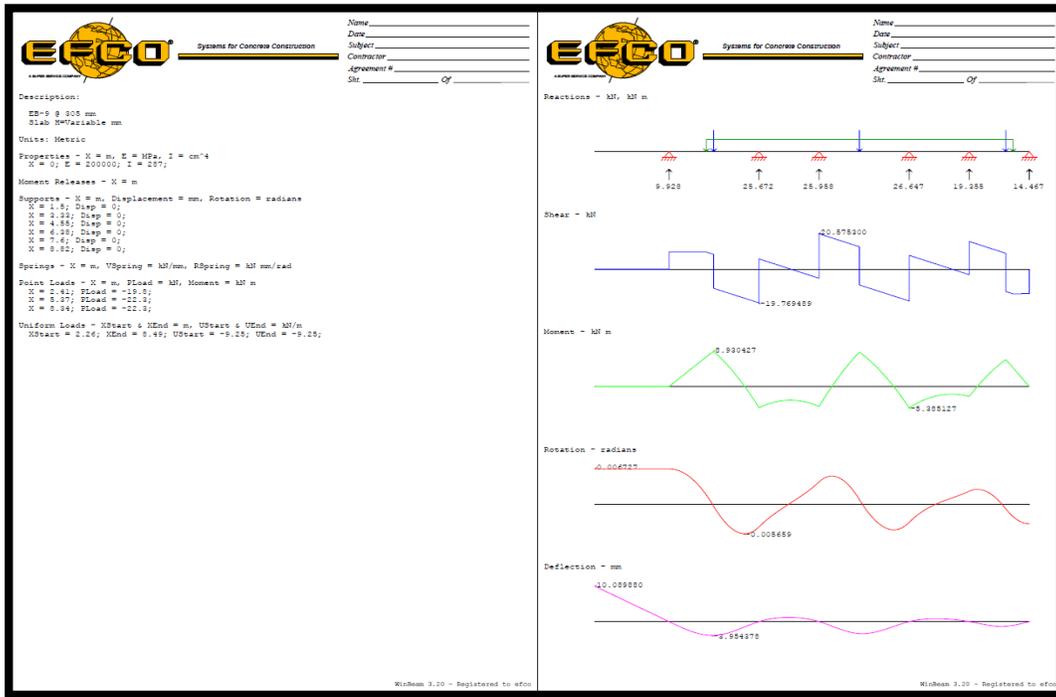
EB-6. Fuente: Programa Winbeam.



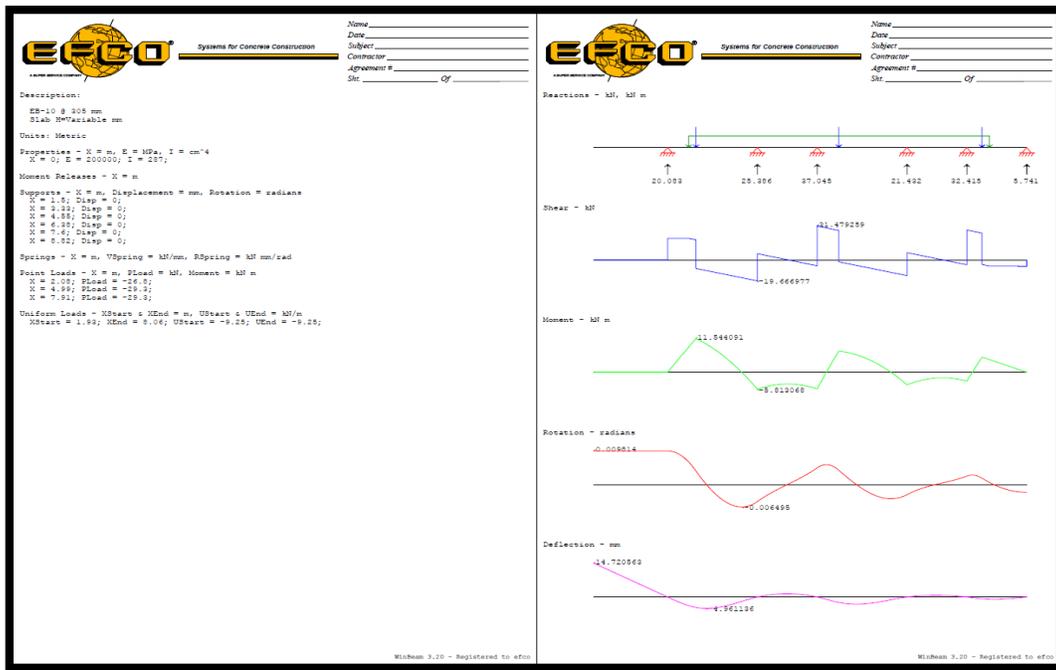
EB-7. Fuente: Programa Winbeam.



EB-8. Fuente: Programa Winbeam.



EB-9. Fuente: Programa Winbeam.



EB-10. Fuente: Programa Winbeam.

Capítulo IV

Resultados

4.1 Resumen de reacciones de E-beams sobre Z-beams

El resumen se muestran a continuación:

		<u>APOYOS</u>					
		ZB-1 (Kn/m)	ZB-2 (Kn/m)	ZB-3 (Kn/m)	ZB-4 (Kn/m)	ZB-5 (Kn/m)	ZB-6 (Kn/m)
<u>REACCIONES</u>	EB-1	19,95	26,74	36,07	22,41	31,60	6,96
	EB-2	9,73	25,72	25,58	26,99	19,04	14,70
	EB-3	5,13	24,01	20,01	27,53	12,82	16,87
	EB-4	3,00	21,64	17,89	27,12	10,21	17,82
	EB-5	2,15	20,09	17,24	26,56	9,24	18,10
	EB-6	2,15	20,09	17,24	26,56	9,24	18,10
	EB-7	3,01	21,59	18,05	27,08	10,38	17,67
	EB-8	5,29	23,87	20,83	28,28	13,17	17,61
	EB-9	9,93	25,68	25,96	26,65	19,36	14,47
	EB-10	20,09	25,39	37,05	21,44	32,42	5,75
		LOSA 1	LOSA 2	LOSA 3	LOSA 4	LOSA 5	LOSA 6

Fuente: Propia.

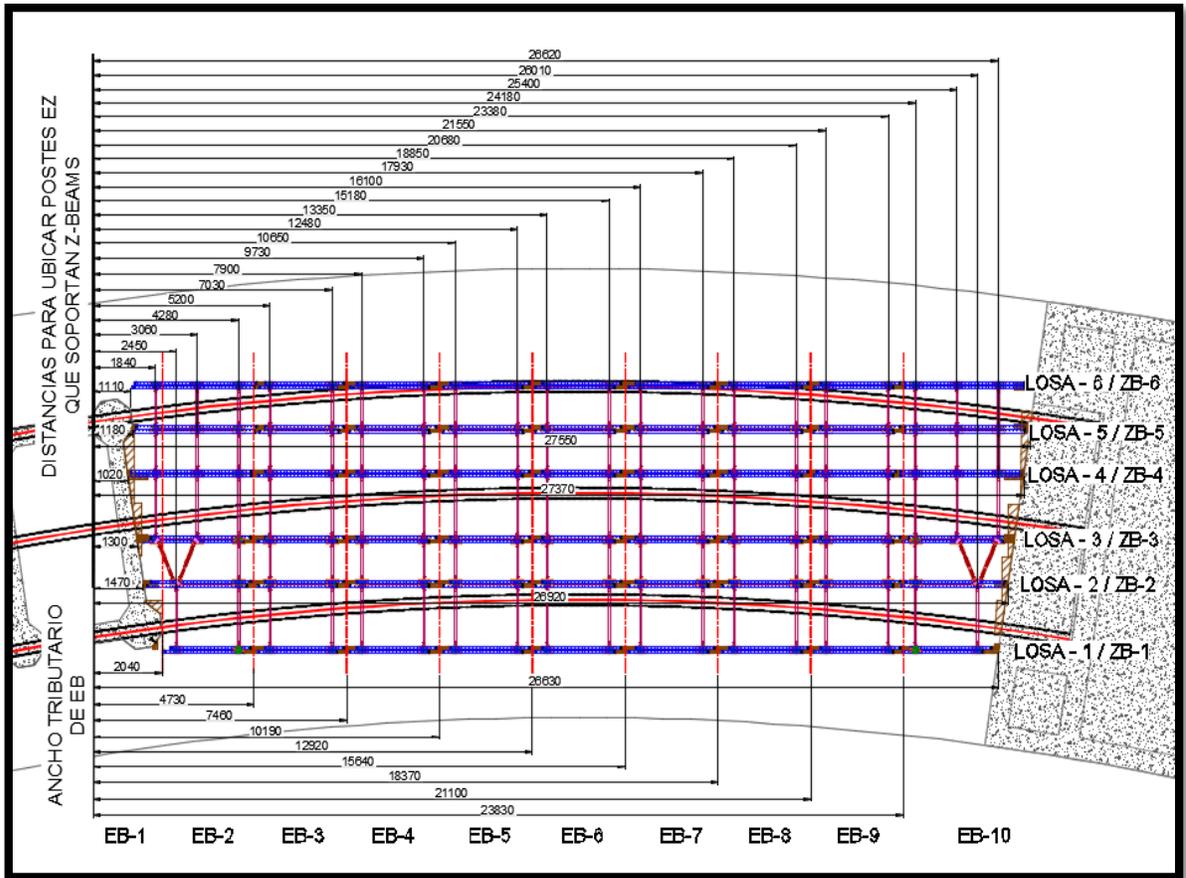
4.2 Análisis de losas continuas fraguadas sobre z-beams:

Para este análisis se asume que la losa inferior en toda su longitud ya fraguó y está trabajando. Después de halladas las reacciones de las E-beams con el peso de la estructura estas son soportadas por Z-beams, lo que tenemos que hacer ahora es idealizar en el programa Winbeam como se transmiten las cargas de las E-beams sobre las Z-beams y así hallando las reacciones de este cálculo podremos saber cuánto está soportando cada poste EZ-Deck.

Para el ingreso al programa se necesita un punto de origen de donde se comienza a acotar las distancias a los apoyos y los anchos tributarios de cada EB.

Los anchos tributarios se refieren a la porción de área donde interviene cada EB, en la tabla 4 podremos observar las cargas que intervienen en cada EB.

Cada apoyo de z-beams las representaremos con el nombre de LOSA ya que se asume la losa vaciada ya fraguada, en nuestro caso tenemos 6 apoyos entonces tendremos 6 tipos de losas, en el programa iremos nombrando el tipo de losa que estemos calculando.

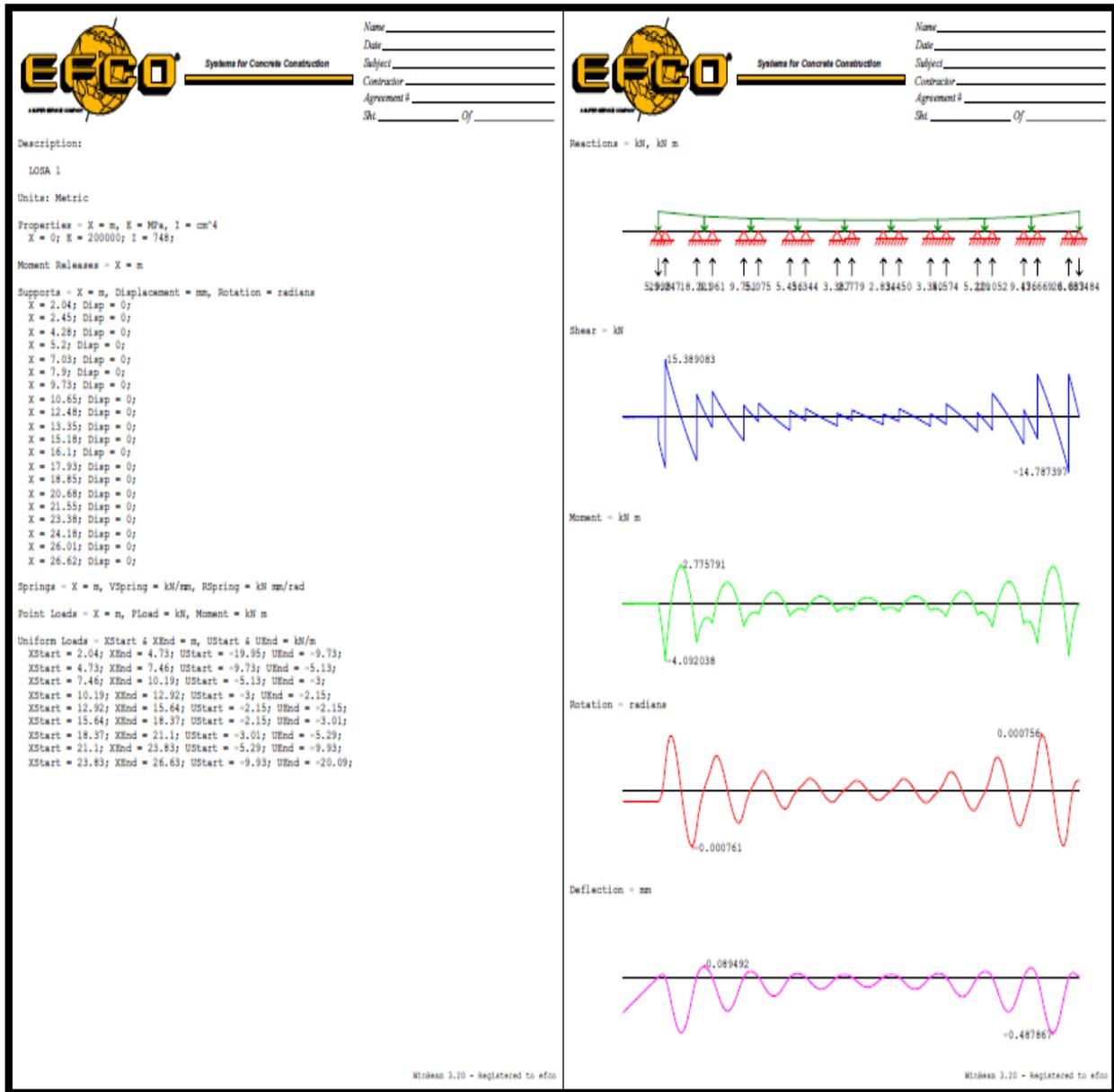


Ubicación de postes EZ. Fuente: Propia.

Ingreso de datos al Winbeam:

Se ingresarán los 6 tipos de losa al programa, primero se ingresan los apoyos que son la ubicación de los postes, luego se ingresan las cargas de cada EB.

Las reacciones que resultan son las cargas que estarían soportando los postes EZ-Deck.



Losa 1 – ingreso de datos. Fuente: Programa Winbeam.



Systems for Concrete Construction

Name _____
Date _____
Subject _____
Contractor _____
Agreement # _____
Sht. _____ Of _____

Analysis Data:

Beam Length = 26.63 m
Number of Nodes = 216
Number of Elements = 215
Number of Degrees of Freedom = 432

Reactions:

X m	Vert kN	Rot kN m
2.040	-5.998	
2.450	29.247	
4.280	18.221	
5.200	9.961	
7.030	9.751	
7.900	5.075	
9.730	5.456	
10.650	3.344	
12.480	3.387	
13.350	2.779	
15.180	2.834	
16.100	3.450	
17.930	3.340	
18.850	5.574	
20.680	5.229	
21.550	10.052	
23.380	9.436	
24.180	17.669	
26.010	26.633	
26.620	-0.087484	

Equilibrium:

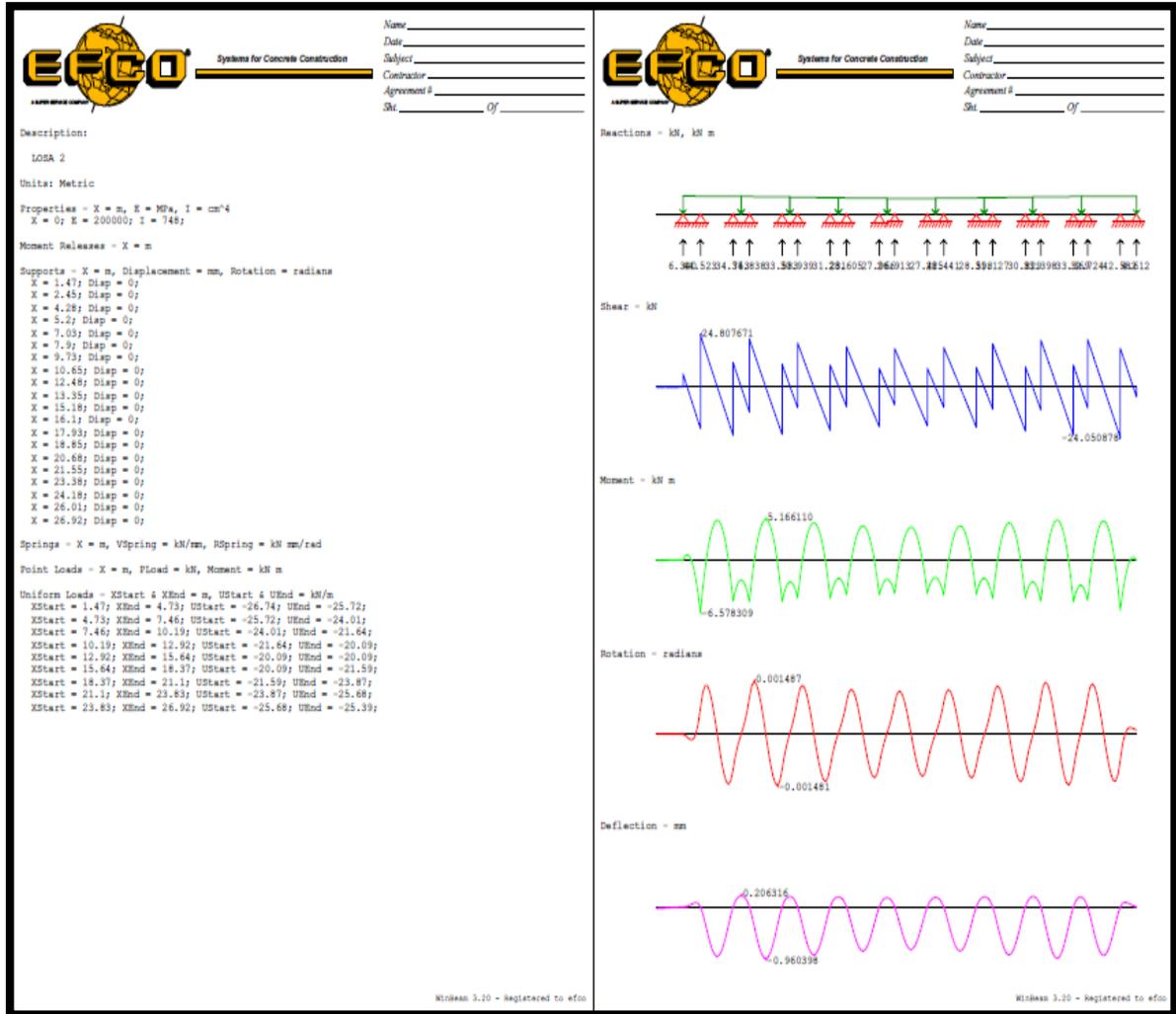
	Force	Reaction	Diff
Vert	-165.355	165.355	-0.000 kN
Rot	2392.475	-2392.475	0.000 kN m

Min & Max values:

Min Shear	=	-14.787 kN	at	26.010 m
Max Shear	=	15.389 kN	at	2.450 m
Min Moment	=	-4.092 kN m	at	2.450 m
Max Moment	=	2.776 kN m	at	3.365 m
Min Rotation	=	-0.0007607 radians	at	4.019 m
Max Rotation	=	0.0007561 radians	at	24.441 m
Min Deflection	=	-0.487867 mm	at	25.095 m
Max Deflection	=	0.089492 mm	at	4.730 m

Winbeam 3.20 - Registered to efoo

Losa 1 – resultados. Fuente: Programa Winbeam.



Losa 2 – ingreso de datos. Fuente: Programa Winbeam.



Systems for Concrete Construction

Name _____
Date _____
Subject _____
Contractor _____
Agreement # _____
Sht. _____ Of _____

Analysis Data:

Beam Length = 26.92 m
Number of Nodes = 216
Number of Elements = 215
Number of Degrees of Freedom = 432

Reactions:

X m	Vert kN	Rot kN m
1.470	6.340	
2.450	44.523	
4.280	34.753	
5.200	34.838	
7.030	33.583	
7.900	30.939	
9.730	31.231	
10.650	28.605	
12.480	27.966	
13.350	26.913	
15.180	27.425	
16.100	28.441	
17.930	28.598	
18.850	31.127	
20.680	30.829	
21.550	33.398	
23.380	33.369	
24.180	32.724	
26.010	42.582	
26.920	4.612	

Equilibrium:

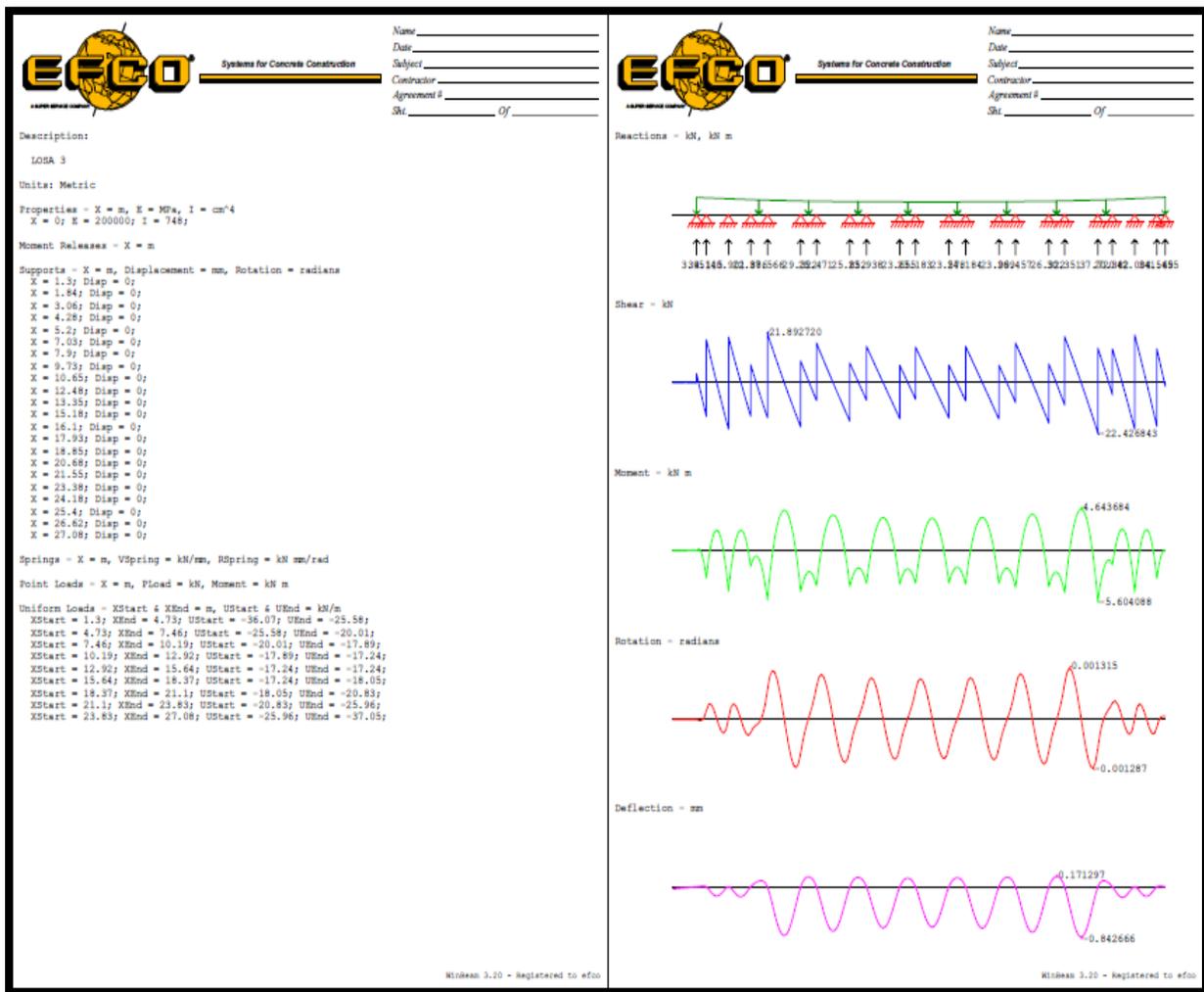
	Force	Reaction	Diff
Vert	-592.795	592.795	-0.000 kN
Rot	8379.769	-8379.770	-0.000 kN m

Min & Max values:

Min Shear	=	-24.051 kN	at	26.010 m
Max Shear	=	24.808 kN	at	2.450 m
Min Moment	=	-6.578 kN m	at	2.450 m
Max Moment	=	5.166 kN m	at	6.115 m
Min Rotation	=	-0.001481 radians	at	6.769 m
Max Rotation	=	0.001487 radians	at	5.461 m
Min Deflection	=	-0.960398 mm	at	6.115 m
Max Deflection	=	0.206316 mm	at	4.730 m

Winbeam 3.20 - Registered to efoo

Losa 2 – resultados. Fuente: Programa Winbeam.



