



Universidad de Cuenca

---



**UNIVERSIDAD DE CUENCA**

**Facultad de Ingeniería**

**Escuela de Ingeniería Civil**

**DESARROLLO Y ANÁLISIS DE TABLERO PARA PUENTES  
VEHICULARES FORMADO POR VIGAS-CAJÓN DE 12, 15 Y 18  
METROS DE LUZ**

**Tesis previa a la  
obtención del Título  
de Ingeniero Civil**

**Tutor:** Ing. Juan Fernando Zalamea León PhD.

**Autor:** Jonathan Fernando Jaramillo Soto

**Cuenca, Ecuador**

**Abril - 2015**



## RESUMEN

Los puentes siempre han constituido una de las infraestructuras de ingeniería civil más importantes y necesarias. En consecuencia, es de gran importancia la funcionalidad, seguridad y fácil construcción.

En el Ecuador, para la construcción de puentes entre los 10 m y 20 m, generalmente se utiliza puentes de losa de hormigón sobre vigas rectangulares. El siguiente trabajo explora una alternativa frecuentemente utilizada en otros países que es el tablero con vigas-cajón. Cabe indicar que en el país existe un puente importante con esta tipología, que es el Puente Iberia, que es un puente de múltiples vanos de 14 metros.

El siguiente trabajo aborda la metodología de diseño del tablero de un puente formado por vigas-cajón; recopila las normas y aspectos técnicos que deben ser tomados en cuenta para su correcta funcionalidad, para ello se parte de un diseño de viga con armadura pasiva para luces de 12, 15 y 18 metros, a continuación se busca la optimización de las mismas mediante el uso de armadura activa (pre tensado) y finalmente se emplea el uso del pos-tensado transversal para lograr el comportamiento de una estructura monolítica. Paralelo a ello se elabora hojas de cálculo electrónicas de cada uno de los componentes que conforman el tablero, todo este análisis se compara con el programa de Elementos Finitos SAP2000.

Todo el análisis deberá ser planteado de acuerdo a las características, especificaciones y necesidades en el ámbito de su construcción, aprovechando sus ventajas.

**Palabras Clave:** puentes, metodología, vigas-cajón, optimización, construcción



## ABSTRACT

The bridges always have been one of the structures in the Civil Engineering most important and needless. Is very important the easy construction.

Generally in Ecuador the bridges construction between the 10 to 20 meters to span, use slab concrete bridges. The next investigation show a typology frequently used in other countries as is the board bridges formed by box-beams. Is very important to say that our in country there an important bridge with this typology, Iberia Bridge with multiple spans of 14 meters.

The following work took about the methodology of design of the of the board bridge consisting of box-beams; resume the knowledge that should be taken for the right and functional development, for this reason we start the design of a beam reinforced of 12, 15 and 18 meters of span and finally the use of the transversal post-tensioned to get the development of a monolithic structure. At a time to do excel spreadsheets of each one of the components that make up the board, all this analysis compares with the Software Finite Element Analysis SAP2000.

All the analysis shall be proposed according to the features, specifications and needless of the construction, take advantages of it.

**Key Words:** bridges, methodology, box beams, optimization, construction



## Contenido

RESUMEN.....	2
ABSTRACT .....	3
ÍNDICE DE FIGURAS.....	6
ÍNDICE DE TABLAS .....	7
CLÁUSULA DE DERECHOS DE AUTOR.....	8
CLÁUSULA DE PROPIEDAD INTELECTUAL .....	9
SIMBOLOGÍA.....	10
ACRÓNIMOS .....	12
DEDICATORIA .....	13
AGRADECIMIENTOS.....	14
1 INTRODUCCIÓN .....	15
1.1 Antecedentes .....	15
1.2 Justificación.....	15
1.3 Objetivo General.....	16
1.4 Objetivos Específicos.....	16
1.5 Metodología.....	16
2 MARCO TEÓRICO.....	17
2.1 Antecedentes Históricos.....	17
2.2 Revisión de Puentes de Similar Tipología.....	17
2.3 Restricciones de la Tipología.....	19
2.4 Especificaciones Internacionales y nociones de diseño .....	20
2.5 Características geométricas del tablero del puente .....	20
2.6 Pre-dimensionamiento de las vigas.....	21
2.7 Pre-dimensionamiento de los diafragmas .....	22
2.8 Cargas y Combinaciones de Carga.....	22
2.8.1 Cargas Permanentes .....	22
2.8.2 Cargas Transitorias .....	23
2.8.3 Combinaciones de Carga.....	28
2.9 Análisis de la sección transversal del tablero .....	32



---

2.9.1	Barandas.....	32
2.9.2	Bordillos .....	32
2.9.3	Veredas.....	33
2.9.4	Drenaje del tablero .....	34
2.9.5	Losas de Transición .....	34
3	METODOLOGIA DE DISEÑO .....	35
3.1	Modelación del Puente Viga-Cajón .....	35
3.1.1	Carga Muerta.....	36
3.1.2	Carga Viva.....	37
3.2	Elaboración de herramientas para el cálculo de estructuras.....	39
3.2.1	Armadura pasiva – Hormigón armado .....	40
3.2.2	Armadura activa – Hormigón pre comprimido .....	45
4	ANÁLISIS Y RESULTADOS .....	52
4.1	Casos de estudio para el diseño del tablero de 12 metros .....	52
4.2	Casos de estudio para el diseño del tablero de 15 metros .....	54
4.3	Casos de estudio para el diseño del tablero de 18 metros .....	56
4.4	Análisis del pos-tensado transversal .....	58
5	CONCLUSIONES .....	61
6	REFERENCIAS.....	63
7	ANEXOS .....	64
7.1	ANEXO 1 Diseño de la Baranda .....	64
7.2	ANEXO 2 Diseño del bordillo.....	65
	.....	65
7.3	ANEXO 3 Diseño de junta de dilatación .....	67
7.4	ANEXO 6 PUENTE VICTOR MANUEL SERRANO – IBERIA - Tablero.....	68
7.5	ANEXO 7 PLANOS .....	69



## ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Ilustración 2.1 Vigas Cajón prefabricadas</i> .....	17
<i>Ilustración 2.2 Configuración de la llave de corte de la filosofía Japonesa</i> .....	18
<i>Ilustración 2.3 Puente Víctor Manuel Serrano - IBERIA - Vista general</i> .....	18
<i>Ilustración 2.4 Problemas de exposición del refuerzo</i> .....	19
<i>Ilustración 2.5 Problemas en las llaves de corte y en los apoyos de las vigas</i> .....	19
<i>Ilustración 2.6 Vista transversal del tablero formado por Vigas-Cajón</i> .....	21
<i>Ilustración 2.7 Pre-dimensionamiento de las secciones de hormigón armado y hormigón pre comprimido</i> ..	22
<i>Ilustración 2.8 Disposición de la carga muerta del camión de diseño, a lo largo de sus ejes, (Official, 2010)</i> .	23
<i>Ilustración 2.9 Disposición Transversal del camión de diseño, (Official, 2010)</i> .....	24
<i>Ilustración 2.10 Disposición en planta del camión de diseño HS, (Official, 2010)</i> .....	24
<i>Ilustración 2.11 Distribución del peso del camión de diseño HS 25-44, (Official, 2010)</i> .....	24
<i>Ilustración 2.12 Distribución del peso del camión de diseño HS-MTOP</i> .....	25
<i>Ilustración 2.13 Distribución del Peso del camión de diseño HL-93, (Públicas, 2014)</i> .....	25
<i>Ilustración 2.14 Baranda</i> .....	32
<i>Ilustración 2.15 Localización del bordillo</i> .....	33
<i>Ilustración 2.16 Vereda</i> .....	33
<i>Ilustración 2.17 Sección transversal de la capa de rodadura</i> .....	34
<i>Ilustración 3.1 Idealización del modelo-vista en planta</i> .....	35
<i>Ilustración 3.2 Modelo del tablero del puente en el programa SAP</i> .....	36
<i>Ilustración 3.3 Aplicación de las cargas de camión de diseño, según el teorema de Barre, (Merino, 2007)</i> ....	37
<i>Ilustración 3.4 Aplicación del Camión de Diseño en el modelo</i> .....	38
<i>Ilustración 3.5 Datos de entrada</i> .....	40
<i>Ilustración 3.6 Resultados del diseño a Flexión</i> .....	41
<i>Ilustración 3.7 Datos para el diseño a Corte</i> .....	41
<i>Ilustración 3.8 Diseño a corte</i> .....	41
<i>Ilustración 3.9 Datos para el diseño a torsión</i> .....	42
<i>Ilustración 3.10 Verificación del diseño a Torsión</i> .....	42
<i>Ilustración 3.11 Detalle de las longitudes de desarrollo</i> .....	44
<i>Ilustración 3.12 Pérdidas de pre-esfuerzo</i> .....	46
<i>Ilustración 3.13 Curva característica de esfuerzo-deformación para torones de 19 000 kg/cm<sup>2</sup></i> .....	47
<i>Ilustración 3.14 Diseño a flexión por compatibilidad de deformaciones</i> .....	48
<i>Ilustración 3.15 Diseño a flexión, por compatibilidad de deformaciones, iteración de la profundidad del bloque</i> .....	49
<i>Ilustración 3.16 Diseño a corte</i> .....	50
<i>Ilustración 3.17 Longitud de desarrollo</i> .....	50
<i>Ilustración 3.18 Deflexiones del elemento pre-esforzado</i> .....	51
<i>Ilustración 4.1 Sección trasversal del tablero de 12 metros</i> .....	53
<i>Ilustración 4.2 Propiedades de las secciones, hormigón armado y pretensado</i> .....	53
<i>Ilustración 4.3 Comparación de las vigas-cajón, luz 12 metros</i> .....	54
<i>Ilustración 4.4 Sección transversal del tablero de 15 metros</i> .....	55
<i>Ilustración 4.5 Propiedades de las secciones, hormigón armado y pretensado</i> .....	55
<i>Ilustración 4.6 Comparación de las vigas-cajón, luz 15 metros</i> .....	56



---

<i>Ilustración 4.7 Sección transversal del tablero de 18 metros.</i> .....	57
<i>Ilustración 4.8 Propiedades de las secciones, hormigón armado y pretensado</i> .....	57
<i>Ilustración 4.9 Comparación viga-cajón, luz 18 metros.</i> .....	58
<i>Ilustración 4.10 Localización del pos tensado transversal, (Sang, 2010).</i> .....	58
<i>Ilustración 4.11 Detalle de la pos-tensado mediante barras.</i> .....	59
<i>Ilustración 4.12 Diseño del pos tensado transversal (vigas-diafragma).</i> .....	60
<i>Ilustración 7.1 Tablero del Puente Iberia, El Oro: (izquierda) Vista de los apoyos de la viga; (centro) Unión de las Vigas; (derecha) Detalle del pos tensado transversal</i> .....	68

## ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 2.1 Conversión de Vigas-Cajón</i> .....	21
<i>Tabla 2.2 Densidad de Elementos.</i> .....	23
<i>Tabla 2.3 Factor de Presencia Múltiple, adoptado por la AASHTO</i> .....	25
<i>Tabla 2.4 Fracción de camiones en el tráfico, (Official, 2010)</i> .....	26
<i>Tabla 2.5 Fuerzas de Diseño del sistema de barrera, (Official, 2010)</i> .....	26
<i>Tabla 2.6 Factor IM, (Official, 2010)</i> .....	26
<i>Tabla 2.7 Combinaciones de carga y factores de carga</i> .....	30
<i>Tabla 2.8 Factores de carga para cargas permanentes</i> .....	30
<i>Tabla 2.9 Factor de modificación de carga especificado en la AASHTO 1.3.2</i> .....	31
<i>Tabla 3.1 Solicitaciones de diseño</i> .....	38
<i>Tabla 3.2 Resultado de máximos momentos flectores y fuerzas cortantes.</i> .....	39
<i>Tabla 3.3 Diseño del acero longitudinal combinado flexión y torsión</i> .....	43
<i>Tabla 3.4 Diseño de acero transversal combinado corte y torsión</i> .....	43
<i>Tabla 3.5 Flechas o deflexiones instantáneas</i> .....	45
<i>Tabla 3.6 Deflexiones a largo plazo.</i> .....	45
<i>Tabla 3.7 Límites establecidos</i> .....	45



## CLÁUSULA DE DERECHOS DE AUTOR



Universidad de Cuenca  
Cláusula de derechos de autor

*Jonathan Fernando Jaramillo Soto*, autor de la tesis "Desarrollo y Análisis de Tablero para puentes vehiculares formado por vigas-cajón de 12, 15 y 18 metros de luz", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciera de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 20 de Abril de 2015.