Losa 3 – ingreso de datos. Fuente: Programa Winbeam.



Systems for Concrete Construction

Name _____
Date _____
Subject _____
Contractor _____
Agreement # _____
Sht. _____ Of _____

Analysis Data:

Beam Length = 27.08 m
Number of Nodes = 216
Number of Elements = 215
Number of Degrees of Freedom = 432

Reactions:

X m	Vert kN	Rot kN m
1.300	3.951	
1.840	34.115	
3.060	40.901	
4.280	22.886	
5.200	37.586	
7.030	29.322	
7.900	25.471	
9.730	25.852	
10.650	23.938	
12.480	23.655	
13.350	23.183	
15.180	23.578	
16.100	24.184	
17.930	23.999	
18.850	26.457	
20.680	26.322	
21.550	30.351	
23.380	37.720	
24.180	20.382	
25.400	42.004	
26.620	34.549	
27.080	1.655	

Equilibrium:

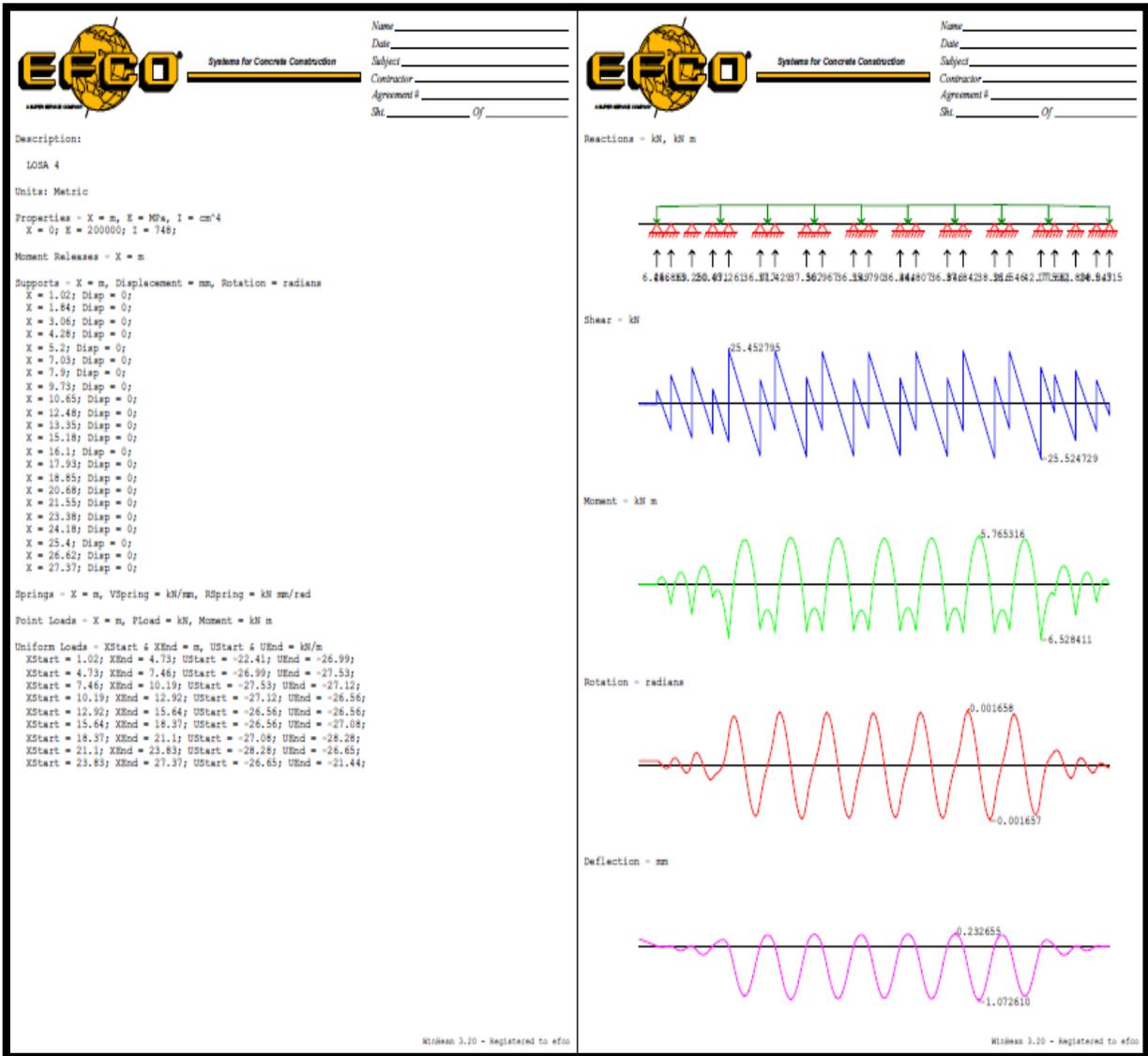
	Force	Reaction	Diff
Vert	-582.040	582.040	-0.000 kN
Rot	8285.727	-8285.727	0.000 kN m

Min & Max values:

Min Shear	=	-22.427 kN	at	23.380 m
Max Shear	=	21.893 kN	at	5.200 m
Min Moment	=	-5.604 kN m	at	23.380 m
Max Moment	=	4.644 kN m	at	22.465 m
Min Rotation	=	-0.001287 radians	at	23.119 m
Max Rotation	=	0.001315 radians	at	21.811 m
Min Deflection	=	-0.842666 mm	at	22.465 m
Max Deflection	=	0.171297 mm	at	21.100 m

WinBeam 3.20 - Registered to efco

Losa 3 – resultados. Fuente: Programa Winbeam.



Losa 4 – ingreso de datos. Fuente: Programa Winbeam.



Systems for Concrete Construction

Name _____
Date _____
Subject _____
Contractor _____
Agreement # _____
Site _____ of _____

Analysis Data:

Beam Length = 27.37 m
Number of Nodes = 218
Number of Elements = 217
Number of Degrees of Freedom = 436

Reactions:

X m	Vert kN	Rot kN m
1.020	6.446	
1.840	25.869	
3.060	33.250	
4.280	20.971	
5.200	43.261	
7.030	36.017	
7.900	37.429	
9.730	37.507	
10.650	36.967	
12.480	36.149	
13.350	35.790	
15.180	36.444	
16.100	36.807	
17.930	36.846	
18.850	37.842	
20.680	38.216	
21.550	36.546	
23.380	42.775	
24.180	17.661	
25.400	32.898	
26.820	24.047	
27.370	5.315	

Equilibrium:

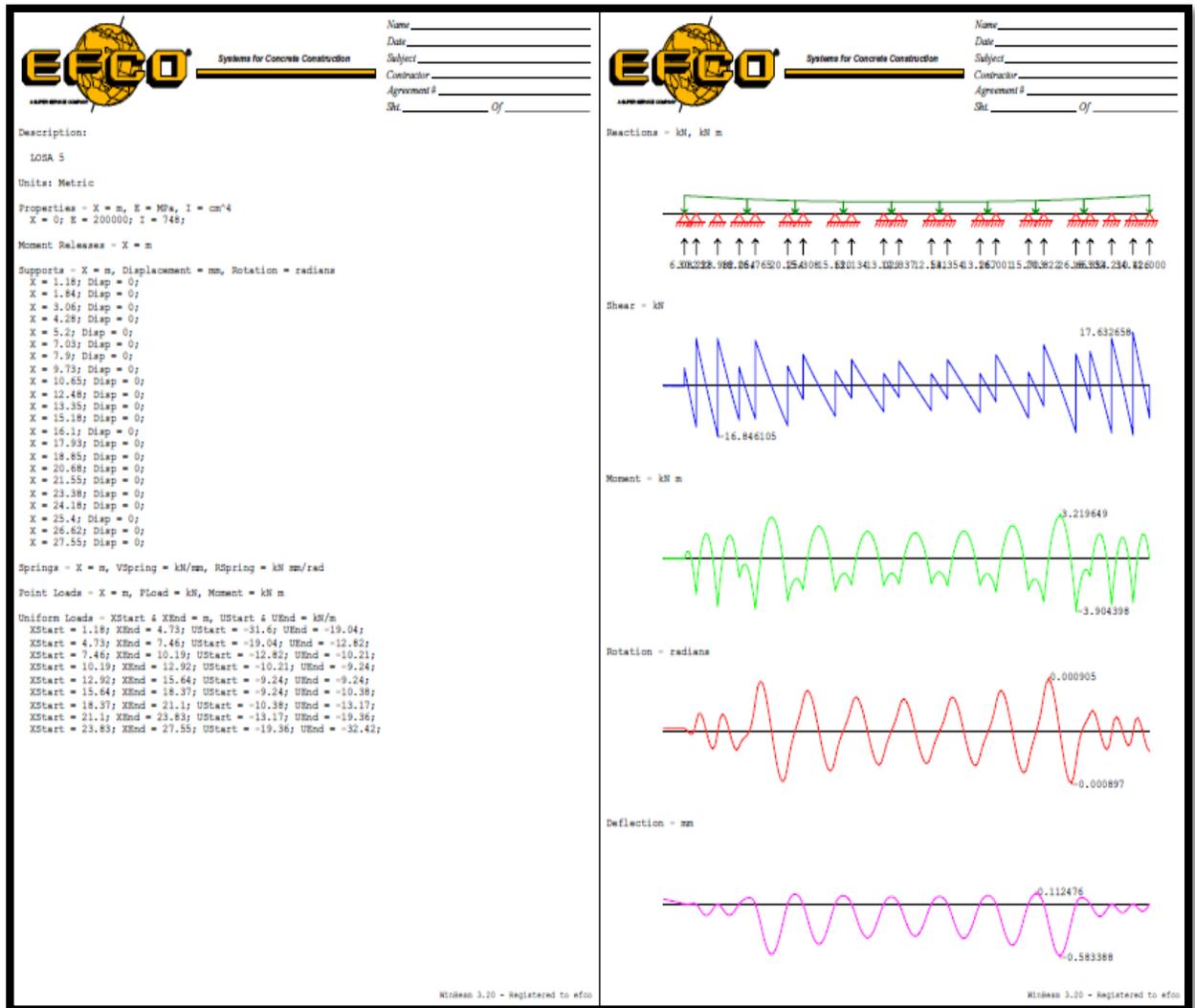
	Force	Reaction	Diff
Vert	-695.054	695.054	-0.000 kN
Rot	9853.124	-9853.125	-0.000 kN m

Min & Max values:

Min Shear	=	-25.525 kN	at	23.380 m
Max Shear	=	25.453 kN	at	5.200 m
Min Moment	=	-6.528 kN m	at	23.380 m
Max Moment	=	5.765 kN m	at	19.765 m
Min Rotation	=	-0.001657 radians	at	20.419 m
Max Rotation	=	0.001658 radians	at	19.111 m
Min Deflection	=	-1.073 mm	at	19.765 m
Max Deflection	=	0.232655 mm	at	18.370 m

Winbeam 3.20 - Registered to efoo

Losa 4 – resultados. Fuente: Programa Winbeam.



Losa 5 – ingreso de datos. Fuente: Programa Winbeam.



Systems for Concrete Construction

Name _____
Date _____
Subject _____
Contractor _____
Agreement # _____
Sht. _____ Of _____

Analysis Data:

Beam Length = 27.55 m
Number of Nodes = 219
Number of Elements = 218
Number of Degrees of Freedom = 438

Reactions:

X m	Vert kN	Rot kN m
1.180	6.082	
1.840	30.228	
3.060	32.982	
4.280	18.054	
5.200	26.765	
7.030	20.254	
7.900	15.308	
9.730	15.620	
10.650	13.134	
12.480	13.029	
13.350	12.337	
15.180	12.541	
16.100	13.354	
17.930	13.267	
18.850	16.001	
20.680	15.703	
21.550	20.822	
23.380	26.663	
24.180	16.354	
25.400	32.210	
26.620	34.426	
27.550	11.000	

Equilibrium:

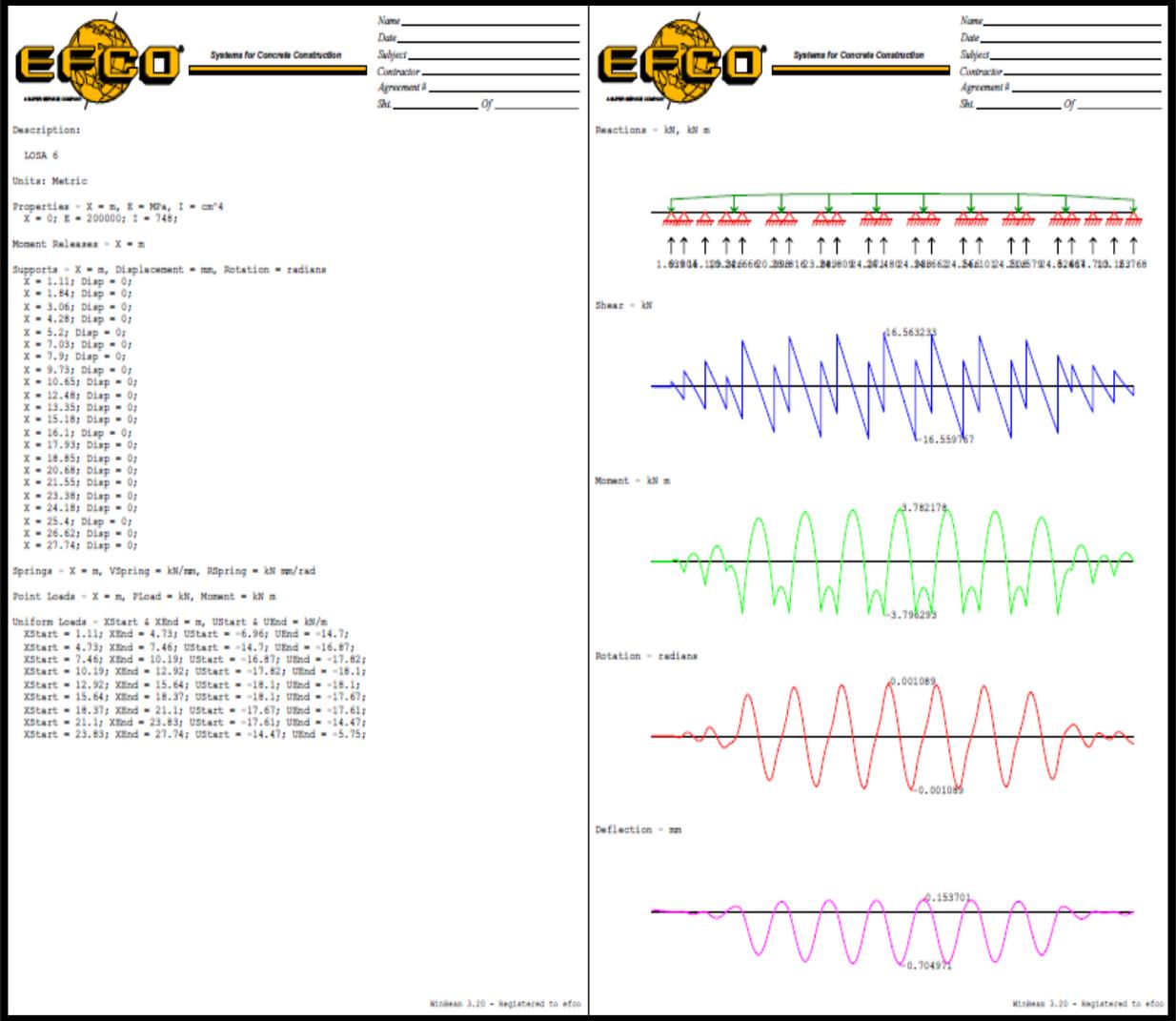
	Force	Reaction	Diff
Vert	-416.134	416.134	-0.000 kN
Rot	6037.402	-6037.402	0.000 kN m

Min & Max values:

Min Shear	=	-16.846 kN	at	3.060 m
Max Shear	=	17.633 kN	at	26.620 m
Min Moment	=	-3.904 kN m	at	23.380 m
Max Moment	=	3.220 kN m	at	22.465 m
Min Rotation	=	-0.0008966 radians	at	23.119 m
Max Rotation	=	0.0009048 radians	at	21.811 m
Min Deflection	=	-0.583388 mm	at	22.465 m
Max Deflection	=	0.112476 mm	at	21.100 m

Winbeam 3.20 - Registered to erco

Losa 5 – resultados. Fuente: Programa Winbeam.



Losa 6 – ingreso de datos. Fuente: Programa Winbeam.



Systems for Concrete Construction

Name _____

Date _____

Subject _____

Contractor _____

Agreement # _____

St. _____ Of _____

Analysis Data:

Beam Length = 27.74 m
Number of Nodes = 221
Number of Elements = 220
Number of Degree of Freedom = 442

Reactions:

X m	Vert kN	Rot kN m
1.110	1.639	
1.840	9.004	
3.060	15.129	
4.280	10.326	
5.200	24.666	
7.030	20.998	
7.900	23.816	
9.730	23.889	
10.650	24.809	
12.480	24.271	
13.350	24.480	
15.180	24.938	
16.100	24.662	
17.930	24.566	
18.850	24.101	
20.680	24.508	
21.550	21.579	
23.380	24.524	
24.180	8.667	
25.400	14.713	
26.620	10.163	
27.740	2.768	

Equilibrium:

	Force	Reaction	Diff
Vert	-408.215	408.215	-0.000 kN
Rot	5845.471	-5845.471	-0.000 kN m

Min & Max values:

Min Shear	=	-16.560 kN	at	15.180 m
Max Shear	=	16.563 kN	at	13.350 m
Min Moment	=	-3.796 kN m	at	13.350 m
Max Moment	=	3.782 kN m	at	14.265 m
Min Rotation	=	-0.001089 radians	at	14.919 m
Max Rotation	=	0.001089 radians	at	13.611 m
Min Deflection	=	-0.704971 mm	at	14.265 m
Max Deflection	=	0.153701 mm	at	15.640 m

NirReam 3.20 - Registered to efco

Losa 6 – resultados. Fuente: Propia.

4.3 Resumen de reacciones de losa 1 al 6

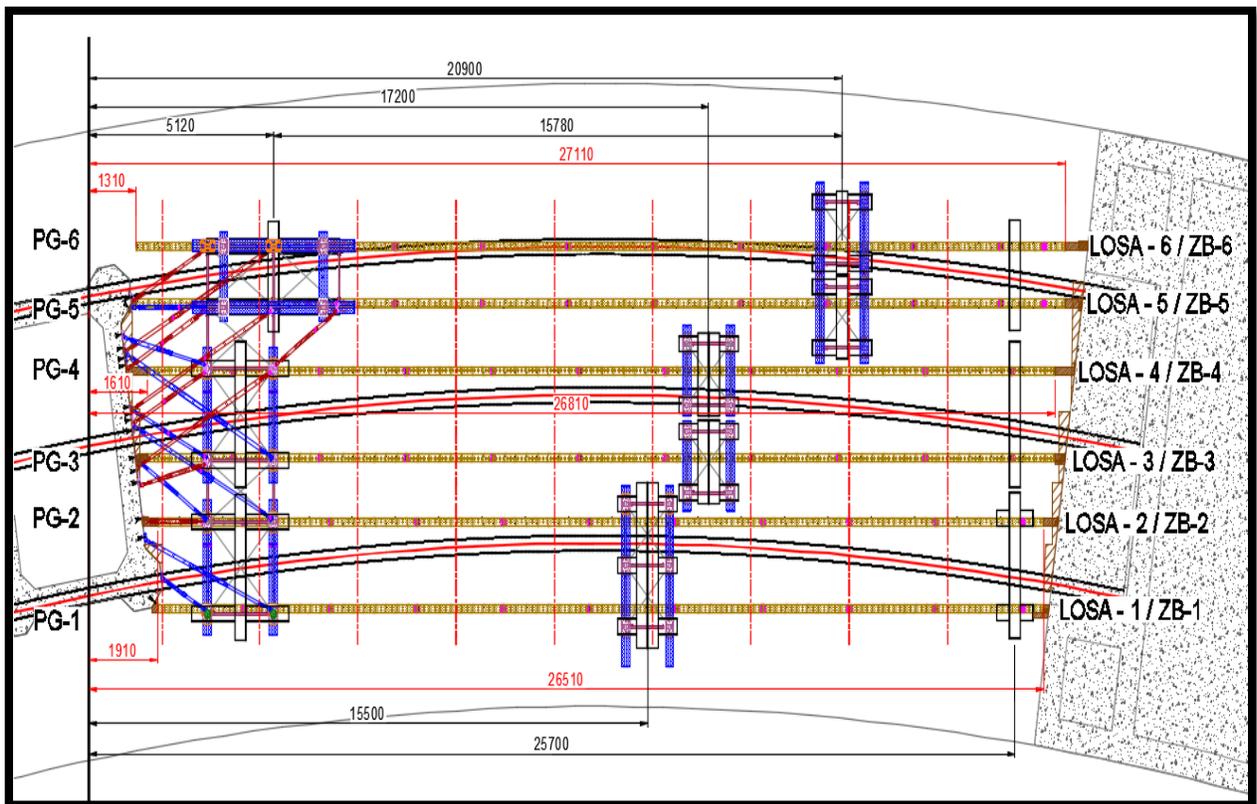
Estas cargas son las cargas en postes EZ-Deck que son las cargas puntuales que viajan a los Paneles Plate Guirder (PG).

CARGAS EN POSTES E Z-DECK						
PROGRESIVA (m) / WB	LOSA-1 (kN)	LOSA-2 (kN)	LOSA-3 (kN)	LOSA-4 (kN)	LOSA-5 (kN)	LOSA-6 (kN)
1,84			34,2	25,9	30,3	9,1
2,45	29,3	44,6				
3,06			41	33,3	33	15,2
4,28	18,3	34,8	22,9	21	18,1	10,4
5,2	10	34,9	37,6	43,3	26,8	24,7
7,03	9,8	33,6	29,4	36,1	20,3	21
7,9	5,1	31	25,5	37,5	15,4	23,9
9,73	5,5	31,3	25,9	37,6	15,7	23,9
10,65	3,4	28,7	24	37	13,2	24,9
12,48	3,4	28	23,7	36,2	13,1	24,3
13,35	2,8	27	23,2	35,8	12,4	24,5
15,18	2,9	27,5	23,6	36,5	12,6	25
16,1	3,5	28,5	24,2	36,9	13,4	24,7
17,93	3,4	28,6	24	36,9	13,3	24,6
18,85	5,6	31,2	26,5	37,9	16,1	24,2
20,68	5,3	30,9	26,4	38,3	15,8	24,6
21,55	10,1	33,4	30,4	36,6	20,9	21,6
23,38	9,5	33,4	37,8	42,8	26,7	24,6
24,18	17,7	32,8	20,4	17,7	16,4	8,7
25,4			42,1	32,9	32,3	14,8
26,01	26,7	42,6				
26,62			34,6	24,1	34,5	10,2
	PG-1	PG-2	PG-3	PG-4	PG-5	PG-6

Fuente: Propia.

4.4 Análisis del plate girder (pg):

Para el análisis del panel plate girder se idealiza en el programa Winbeam como una viga y se ingresan las cargas puntuales que son las cargas de los postes EZ-Deck, estos paneles PG son soportados por torres EZ-Deck que son los que tomaran toda la carga del puente.



Idealización de paneles Plate Girder. Fuente: Programa Winbeam.

Ingreso de datos al programa Winbeam:

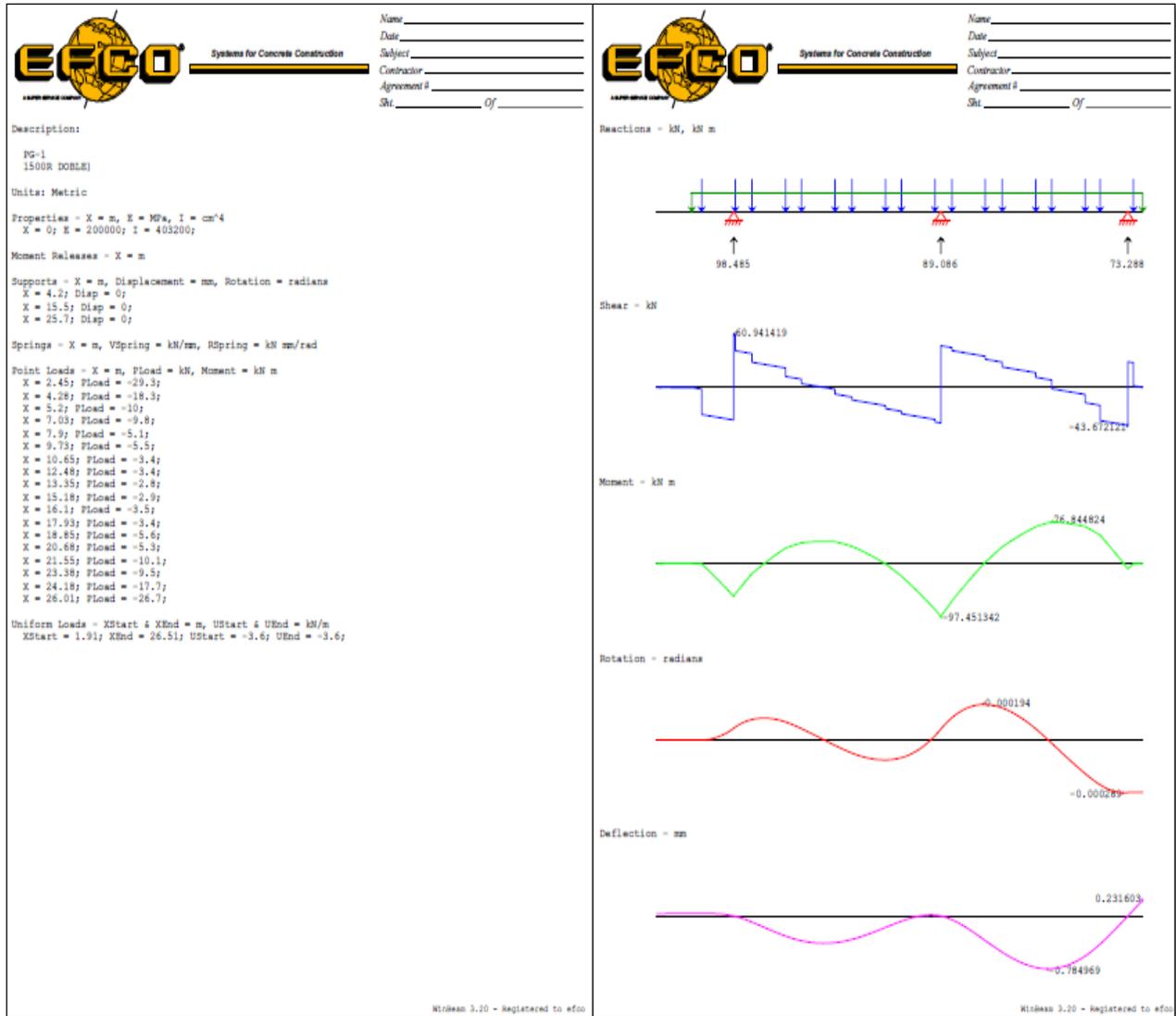


Imagen 47: PG-1. Fuente: Programa Winbeam.

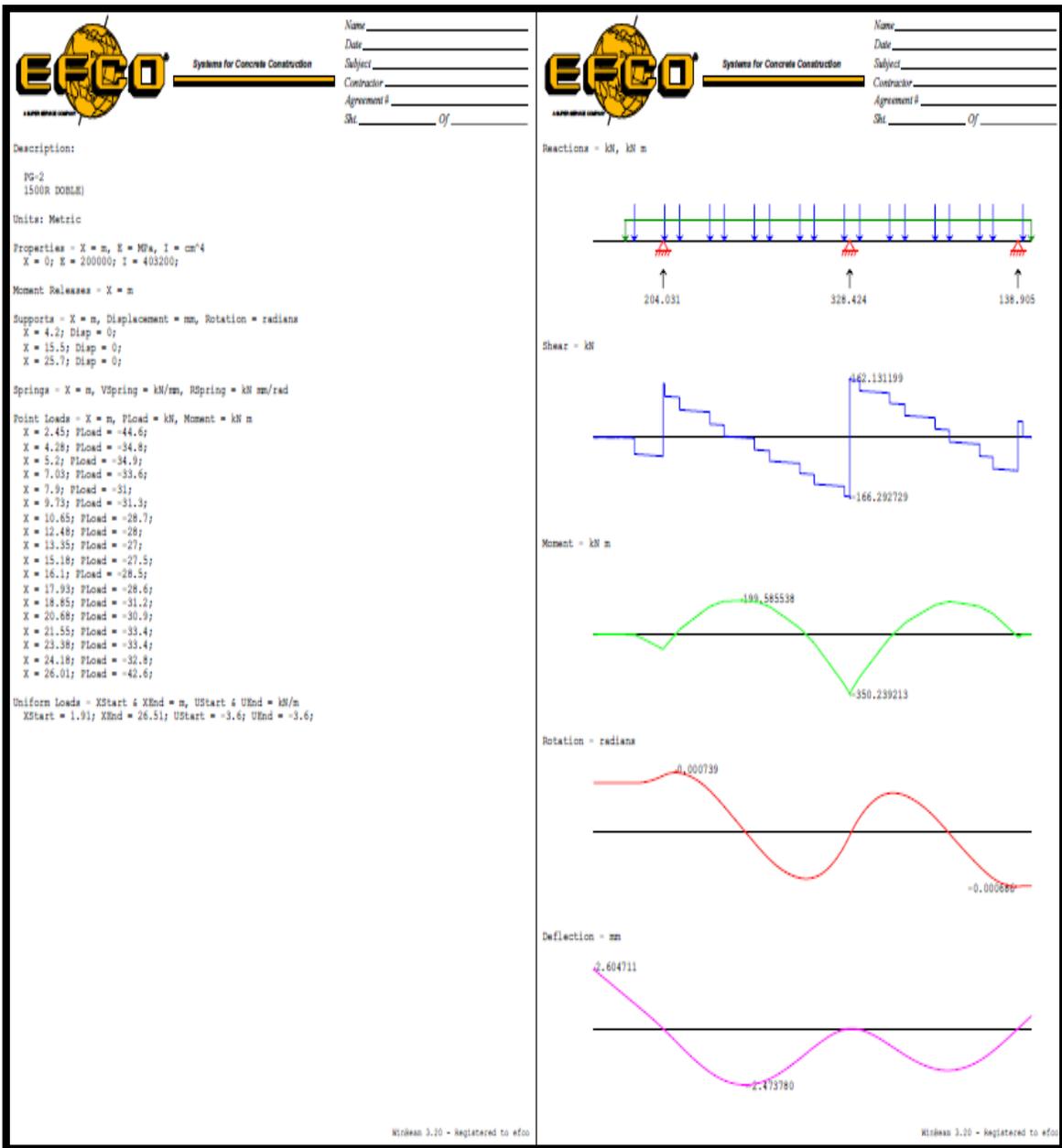


Imagen 48: PG-2. Fuente: Programa Winbeam.

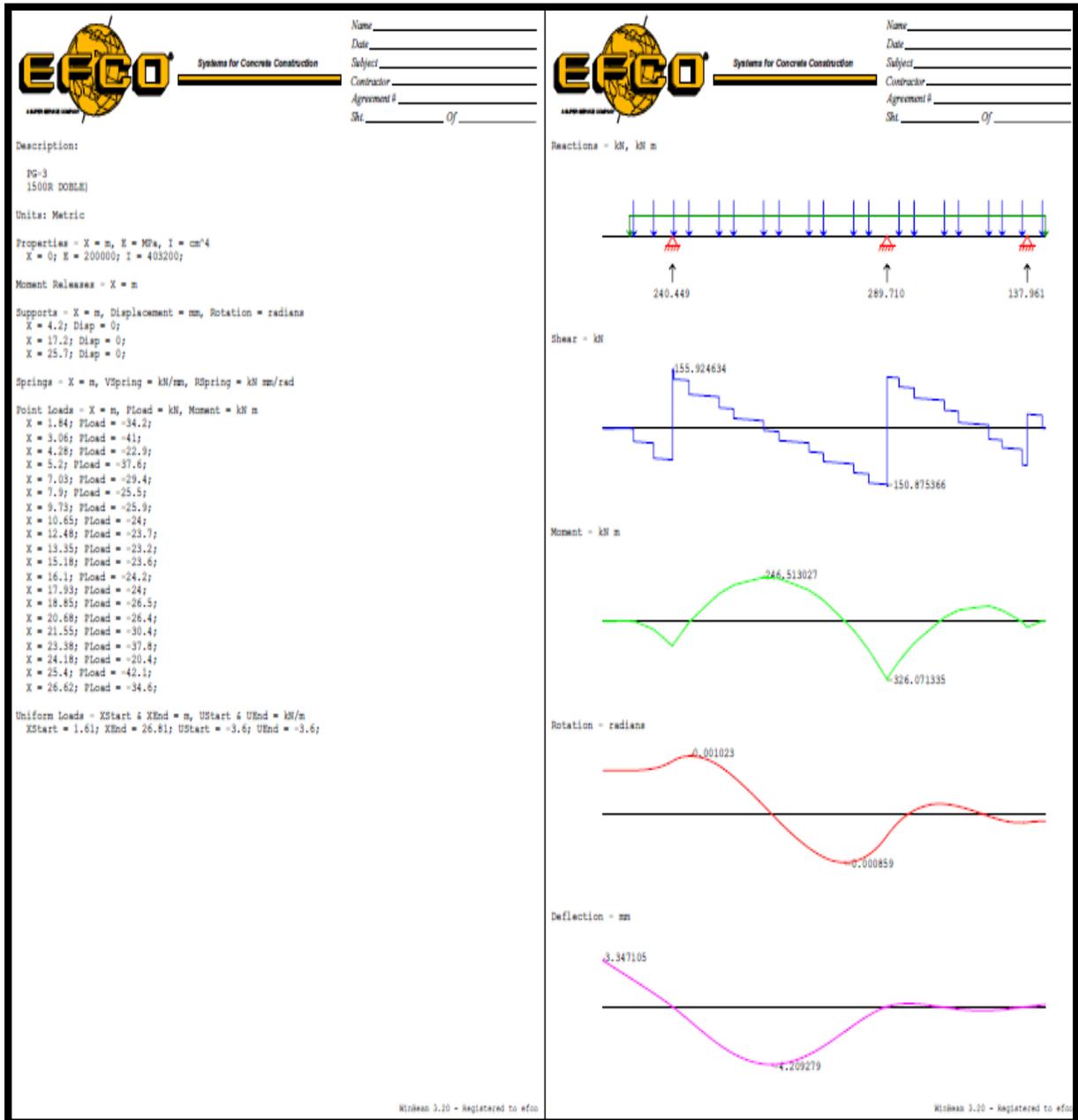


Imagen 49: PG-3

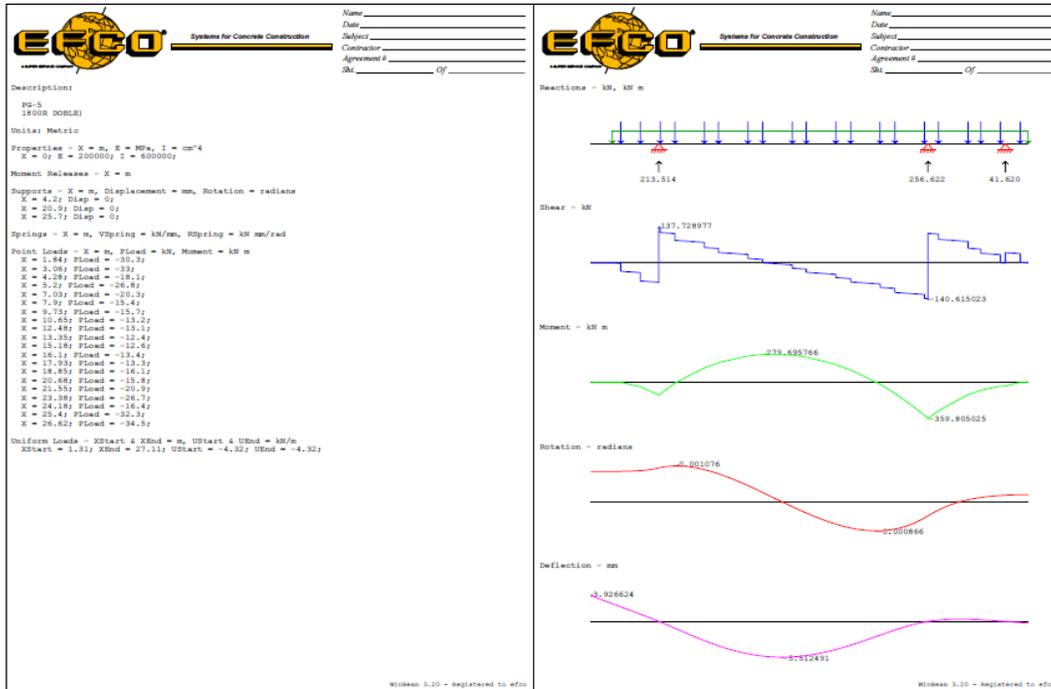


Imagen 50: PG-4. Fuente: Programa Winbeam.

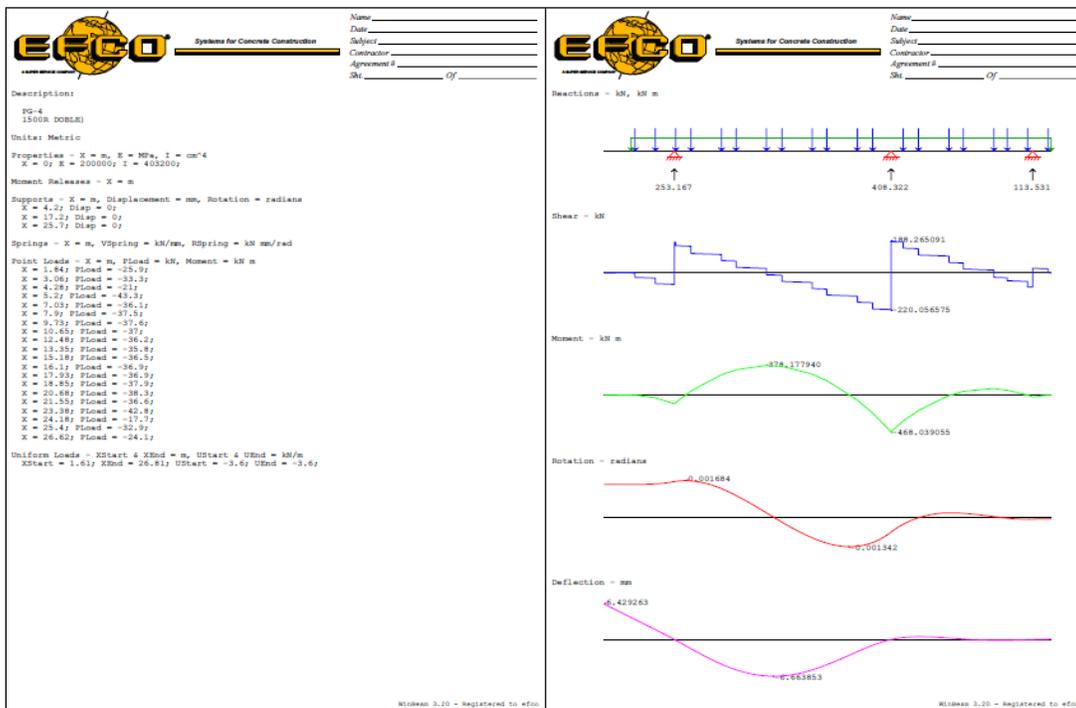


Imagen 51: PG-5. Fuente: Programa Winbeam.

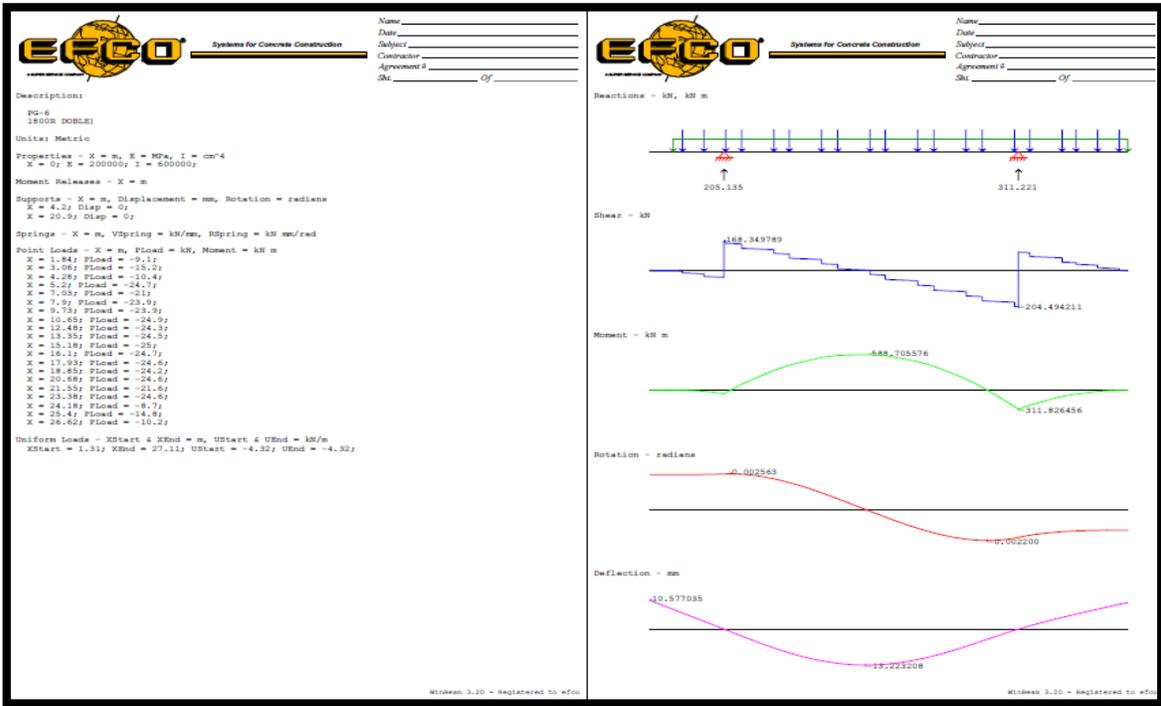


Imagen 52: PG-6 con carga viva. Fuente: Programa Winbeam.