Jonathan Fernando Jaramillo Soto

C.I: 0104775945



## CLÁUSULA DE PROPIEDAD INTELECTUAL



Universidad de Cuenca  
Cláusula de propiedad intelectual

---

Jonathan Fernando Jaramillo Soto, autor/a de la tesis "Desarrollo y Análisis de tablero para puentes vehiculares formado por vigas-cajón de 12, 15 y 18 metros de luz", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 20 de Abril del 2015.



---

Jonathan Fernando Jaramillo Soto

C.I: 0104775945



## SIMBOLOGÍA

- A: área de la sección
- As: área de acero a tracción
- A's: área de acero a compresión
- a: profundidad del bloque de compresión
- B: ancho o espesor de la viga
- b: ancho actuante en esfuerzo de corte
- c: distancia desde el extremo de la fibra de compresión hacia el eje neutro
- cg: centro de gravedad de la sección
- D: carga muerta
- D: diámetro de la varilla de acero utilizada como refuerzo
- DC: carga muerta de componentes estructurales y no estructurales
- DL: carga viva, proveniente del camión de diseño
- Ec: módulo de Elasticidad del concreto
- Eci: módulo de Elasticidad del Concreto
- Ep: módulo de Elasticidad del Refuerzo de Pre-tensado
- e: excentricidad, distancia del centro de gravedad a la línea actuante de la fuerza de Pretensado
- Fy: fluencia del hormigón
- f'c: fuerza de compresión del concreto
- f'ci: fuerza de compresión del concreto al instante de cortar los cables
- H: altura de la viga, peralte
- HR: Humedad relativa
- I: inercia de la sección
- L: luz del puente



- Md: momento flector causada por peso propio de la viga
- Mb: momento flector causado por peso de la barrera
- Mcv: momento flector causado por carga viva
- NL: número de líneas de tráfico
- n: número de vigas que conforman el tablero
- Sb: módulo de sección
- y<sub>b</sub>: distancia del extremo inferior de la viga al eje neutro
- $\epsilon$ : deformación del concreto
- $\phi$ : densidad del hormigón armado
- $\emptyset$ : coeficiente de flexión
- $\rho$ : cuantía de acero
- $\rho$  máx: cuantía máxima permisible de acero
- $\rho$  mín: cuantía mínima permisible de acero



## ACRÓNIMOS

AASHTO	American Association System Highway and Transportation Official
ACI	American Concrete Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
FHWA	Federal Highway Administration
LRFD	Load and Resistance Factor Design
MTOP	Ministerio de Transporte y Obras Públicas
PCI	Precast Concrete Institute



## DEDICATORIA

Quiero dedicar todo este esfuerzo a mi Virgen Dolorosa, a mis padres y mis hermanos, los cuales han sido un pilar fundamental en mi formación como persona y como profesional, todo esto va por ustedes.



## AGRADECIMIENTOS

A Dios quien hizo posible que todo esto ocurra, a mis Padres quienes fueron una fuente de inspiración y respaldo en cada momento de mi vida, a mis hermanos por todo el apoyo que supieron darme, a mis abuelos, mis tíos, en fin a toda mi familia, y a mis grandes amigos Adrián C, Gustavo y Adrián P con quienes he pasado esta faceta universitaria, muchas gracias.

Quiero mencionar un especial agradecimiento al Ingeniero Fernando Zalamea por la paciencia y el tiempo durante la elaboración de esta Tesis.



## 1 INTRODUCCIÓN

### 1.1 Antecedentes

Durante la historia de la ingeniería civil, una de las infraestructuras de mayor uso y evolución, en cuanto a diseño y construcción, han sido los puentes; Dichas estructuras son muy utilizadas para salvar ríos, obstáculos que impidan la agilidad en el movimiento peatonal y vehicular. Por ello es necesario buscar secciones más ligeras, menor tiempo de montaje o construcción, salvar mayores luces y hasta mayor estética. Todos estos aspectos han conducido al descubrimiento de nuevas técnicas de construcción como es el uso de elementos prefabricados (pretensados o pos-tensados).

Actualmente, el Ecuador atraviesa una era de crecimiento nunca antes visto, construyendo puentes y carreteras a lo largo de todo el país. Sin embargo, durante el tiempo de construcción, se genera molestias y pérdidas económicas importantes para los moradores del lugar. Es por ello necesario reducir el tiempo de construcción. Por esta razón el uso de elementos prefabricados va tomando fuerza en el campo de diseño y construcción por sus numerosas ventajas, como es la disminución de las deflexiones a lo largo del tiempo, mayor control en la calidad de los elementos, pero sobre todo la disminución del tiempo de construcción.

Por estas razones se presenta el siguiente estudio con el fin de generar un documento guía para el correcto diseño de esta tipología, donde se resume la información relevante y los factores más importantes en el cálculo y diseño de esta clase de tableros. Al mismo tiempo, se pretende crear una inquietud en el diseñador y constructor, estableciendo las ventajas de esta tipología con el fin de que se promueva su uso en el país.

### 1.2 Justificación

Debido al crecimiento en la infraestructura vial del país y de la provincia es de vital importancia el estudio de una tipología diferente con ventajas en cuanto a su diseño, tiempo de construcción y durabilidad. El presente trabajo realiza el análisis del tablero formado por vigas-cajón que colocadas consecutivamente y unidas mediante llaves de corte, se puede optar por luces pequeñas (10 a 18 metros) o medianas (18 a 35 metros), las cuales son usadas en nuestro medio. La importancia del siguiente análisis es presentar la manera de abordar esta tipología de construcción, para que cualquier ingeniero interesado disponga de la información indispensable en este tipo de diseño.



### 1.3 Objetivo General

- Elaborar un documento que aborde los detalles del diseño estructural del sistema de vigas-cajón. Aplicando a un ejemplo de tablero de 12m, 15 m y 18 metros.

### 1.4 Objetivos Específicos

- Determinar cargas y requerimientos de servicio.
- Obtener información técnica y detallada con respecto a esta nueva metodología de construcción, conociendo sus ventajas y desventajas.
- Elaborar un modelo digital que permita observar el comportamiento más cercano de la estructura.
- Elaborar planos de los detalles constructivos relevantes.

### 1.5 Metodología

El siguiente trabajo está estructurado para comprender el correcto diseño de un tablero formado con vigas-cajón, empleando elementos de hormigón armado (armadura pasiva) y hormigón pre-comprimido (armadura activa). Por esta razón la investigación bibliográfica se subdivide en los siguientes capítulos.

- **Capítulo I** Presenta una breve explicación sobre el desarrollo de los puentes en la ingeniería civil y las razones para buscar nuevas metodologías de diseño y construcción, así como establecer los objetivos generales y específicos del siguiente documento.
- **Capítulo II** Recopila la información existente acerca de la tipología, comentarios y experiencias de proyectos alrededor del mundo. Haciendo mención general el puente Víctor Manuel Serrano que se encuentra en la provincia del Oro por ser una estructura de similar diseño. Comprende el marco teórico de la investigación, normas y especificaciones a ser empleadas para el correcto diseño y metodología con la cual se llevó a cabo la investigación. Estableciendo una secuencia de pasos.
- **Capítulo III** Modelación en el programa digital SAP2000 y la elaboración de herramientas de cálculo como hojas electrónicas que ayudan a facilitar el diseño.
- **Capítulo IV** Análisis de la tipología de estudio así como los resultados obtenidos de su modelación.
- **Capítulo V** Conclusiones a la cual nos lleva la investigación y establece algunas recomendaciones en cuanto a diseño y construcción.

## 2 MARCO TEÓRICO

### 2.1 Antecedentes Históricos

La tipología nace alrededor de 1950, en Norte América y se lo conoce como puente Viga-Cajón (Prestressed Concrete side-by-side box beam). Su desarrollo ocurre en los años de 1960, donde fue muy importante para el Sistema Nacional de Carreteras (National Highway System-NHS) y de gran utilidad para muchos estados por sus numerosas ventajas. Cerca de 1980, esta metodología no es bien vista por su susceptibilidad al agrietamiento longitudinal, encadenando así una serie de reformas y cambios en los detalles de su diseño y construcción. Sin embargo en la actualidad abarca un gran número de puentes en la mayoría de estados en ese país, constituyendo 1/6 de los puentes construidos anualmente en vías públicas según el inventario nacional de puentes de los Estados Unidos.

### 2.2 Revisión de Puentes de Similar Tipología

Para el diseño, se estudia 2 corrientes normalmente utilizados alrededor del mundo, la una de estados Unidos y la otra de Japón.

- Talvez la más conocida es el diseño que se rige por entidades como la AASHTO y el PCI, las mismas que ya poseen dimensiones estandarizadas para su cálculo; si bien existe diferencias en la geometría y la configuración de sus llaves de corte, son muy parecidas. Por su popularidad los estados de Texas, Michigan, Nueva York entre los más importantes, poseen sus propias normas y especificaciones en base a sus experiencias, todos ellos refiriéndose al Departamento de Transporte Nacional, (Department of Transportation "DOT") y a la Administración Federal de Carreteras, FHWA (Federal Highway Administration).

En las siguientes ilustraciones se observa su uso mediante la construcción de elementos viga-cajón pre-fabricados.



Ilustración 2.1 Vigas Cajón prefabricadas

- El diseño planteado por Japón, el mismo que presenta una relación luz / peralte bastante alta. Es decir vigas de peralte mucho menor en relación de

las americanas pero, con la particularidad de configurar su llave de corte. Sin embargo su uso es limitado.

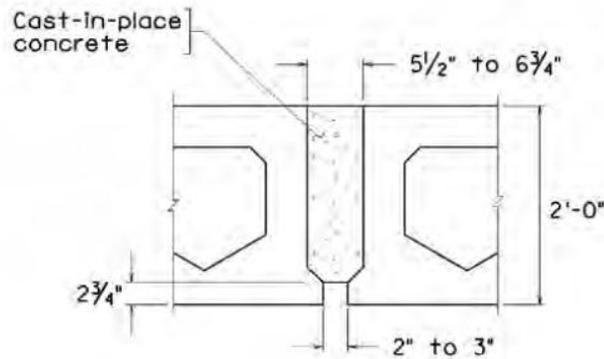


Ilustración 2.2 Configuración de la llave de corte de la filosofía Japonesa

El siguiente documento se basa en si en las normas AASHTO, si bien existen vigas-cajón de dimensiones establecidas, se busca crear secciones óptimas para las luces planteadas de acuerdo a las condiciones y exigencias de nuestro medio.

A nivel nacional en la parroquia La Iberia, cantón El Guabo, Provincia de El Oro, se encuentra el puente Víctor Manuel Serrano, construido alrededor del año 1950; lastimosamente no se encuentra información técnica acerca de su diseño y construcción, no obstante se puede observar un comportamiento adecuado a pesar de sus años de construcción y del incremento vehicular.