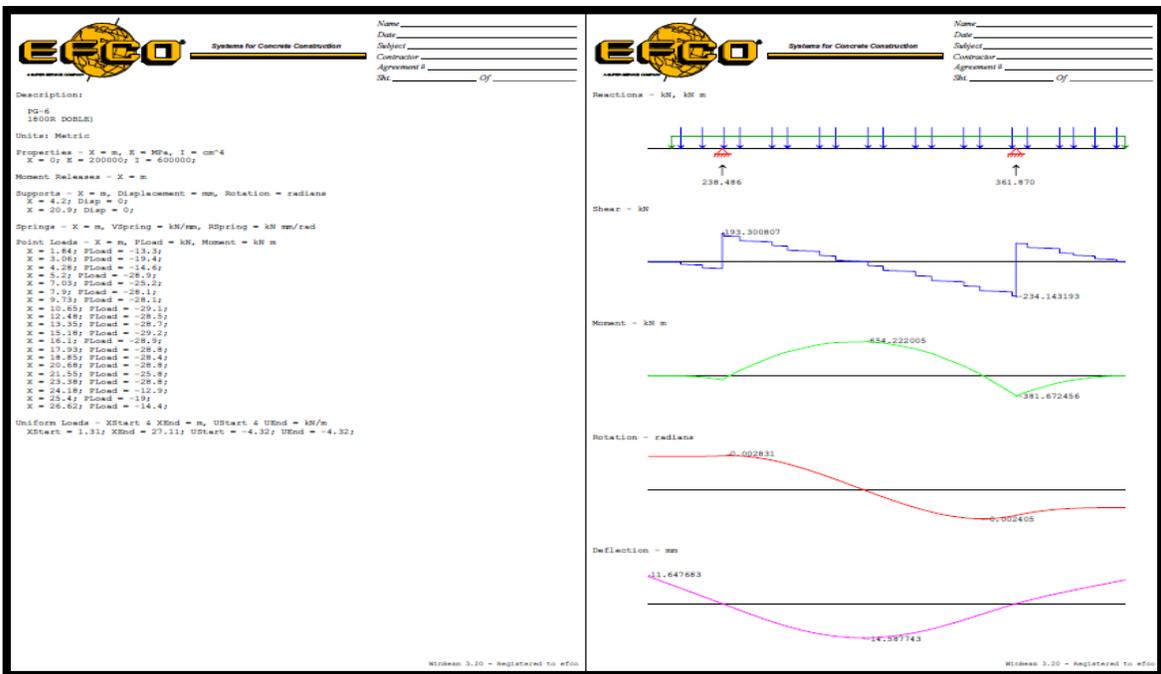
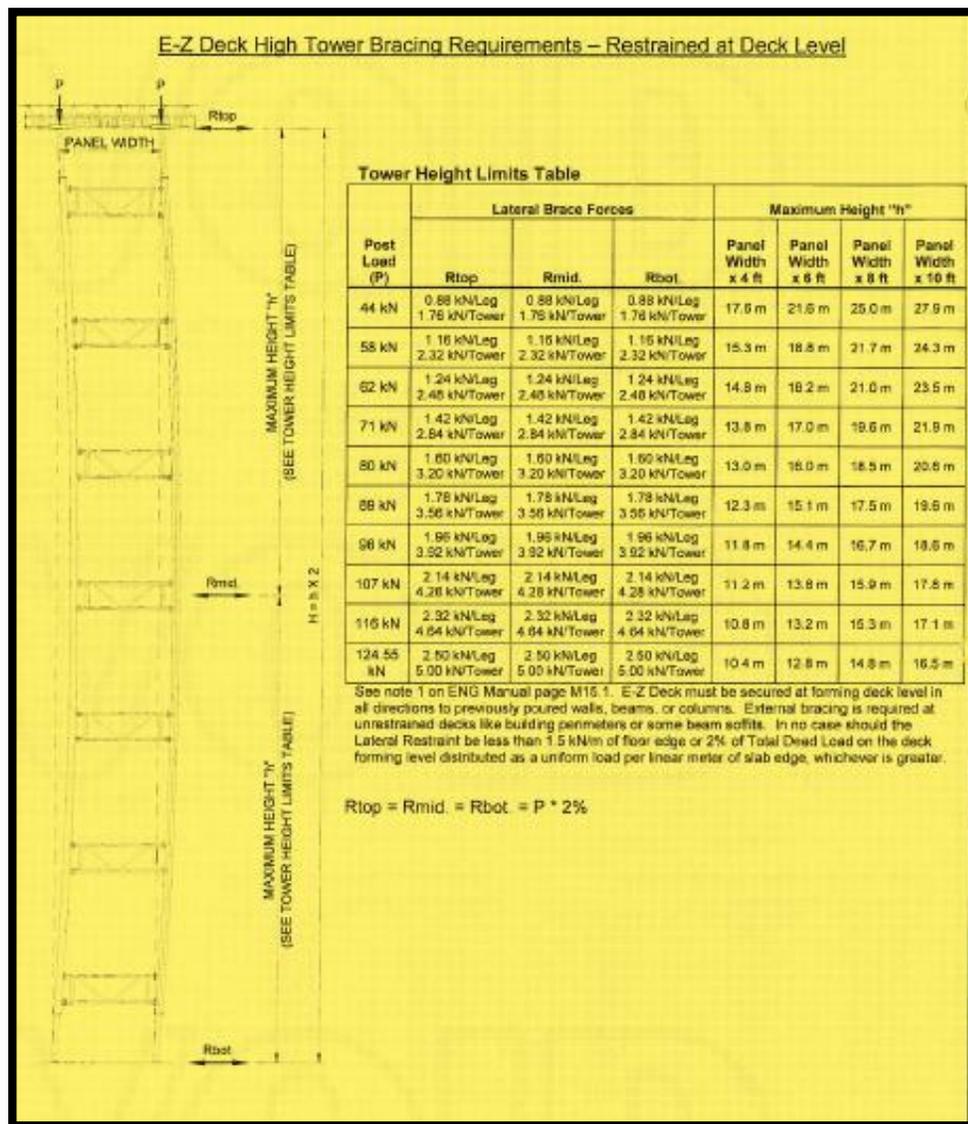


Imagen 53: PG-6 con carga viva. Fuente: Programa Winbeam.

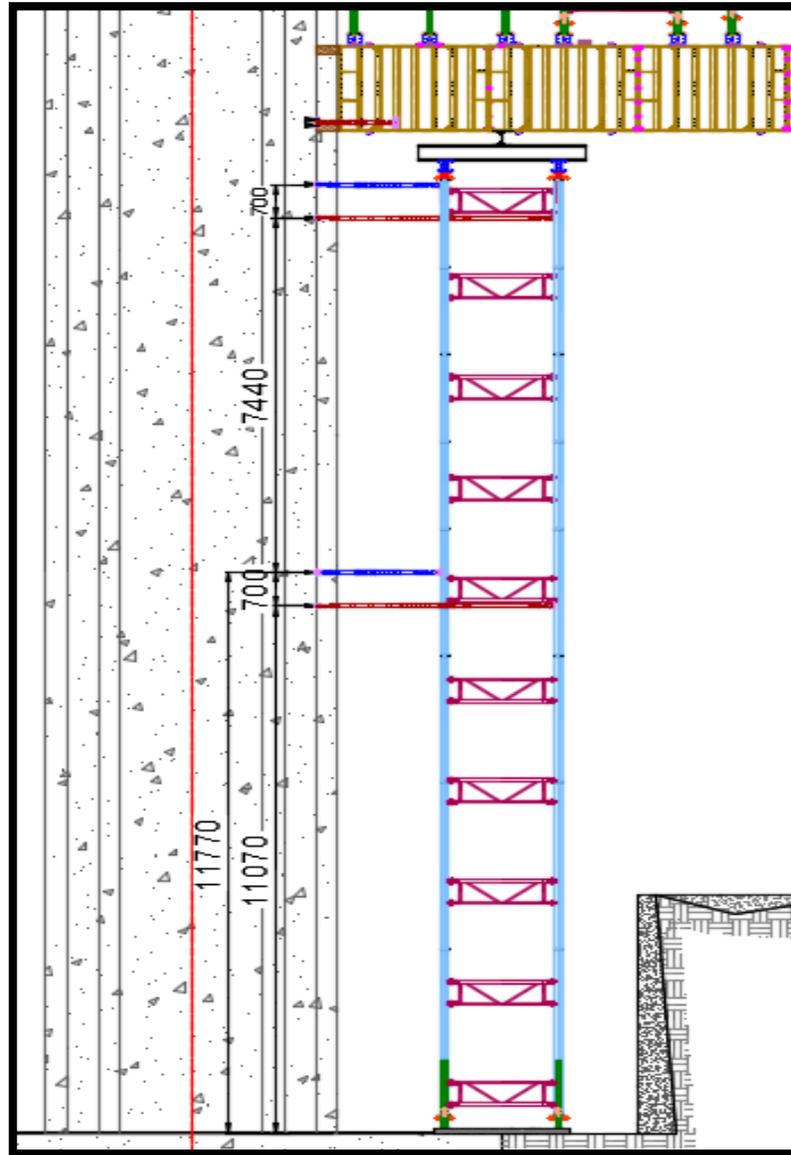
4.5 Arriostramiento intermedio en torre Ez-deck

El arriostre del apuntalamiento sirve para controlar el pandeo de este debido a la carga que transmite, en la tabla xx veremos la longitud de arriostre intermedio según la carga y altura de nuestra torre.



Requerimiento de arriostre en torres EZ-Deck. Fuente: Propia.

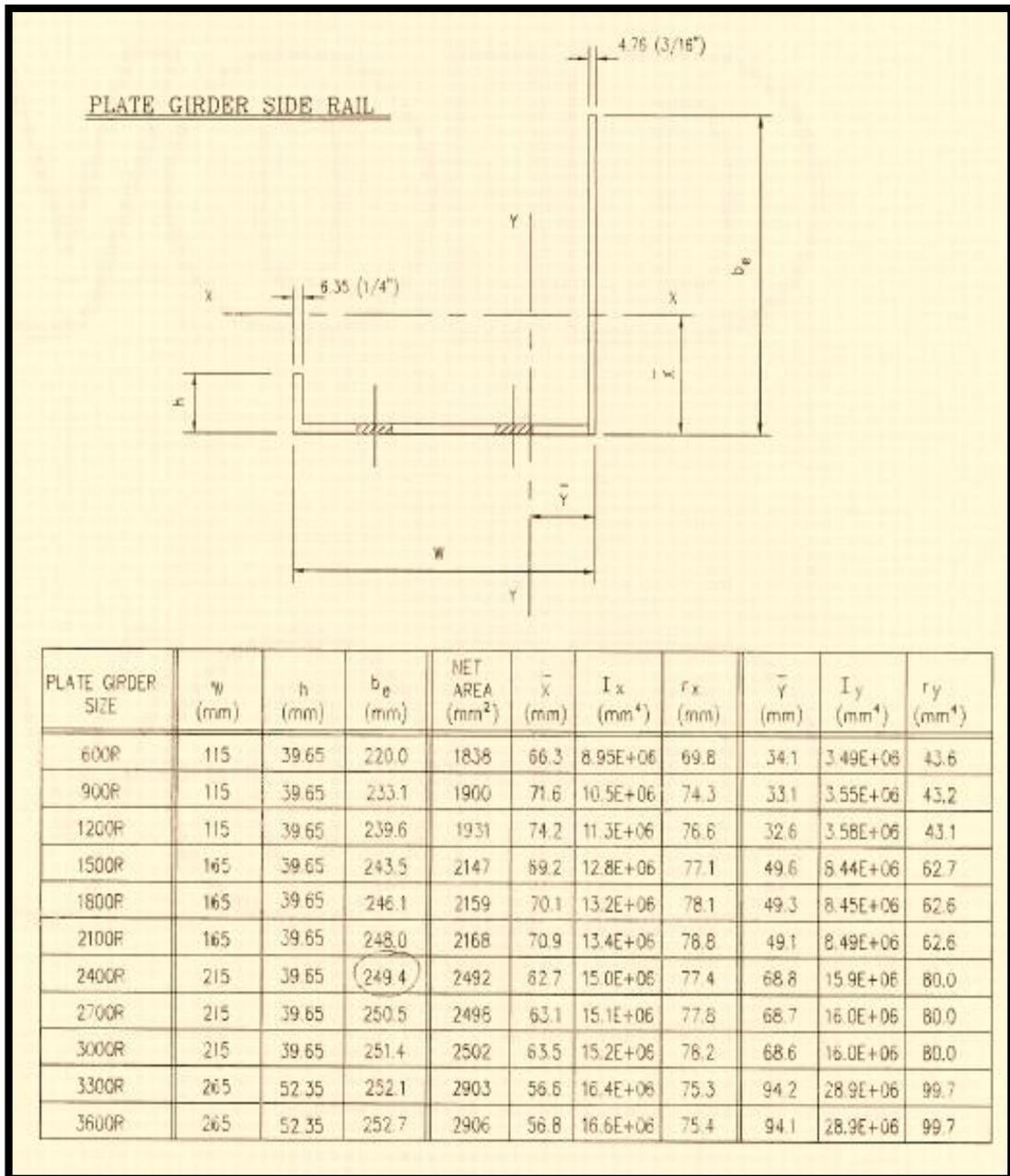
Para el diseño de arriostre en nuestro caso, para un Marco de 1830 y una altura de 19.2m se necesita arriostre a 12.5m como máximo.



Arriostre intermedio en torre EZ-Deck. Fuente: Propia.

Calculo de pandeo lateral:

Para el cálculo del cordón comprimido en el panel Plate Guirder ver la siguiente tabla:



Propiedades del Plate Guirder. Fuente: Propia.

Verificación de cordón comprimido PGx1500R (Simple):

Esfuerzo actuante (fa):

Datos PGx1500R:

$$H = 1.5 \text{ m}$$

$$X = 0.0692\text{m}$$

$$A = 2147 \text{ mm}^2 = 0.002147\text{m}^2$$

$$C = \frac{M \max}{h - 2c} \quad C = \frac{325.4 \text{ kN} - \text{m}}{1.5\text{m} - 2(0.0692\text{m})} \quad C = 239\text{kN}$$

$$fa = \frac{239\text{kN}}{0.002147\text{m}^2} = 111 \text{ Mpa}$$

Esfuerzo Admisible (Fa):

Datos PGx1500R:

$$I_y = 844 \text{ cm}^4$$

$$A = 21.47 \text{ cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{844\text{cm}^4/21.47\text{cm}^2} = 6.3 \text{ cm}$$

$$L = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1 \times 240 \text{ cm}}{6.3 \text{ cm}} = 38$$

$$F_a = 20 \text{ Ksi} = 137 \text{ Mpa} \text{ (ver tabla XX)}$$

Entonces: $F_a = 137 \text{ Mpa} > f_a = 111 \text{ Mpa}$ ok.

Verificación de cordón comprimido PGx1800R (Simple):

Esfuerzo actuante (f_a):

Datos PGx1500R:

$$H = 1.8 \text{ m}$$

$$X = 0.0701 \text{ m}$$

$$A = 2159 \text{ mm}^2 = 0.002159 \text{ m}^2$$

$$C = \frac{M \max}{h - 2c} \quad C = \frac{449 \text{ kN} \cdot \text{m}}{1.8\text{m} - 2(0.0701\text{m})} \quad C = 270 \text{ kN}$$

$$f_a = \frac{C}{A} = \frac{270kN}{0.002159m^2} = 125 \text{ Mpa}$$

Esfuerzo Admisible (F_a):

Datos PGx1500R:

$$I_y = 845 \text{ cm}^4$$

$$A = 21.59 \text{ cm}^2$$

$$r_y = \sqrt{I_y/A} = \sqrt{845\text{cm}^4/21.59\text{cm}^2} = 6.3 \text{ cm}$$

$$L = 240 \text{ cm}$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1 \times 240\text{cm}}{6.3 \text{ cm}} = 38$$

$$F_a = 20 \text{ Ksi} = 137 \text{ Mpa}$$

Entonces: $F_a = 137 \text{ Mpa} > f_a = 125 \text{ Mpa}$ ok.

Cargas admisibles de miembros a compresión.

Table 4-22
Available Critical Stress for
Compression Members

$F_y = 35$ ksi			$F_y = 36$ ksi			$F_y = 42$ ksi			$F_y = 46$ ksi			$F_y = 50$ ksi		
$\frac{KL}{r}$	F_{cr}/Ω_c	$\phi_c F_{cr}$												
	ksi	ksi												
	ASD	LRFD												
1	21.0	31.5	1	21.6	32.4	1	25.1	37.8	1	27.5	41.4	1	29.9	45.0
2	21.0	31.5	2	21.6	32.4	2	25.1	37.8	2	27.5	41.4	2	29.9	45.0
3	20.9	31.5	3	21.5	32.4	3	25.1	37.8	3	27.5	41.4	3	29.9	45.0
4	20.9	31.5	4	21.5	32.4	4	25.1	37.8	4	27.5	41.4	4	29.9	44.9
5	20.9	31.5	5	21.5	32.4	5	25.1	37.7	5	27.5	41.3	5	29.9	44.9
6	20.9	31.4	6	21.5	32.3	6	25.1	37.7	6	27.5	41.3	6	29.9	44.9
7	20.9	31.4	7	21.5	32.3	7	25.1	37.7	7	27.5	41.3	7	29.8	44.8
8	20.9	31.4	8	21.5	32.3	8	25.1	37.7	8	27.4	41.2	8	29.8	44.8
9	20.9	31.4	9	21.5	32.3	9	25.0	37.6	9	27.4	41.2	9	29.8	44.7
10	20.9	31.3	10	21.4	32.2	10	25.0	37.6	10	27.4	41.1	10	29.7	44.7
11	20.8	31.3	11	21.4	32.2	11	25.0	37.5	11	27.3	41.1	11	29.7	44.6
12	20.8	31.3	12	21.4	32.2	12	24.9	37.5	12	27.3	41.0	12	29.6	44.5
13	20.8	31.2	13	21.4	32.1	13	24.9	37.4	13	27.2	40.9	13	29.6	44.4
14	20.7	31.2	14	21.3	32.1	14	24.8	37.3	14	27.2	40.9	14	29.5	44.4
15	20.7	31.1	15	21.3	32.0	15	24.8	37.3	15	27.1	40.8	15	29.5	44.3
16	20.7	31.1	16	21.3	32.0	16	24.8	37.2	16	27.1	40.7	16	29.4	44.2
17	20.7	31.0	17	21.2	31.9	17	24.7	37.1	17	27.0	40.6	17	29.3	44.1
18	20.6	31.0	18	21.2	31.9	18	24.7	37.1	18	27.0	40.5	18	29.2	43.9
19	20.6	30.9	19	21.2	31.8	19	24.6	37.0	19	26.9	40.4	19	29.2	43.8
20	20.5	30.9	20	21.1	31.7	20	24.5	36.9	20	26.8	40.3	20	29.1	43.7
21	20.5	30.8	21	21.1	31.7	21	24.5	36.8	21	26.7	40.2	21	29.0	43.6
22	20.4	30.7	22	21.0	31.6	22	24.4	36.7	22	26.7	40.1	22	28.9	43.4
23	20.4	30.7	23	21.0	31.5	23	24.3	36.6	23	26.6	40.0	23	28.8	43.3
24	20.3	30.6	24	20.9	31.4	24	24.3	36.5	24	26.5	39.8	24	28.7	43.1
25	20.3	30.5	25	20.9	31.4	25	24.2	36.4	25	26.4	39.7	25	28.6	43.0
26	20.2	30.4	26	20.8	31.3	26	24.1	36.3	26	26.3	39.6	26	28.5	42.8
27	20.2	30.3	27	20.7	31.2	27	24.0	36.1	27	26.2	39.4	27	28.4	42.7
28	20.1	30.3	28	20.7	31.1	28	24.0	36.0	28	26.1	39.3	28	28.3	42.5
29	20.1	30.2	29	20.6	31.0	29	23.9	35.9	29	26.0	39.1	29	28.2	42.3
30	20.0	30.1	30	20.6	30.9	30	23.8	35.8	30	25.9	39.0	30	28.0	42.1
31	20.0	30.0	31	20.5	30.8	31	23.7	35.6	31	25.8	38.8	31	27.9	41.9
32	19.9	29.9	32	20.4	30.7	32	23.6	35.5	32	25.7	38.6	32	27.8	41.8
33	19.8	29.8	33	20.4	30.6	33	23.5	35.4	33	25.6	38.5	33	27.7	41.6
34	19.8	29.7	34	20.3	30.5	34	23.4	35.2	34	25.5	38.3	34	27.5	41.4
35	19.7	29.6	35	20.2	30.4	35	23.3	35.1	35	25.4	38.1	35	27.4	41.2
36	19.6	29.5	36	20.1	30.3	36	23.2	34.9	36	25.2	37.9	36	27.2	40.9
37	19.5	29.4	37	20.1	30.1	37	23.1	34.8	37	25.1	37.8	37	27.1	40.7
38	19.5	29.3	38	20.0	30.0	38	23.0	34.6	38	25.0	37.6	38	26.9	40.5
39	19.4	29.1	39	19.9	29.9	39	22.9	34.4	39	24.9	37.4	39	26.8	40.3
40	19.3	29.0	40	19.8	29.8	40	22.8	34.3	40	24.7	37.2	40	26.6	40.0

ASD LRFD
 $\Omega_c = 1.67$ $\phi_c = 0.90$

Fuente: Propia.

Capítulo V

Discusión de resultados

5.1 Verificación e-beam sobre doble z-beam

De la tabla anterior podemos ver que la máxima reacción es 37.05 kN/m, con este dato pasamos a hacer la verificación de aplastamiento de E-beam sobre doble Z-beam. Esta reacción la multiplicamos por 0.305 que es el espaciamiento ya así sabremos cuanto de carga le está soportando.

$$R = 37.05 \text{ kN/m} \times 0.305 \text{ m} = 11.3 \text{ kN} < 14.4 \text{ kN} \quad \text{ok}$$

5.2 Verificación de Poste EZ-Deck

Después de ingresar los datos y hallar las reacciones que son las cargas que soportan los postes EZ-Deck tenemos la tabla 5 que es el resumen de dichas reacciones de las cuales podemos sacar la mayor para hacer la verificación del poste.

$$\text{Reacción Máxima en poste EZ-Deck (Pu)} = 44.6 \text{ kN}$$

$$\text{Carga Máxima admisible en poste (Pa)} = 62.3 \text{ Kn}$$

Entonces: $P_a > P_u$ ok (verifica)

5.3 Verificación de panel Plate Guirder

Aplastamiento: el aplastamiento máximo que soporta el panel PGx1500 es de 289 KN, como se está diseñando con doble panel el aplastamiento admisible sería $289 \times 2 = 578 \text{ kN}$. Para la verificación lo que hacemos es comparar las reacciones de los WB de PG del 1 al 6, las reacciones no deben ser mayores a la admisible.

Entonces:

de la reacción de PG-4 = $389 \text{ kN} < 578 \text{ kN}$ ok.

Máximo Aplastamiento PG

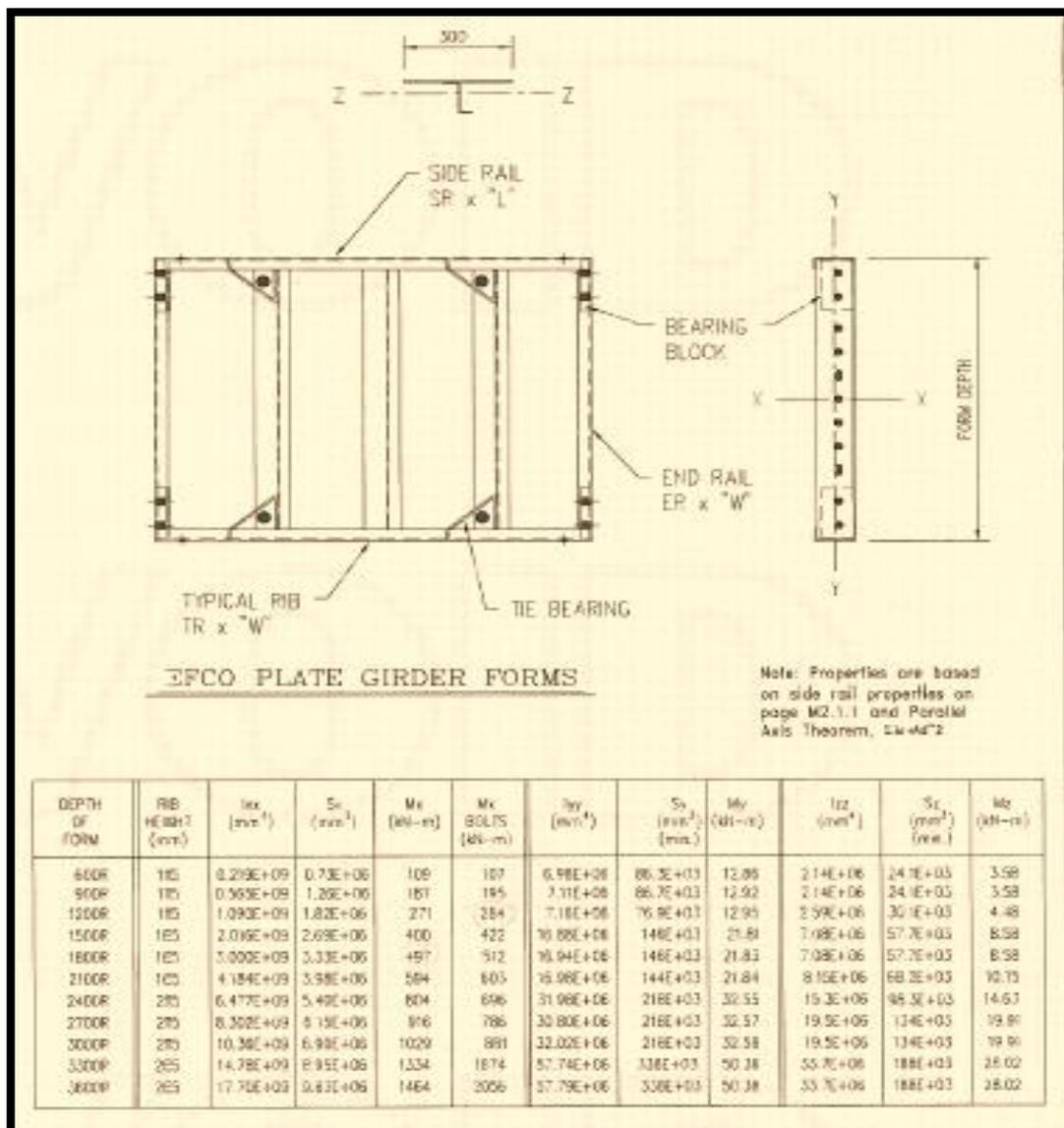
RIB DEPTH & RIB LENGTH	MAXIMUM REACTION (kN)	
	CASE 1	CASE 2
(100 mm) 600R, 900R, 1200R & ALL BC FORMS	222	111
(150 mm) 1500R, 1800R, & 2100R	289	155
(200 & 250 mm) 2400R, 2700R, 3000R, & 3600R	355	177

Fuente: Programa Winbeam.