Ilustración 2.3 Puente Víctor Manuel Serrano - IBERIA - Vista general

En rasgos generales el puente está formado por 11 tramos continuos, de una luz aproximada 154 metros. Cada tramo posee 19 vigas colocadas una junto a la otra, con una dimensión aproximada de 45x45cm y una luz de 14 metros. Se observa la necesidad del mantenimiento, especialmente en la protección del refuerzo de las vigas que conforman el tablero para evitar la corrosión y un adecuado mantenimiento en la capa de rodadura.



Ilustración 2.4 Problemas de exposición del refuerzo

Al observar el estado de las uniones de las vigas que conforman el tablero y el de los apoyos donde descansa las mismas, se nota focos de humedad que puedan llegar a cambiar las características de hormigón y del refuerzo.



Ilustración 2.5 Problemas en las llaves de corte y en los apoyos de las vigas

La importancia de mencionar este puente en el documento, es observar como a lo largo de más de 65 años, pese al poco mantenimiento y al gran volumen de tráfico, el comportamiento estructural y su funcionalidad han sido satisfactorios.

### 2.3 Restricciones de la Tipología

Esta mantiene un rango de aplicabilidad; desde 1950 para vigas pre-tensadas el rango es de 9 a 30 metros según la FHWA(Transportation). Según el PCI(Institute, 2003) ,el rango está en 12 a 40 metros, pero según el estudio de FHWA se ha visto que el rango más usado se encuentra entre los 6 a 24 metros.

En cuanto a restricciones mencionaremos sus desventajas como límites en su aplicabilidad:

- Mayor vulnerabilidad ante el agrietamiento longitudinal.
- Mayor cuidado en su mantenimiento.
- Mayor logística para su construcción.
- Mayor vulnerabilidad ante la corrosión.



Todas estas restricciones deberán ser tomadas en cuenta con mayor cuidado en el momento de diseño.

#### 2.4 Especificaciones Internacionales y nociones de diseño

Dentro de manuales y normas que rigen esta tipología se encuentran la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Official) dentro de la misma los capítulos: “II Diseño General”, “III Cargas y Factores de Carga”, “IV Análisis y Evaluación Estructural” y “IX Tableros y sistemas de Tablero” son, los de mayor interés; por otra parte el capítulo 8 “Teoría de diseño y procedimiento” y el Capítulo 9 “Ejemplos de Diseño del Instituto PCI” Precast Concret Institute.

En el Ecuador, por otra parte, existe el manual del MTOP Ministerio de Transporte y Obras Públicas (Públicas, 2014), el mismo que menciona ciertos lineamiento en la construcción de puentes, específicamente se hace referencia al camión de diseño denominado HS-MOP, utilizado en el diseño del trabajo.

#### 2.5 Características geométricas del tablero del puente

Como ejemplo se considera un tablero de 2 carriles de tránsito, con un ancho no menor de 3.5 metros para cada carril, medida tomada de acuerdo a su velocidad de diseño y al tráfico existente. El tablero también consta de: bordillos cuya función es impedir el paso de los automóviles hacia las veredas, una capa de rodadura de asfalto y barreras colocadas en los extremos del tablero de tal manera que impidan la salida de vehículos. El ancho del tablero varía de acuerdo a la luz del puente, debido al cambio en el ancho de las secciones que conforman el tablero.

Todos los componentes mencionados que descansan sobre el tablero son diseñados bajo una velocidad menor o igual a los 50 km/h, velocidad que corresponde a un tráfico promedio diario de vehículos por día, promedio adoptado para puentes.

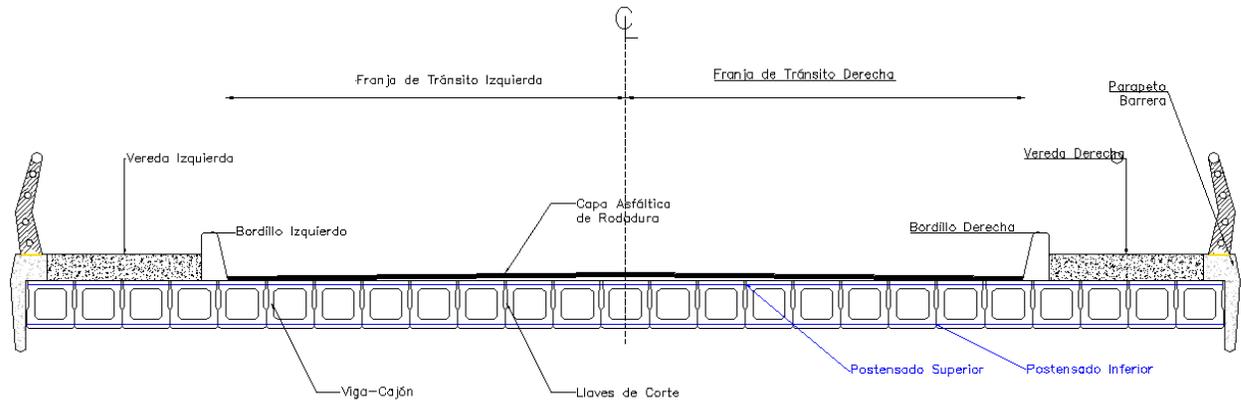


Ilustración 2.6 Vista transversal del tablero formado por Vigas-Cajón

Cabe indicar que el número de vigas que conforman el tablero será variable de acuerdo a la luz del puente.

## 2.6 Pre-dimensionamiento de las vigas

Un primer acercamiento al peralte de las vigas se podría realizar con lo establecido por la normativa para edificaciones ACI 318, donde para vigas de hormigón armado simplemente apoyadas el peralte mínimo es  $L/16$  y para elementos pre-comprimidos, el peralte mínimo es  $L/28$ .

Normativas específicas para puentes, como lo es la AASHTO establece secciones con dimensiones estandarizadas, a continuación se presenta cada una con su respectiva equivalencia al Sistema internacional (SI).

Tabla 2.1 Conversión de Vigas-Cajón

TIPO	PULGADAS		CENTIMETROS	
	B	H	B	H
BI-48	48	27	122	69
BII-48	48	33	122	84
BIII-48	48	39	122	100
BIV-48	48	42	122	107
BI-36	36	27	92	69
BII-36	36	33	92	84
BIII-36	36	39	92	100
BIV-36	36	42	92	107

La Tabla 2.1 Conversión de Vigas-Cajón mostrada anteriormente se basa en la Tabla 2.5.2.6.3.1 de la AASHTO (Especificaciones para el Diseño de Puentes por el método LRFD) donde para vigas simplemente reforzadas el peralte mínimo es

de 0,06 L (L/16.5) y de 0,03 (L/33.3) para vigas pre-tensadas, valores no muy diferentes al primer acercamiento del peralte establecido.

Para el caso de elementos de hormigón armado y hormigón pre comprimido, se propone las siguientes dimensiones para las diferentes luces.

- $L = 12 \text{ metros}$        $h = \frac{L}{x}$        $h = 0.45 \text{ metros}$
- $L = 15 \text{ metros}$        $h = \frac{L}{x}$        $h = 0.55 \text{ metros}$
- $L = 18 \text{ metros}$        $h = \frac{L}{x}$        $h = 0.65 \text{ metros}$

Al establecer las dimensiones indicadas, se obtiene valores de  $x = 28$ , valor más conservador que el señalado anteriormente (L/16).

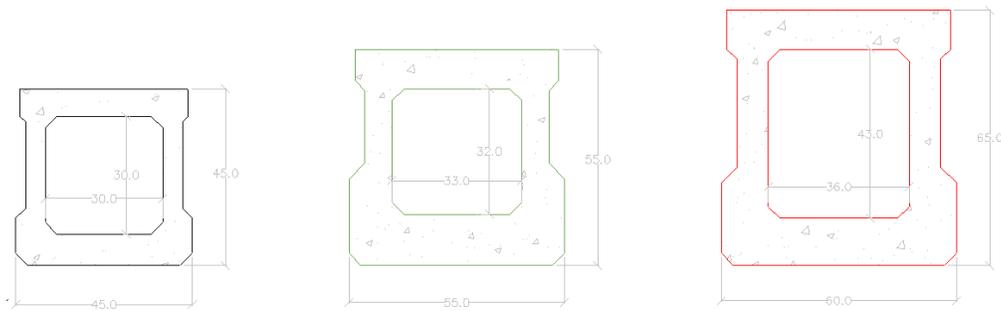


Ilustración 2.7 Pre-dimensionamiento de las secciones de hormigón armado y hormigón pre comprimido.

## 2.7 Pre-dimensionamiento de los diafragmas

Para el pre dimensionamiento se considera un peralte del 75 % del peralte total de las vigas longitudinales, según lo menciona la AASHTO (Official, 2010). Su espaciamiento está condicionado por la norma PCI (Institute, 2003). Para nuestro caso se establece el mismo peralte que el de las vigas longitudinales por razones de fácil construcción.

## 2.8 Cargas y Combinaciones de Carga

Para el diseño del tablero es necesario establecer ciertos tipos de carga, de acuerdo a lo establecido por la AASHTO:

### 2.8.1 Cargas Permanentes

Es la carga vertical que actúa aplicada sobre una estructura, que implica el peso propio de la misma más la de los elementos permanentes, es llamada también carga muerta.

Es necesario conocer la densidad de cada uno, como se puede observar la acogida por la AASHTO.

Tabla 2.2 Densidad de Elementos

Material	Unidad kg/m <sup>3</sup>
Hormigón	2 400
Acero de Refuerzo	7 850
Betunen Asfáltico	2 250

### 2.8.2 Cargas Transitorias

Son en sí cargas cuya magnitud de la carga es variable a lo largo del tiempo. Las cargas a considerar en el diseño son:

#### 2.8.2.1 Carga Vehicular

El MTOP por lo general exige las cargas vehiculares HS-25, HS-MOP y HL-93, sin embargo en el siguiente documento se considera para el diseño la carga HS-25, siendo ésta el 25 % adicional de la carga HS-20.

En el siguiente acápite se explica cada una de ellas:

##### 2.8.2.1.1 Cargas debido al peso propio del vehículo

- Camión de Diseño:
  - HS 20-44

Camión adoptado por la AASHTO cuyas siglas, se deben a su significado en inglés, H de Highway y S de semi-trailer donde el número indica el peso en toneladas americanas (20 000 libras). Idealizado de manera que el eje posterior concentre el 80% de la carga de referencia y cada rueda del eje delantero concentre el 20%.

En la actualidad este camión no es considerado para el diseño de puentes.

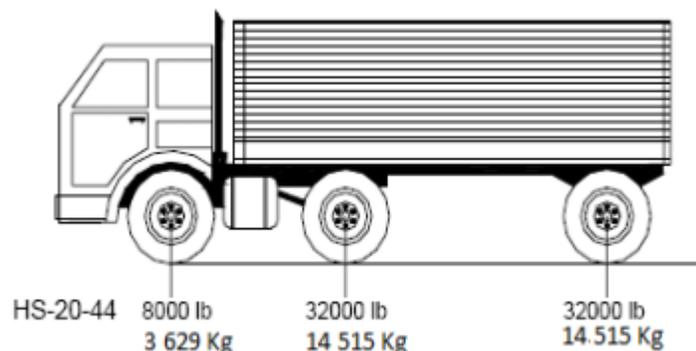


Ilustración 2.8 Disposición de la carga muerta del camión de diseño, a lo largo de sus ejes, (Official, 2010)

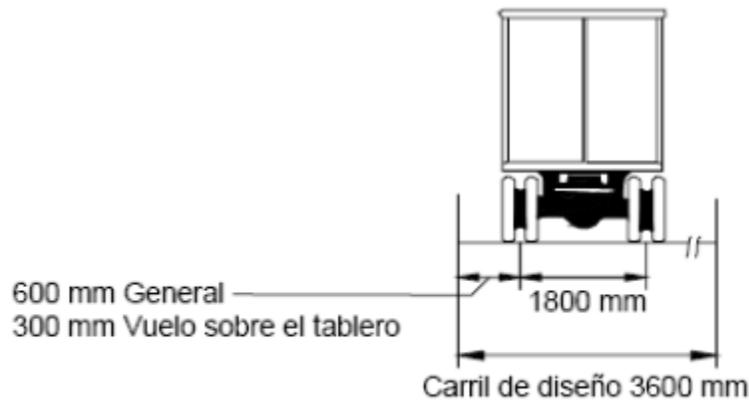


Ilustración 2.9 Disposición Transversal del camión de diseño, (Oficial, 2010)

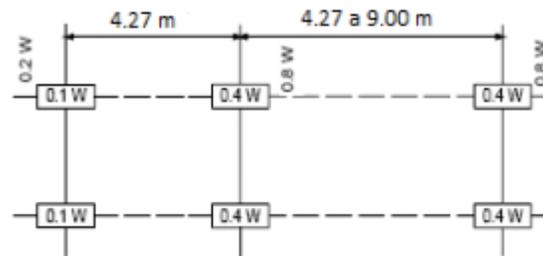


Ilustración 2.10 Disposición en planta del camión de diseño HS, (Oficial, 2010)

- HS 25

Los puentes en el Ecuador han sido diseñados con el camión de diseño HS-20, actualmente por factores como: el parque automotor y la sobrecarga con la que siempre viajan los vehículos; por ello es necesario incluir un sobrecarga en el diseño de los puentes, por lo que MTOP trabaja con las cargas HS- 25-44, la cual es incremento del 25% que el camión HS 20-44. Comprende un tren de cargas o una carga equivalente distribuida de 953 kg/m aplicados en un ancho de 3 metros incluida una carga puntual de 10 000 kg (momento) y 14 750 kg (cortante).