Momento Flector: para la verificación del momento flector se compara con el Momento admisible de la tabla 7 del panel que corresponde, en nuestro diseño sería PGx1500.

Entonces:

Del Momento Actuante de PG-4 = 446k N-m < 497 kN-m ok.



Momento Flector Máximo panel PG. Fuente: Propia.

Esfuerzo de Corte: para la verificación del esfuerzo cortante se compara con el esfuerzo cortante admisible de la tabla 8 del panel que corresponde, en nuestro diseño sería PGx1500.

Entonces: Del Cortante Actuante de PG-4 = 209k N < 343 kN ok.

Plate Girder Available Shear Strength

Face Sheet/End Rail Shear Strength in Spanning Application
(One Piece Face Sheet Forms Only)



Table M2.3.5a: Plate Girder Shear Strength (ASD)

Form	Width (mm)	Allowable Strength Design (ASD)		
		Face Sheet Shear Strength V_n/Ω ($\Omega = 1.67$) (see note 1)	End Rail Weld Strength R_n/Ω ($\Omega = 1.50$) (see note 2)	Bolt Bearing Strength R_n/Ω ($\Omega = 2.00$) (see note 3) Ø19 mm Quick Bolts @ 300 mm Centers
600R	300	232 kN	59 kN	177 kN
900R	900	348 kN	130 kN	226 kN
1000R	1000	387 kN	153 kN	226 kN
1200R	1200	465 kN	200 kN	274 kN
1500R	1500	581 kN	272 kN	323 kN
1800R	1800	697 kN	343 kN	371 kN
2100R	2100	813 kN	413 kN	420 kN
2400R	2400	929 kN	484 kN	468 kN
2700R	2700	1045 kN	521 kN	517 kN
3000R	3000	1162 kN	593 kN	565 kN
3600R	3600	1394 kN	701 kN	743 kN

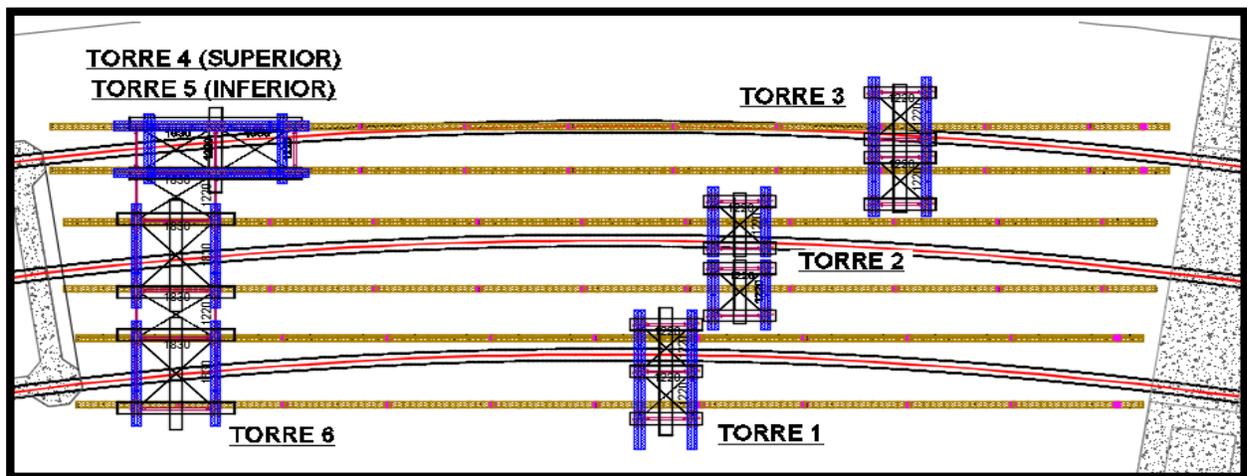
Cortante Máxima panel PG. Fuente: Propia.

5.4 Verificación de torres ez-deck

Las torres EZ-Deck son las estructuras que soportan toda la carga del puente, después de haber analizado tenemos las cargas como viajan por los elementos Efcó ahora que ya las reacciones a soportar se hace el diseño y el cálculo de las torres.

Para la transmisión de cargas del PG a las torres se utilizaron vigas metálicas de distribución diseñadas y suministradas por el contratista, Efcó solo proporciona la carga a soportar y con dicha carga el cliente tiene que diseñarla.

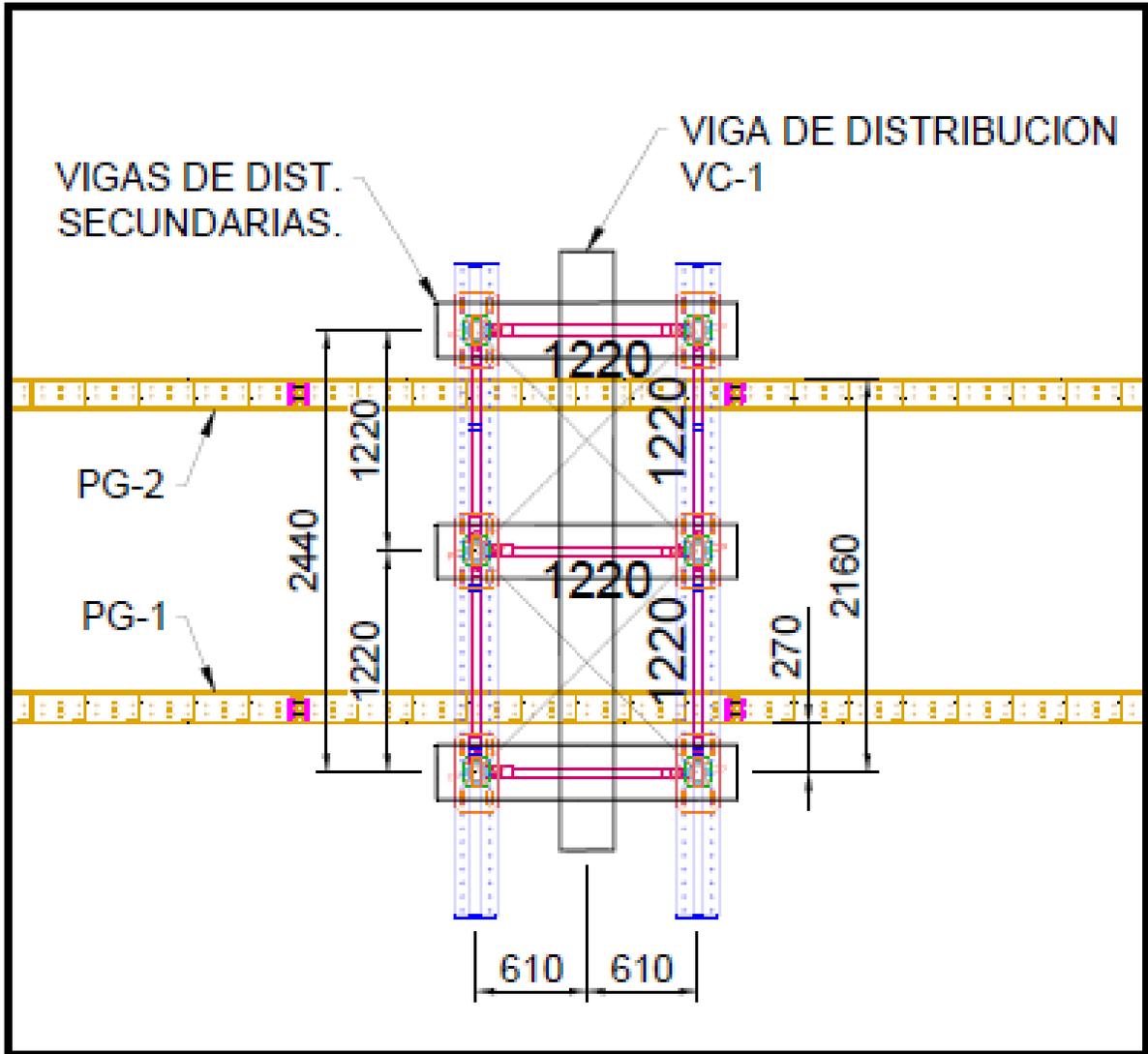
Las cargas viajan por las vigas metálicas y con las cargas ya disminuidas estas son soportadas por equipo Efcó.



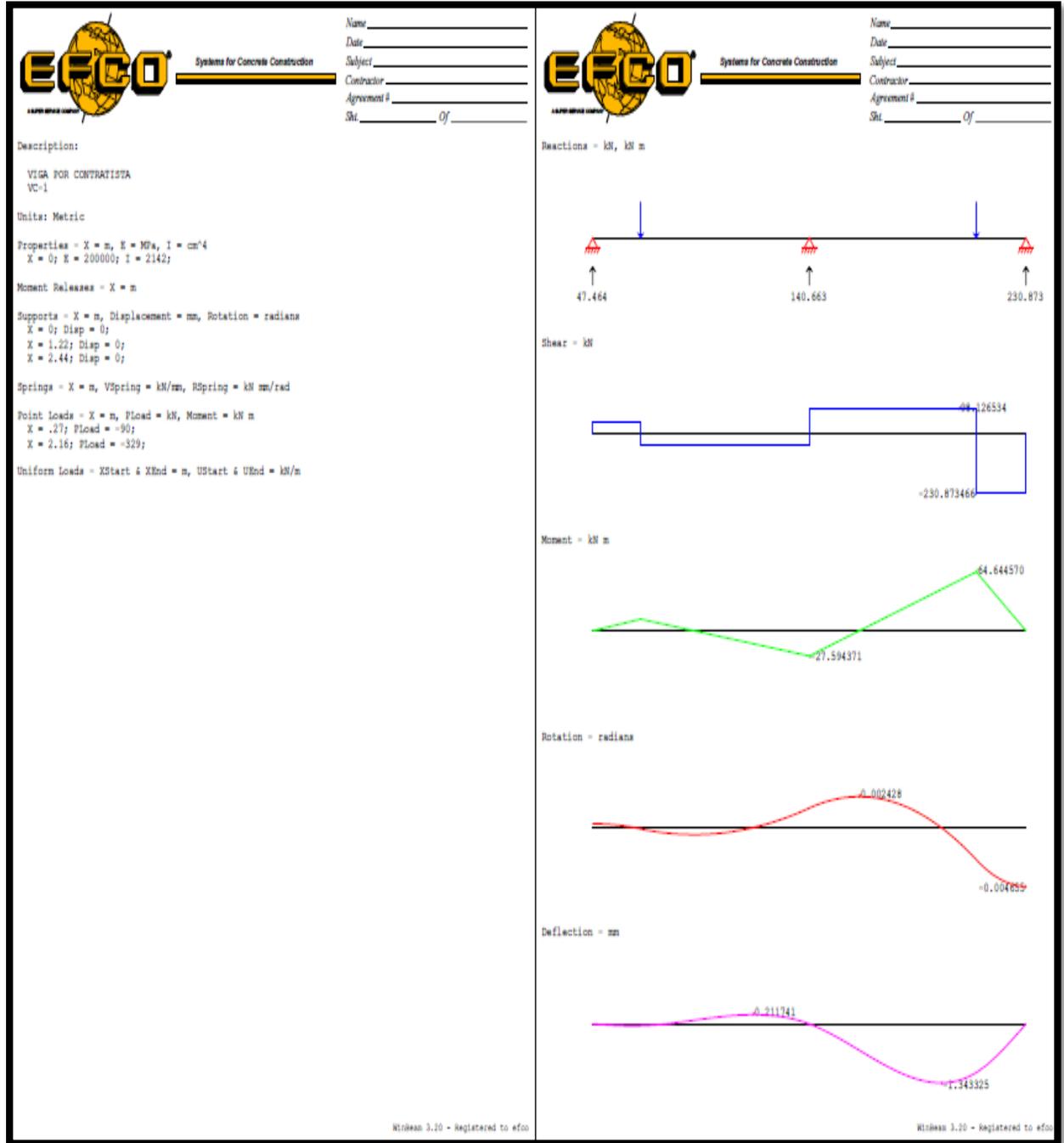
Ubicación de torres en planta general. Fuente: Propia.

Como vemos son 6 torres a diseñar, una vez ubicadas se procede a calcular en forma independiente cada una.

Verificación Torre 1



Torre 1 – Planta. Fuente: Propia.

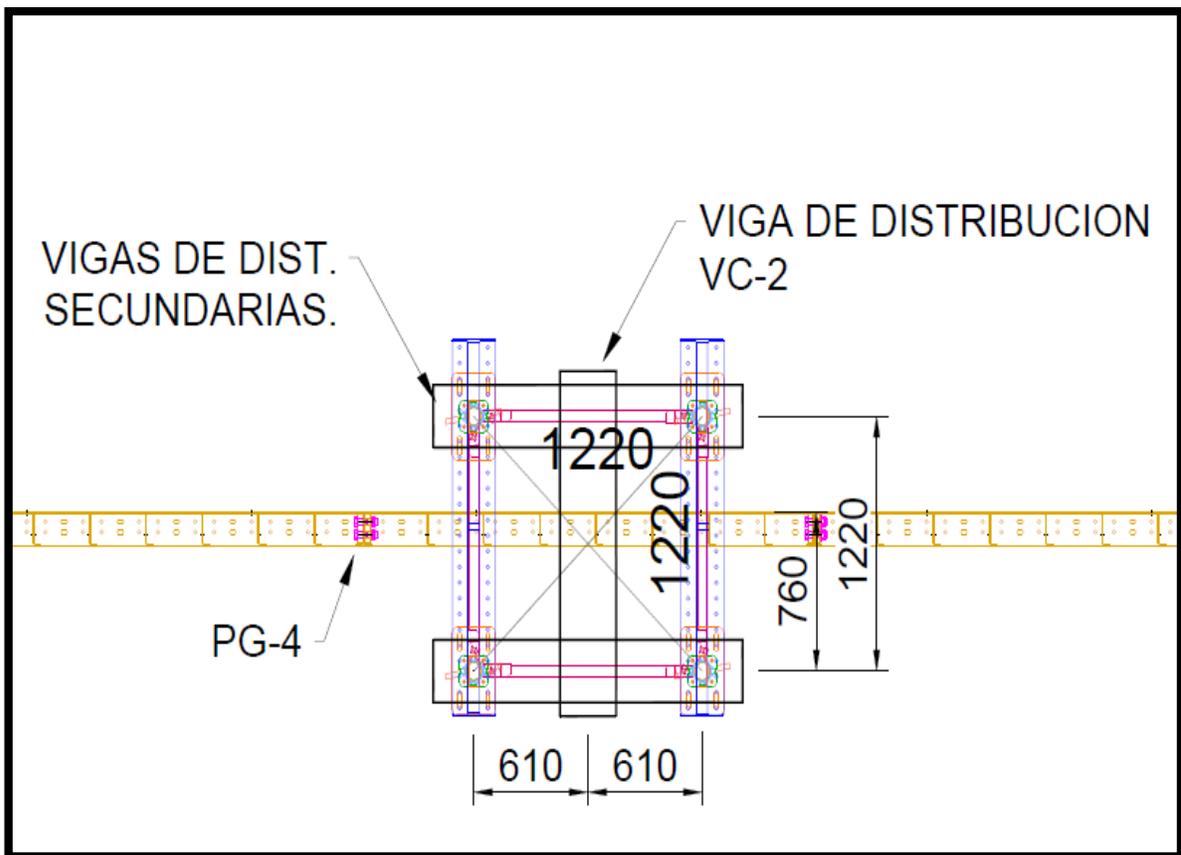


Torre 1. Fuente: Programa Winbeam.

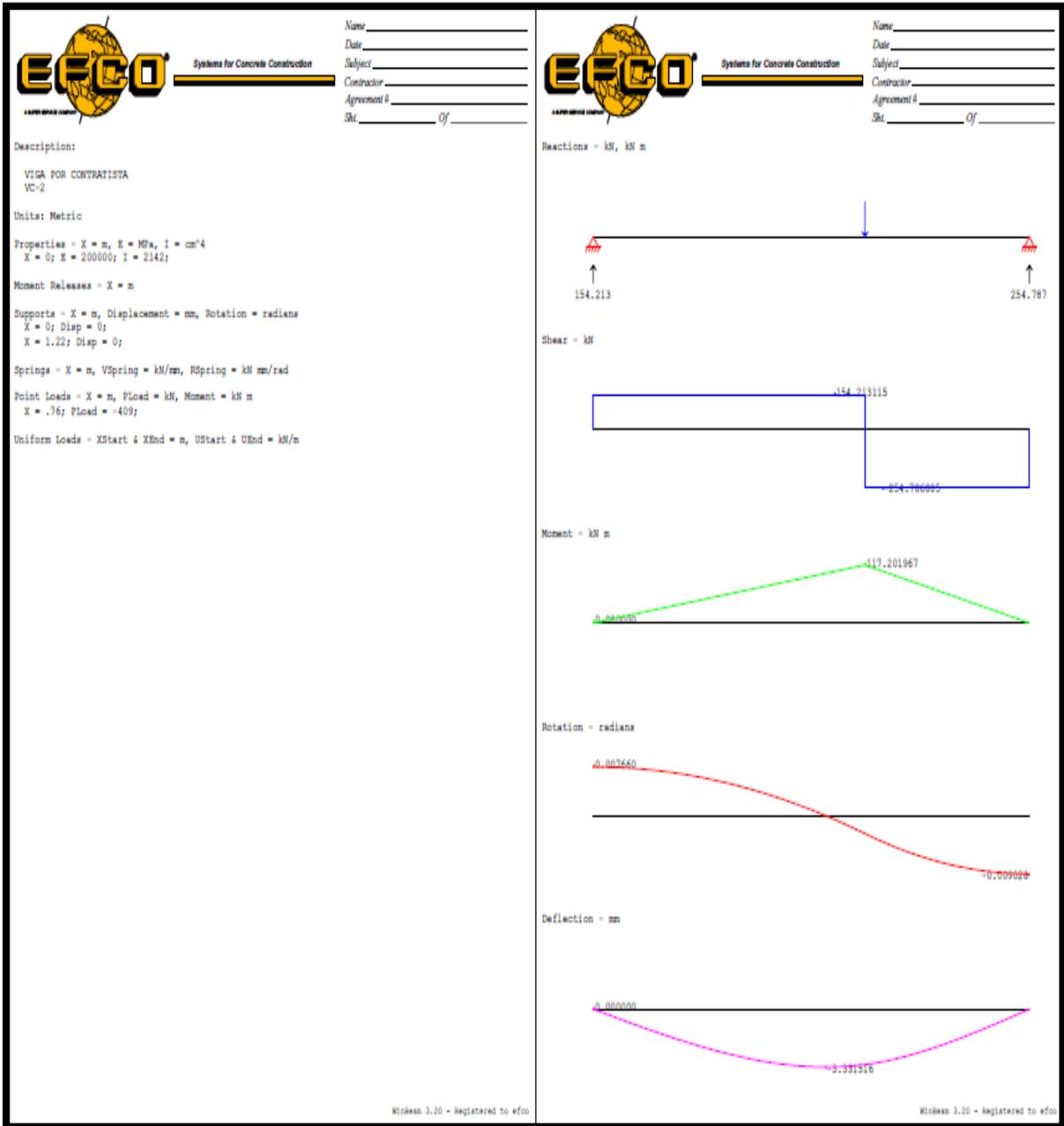
Verificación:

Poste: capacidad máxima de poste = 124.55 kN de WB: VC-1 / Reacción 3 = 214 kN / 2 = 107 kN < 124.55 kN se divide entre 2 ya que la viga de distribución comparte la carga en dos postes.

Verificación Torre 2:



Torre 2 – planta. Fuente: Programa Winbeam.



Torre 2 – Winbeam. Fuente: Programa Winbeam.