Ilustración 2.11 Distribución del peso del camión de diseño HS 25-44, (Oficial, 2010)

- HS-MTOP

Muy parecido al HL-93, camión de diseño optado por el Ministerio de Transporte y Obras Públicas, creado con la finalidad de garantizar la funcionalidad del tablero.

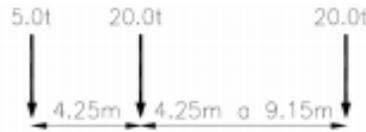


Ilustración 2.12 Distribución del peso del camión de diseño HS-MTOP

- HL-93  
 Emplea el camión de diseño HS-20 más una carga distribuida de 953 kg/m aplicados en un ancho de 3 metros.

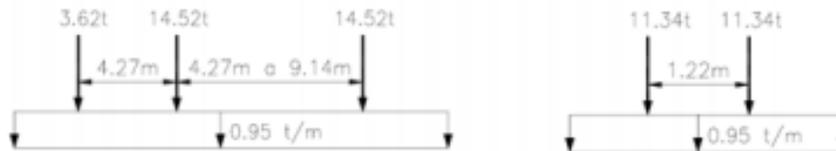


Ilustración 2.13 Distribución del Peso del camión de diseño HL-93, (Públicas, 2014)

- Presencia múltiple:  
 El tráfico propuesto anteriormente podría presentarse en carriles adyacentes del carril de diseño, pero es muy poco probable que dos o más carriles estén cargados simultáneamente; por ello la AASHTO provee un factor de presencia múltiple.

Tabla 2.3 Factor de Presencia Múltiple, adoptado por la AASHTO

Número de carriles de diseño	M
1	1.2
2	1
3 o más	0.85

- Cargas de fatiga:  
 Para la carga de fatiga se toma únicamente el camión de diseño con el su eje variable colocado a los 9 metros y un factor de 0.75. El esfuerzo de fatiga depende solo de la carga viva y del número de ciclos de carga y descarga; este número de ciclos de carga de esfuerzos está basado en el estudio de tráfico. Al no tener conocimiento del promedio diario de tráfico de camiones es necesario conocer el promedio de tráfico diario y multiplicarlo por un factor de acuerdo al tipo o clase de carretera, es decir para una



carretera urbana se toma el 10% del tráfico promedio diario, como se observa en la Tabla 2.4

Tabla 2.4 Fracción de camiones en el tráfico, (Oficial, 2010)

Clase de carretera	p
Rurales troncales1	1
Urbanas troncales	0.15
Otras rurales	0.15
Otras urbanas	0.10

- Cargas de Vereda y del Sistema de Barrera  
No son más que los pesos de cada elemento distribuidos en toda su longitud y son diseñados de tal manera que resistan fuerzas horizontales, verticales y transversales de la AASHTO, de acuerdo al nivel de funcionamiento.

PL-1: para carreteras rurales de velocidades de circulación bajas

PL-2: para carreteras de grandes velocidades, tráfico de vehículos pesados

PL-3: para carreteras de grandes velocidades, gran volumen de tráfico pesado

A continuación se observa las fuerzas que se aplican para los diferentes niveles de funcionamiento.

Tabla 2.5 Fuerzas de Diseño del sistema de barrera, (Oficial, 2010)

Fuerzas	Nivel de Funcionamiento		
	PL-1	PL-2	PL-3
Ft Transversal (KN)	120	240	516
Fl Longitudinal (KN)	40	80	173
Fv Vertical (KN)	20	80	222
Lt y Ll (mm)	1 220	1 070	2 440
Lv (mm)	5 550	5 500	12 200
Altura mínima de barrera (mm)	510	810	1020

2.8.2.1.2 Efectos dinámicos

El efecto dinámico IM se puede obtener mediante la siguiente tabla:

Tabla 2.6 Factor IM, (Oficial, 2010)

Componente	IM (%)



Uniones de losa-Todos los estados límite	75
Estados límites de Rotura y Fatiga	15
Otros estados límites	33

El factor Dinámico IM, es aplicado de la siguiente manera:

$U(L + 1) = U(L)(1 + IM)$ , donde  $U(L)$  es la carga viva sin considerar el impacto y  $U(L + 1)$  es la que considera el impacto

#### 2.8.2.1.3 Fuerza de Frenado

Al frenar los camiones pueden crear fuerzas importantes que deben ser consideradas en el diseño. Al ser poco probable que todas las líneas sean cargadas simultáneamente, se considera el factor m. Su valor según la AASHTO puede considerarse como el 25 % del peso de los ejes del camión de diseño, actuando a 1.8 metros sobre la superficie de rodadura en cualquier dirección longitudinal.

#### 2.8.2.2 Carga Peatonal

Se estima una carga peatonal de  $3.6 \times 10^{-3}$  MPa que son aproximadamente 370 kg/m<sup>2</sup>, además las barandas deben ser diseñadas para soportar una carga de 890 N aplicadas en cualquier parte del pasamano, con cualquier dirección.

#### Fuerzas debidos a Fluidos:

Al ser solamente el diseño del tablero no se considera las fuerzas debidas a fluidos

#### 2.8.2.3 Carga Sísmica

En el siguiente documento se considera que el tablero forma parte de un puente de un solo tramo. Por ello se diseña como un elemento simplemente apoyado sobre los estribos, es decir no existe transferencia de momento que puedan ser afectados al ocurrir un evento sísmico.

El estudio sísmico tampoco es realizado para este tablero ya que la AASHTO menciona que se puede omitir debido a que el puente es de un solo tramo.

#### 2.8.2.4 Fuerzas de Hielo

No es considerada por la realidad de nuestro ámbito de estudio.

#### 2.8.2.5 Carga de Colisión

- Colisión de embarcaciones: no aplica al diseño ya que el mismo es solo del tablero del puente.
- Colisión de trenes: No aplica al diseño del tablero



- Colisión de vehículos: se plantea el caso que un vehículo se impacte con la barrera

### 2.8.3 Combinaciones de Carga

Se ha visto cómo pueden actuar en un mismo elemento varias fuerzas horizontales y verticales, pero no todas las cargas se aplican simultáneamente; la AASHTO menciona varias combinaciones para evitar así el dimensionamiento adecuado de los elementos, debido a la probabilidad de ocurrencia simultánea de cargas; cada elemento del tablero deberá ser probado para definir el esfuerzo crítico con la siguiente nomenclatura:

#### Cargas Permanentes

- DD fuerza de arrastre hacia abajo
- DC carga muerta
- DW carga muerta de superficie de rodadura
- EH presión de tierras horizontal
- ES carga superficial en el terreno
- EV presión vertical del relleno

#### Cargas Transitorias

- BR fuerza de frenado
- CE fuerza centrífuga vehicular
- CR "Creep" fluencia del concreto
- CT fuerza de choque vehicular
- CV fuerza de choque de barcos
- EQ sismo
- FR fricción
- IC carga de hielo
- IM impacto
- LL carga viva vehicular
- LS carga viva superficial
- PL carga viva peatonal
- SE asentamiento
- SH contracción
- TG gradiente de temperatura
- TU temperatura uniforme
- WA carga de agua y presión del flujo
- WL carga de viento sobre la carga viva
- WS carga de viento sobre la estructura



La carga Total  $Q$  mayorada es:

$$Q = n_i \sum \gamma_i q_i$$

Dónde:

- $n_i$  Factor modificador de las cargas, relacionado con ductilidad, redundancia e importancia operacional
- $q_i$  Solicitaciones de las cargas
- $\gamma_i$  Factores de carga

Para el diseño del tablero todos los elementos deben satisfacer la siguiente ecuación:

$$Q = n \sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Los estados límites que aplican son:

- **Resistencia I:** Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.
- **Servicio I:** Combinación que representa la operación normal del puente cuya función es control de deflexiones y fisuración.
- **Servicio III:** Combinación de carga relacionada con la tracción de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar su fisuración.

A continuación se presentan las tablas para los coeficientes de las cargas, a mayorar para los diferentes estados límites recién mencionados:



Tabla 2.7 Combinaciones de carga y factores de carga

Combinación de Cargas	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	$\gamma_p$	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA II	$\gamma_p$	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA III	$\gamma_p$	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo EH, EV, ES, DW, DC	$\gamma_p$ 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	$\gamma_p$	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	$\gamma_p$	$\gamma_{EQ}$	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	$\gamma_p$	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Tabla 2.8 Factores de carga para cargas permanentes

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

De esta manera para la combinación de carga (n) la fórmula es la siguiente:

$$Q(n) = \gamma(Bd * D + B(L + I) + BcCf + Be * E + B\alpha * B + BsSf + Bw * W + BwL * WL + BL * LF + Br(R + S + T) + Bea * EQ + Bice(ICE))$$



Se establece el factor de carga de acuerdo a la AASHTO denominado por la letra ni

Donde el valor máximo de  $\gamma_i$  es apropiado

$$N_f = N_d N_r N_f \geq 0.95$$

Donde el valor mínimo de  $\gamma_i$  es apropiado

$$N_f = 1/(n_d n_r n_f) \leq 1$$

Tabla 2.9 Factor de modificación de carga especificado en la AASHTO 1.3.2

Factor de modificación de carga especificado en la AASHTO 1.3.2		
$\eta_d$	Factor de modificación de carga relacionado a su ductilidad	1
$\eta_r$	Factor de modificación de carga relacionado a su redundancia	1
$\eta_f$	Factor de modificación de carga relacionado a su importancia operativa	1

Así para el caso Resistencia I, la combinación será:

$$Q = n \sum \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 1.25(DC) + 1.5(DW) + 1.75(LL + IM)$$

$$Q_{m\acute{i}n} = 0.9(DC) + 0.65(DW) + 1.75(LL + IM)$$

Así para el estado límite Servicio I, la combinación será:

$$Q = 1.00(DC + DW) + 1.00(LL + IM)$$

Y el último Servicio III, la combinación será:

$$Q = 1.00(DC + DW) + 0.80(LL + IM)$$

Como se trata de un puente de un solo tramo, los factores de carga máxima producen máximos efectos.

Comprobación del estado de Fatiga

$$Q = 0.75 (LL + IM)$$

## 2.9 Análisis de la sección transversal del tablero

Para la construcción de los componentes estructurales se debe garantizar la conexión entre la barrera, la vereda y el bordillo de tal manera que la barrera sea un componente prefabricado el cual va anclado a la viga exterior del tablero del puente, así como se observa en los planos realizados (Anexos).