Verificación:

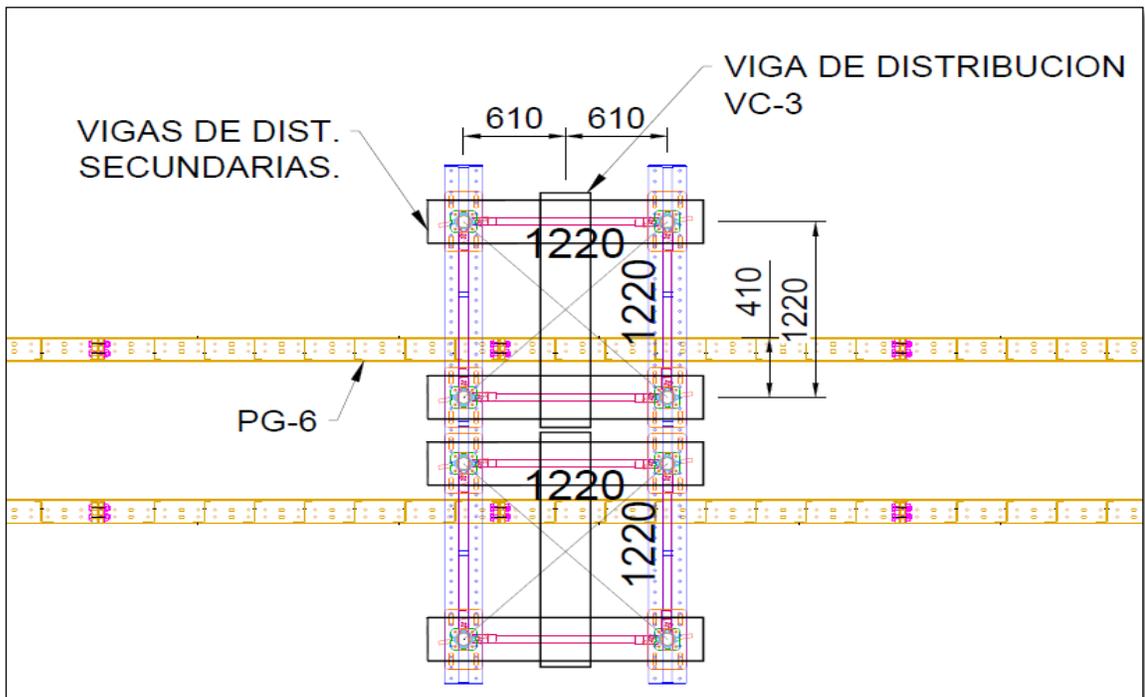
Poste:

capacidad máxima de poste = 124.55 kN (Tabla 9)

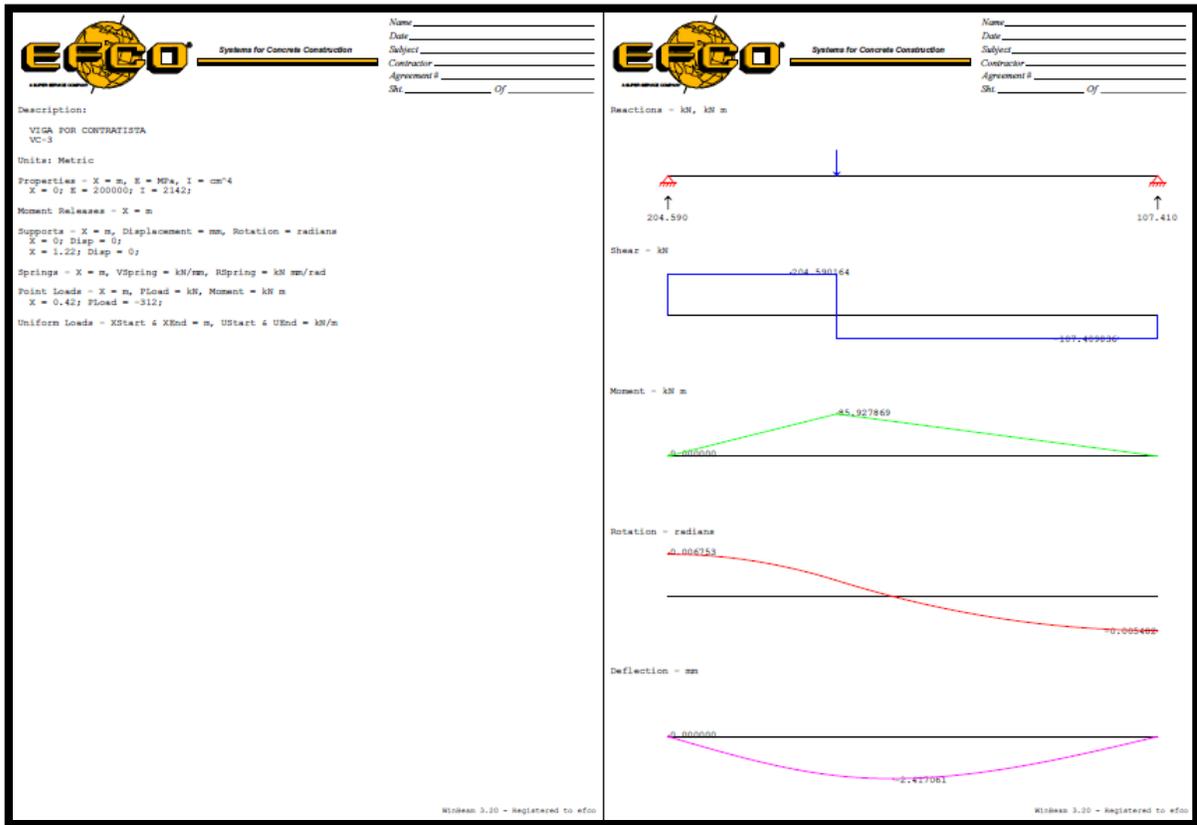
de WB: VC-2 / Reacción 2 = 242 kN / 2 = 121 kN < 124.55 kN

se divide entre 2 ya que la viga de distribución comparte la carga en dos postes.

Verificación Torre 3:



Torre 3 – Planta. Fuente: Programa Winbeam.



Torre 3 – Winbeam. Fuente: Programa Winbeam.

Verificación:

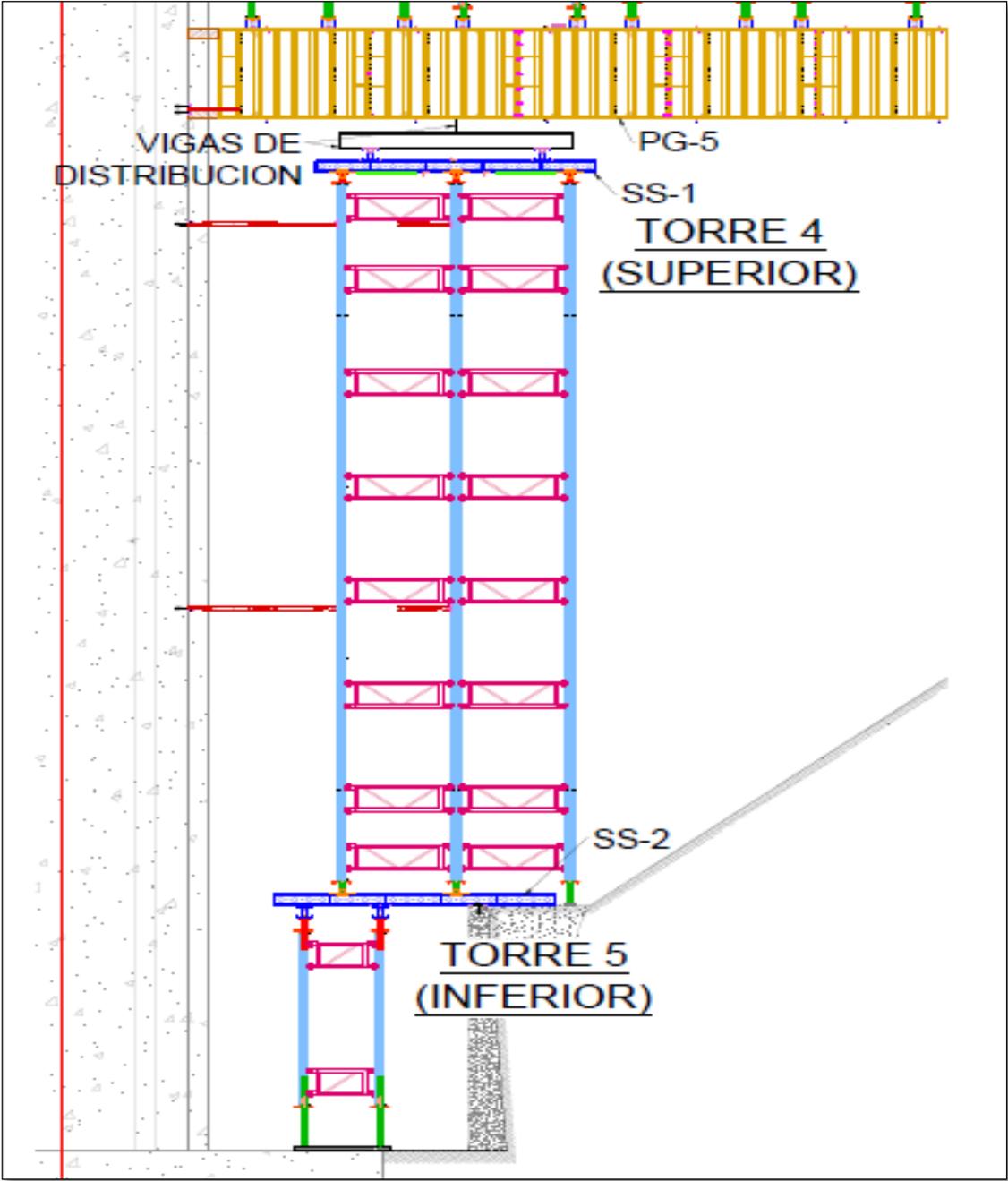
Poste:

capacidad máxima de poste = 124.55 kN (Tabla 9)

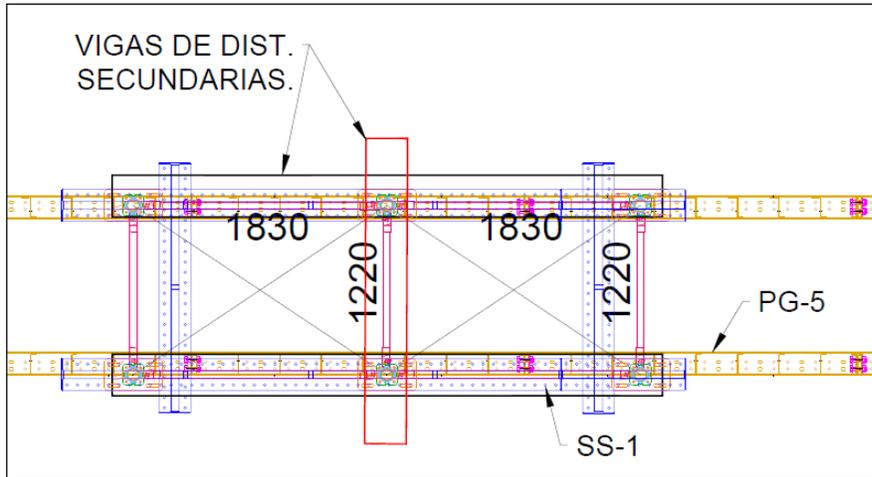
de WB: VC-3 / Reacción 1 = 178 kN / 2 = 89 kN < 124.55 kN

se divide entre 2 ya que la viga de distribución comparte la carga en dos postes.

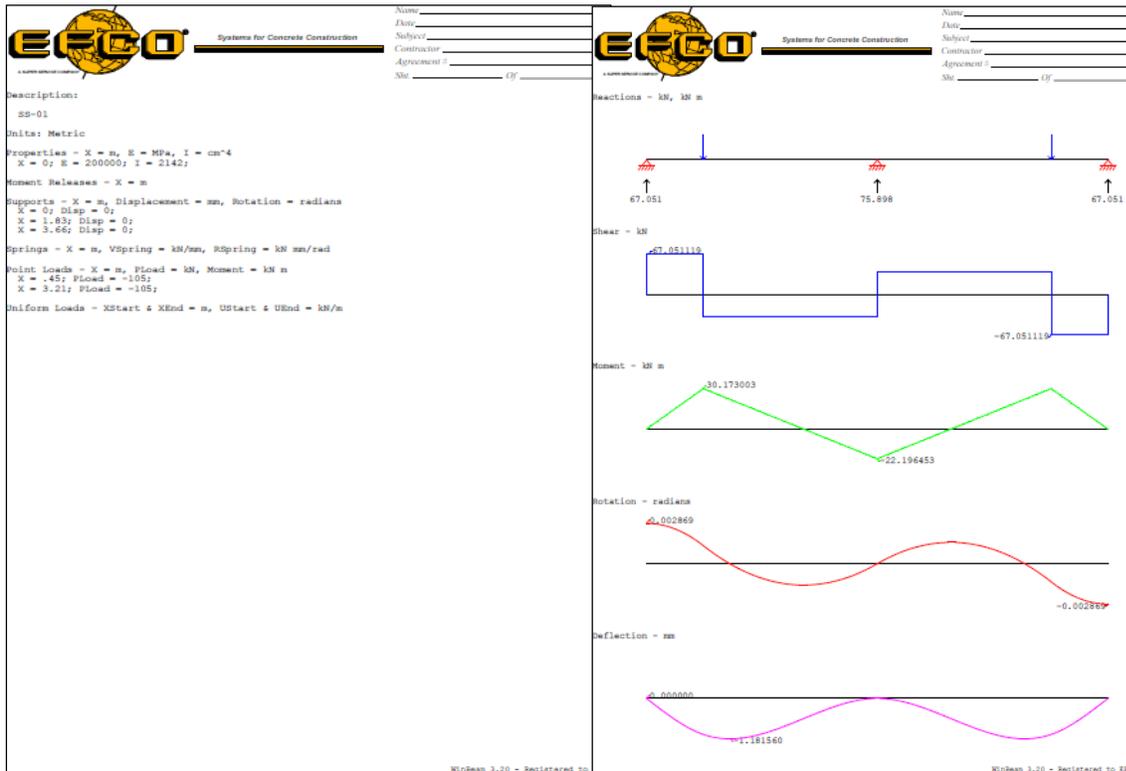
Verificación Torre 4 y 5:



Torres 4 y 5 – ubicación. Fuente: Propia.



Torre 4 – Planta. Fuente: Propia.



Torre 4 – Winbeam. Fuente: Programa Winbeam.

Verificación de Súper Stud SS-01:

Aplastamiento: el aplastamiento máximo que soporta el súper Stud es de 133.5 KN.

Para la verificación lo que hacemos es comparar las reacciones de los WB de SS-01, las reacciones no deben ser mayores a la admisible.

Entonces:

De la reacción de SS-01 = 75 kN < 133.5 kNok.

Momento Flector: para la verificación del momento flector se compara con el Momento admisible de la tabla del Súper Stud con el Actuante de WB SS-01.

Entonces:

Del Momento Actuante de ss-01 = 30 kN-m < 38.8 kN-m ok.

Esfuerzo de Corte: para la verificación del esfuerzo cortante se compara con el esfuerzo cortante admisible de la tabla del Súper Stud con el Actuante de WB SS-01.

Entonces:

Del Cortante Actuante de SS-01 = 67 kN < 89 kN ok.

230 x 230 SUPER STUD ENGINEERING PROPERTIES

MATERIAL $f_y = 344$ MPa

CROSS SECTION PROPERTIES FOR BENDING
(PROPERTIES BETWEEN 105# HOLES)

$A = 2696$ mm ²	$S_{xx} = 188.4 \times 10^3$ mm ³
$I_{xx} = 21.42 \times 10^8$ mm ⁴	$r_x = 89.1$ mm
$I_{yy} = 10.56 \times 10^8$ mm ⁴	$r_y = 62.5$ mm

NOTE: NOT INTENDED FOR Y-AXIS BENDING

CROSS SECTION PROPERTIES FOR AXIAL COMPRESSION
(PROPERTIES AT 105# HOLES)

$A = 1819$ mm ²	$S_{xx} = 155.9 \times 10^3$ mm ³
$I_{xx} = 17.8 \times 10^8$ mm ⁴	$r_x = 98.1$ mm
$I_{yy} = 8.24 \times 10^8$ mm ⁴	$r_y = 67.3$ mm

SAFE WORK LOADS

A. WALER/STIFFBACK

- ^a $M_{max} = 38.8$ kN.m (x-x AXIS)
- MAX. TIE LOAD WITHOUT TIE BEARING = 44.5 kN
- MAX. TIE LOAD WITH TIE BEARING = 133.5 kN

B. BEAM

- $M_{max} = 38.8$ kN.m (AT MEMBER OR AT JOINT USING FOUR 19# x 50 QUICK BOLTS)
- ^a $V_{max} = 89.0$ kN (x-x AXIS ONLY)

C. SHORE (COLUMN)

- MAX = 133.5 kN CONCENTRIC LOAD TO 3.7 m
- KI/r GOVERNS ABOVE 3.7 m

D. WIND BRACE

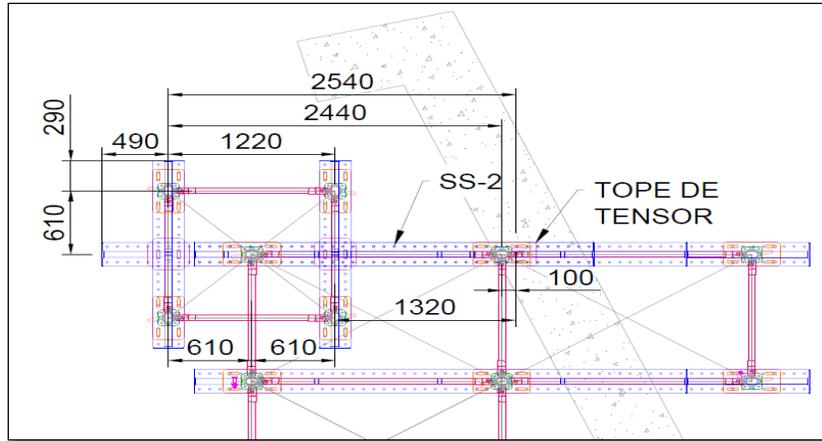
- MAX. CONCENTRIC LOAD = 178 kN MAX VARYING TO 53 kN
- AT SUPER STUD LENGTH = 16.5 m (y-y AXIS BRACED)

E. TENSION

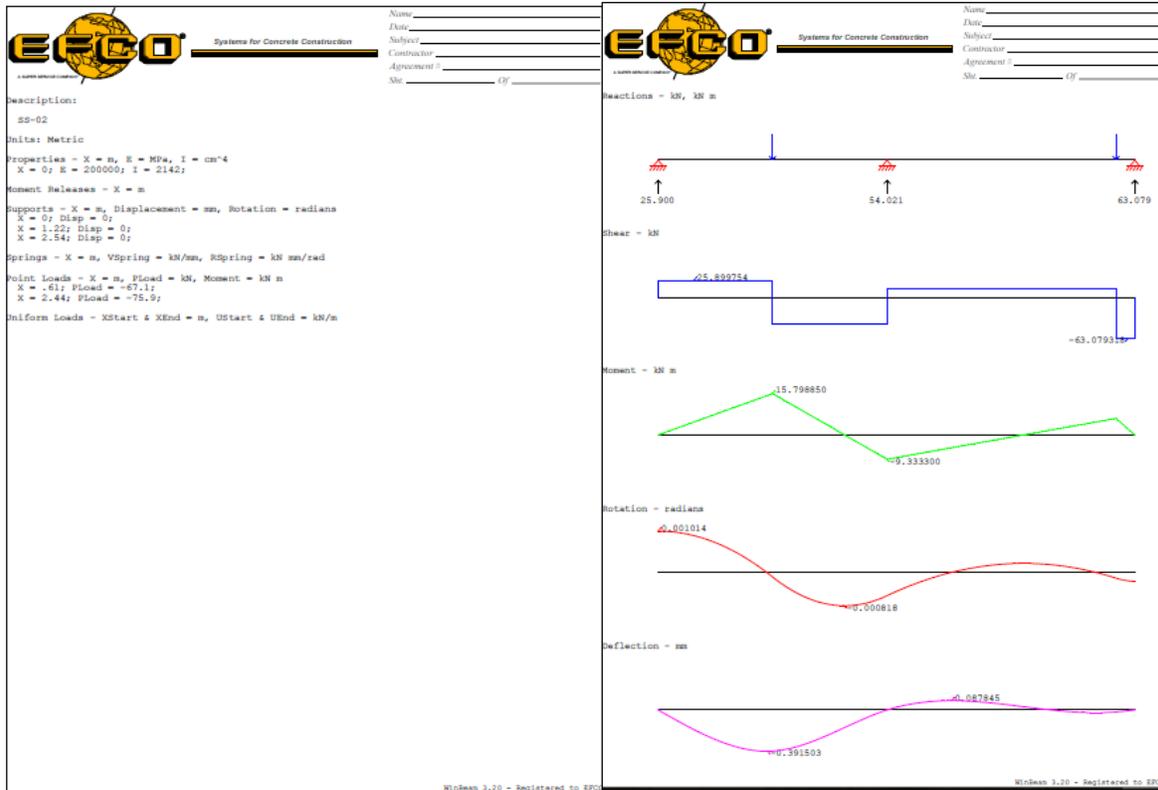
- MAXIMUM TENSION IS LIMITED BY THE TENSILE CAPACITY OF THE SCREW JACK = 110 kN

Propiedades mecánicas del súper Stud. Fuente: Propia.

Torre 5:



Torre 5 – Planta. Fuente: Programa Winbeam.



Torre 5. Fuente: Programa Winbeam.

Verificación de Súper Stud SS-02:

Aplastamiento: el aplastamiento máximo que soporta el súper Stud es de 133.5 KN. Para la verificación lo que hacemos es comparar las reacciones de los WB de SS-02, las reacciones no deben ser mayores a la admisible.

Entonces:

De la reacción de SS-01 = 63 kN < 133.5 kN ok.

Momento Flector: para la verificación del momento flector se compara con el Momento admisible de la tabla 9 del Súper Stud con el Actuante de WB SS-02.

Entonces:

Del Momento Actuante de SS-01 = 16 kN-m < 38.8 kN-m ok.

Esfuerzo de Corte: para la verificación del esfuerzo cortante se compara con el esfuerzo cortante admisible de la tabla 9 del Súper Stud con el Actuante de WB SS-02.

Entonces:

Del Cortante Actuante de SS-01 = 63 kN < 89 kN ok.

Verificación de Poste: las torres están diseñadas para soportar una carga de 124.55 kN como Máximo.

Entonces:

De la reacción 3 de SS-01 = 63 kN < 124.55 kN

Multiple E-Z Panel Design Requirements – Restrained at Deck Level
 (Legs connected in perpendicular planes by two or more E-Z Panels. 124.55 kN/Post Maximum.)

NOTE 1

NOTE 2: TOWER HEIGHT "H" (SEE ENG MANUAL M15.2)

NOTE 3: E-Z DECK MUST BE SECURED AT FORMING DECK LEVEL IN ALL DIRECTIONS TO PREVIOUSLY POURED WALLS, BEAMS, OR COLUMNS. EXTERNAL BRACING IS REQUIRED AT UNRESTRAINED DECKS LIKE BUILDING PERIMETERS OR SOME BEAM SOFFITS. IN NO CASE SHOULD THE LATERAL RESTRAINT BE LESS THAN 1.5 kN/m OF FLOOR EDGE OR 2% OF TOTAL DEAD LOAD ON THE DECK FORMING LEVEL DISTRIBUTED AS A UNIFORM LOAD PER LINEAR FOOT OF SLAB EDGE, WHICHEVER IS GREATER.

NOTE 4: E-Z SHORE POSTS SHALL BE ERECTED PLUMB WITHIN 1% OF THE HEIGHT OF TOWER.

NOTE 5: MAXIMUM JACK EXTENSION:

- Post Load ≤ 71 kN. Maximum extension for the Long Jack is 865 mm. Maximum extension for the Short Jack is 330 mm.
- Post Load > 71 kN. Maximum extension for the Top Jack (J1) is limited to 300 mm. Maximum extension for the Bottom Jacks (J2) are noted in Table 15.1.1 - Bottom Jack Extension below.

NOTE 6: MAXIMUM DISTANCE BETWEEN E-Z PANEL AND THE END OF THE POST (D1 & D2) IS 200 mm WITH POST LOADS > 71 kN. OFFSET DISTANCE CAN BE ADJUSTED WITH POST LOADS ≤ 71 kN, BUT POST CAPACITY MUST BE CHECKED BETWEEN CENTER OF PANEL (L1 & L2) TO END OF JACK AS NOTED IN Table 15.1.1 - Bottom Jack Extension below.

NOTE 7: MAXIMUM SPACING BETWEEN E-Z PANELS (D3) IS NOTED IN Table 15.1.2 - E-Z Panel Spacing below. E-Z PANELS SHOULD BE SPACED APPROXIMATELY EQUALLY FROM TOP TO BOTTOM OF LEGS.

NOTE 8: JOINTS AT POSTS SHALL BE CONNECTED WITH (4) 13 mm x 40 mm MACHINE BOLTS.

NOTE 9: IF LEG LOADS ARE NOT EQUAL, MAXIMUM LOAD RATIO IS $R2/R1 = 4/1$.

NOTE 10: AFTER PLACING CONCRETE, NO COMPONENTS OF AN E-Z DECK TOWER SHOULD BE REMOVED UNTIL THE CONCRETE IS CAPABLE OF SUPPORTING ITSELF.

NOTE 11: SAFETY FACTOR (Ω) = 2.5 PER ANSI A10.9-2004 SPEC. 6.5.2

NOTE 12: E-Z PANEL WIDTH (B)

Table 15.1.1 - Bottom Jack Extension
 (see note 3-b & 4 above)

Post Load (P)	Panel Ht. (L2)	Jack Extension (J2)
44.00 kN	1.909 m	0.965 m
58.00 kN	1.975 m	0.965 m
62.00 kN	1.524 m	0.965 m
71.00 kN	1.419 m	0.965 m
80.00 kN	1.338 m	0.884 m
80.00 kN	1.288 m	0.814 m
98.00 kN	1.190 m	0.736 m
107.00 kN	1.098 m	0.844 m
118.00 kN	0.989 m	0.535 m
124.55 kN	0.853 m	0.399 m

Table 15.1.2 - E-Z Panel Spacing
 (see note 5 above)

Post Load (P)	Panel to Panel (D3)
44.00 kN	3.248 m
58.00 kN	2.778 m
62.00 kN	2.672 m
71.00 kN	2.466 m
80.00 kN	2.301 m
89.00 kN	2.158 m
98.00 kN	2.038 m
107.00 kN	1.928 m
116.00 kN	1.835 m
124.55 kN	1.754 m

Requerimientos para calculo torre EZ-Deck. Fuente: Propia.

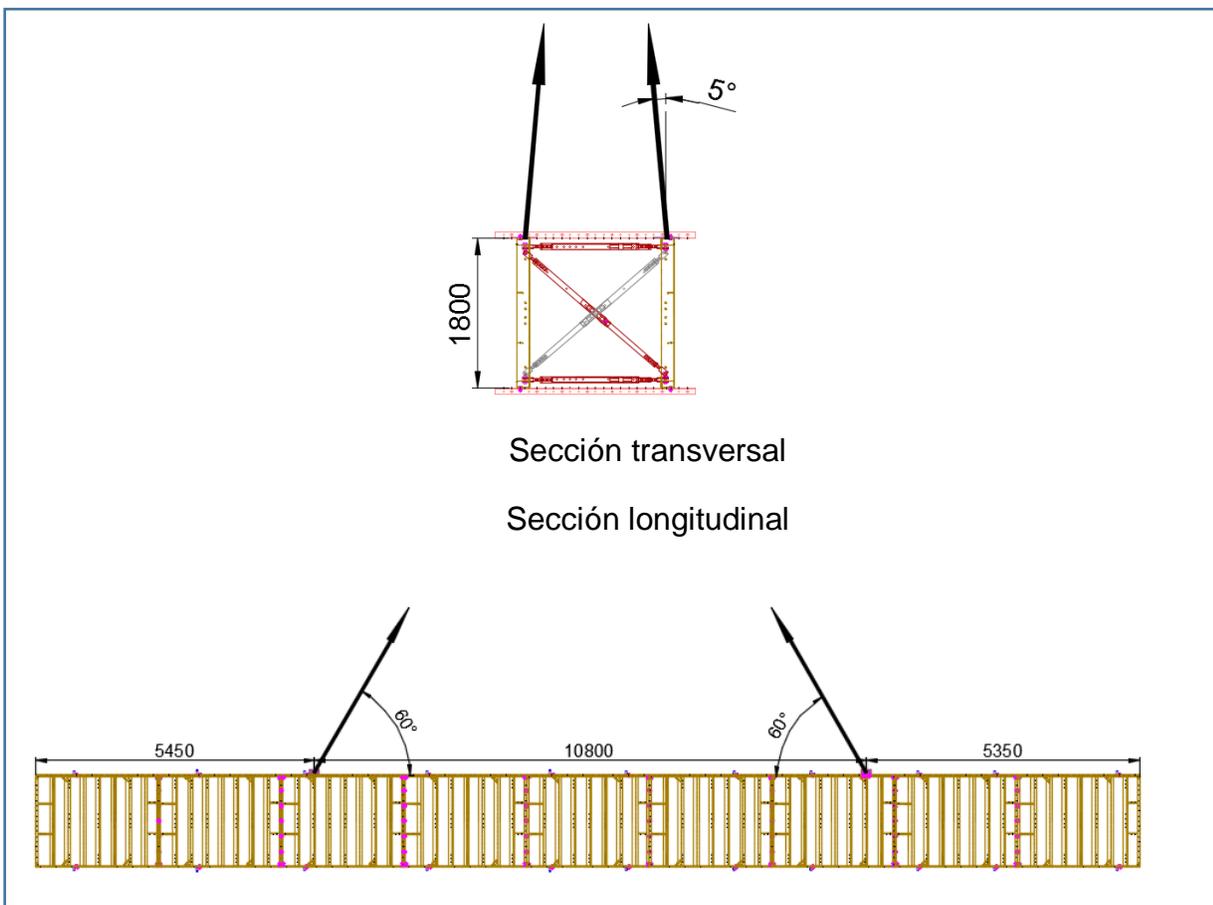
Calculo peso panel PGx1800R (W), se calculará el peso del cajón que está formado por 2 filas de panel PG. Datos:

Peso panel = 1.2 kN/m²

Longitud de cajón = 21.6m

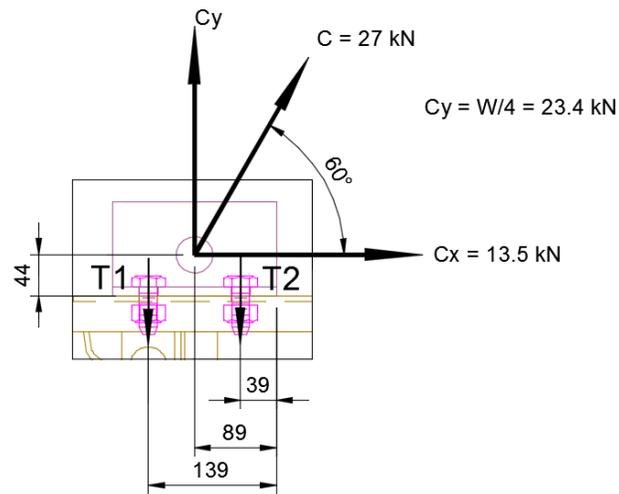
$W = (1.2 \text{ kN/m}^2 \times 1.8\text{m} \times 21.6\text{m}) \times 2$

$W = 93.4 \text{ Kn}$



Fuente: Propia.

Verificación de ángulo de izamiento:



Ángulo de Izamiento:

$$\sum Fy = 0$$

$$23.4 - T1 - T2 = 0$$

$$T2 = 23.4 - T1$$

$$\sum Mo = 0$$

$$T1 (139) + T2 (39) - 23.4 (89) - 13.5 (44) = 0$$

$$T1 (139) + (23.4 - T1) (39) - 2677 = 0$$

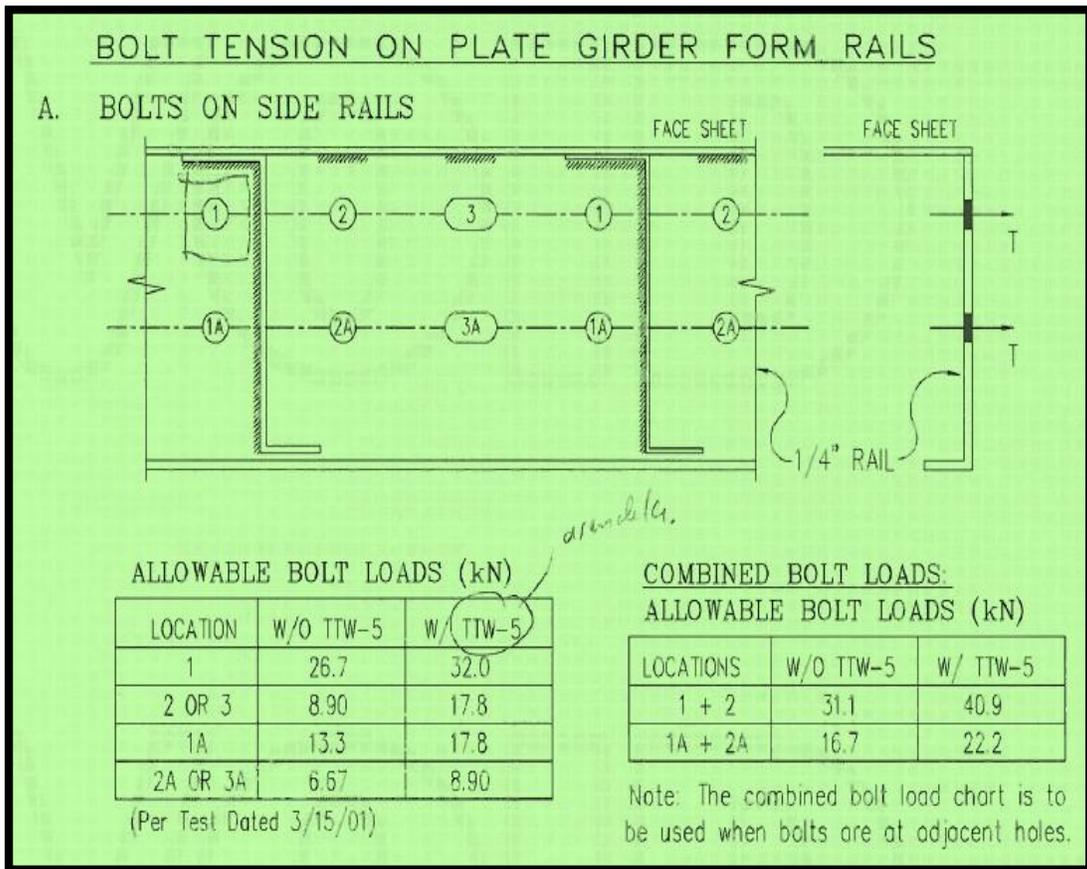
$$T1 \times 100 = 1764$$

$$T1 = 17.6 \text{ kN} < 17.8 \text{ kN}$$

ok. (agujero #2, Tabla 14)

$$T2 = 5.8 \text{ kN}$$

ok.



Capacidad a tracción de pernos en Rieles. Fuente: Propia.

Cálculo y verificación de arriostres horizontales:

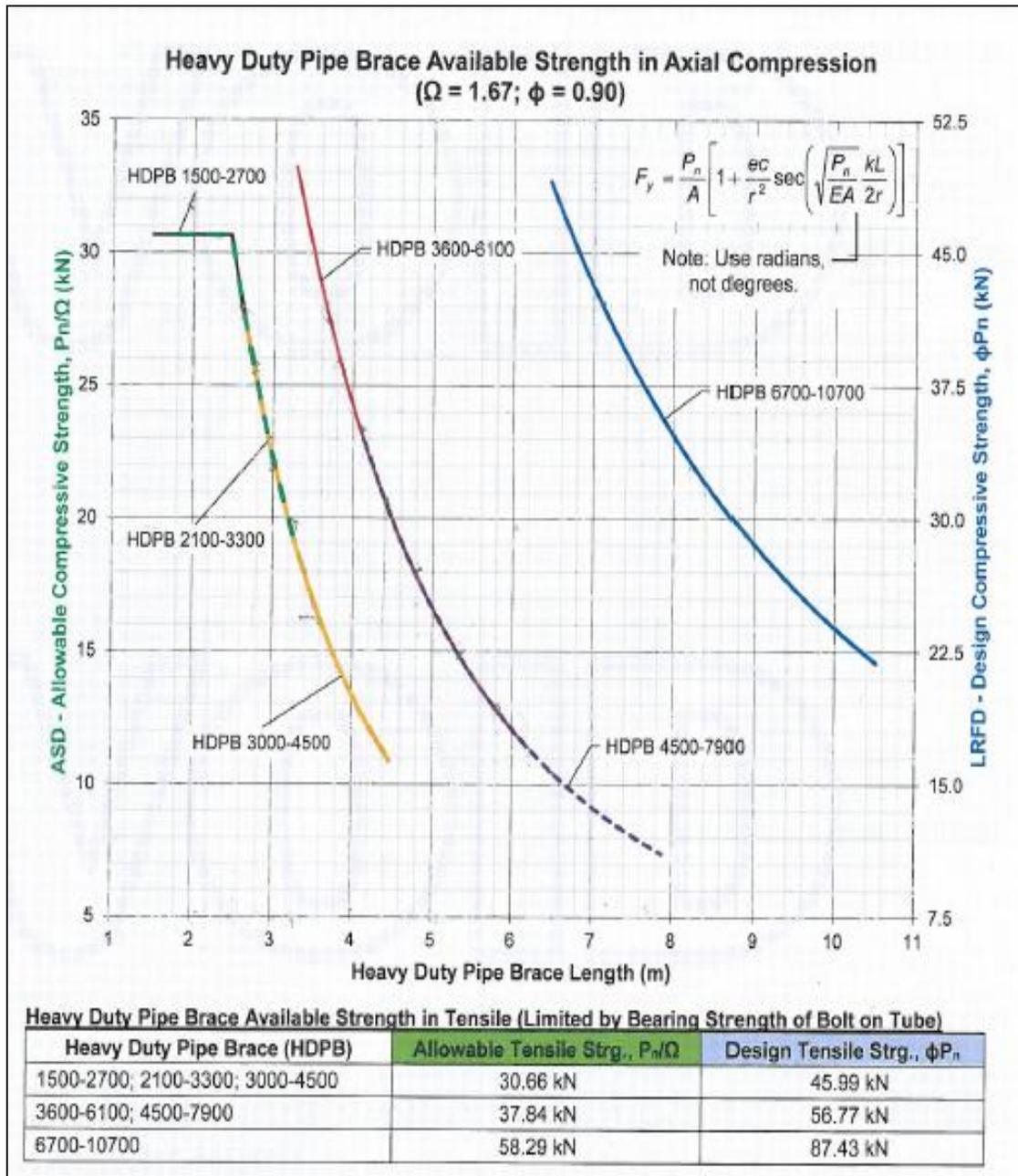
Los encofrados y soportes deben ser arriostrados para resistir cargas horizontales anticipadas, como carga de viento, tensión de cable, arriostres inclinados de soporte y vaciado de concreto u otro impacto. ACI347R recomienda que los trabajos de encofrado expuestos a estos elementos deben ser diseñados contra presiones de viento determinados de acuerdo con ASCE/SEI 7 con un ajuste como lo provisto en ASCE/SEI 37 para el más corto intervalo de recurrencia. Las cargas a analizar en el encofrado del puente con cargas por peso propio o peso muerto y cargas de viento, la carga horizontal mínima para ambos casos es:

Cargas horizontales por Peso Muerto: ACI 347R recomienda en caso de peso por carga muerta diseñar los arriostres para resistir el 2% del peso total de la carga muerta repartida en forma uniforme.

Cargas horizontales por viento: ACI 347R recomienda una presión mínima de viento de 0.72 kN/m^2 o una carga aplicada de 1.5 kN/m en la parte superior a lo largo de toda la losa.

Cálculo y verificación de arriostre horizontal por peso muerto

Para el diseño del arriostre se utilizaron puntales telescópicos (ver capacidades en tabla 15) como elementos que transmiten la carga hacia una estructura fija, estos P.T. son fijados a elementos Efcó mediante conectores llamados PBS-1, PBS-2 y PBS-4 el cual también tienen sus propiedades mecánicas (ver tabla 16)



Esfuerzos admisibles a compresión de puntales telescópicos. Fuente: Propia.

Para el cálculo del puntal telescópico depende de su longitud, a más extendido este menos resiste. Muchas veces el puntal puede estar verificando, pero hay que revisar también el conector ya que este puede ser el que este fallando.

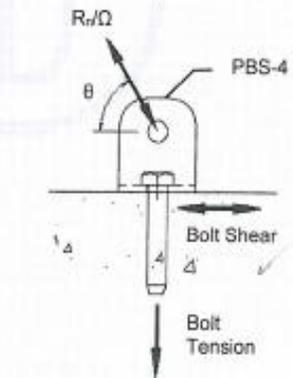
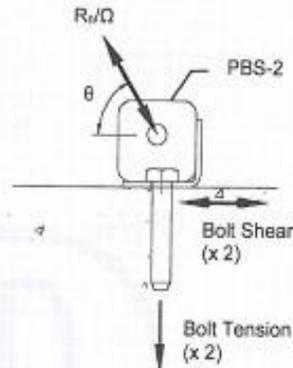
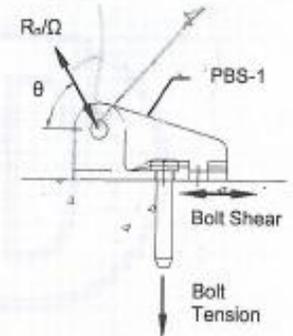
PBS-1 Pipe Brace Available Strength				
Angle θ	Allowable Strength R_n/Ω (kN)	Design Strength ϕR_n (kN)	Bolt Shear, ASD Loading (kN)	Bolt Tension, ASD Loading (kN)
0°	19.6	29.4	19.6	30.4
15°	19.6	29.4	19.0	8.6
30°	19.6	29.4	17.0	13.9
45°	19.6	29.4	13.9	35.4
60°	16.7	25.1	8.4	46.7
75°	15.0	22.5	3.9	53.4
90°	14.5	21.7	-	59.6

PBS-2 Pipe Brace Shoe Available Strength				
Angle θ	Allowable Strength R_n/Ω (kN)	Design Strength ϕR_n (kN)	Bolt Shear (kN)	Bolt Tension (kN)
0°	36.0	54.0	18.0	23.3
15°	36.0	54.0	17.4	26.6
30°	36.0	54.0	15.6	28.1
45°	36.0	54.0	12.8	28.0
60°	36.0	54.0	9.0	25.3
75°	36.0	54.0	4.7	21.3
90°	36.0	54.0	-	20.3

PBS-4 Pipe Brace Shoe Available Strength				
Angle θ	Allowable Strength R_n/Ω (kN)	Design Strength ϕR_n (kN)	Bolt Shear, ASD Loading (kN)	Bolt Tension, ASD Loading (kN)
0°	13.3	20.0	13.3	17.8
15°	13.8	20.7	13.3	21.4
30°	15.4	23.1	13.3	25.5
45°	17.2	25.8	12.1	28.3
60°	17.2	25.8	8.6	26.4
75°	17.2	25.8	4.4	18.1
90°	17.3	25.8	-	17.2

Notes:

- 1) R_n = Nominal Tensile/Compressive Strength
- 2) Ω = Safety Factor = 2.0
- 3) ϕ = Resistance Factor = 0.75
- 4) Bolt Shear and Tension Allowable Strength (ASD) working loads.
- 5) Pipe Brace Shoe capacity may be limited by the member the shoe is connected (i.e. Form Rib, Form Side Rail, Form End Rail, etc.).



Esfuerzos admisibles a compresión y tracción en conectores. Fuente: Propia.

Verificación de Puntales telescópicos de arriostre horizontal en PG:

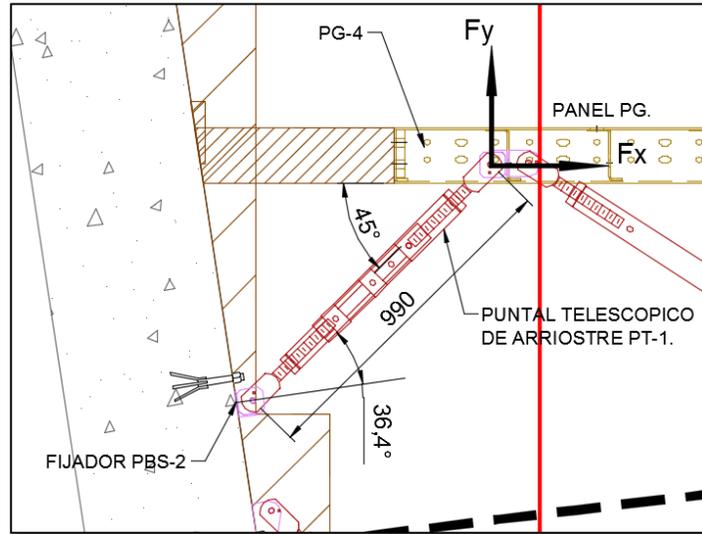


Imagen 67: Arriostre horizontal en PG.

Calculo de F_x :

De las reacciones de PG-4 tenemos:

$$R_1 = 253 \text{ kN}, R_2 = 408 \text{ kN}, R_3 = 113 \text{ kN}$$

$$F_x = 0.02 (253+408+113)$$

$$F_x = 15.5 \text{ kN}$$

Entonces la carga que recibe el PT. es $= 15.5 / \cos 45^\circ$

$$PT. = 22 \text{ kN} < 36 \text{ kN (cap. de conector PBS-2)}$$

$$< 36 \text{ kN (cap. de PT. a compresión)}$$

Calculo de F_y :

De la reacción R1 de PG-4 tenemos:

$$R1 = 253 \text{ kN}$$

$$F_y = 0.02 (253)$$

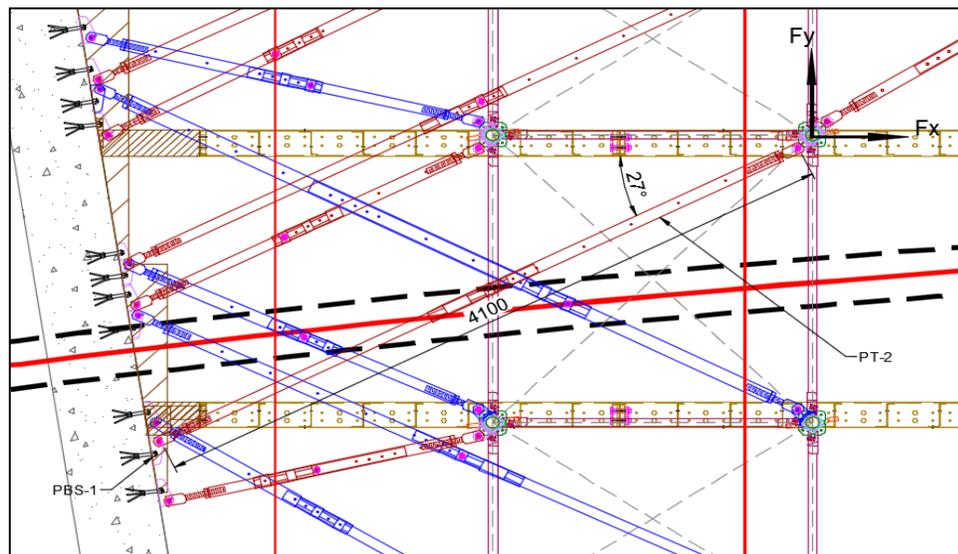
$$F_y = 5.1 \text{ kN}$$

Entonces la carga que recibe el PT. es $= 5.1 / \text{sen } 45^\circ$

$$PT. = 7.3 \text{ kN} < 36 \text{ kN (cap. de conector PBS-2, tabla XX)}$$

$$< 36 \text{ kN (cap. de PT. a compresión, tabla XX)}$$

Verificación de Puntales telescópicos de arrioste horizontal en Torre EZ-Deck:



Arrioste horizontal en Torre EZ-Deck. Fuente: Propia.