### 2.9.1 Barandas

El diseño de la baranda como del bordillo será en base a sus líneas de rotura. La baranda es un componente prefabricado cuyo largo es de 3 metros. El diseño en sí de la baranda debe garantizar el correcto comportamiento ante una fuerza distribuida a lo largo de la altura del pasamano o también ante una fuerza colocada en el extremo del pasamano, la misma que simula la acción de una fuerza de choque estipulada en la AASHTO.

Para la colocación in-situ el elemento es empernado en la viga-cajón extrema del tablero mediante dos pernos en los extremos y en la mitad del tramo prefabricado.

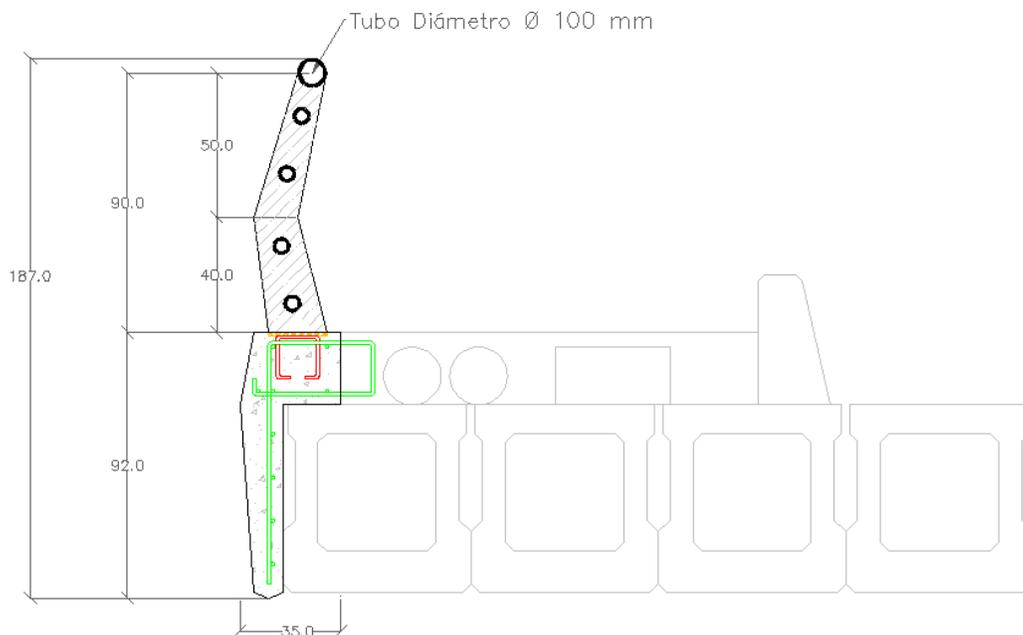


Ilustración 2.14 Baranda

### 2.9.2 Bordillos

AASHTO menciona que los bordillos deben resistir una fuerza de acuerdo al nivel de funcionalidad Tabla 2.5, dicha fuerza se coloca en la parte extrema superior del bordillo, la colocación de esta fuerza simula la acción del choque de un neumático contra el bordillo. Para asegurar su posición ante cualquier evento de choque, es necesario de igual manera el aseguramiento del bordillo hacia la viga en la parte inferior mediante un gancho de similar longitud que la llave de corte de la viga.

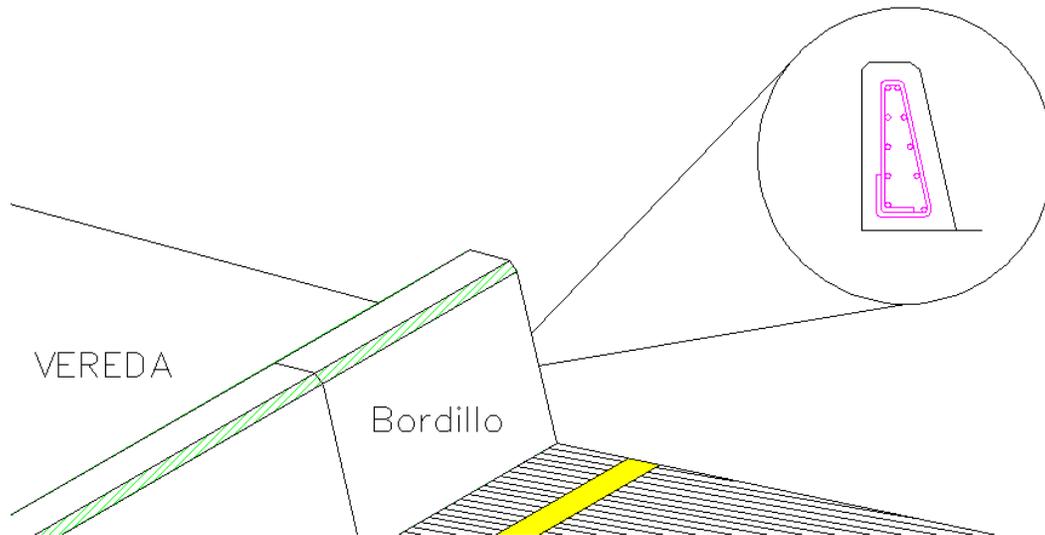


Ilustración 2.15 Localización del bordillo

### 2.9.3 Veredas

Las veredas no son más que losas nervadas, con casetones de 40x15x20 cm; que trabajan unidireccionalmente, cuyas dimensiones, son: 1,5 metros de ancho por 3 metros de largo. Se opta por losas aligeradas para disminuir el peso del tablero y se aprovecha su geometría para colocar ductos de servicio de 110 milímetros de diámetro.

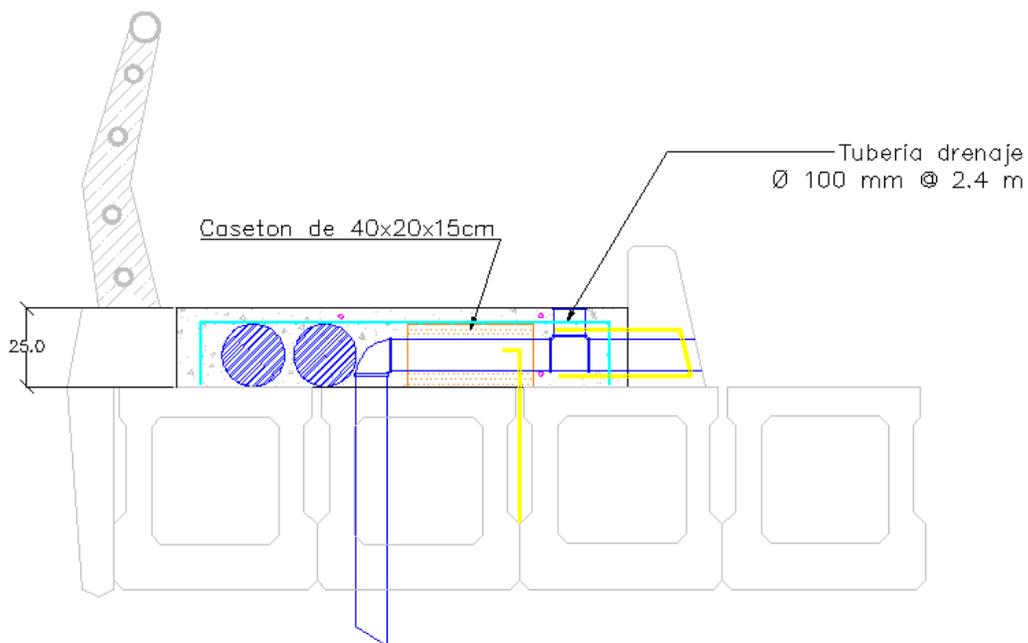


Ilustración 2.16 Vereda

### 2.9.4 Drenaje del tablero

Se debe garantizar y evitar el depósito de agua en los costados de la capa de rodadura como en la vereda, por ello se colocan 4 sumideros a lo largo del puente en cada extremo de la vía, de igual manera se coloca en forma paralela en las veredas. La pendiente de bombeo de la calzada no será menor al 2%, según estipula la AASHTO (Official, 2010).



Ilustración 2.17 Sección transversal de la capa de rodadura

### 2.9.5 Losas de Transición

Su objetivo es proporcionar un paso suave desde el terraplén hacia el puente. La losa descansa sobre la vía y un extremo de ella es colocado sobre el estribo. El espesor mínimo para la calzada que se encuentra en un rango de 15 a 25 cm, su ancho es igual al de la estructura del puente y su largo generalmente varía entre los 3 a 5 metros. Para el diseño se utiliza las siguientes dimensiones: 4 metros del ancho por 3 metros de longitud, con un espesor igual a 20 cm.

### 3 METODOLOGIA DE DISEÑO

#### 3.1 Modelación del Puesto Viga-Cajón

Para su modelación se emplea el programa de Elementos Finitos SAP2000. Se ingresa todos los componentes con su pre-dimensionamiento, de tal manera que los resultados sirvan para optimizar cada uno de ellos y al ingresar las nuevas dimensiones, podamos verificar su funcionalidad.

Para la explicación de la idealización del modelo, es necesario indicar lo siguiente:

Las vigas longitudinales se colocan una junto a otra, como se observa en la Ilustración 3.1. denominado con números. Sus secciones son tubulares cuadradas, y con el objetivo de acercarse a la realidad, se modifica sus características para obtener, la misma inercia, peso y centro de gravedad.

Las vigas transversales, son elementos secundarios llamados diafragmas, a continuación se presenta como ejemplo el modelo para la luz de 12 metros, donde es necesario 3 diafragmas, designados por las letras B, C y D. Para los casos de los tableros de 15 m y 18 m el número de diafragmas son 5, los mismos que serán designados por las letras B, C, D, E, y F.

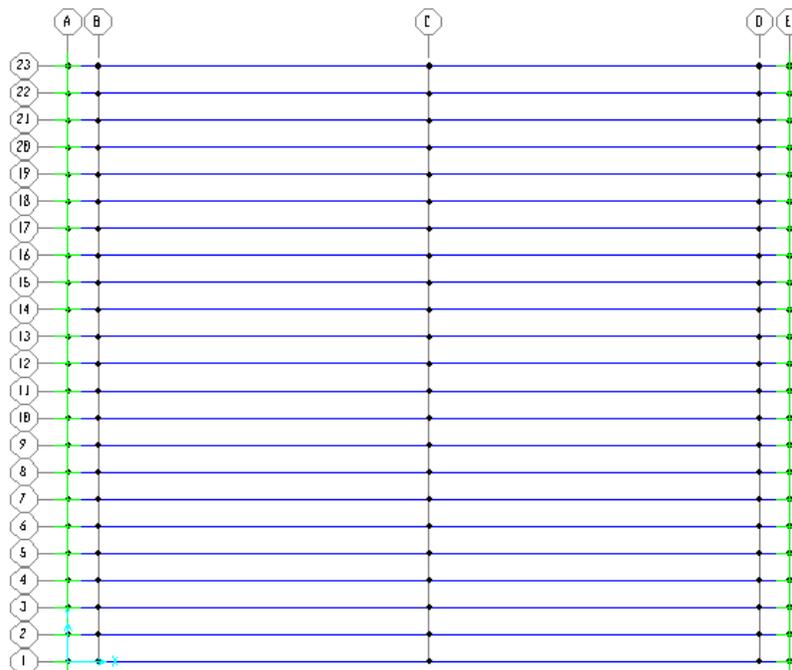


Ilustración 3.1 Idealización del modelo-vista en planta

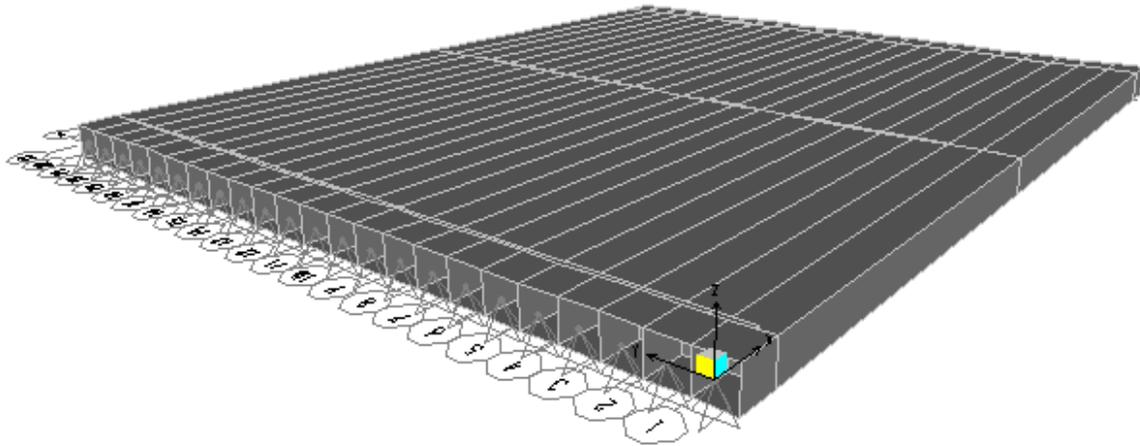


Ilustración 3.2 Modelo del tablero del puente en el programa SAP

Una vez creado el modelo digital es necesario ingresar las diferentes cargas a las cuales está expuesto el tablero, para ello se dividen las cargas en carga muerta y carga viva.

### 3.1.1 Carga Muerta

Es el peso de cada uno de los componentes que conforman el tablero.

- **Carga de Barrera:** Cuyo efecto se aplica en las vigas exteriores del tablero, añadiendo un peso propio de  $250 \text{ kg/m}$  cabe mencionar que este elemento en el puente será pre fabricado.
- **Carga de Vereda:** consiste en una carga distribuida de  $200 \text{ kg/m}$  a lo largo de las primeras 4 vigas en los extremos del tablero.

Las cargas de barrera y vereda son las mismas para las diferentes luces.

- **Carga de la Capa de Rodadura:** consiste en una carga distribuida a lo largo de todas las vigas excepto en donde se aplicó las cargas de vereda ( $\text{kg/m}$ ). La carga a ser distribuida se obtiene de la siguiente manera, para un espesor de 7 cm.

$$\text{Volumen, } c r = \text{ancho} * \text{espesor} * \text{longitud puente}$$

$$\text{Volumen, } c r = 7\text{m} * 0.07 * 12\text{m}$$

$$\text{Peso, } c r = \text{Vol, } c r * \text{densidad material}$$

$$\text{Peso, } c r = 5.88 \text{ m}^3 * 2200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 12\,936 \text{ kg}$$

La carga de la capa de rodadura es diferente para cada una de las luces, debido al cambio en las dimensiones de la calzada, como ancho y longitud

del puente. Así se obtiene los siguientes pesos de la capa de rodadura, con sus respectivas cargas equivalentes (kg/m) a ser colocadas sobre cada viga.

$$\text{Peso, luz12} = 12\,936\text{ kg} \quad \text{carga: } 75\text{ kg/m/viga}$$

$$\text{Peso, luz15} = 15\,362\text{ kg} \quad \text{carga: } 95\text{ kg/m/viga}$$

$$\text{Peso, luz18} = 20\,097\text{ kg} \quad \text{carga: } 125\text{ kg/m/viga}$$

### 3.1.2 Carga Viva

Al ser la carga de los camiones, idealizada como cargas puntuales, es importante aplicar el Teorema de Barré para obtener la ubicación de los momentos máximos en vigas simplemente apoyadas, tal como se observa en la Ilustración 3.3

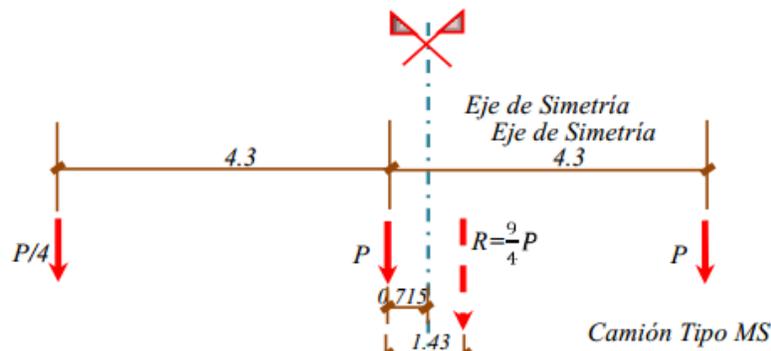


Ilustración 3.3 Aplicación de las cargas de camión de diseño, según el teorema de Barre, (Merino, 2007)

- **Carga Camión:** Consiste en 6 cargas puntuales aplicadas en cada carril y representa las cargas del carril de diseño, cuya localización dependerá de la posición que genere los efectos más desfavorables de Momento Flector y Fuerza Cortante. En la siguiente ilustración se observa la posición de dos camiones de diseño con sus diferentes ejes, colocados cada uno en un carril y en sentido contrario.

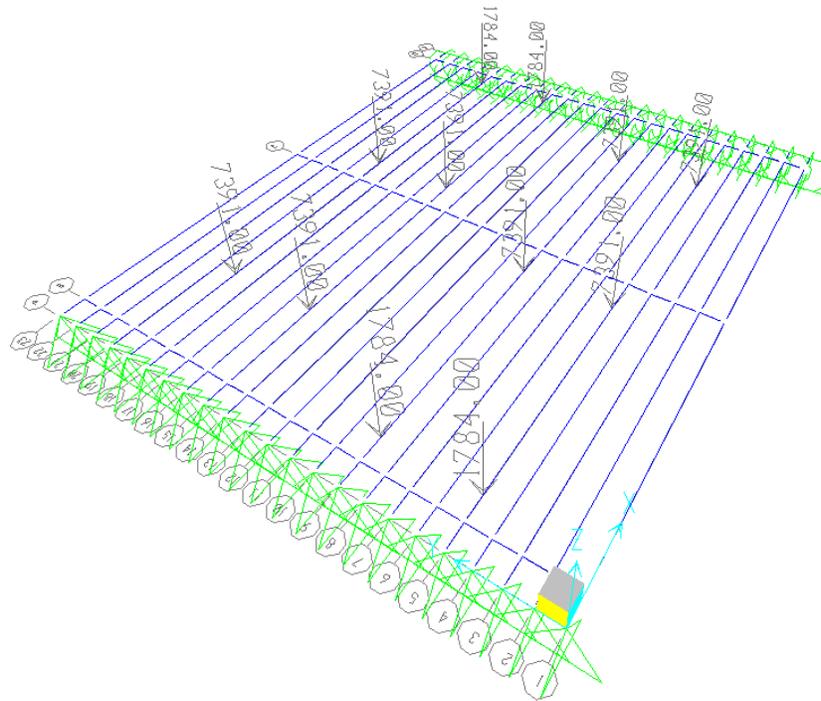


Ilustración 3.4 Aplicación del Camión de Diseño en el modelo

Una vez establecidas las cargas que actúan sobre el tablero; se consideran las combinaciones establecidas por la normativa AASHTO (Oficial, 2010), como se muestra en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Solicitaciones de diseño

Estado de Servicio	DC	DW	LL	IM
Resistencia I máx.	1.25	1.5	1.75	1.75
Resistencia I mín.	0.9	0.65	1.75	1.75
Servicio I	1.0	1.0	1.0	1.0
Servicio III	1.0	1.0	0.8	0.8
Fatiga	-	-	0.75	0.75

Las combinaciones para el diseño del tablero, se corre el modelo en el programa SAP2000 para obtener los desplazamientos, momentos flectores y fuerzas cortantes; para cada uno de los estados de servicio antes mencionados. Al observar la Tabla 3.2 , los máximos esfuerzos de corte y de flexión ocurren para el estado de servicio de Resistencia I, combinación que representa la máxima carga vehicular del puente.

**Tabla 3.2 Resultado de máximos momentos flectores y fuerzas cortantes**

Luz m	Estado de Servicio	V (u) m	M (u) kg m
12	Resistencia I máx	14 541.31*	26 395.65
	Resistencia I mín	13 208.28*	22 122.72
	Servicio I	9 218.02*	18 087.40
	Servicio III	8 043.07*	16 677.07
	Fatiga	4 699.77*	5 742.19
15	Resistencia I máx	13 330.73	52 028.67
	Resistencia I mín	10 872.84	43 161.01
	Servicio I	9 334.45	36 185.55
	Servicio III	8 725.19	33 609.14
	Fatiga	2 448.38	10 305.63
18	Resistencia I máx	20 047.31	88 872.31
	Resistencia I mín	16 140.11	71 715.45
	Servicio I	14 189.94	63 430.30
	Servicio III	13 348.60	59 843.32
	Fatiga	3 155.02	13 451.39

\* valor del cortante a una distancia de 0.5 m del apoyo

El valor de 0.5 metros, se debe a la localización del primer y último diafragma empleado para las diferentes luces de 12 m, 15 m y 18 m.

### 3.2 Elaboración de herramientas para el cálculo de estructuras

En base a lo expuesto anteriormente, la elaboración de herramientas para el cálculo del tablero se subdivide en dos grupos: vigas de hormigón armado o armadura pasiva y vigas de hormigón pre-comprimido o armadura activa; donde en todas ellas se presentan los diseños de flexión, corte, longitudes de desarrollo y condiciones de servicio.

Para el uso de estas hojas, se debe mencionar:

- Las unidades a emplear, pertenecen al sistema mks, es decir la fuerza en kilogramos fuerza (kgf), y la longitud del tablero en metros (m) y medidas de la sección centímetros (cm).
- Cada luz del tablero posee una hoja de cálculo, donde se observa: características de los materiales, diseño a flexión, corte y torsión, longitudes de desarrollo y condiciones de servicio.



A continuación se expone los cálculos obtenidos para un tablero de 12 metros, considerando que se emplea el mismo procedimiento para los diseños de 15 m y 18 m.

### 3.2.1 Armadura pasiva - Hormigón armado

Los elementos a diseñar para la luz de 12 metros, son las vigas longitudinales con sección tubular cuadrada, siendo estas las que constituyen el tablero del puente en su totalidad.

#### 3.2.1.1 Diseño a Flexión

Para el diseño, es necesario primero establecer las características de los materiales a emplearse como se observa en la Ilustración 3.5, en las vigas de hormigón armado.

<b>DATOS</b>	<b>fy</b>	4200	kg/cm <sup>2</sup>	Fluencia del acero
	<b>f'c</b>	240	Kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia del concreto
	<b>Es</b>	2040000	kg/cm <sup>2</sup>	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo
	<b>Mu</b>	2639565	kg cm	Momento máximo, obtenido del modelo SAP
	<b>B</b>	45	cm	Ancho de la viga
	<b>d</b>	40.3	cm	Altura efectiva a la zona de tracción
	<b>d'</b>	4.7	cm	Altura efectiva a la zona de compresión
	<b>rec</b>	2.7	cm	Recubrimiento

Ilustración 3.5 Datos de entrada

Para el caso del tablero de luz 12 metros, se realiza el diseño como una viga simplemente apoyada, obteniendo los resultados de la Ilustración 3.6.