Calculo de Fx:

De la reacción R1 de SS-01 tenemos:

$$R1 = 67 \text{ kN}$$

$$F_x = 0.02 (67)$$

$$F_x = 1.4 \text{ kN}$$

Entonces la carga que recibe el PT. es $= 1.4 / \cos 27^\circ$

$$PT. = 1.5 \text{ kN} < 36 \text{ kN (cap. de conector PBS-2)}$$

$$< 6.23 \text{ kN (cap. de PT. a compresión)}$$

Calculo de Fy:

De la reacción R1 de SS-01 tenemos:

$$R1 = 67 \text{ kN}$$

$$F_y = 0.02 (67)$$

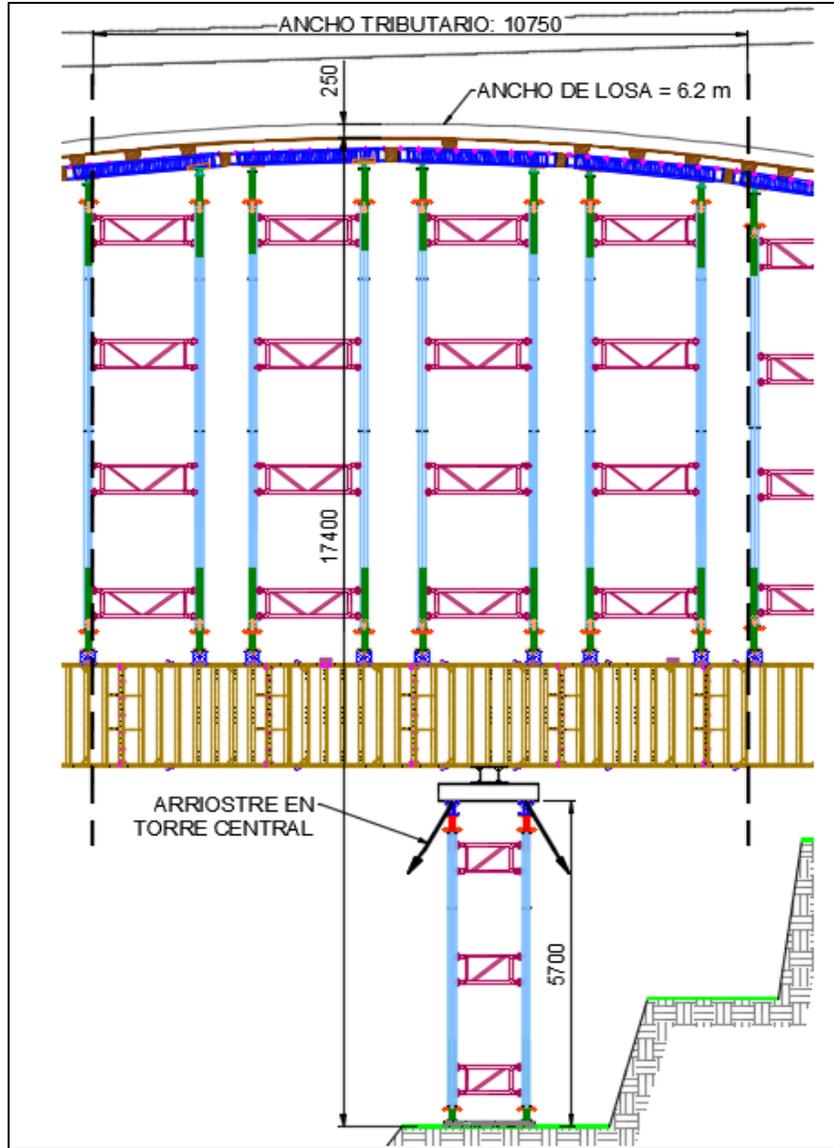
$$F_y = 1.4 \text{ kN}$$

Entonces la carga que recibe el PT. es $= 1.4 / \sin 27^\circ$

$$PT. = 3.1 \text{ kN} < 36 \text{ kN (cap. de conector PBS-2)}$$

$$< 6.23 \text{ kN (cap. de PT. a compresión)}$$

Cálculo de arriostre horizontal en torre EZ-Deck central: la torre central es arriostrada por contratista, Efcó calcula la carga a ser arriostrada según las cargas mínimas que recomienda ACI.



Arriostre horizontal en torre EZ-Deck. Fuente: Propia.

Verificación:

$$\text{Área de concreto} = 10.75 \times 6.20 = 67 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de concreto} = 0.25 \times 67 \times 25 = 419 \text{ kN}$$

$$\text{Peso de equipo EZ + PG} = 3.5 \times 67 = 235 \text{ kN}$$

$$\text{Peso total} = 654 \text{ kN}$$

$$F = 0.02 \times 654 = 13 \text{ kN}$$

$$\text{Entonces: } T \times 5.4 = 17.4 \times F$$

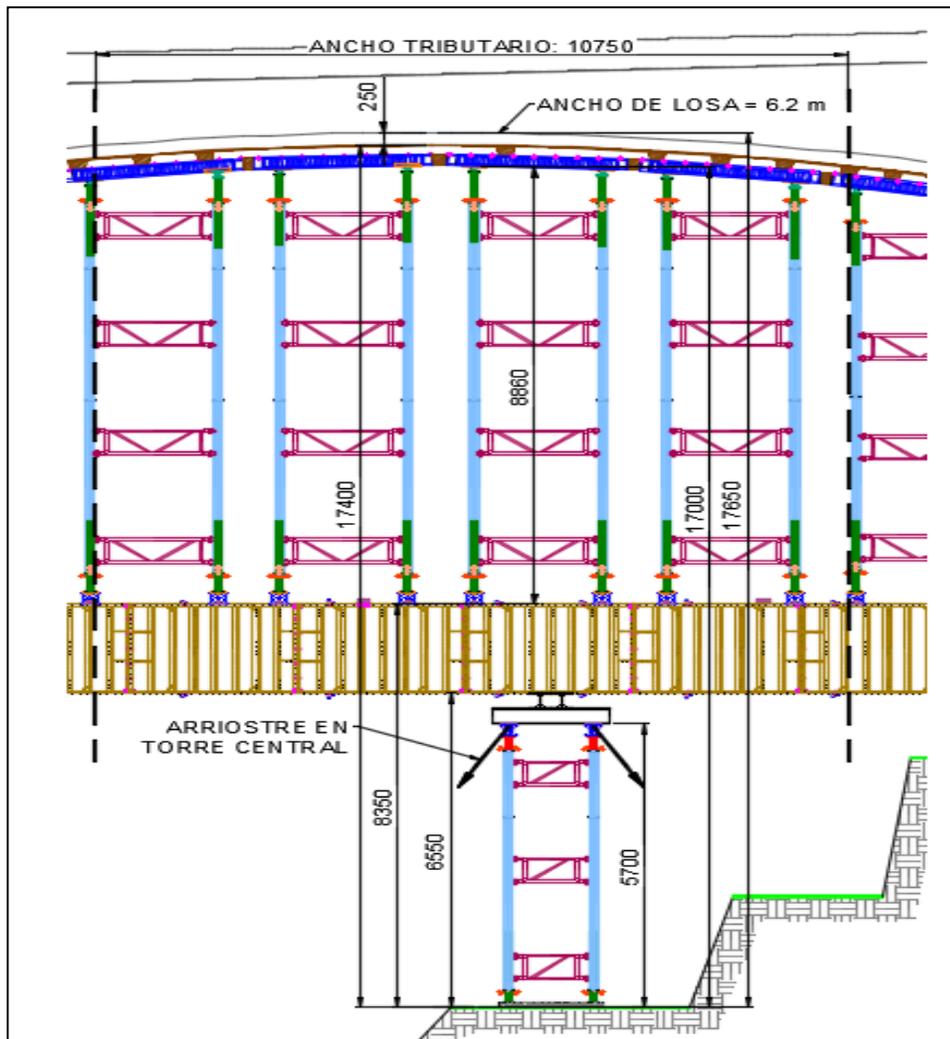
$$T = (17.4 \times 13) / 5.4$$

$$T = 39.7 \text{ kN}$$

$$T_h = 39.7 / 12 \text{ cables} = 3.3 \text{ kN}$$

Cálculo y verificación de arriostre horizontal por viento

Los cálculos de diseño por viento se basan en ACI 347R, para este cálculo necesitamos saber la presión de viento y el coeficiente de permeabilidad.



Arriostre horizontal en torre EZ-Deck por viento. Fuente: Propia.

Calculo del coeficiente de permeabilidad (Cp):

Área total evaluada = 98 m²

Área total expuesta = 13.38 m²

Entonces:

$$C_p = 13.38 \text{ m}^2 / 98 \text{ m}^2$$

$$C_p = 0.14$$

Calculo de la presión del viento (Pv):

Velocidad del viento:

De la norma E020 – “Cargas” del RNE, se tiene una velocidad de viento a 10m sobre el suelo:

$$V_{h=10} = 90 \text{ kph}$$

También: $Vh = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22}$ para $h = 32m$

$$Vh = 90 \left(\frac{32}{10} \right)^{0.22}$$

$$Vh = 116 \text{ kph}; \text{ para calculos usamos } 120 \text{ kmh}$$

Presión del Viento:

$$Pv = 0.0056 x (Vh)^2$$

$$Pv = 0.0056 x (120)^2$$

$$Pv = 82 \text{ kgf/m}^2$$

$$Pv = 0.82 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = qv$$

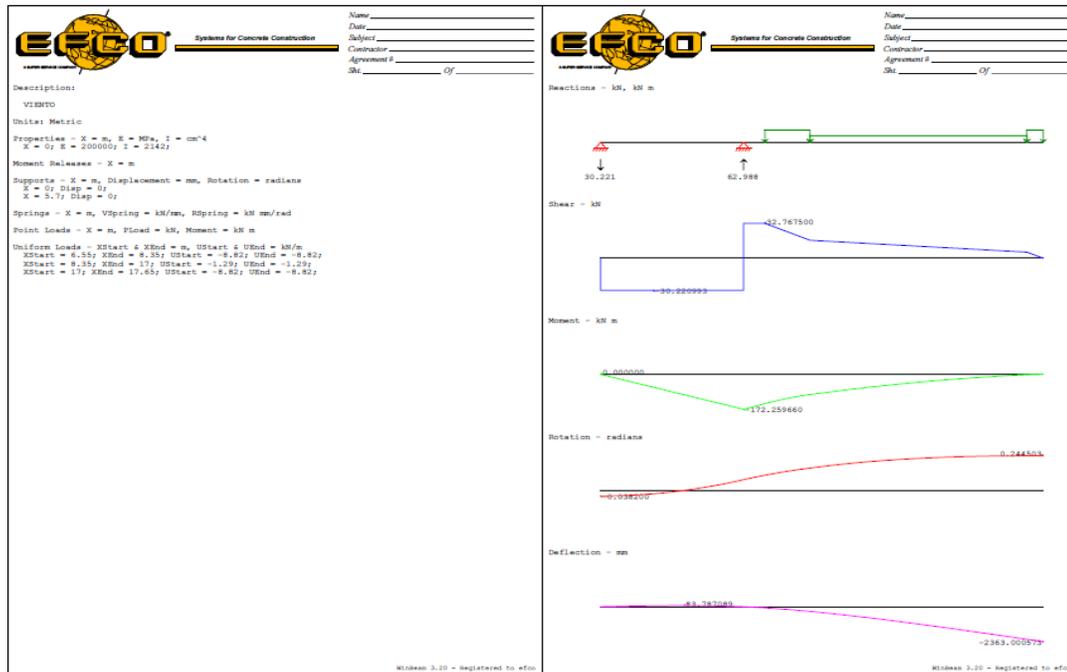
Datos a ingresar al Winbeam:

$$Wv = Pv x 10.75$$

$$Wv = 0.82 x 10.75 = 8.82 \text{ kN/m}$$

$$CpWv = Pv x 10.75 x Cp$$

$$CpWv = 0.82 x 10.75 x 0.14 = 1.29 \text{ kN/m}$$



Winbeam - verificación por viento. Fuente: Programa Winbeam.

De la reacción 2 tenemos T que es la fuerza horizontal con la que se mantiene la torre en equilibrio debido a la acción del viento:

$$T = 63 \text{ kN}$$

Th es la fuerza dividida entre el número de cables de arriostre, en nuestro caso es de 12 cables.

$$\text{Entonces, } Th = 63 / 12 = 5.3 \text{ Kn}$$

Conclusiones

Hacer un estudio de campo fue muy importante ya que nos permitió conocer la realidad del terreno donde se llevaría a cabo la construcción del puente, y aún más importante nos sirvió para diseñar los apoyos del encofrado del puente.

Se logró hacer un análisis de la estructura, ello nos permitió hacer el diseño del encofrado óptimo para que el contratista lo desarrolle sin ningún inconveniente, todas las piezas del encofrado EFCO fueron bien analizadas y trabajaron de forma eficaz durante armado y vaciado del concreto.

Con el encofrado EFCO se logró el vaciado de concreto en el tiempo establecido por el constructor y a su vez el constructor logro los plazos establecidos por la entidad.

El encofrado con la plataforma Plate Guirder fue la mejor opción ya que el contratista no hizo mucho trabajo de movimiento de tierras porque por encontrarse en una quebrada hubiera tenido que construir andenes para soportar las torres y ese trabajo demanda mucho movimiento de tierras, con la solución de la plataforma solo tuvo que ubicar dos puntos de apoyo el cual uno estaba cerca al pilar así que solo tenía que hacer un andén para el apoyo intermedio.

Recomendaciones

Se recomienda hacer una minuciosa evaluación del terreno, siempre con la ayuda de un plano topográfico para saber la forma del terreno donde se apoyará el encofrado.

Se debe tener una constante comunicación con el cliente resolviendo dudas respecto al proyecto, quien más que ellos que saben a detalle del proyecto.

Para el correcto armado del encofrado se debe hacer caso a los planos ya que ellos contienen al detalle cada pieza y detalle de su armado, contiene las distancias a colocar cada elemento y estos se colocaron de acuerdo a los datos tomados de obra, por estas razones es muy importante seguir el armado con los planos de montaje.

Se recomienda al cliente cualquier cambio en obra, comunicar al encargado del diseño del encofrado este puede afectar seriamente el diseño del encofrado y puede causar daños no solo materiales sino humanos.

Referencias

American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO (1993). Guide for design of pavement structures. Estados Unidos: American Association of State Highway and Transportation Officials.

Arias, F. (2012). El Proyecto de Investigación. Caracas, Venezuela: Episteme – Sexta Edición.

Asphalt Institute (1981) Thickness Design: Asphalt Pavements for Highways and Streets, Manual Series No. I (MS-1). Estados Unidos: College Park, MD.

Condori, P. y Machicao, D. (2015). Diseño de un puente segmental de 380m de longitud como propuesta para la construcción del puente ubicado en la autopista Arequipa - La Joya (Tesis de Pregrado), Universidad Nacional de San Agustín, Arequipa, Perú.

Ministerio de Transportes y Comunicaciones (2001). Ministerio de Transportes y Comunicaciones: Manual de diseño geométrico para carreteras DG-2001. Perú: MTC.

Montejo, A. (2006). Ingeniería de pavimentos: Fundamentos, estudios básicos y diseño. Tercera edición. Colombia: Universidad Católica de Colombia.

Patiño, J. (2016). Evaluación de las principales tecnologías constructivas en puentes y viaductos en el Cantón Cuenca (Tesis de Pregrado), Universidad de Cuenca, Cuenca, Ecuador.

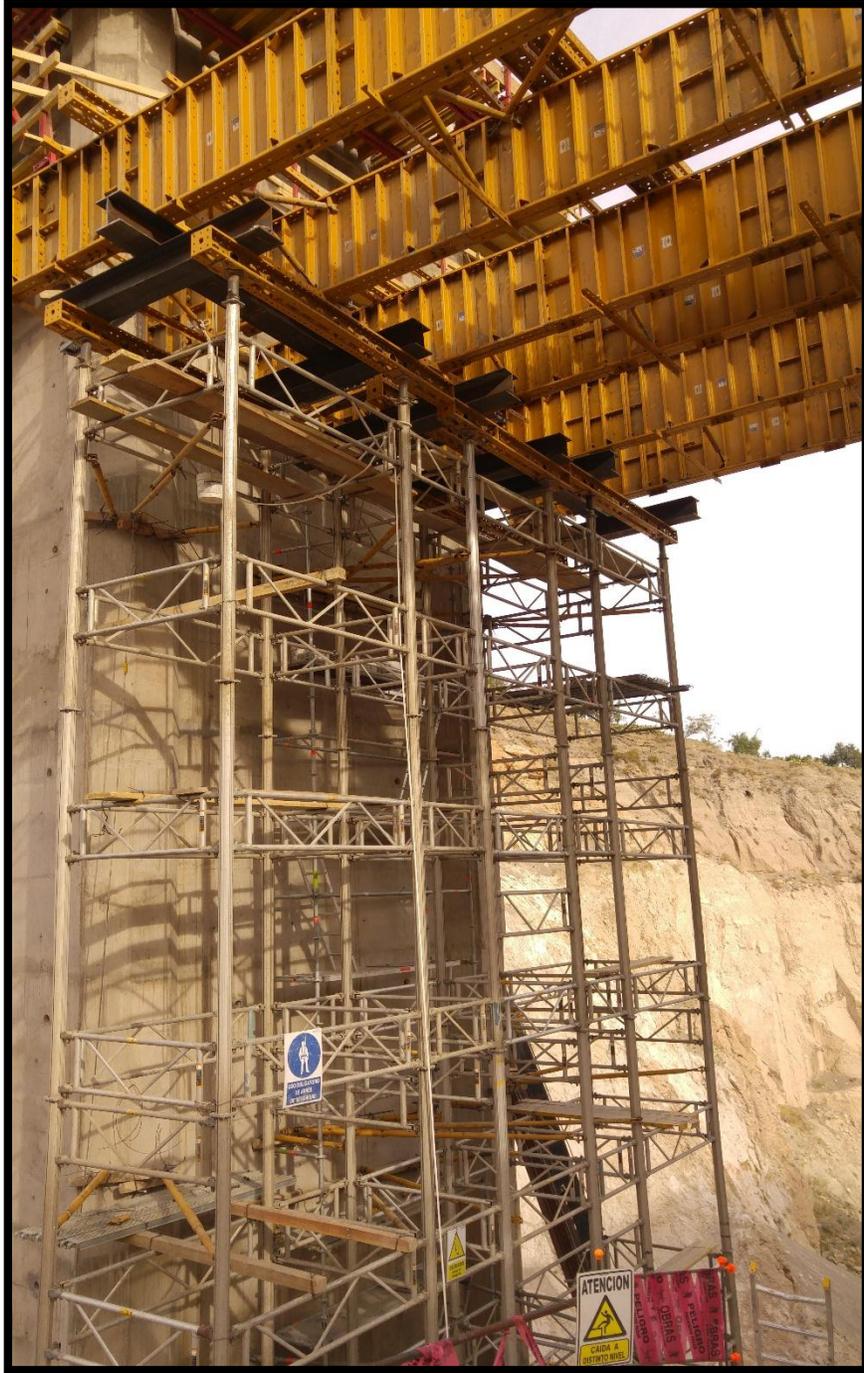
Paz-Jáuregui, J. (2014). Diseño de un sistema de encofrados metálicos para la fundición de los pilares de un puente empleando software CAD/CAE (Tesis de Pregrado), Universidad de Piura, Piura, Perú.

Vintimilla, J. (2012). La influencia de los encofrados deslizantes en la construcción de las torres de un puente (Trabajo de Investigación), Universidad Técnica de Ambato, Ambato, Ecuador

ANEXOS

Anexo 01

Panel fotográfico



Soporte de los paneles Plate girders usados como plataforma, como esta va a transferir las cargas vía las vigas metálicas hacia las torres EZ-Deck. Fuente: Propia.



Soporte de la plataforma Plate girder. Fuente: Propia.



Plataforma Plate Girder ya colocada y encima las torres que soportaran la viga cajón.

Fuente: Propia.



Plataforma Plate Girder ya colocada y encima las torres que soportaran la viga cajón.

Fuente: Propia.



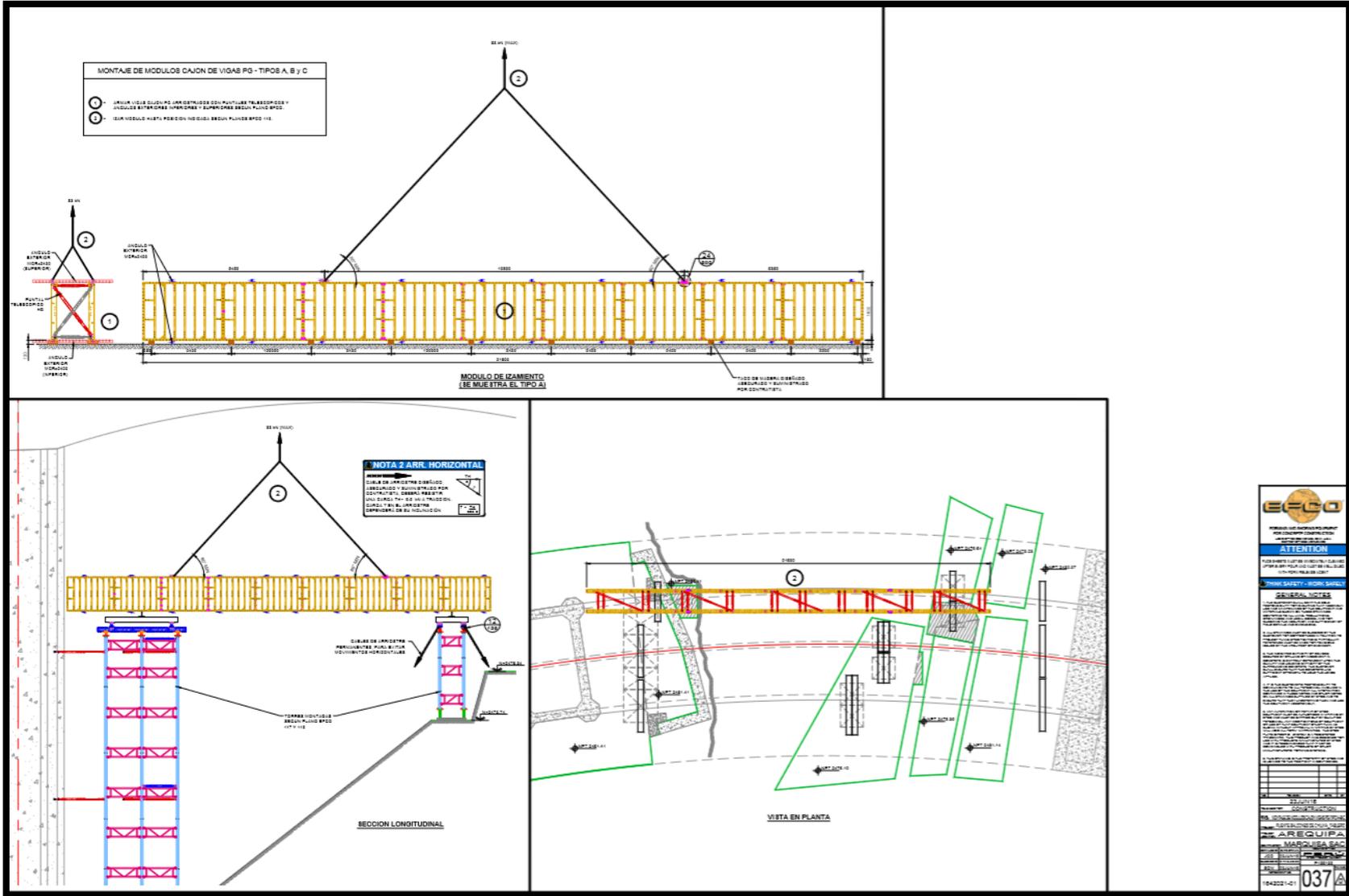
Vista panorámica del soporte Efcó de la viga cajón a un 90%. Fuente: Propia.



Vista panorámica del soporte completo. Fuente: Propia.

Anexo 02

Planos



Montaje de módulos cajón vigas PG - tipo A-B-C. Fuente: Marquisa S.A.C.