<b>RESULTADOS</b>	As	20.00 cm <sup>2</sup>	cantidad de acero de tracción corregido	
	n	12	número de varillas	
	∅	2.00 cm	diámetro de la varilla	
	As	37.70 cm <sup>2</sup>	área de acero a tracción	
	As'	-6.00 cm <sup>2</sup>	cantidad de acero de compresión corregido	
	n	8.00	número de varillas	
	∅	2.00 cm	diámetro de la varilla	
	As'	25.13 cm <sup>2</sup>	área de acero a compresión	
	<b>Distribución del refuerzo a tracción en el ancho 'B'</b>			
	rec. horiz	3.00 cm	recubrimiento horizontal	
estri	1.00 cm	diámetro estribo		
B	45 cm	ancho de la viga		
e varilla	2.5 cm	espaciamiento entre varillas		
e necesar	46.00 cm	espacio necesario		
e util	37 cm	espacio útil		
ES NECESARIO OTRO NIVEL DE ACERO				
<b>Distribución del refuerzo a compresión en el ancho ancho 'B'</b>				
rec horiz	3.00 cm	recubrimiento horizontal		
estri	1.00 cm	diámetro estribo		
B	40 cm	ancho de la viga		
e varilla	2.5 cm	espaciamiento entre varillas		
e necesar	30.00 cm	espacio necesario		
e util	32 cm	espacio util		
NO ES NECESARIO OTRO NIVEL DE ACERO				

Ilustración 3.6 Resultados del diseño a Flexión

### 3.2.1.2 Diseño a Cortante

De igual manera se ingresan los datos necesarios para el cálculo a corte:

<b>DATOS</b>	f'c	240	kg/cm <sup>2</sup>	resistencia del concreto
	f <sub>y</sub>	4200	kg/cm <sup>2</sup>	fluencia del acero
	V <sub>u</sub>	10000	Kg	Cortante máximo, obtenido del modelo SAP
	b <sub>w</sub>	10	cm	ancho de alma de la viga - espesor lateral
	d	40	cm	altura efectiva
	H	45	cm	altura de la viga
	∅ f <sub>i</sub>	0.85		factor de corte

Ilustración 3.7 Datos para el diseño a Corte

Los resultados que presenta el diseño a corte son la separación del estribo de acuerdo a su localización a lo largo de la viga.

Cálculo del Cortante								
localización		V <sub>u</sub>	∅ V <sub>u</sub>	s tomado	V <sub>c</sub>	V <sub>s</sub>	∅ (V <sub>c</sub> +V <sub>s</sub> )	condicion
m		kg	kg	cm	kg	kg	kg	
0 a 0.2 L	0 m a 2.4 m	14541.31	13087.18	10	3675.94	26851.192	27474	DISEÑO OK
0.2 L a 0.4 L	2.4 m a 4.8 m	3621.28	4500.00	10	3675.94	26851.192	27474	DISEÑO OK
0.4 L a 0.5 L	4.8 m a 6.0 m	10950.89	9855.80	10	3675.94	26851.192	27474	DISEÑO OK

Ilustración 3.8 Diseño a corte

3.2.1.3 Diseño a Torsión

Normalmente los esfuerzos de flexión y corte son los que controlan el diseño, sin embargo es necesario realizar el diseño a corte por torsión, por ello a continuación se ingresan los datos.

<b>DATOS</b>	Vu	1454131	kg	Cortante último del modelo SAP
	Fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>	Fluencia del acero
	Tu	35000	kgcm	Torsión mayorada
	f'c	240	kg/cm <sup>2</sup>	Resistencia de hormigón
	Acp	207000	mm <sup>2</sup>	Área encerrada del perímetro exterior
	Pcp	1820	mm	Perímetro exterior de la sección
	Suma	2563.33	cm <sup>3</sup>	Módulo resistente a torsión
	fi	0.85		Factor
	b	45	cm	Ancho de la viga
	d	43.7	cm	Altura efectiva
	b	10	cm	Ancho que colabora en corte

Ilustración 3.9 Datos para el diseño a torsión

Una vez ingresados los datos a usar, se verifica si es necesario realizar el diseño a torsión, ya que algunas ocasiones no es necesario tal diseño, y más aún si se utiliza una sección cuadrada que presenta un buen comportamiento frente a momentos por torsión.

Esfuerzos de Corte y Torsión		
vu	5.98 kg/cm <sup>2</sup>	esfuerzo cortante último
vtu	16.06 kg/cm <sup>2</sup>	esfu de corte último de torsión
<b>SE IGNORA EL EFECTO DE TORSIÓN</b>		
El esfuerzo de corte y corte por torsion no sobrepasa el límite máximo		

Ilustración 3.10 Verificación del diseño a Torsión

De ser ignorado el diseño a torsión, el refuerzo longitudinal y transversal de la sección solo será controlado por los esfuerzos de flexión y corte. De ser considerada la torsión, esta debe ser comparada con los resultados del diseño a corte, para así poder escoger el espaciamiento y refuerzo adecuado para su correcto comportamiento. A continuación se presentan los resultados del diseño combinado entre flexión, corte y torsión, tanto para el acero transversal como longitudinal de la sección.



Tabla 3.3 Diseño del acero longitudinal combinado flexión y torsión

Diseño del acero longitudinal combinando flexión y torsión							
Capa	Acero Flexión cm2			Acero Torsión cm2			Acero Total
	# varill	diam	Acero	# varill	diam	Acero	cm2
Inferior	12.00	2.00	37.70	1.00	1.20	1.13	38.83
Medio			0.00			0.00	0.00
Superior	8.00	2.00	25.13	1.00	1.20	1.13	26.26

Tabla 3.4 Diseño de acero transversal combinado corte y torsión

Diseño del acero transversal combinado corte y torsión				
Estribos	corte cm	torsion cm	Espaciamiento armado mínimo	diseñ comb
Centro de la luz	21.85	20.000	20	17.00
Apoyos	10.925	20.000	10	10.00

### 3.2.1.4 Longitudes de Desarrollo

Para garantizar el buen comportamiento del elemento, es necesario determinar ciertas dimensiones en cuanto al doblado de su refuerzo.

Longitud de desarrollo del acero a tracción			
db	1.2	cm	diámetro de la varilla
Ab	1.13097	cm <sup>2</sup>	área de una varilla
Fy	4200	kg/cm <sup>2</sup>	esfuerzo de fluencia
Diámetro de varillas		no menor	ld
32 mm de diámetro y menores		30.24	19.00 cm
44 mm de diámetro		30.00	214.00 cm
55 mm de diámetro y menores		30.00	299.00 cm
Para alambre con resaltes		30.00	38.00 cm
Longitud de desarrollo del acero a compresión			
Se toma la mayor entre las siguientes longitudes de desarrollo			
ld1	25.70	cm	
ld2	20.16	cm	ld máx 25.70
ld3	20.00	cm	
Longitud de desarrollo en paquetes de varillas			
Paquete		Pocentaje aumentado %	
3 varillas		20	
4 varillas		33	
Ganchos estándar			
los ganchos solo se consideran efectivos en varillas a tracción			
db	1.2	cm	
db 180°	4.8	cm	
db 90°	14.4	cm	
<b>estribos</b>			
db	2	cm	
<b>Estribos</b>	hasta 14 mm	90°	12 cm
	de 16 mm a 25	90	24 cm
	25 mm y menores	135	12 cm
* El diámetro interior del doblez de los estribos y anillos, de 10 y 16 mm; no debe ser < 6 db			
* El diámetro de doblez de la cara interior de los estribos > 16 mm y de las otras varillas; debera cumplir :			
Diámetro de la varilla			
10 mm a 25 mm		6 db	
28 mm a 32 mm		8 db	

Ilustración 3.11 Detalle de las longitudes de desarrollo

### 3.2.1.5 Condiciones de Servicio

En el diseño, el tema de las condiciones de servicio, representa que una estructura, se comporte correctamente bajo condiciones normales de uso, en forma óptima y confiable, es decir sin que los usuarios teman por su seguridad o a perdida de su patrimonio. Por esta razón en la Tabla 3.5 se observan las deflexiones obtenidas según la norma ACI, mediante la siguiente fórmula.

$$\delta = \frac{5 M_d * L^2}{384 EI} \quad (\text{ACI, 2008})$$

Así, obtenemos los siguientes valores correspondientes a las deflexiones instantáneas.

**Tabla 3.5 Flechas o deflexiones instantáneas**

Flechas iniciales o instantaneas	
$(\Delta i)_d$	0.81 cm
$(\Delta i)_{sos}$	1.12 cm
$(\Delta i)_{d+l}$	1.56 cm
$(\Delta i)_l$	0.75 cm

Como se observa, se calcula las deflexiones para los casos de carga muerta, carga viva, carga viva más muerta y carga viva sostenida.

**Tabla 3.6 Deflexiones a largo plazo**

Flechas adicionales						
Tiempo	e	$\lambda$	$(\Delta i)_{sos}$	$(\Delta i)_l$	$\lambda (\Delta i)_{sos}$	$\lambda (\Delta i)_{sos} + (\Delta i)_l$
3 meses	1	0.272	1.123	0.750	0.305	1.056
6 meses	1.2	0.326	1.123	0.750	0.367	1.117
12 meses	1.4	0.381	1.123	0.750	0.428	1.178
5 años	2	0.544	1.123	0.750	0.611	1.361

Tanto las deflexiones instantáneas como las de a largo plazo son comparadas de acuerdo la Tabla 9.5(a) del capítulo 9 del ACI y al artículo 2.5.2 de la AASHTO. Los límites establecidos por el ACI son bastante permisibles debido a que es la norma utilizada para edificaciones, sin embargo es mostrada para compararla con la norma AASHTO.

**Tabla 3.7 Límites establecidos**

Límites		
ACI	L/180	6.667 cm
AASHTO	L/800	1.500 cm

### 3.2.2 Armadura activa - Hormigón pre comprimido

De igual manera los elementos a diseñar para la luz de 12 metros, son las vigas longitudinales con sección tubular cuadrada, que conforman el tablero del puente.

Es importante establecer las pérdidas de la fuerza por el proceso de comprimido; en la Ilustración 3.12 Ilustración 3.12 Pérdidas de pre-esfuerzo, se observa las diferentes pérdidas que ocurren en el elemento y se compara con el porcentaje de pérdidas impuesto (20%).

Perdidas de Pre-esfuerzo		
wd	360.00	kg/m
<b>Pérdida por acortamiento del Hórmigon (<math>\Delta f_{ps}</math>)</b>		
n	6.62	- Relación de módulos de elasticidad
ni	8.55	- Relación de módulos de elasticidad inicial
r2	133.54	cm2 Radio de giro de la sección
ee	5.00	cm Distancia de la fibra más lejana hacia el c.g del acero presfuerzo
e	17.00	cm Excentricidad
Pi	25660.80	Kg Fuerza efectiva de pre-esfuerzo después pérdidas
Md	6480.00	kg m Momento flector de diseño (peso propio)
fcp	1.31	kg/cm2 (-)a compresión
$\Delta f_{pe}$	11.21	kg/cm2 Pérdida por el acortamiento instantáneo del hormigón, al cortar los cables
% $\Delta f_{pe}$	0.09	
<b>Pérdida por corrimiento a ajuste de cuñas (<math>\Delta f_{pa}</math>)</b>		
v	0.65	cm Corrimiento total
$\epsilon$	0.00	
$\Delta f_{pa}$	1029.17	kg/cm2 Pérdida por corrimiento y ajuste de cuñas
% $\Delta f_{pa}$	7.94	Porcentaje de pérdida
<b>Pérdida por retracción del hormigón (<math>\Delta f_{cr}</math>)</b>		
ACI	0.00	cm/cm
V/S	10.00	cm Relación Volúmen/Superficie
% HR	70.00	Humedad relativa
$\Delta f_{cr}$	357.09	kg/cm2 Pérdida por retracción del hormigón
% $\Delta f_{cr}$	2.76	Porcentaje de pérdida
<b>Pérdida por fluencia plástica del hormigón (<math>\Delta f_{cf}</math>)</b>		
Cu	2.35	Relación las defor. unitarias por flujo plastico y la elastica instantanea
t	1825.00	dias Tiempo
Ct	2.12	Coef. deformación plástica, a la edad de "t" dias
$\Delta f_{cf}$	22.92	kg/cm2 Pérdida por fluencia plástica del hormigón
% $\Delta f_{cf}$	0.18	Porcentaje de pérdida
<b>Pérdida por relajación del acero de pre esfuerzo (<math>\Delta f_{R}</math>)</b>		
t	43800.00	horas 5 años
$\Delta f_{R}$	334.19	kg/cm2
% $\Delta f_{R}$	2.58	
<b>Pérdida Total (<math>\Delta P_T</math>)</b>		
$\Delta P_T$	1754.58	kg/cm2 Pérdida Total
% $\Delta P_T$	13.54	Porcentaje de pérdida total
% $\Delta P_T$ -imp	20	Porcentaje de pérdida total impuesta

Ilustración 3.12 Pérdidas de pre-esfuerzo

### 3.2.2.1 Diseño a Flexión

Una vez conocida las pérdidas de pretensado, se realiza el diseño a flexión por medio de la compatibilidad de deformaciones. A continuación se observa la curva característica de esfuerzo-deformación para torones de 19 000 kg/cm<sup>2</sup>, usado en nuestro medio.

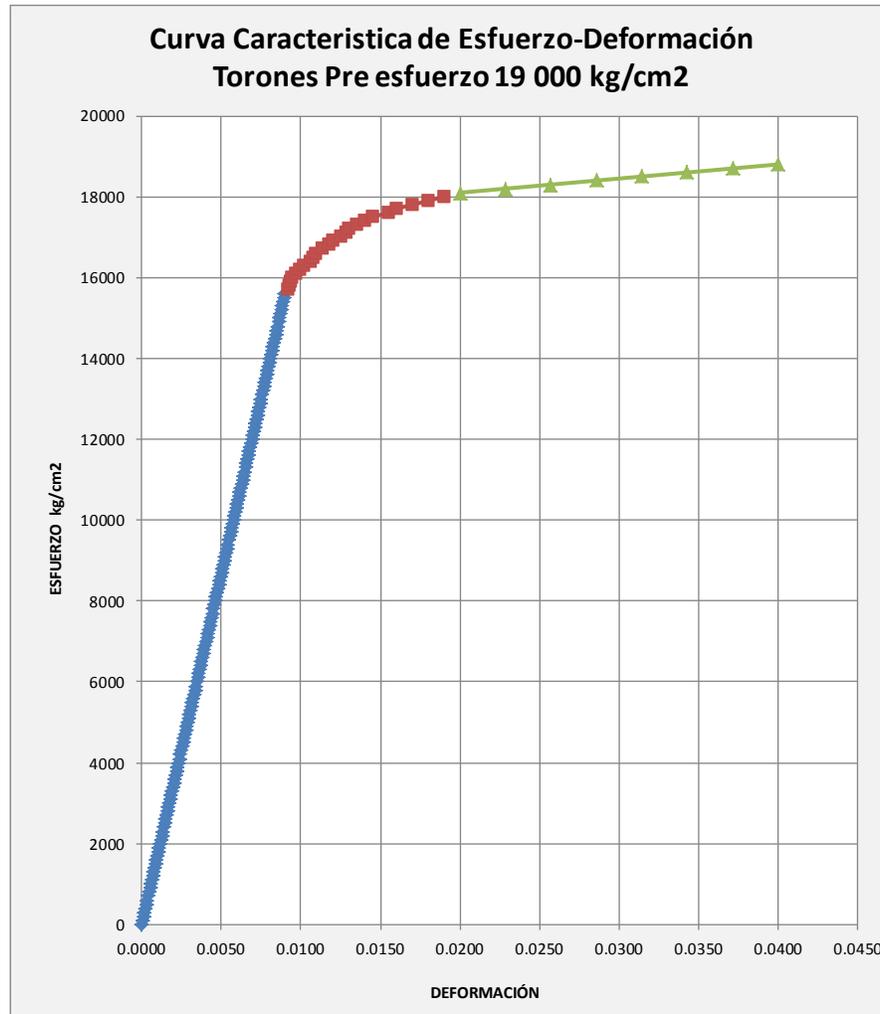


Ilustración 3.13 Curva característica de esfuerzo-deformación para torones de 19 000 kg/cm<sup>2</sup>

El diseño a flexión se basa en buscar la deformación  $\epsilon_{ps}$  y  $\epsilon_s$  en la curva característica del torón a emplear y compararla con los límites establecidos, de tal manera de encontrar el valor de  $a$ , donde la diferencia entre la fuerza de Compresión “C” y la suma de las fuerzas a tensión del acero de pre esfuerzo “Tp” y el acero reforzado “Ts”, sean menores a la tolerancia impuesta inicialmente (Branson, 1990), como se observa en la Ilustración 3.15.



a	4.94	cm	Profundidad del bolque de compresión
Mn	2953483	kg cm	Momento nominal
$\emptyset$ Mn	26581	kg m	Momento último
<b>DISEÑO OK</b>			
D/C	0.993013853		Relación demanda - capacidad
<b>SECCIÓN VÁLIDA</b>			

Ilustración 3.14 Diseño a flexión por compatibilidad de deformaciones



Iteración de la profundidad del bloque

Tolerancia	1000	$\epsilon_1$	0.00682105	Fuerza efectiva de preesfuerzo después de todas las pérdidas
Límite inferior	13300	Pe	20528.64 kg	
Límite superior	19000	$\epsilon_2$	0.00026859	

No	a	b	c	d	e	f	g	h	i	j	
	c	$\epsilon_3$	eps	$\epsilon_s$	fps	fs	a	C	TP	Ts	TP + Ts
	cm	-	-	-	kg/cm2	kg/cm2	cm	kg	kg	kg	kg
1	5.0	0.0225	0.0296	0.0210	18400	18100.00	4.2	64378	36432	40941	77373
2	5.5	0.0202	0.0273	0.0188	18300	17900.00	4.6	70815	36234	40489	76723
3	6.0	0.0183	0.0253	0.0170	18200	17800.00	5.0	77253	36036	40263	76299
4	6.5	0.0166	0.0237	0.0155	18200	17500.00	5.5	83691	36036	39584	75620
5	7.0	0.0152	0.0223	0.0141	18100	17400.00	5.9	90129	35838	39358	75196
6	7.5	0.0140	0.0211	0.0130	18100	17200.00	6.3	96566	35838	38905	74743
7	8.0	0.0129	0.0200	0.0120	18100	16900.00	6.7	103004	35838	38227	74065
8	8.5	0.0120	0.0191	0.0111	18000	16600.00	7.2	109442	35640	37548	73188
9	9.0	0.0112	0.0183	0.0103	17900	16300.00	7.6	115880	35442	36870	72312
10	9.5	0.0104	0.0175	0.0096	17800	16000.00	8.0	122317	35244	36191	71435
11	10.0	0.0098	0.0168	0.0090	17700	15600.00	8.4	128755	35046	35286	70332
12	10.5	0.0091	0.0162	0.0084	17700	14600.00	8.8	135193	35046	33024	68070
13	11.0	0.0086	0.0157	0.0079	17600	13700.00	9.3	141631	34848	30989	65837
14	11.5	0.0081	0.0152	0.0074	17500	14126.09	9.7	148068	34650	31952	66602
15	12.0	0.0076	0.0147	0.0070	17500	13300.00	10.1	154506	34650	30084	64734
16	12.5	0.0072	0.0143	0.0066	17400	12540.00	10.5	160944	34452	28365	62817
17	13.0	0.0068	0.0139	0.0062	17300	11838.46	10.9	167382	34254	26778	61032
18	13.5	0.0064	0.0135	0.0059	17300	11188.89	11.4	173819	34254	25309	59563
19	14.0	0.0061	0.0132	0.0056	17200	10585.71	11.8	180257	34056	23944	58000
20	14.5	0.0058	0.0129	0.0053	17000	10024.14	12.2	186695	33660	22674	56334
21	15.0	0.0055	0.0126	0.0050	17000	9500.00	12.6	193133	33660	21488	55148
22	15.5	0.0052	0.0123	0.0047	16900	9009.68	13.0	199570	33462	20379	53841
23	16.0	0.0050	0.0121	0.0045	16900	8550.00	13.5	206008	33462	19340	52802
24	16.5	0.0047	0.0118	0.0043	16800	8118.18	13.9	212446	33264	18363	51627

OK

Ilustración 3.15 Diseño a flexión, por compatibilidad de deformaciones, iteración de la profundidad del bloque

### 3.2.2.2 Diseño a Cortante

A continuación, se presenta el cálculo de corte a lo largo de toda la luz del elemento, y se establece la separación de los estribos en zonas críticas, cerca de los apoyos, cerca del centro de la luz y en el centro de la viga.

Cálculo del Cortante										
localización		Vu	Mu	Vud/Mu	Vc	Vc	$\phi Vc$	$\phi VC/2$	Vn	$\phi Vn$
m		kg	kg m	-	ecua	usar	kg	kg	kg	kg
0 a 0.2 L	0 m a 2.4 m	14541	24433	0.31	12468	12468	10597	5299	33579	28542
0.2 L a 0.4 L	2.4 m a 4.8 m	3621	25029	0.08	4648	7791	6622	3311	28903	24567
0.4 L a 0.5 L	4.8 m a 6.0 m	10951	24608	0.23	9861	9861	8382	4191	30973	26327

localización		Diám	Av	Vs	s tomad	sp max	s max*	s max	
m		cm	cm2	kg	cm	cm	cm	cm	
0 a 0.2 L	0 m a 2.4 m	1	1.571	21112	15	393	20.63	60	DISEÑO OK
0.2 L a 0.4 L	2.4 m a 4.8 m	1	1.571	21112	15	393	20.63	60	DISEÑO OK
0.4 L a 0.5 L	4.8 m a 6.0 m	1	1.571	21112	15	393	20.63	60	DISEÑO OK

Ilustración 3.16 Diseño a corte

### 3.2.2.3 Longitudes de Desarrollo

Para el diámetro del acero de pre-esfuerzo empleado, se estima las dimensiones en cuanto a la separación entre torones, recubrimiento mínimo y longitud de desarrollo.

LONGITUD DE DESARROLLO		
Dp	0.99 cm	Diámetro nominal del acero de pre-esfuerzo del diámetro del toron
fps	18600 kg/cm2	Esfuerzo acero pre-esfuerzo en la resistencia nominal a flexión
fpe	12960 kg/cm2	Esfuerzo efectivo después de todas las pérdidas
Ld ≥	140.02 cm	Longitud de desarrollo
Ld =	140.86 cm	ACI
Separación y Recubrimiento del Refuerzo		
esp.-mín	4.95 cm	Espaciamiento mínimo para alambres, desde el extremo hacia el centro de alambres
esp. mín	3.96 cm	Espaciamiento mínimo para torones
Concreto construido en sitio, no preesforzado		
rec. mín	7.5 cm	Colocado contra el suelo
rec. mín	Expuestos a suelo o interperie	
rec. mín	5 cm	Barras No 19 a No 57 (mayores a 18mm)
rec. mín	4 cm	Barras No 16, alambre MW200 ó MD200 y menores (varillas 16 mm y menores)
Concreto construido en sitio, preesforzado		
rec. mín	7.5 cm	Colocado contra el suelo
rec. mín	Expuestos a suelo o interperie	
rec. mín	2.5 cm	Paneles, muros y losas
rec. mín	4 cm	Otros elementos
Concreto prefabricado, fabricado bajo condiciones de control y planta		
Concreto expuesto al suelo o a la interperie		
rec. mín	Paneles de muros	
>36 mm	40 cm	Barras No 43 y No 57, tendones de pre-esfuerzo > 40 mm Dp
<=36 mm	20 cm	Barras No <=36, tendones de presfuerzo <= 40 mm Dp, alambres MW200 ó <=MD200
rec. mín	Otros elementos	
>36 mm	50 cm	Barras No 43 y No 57, tendones de pre-esfuerzo > 40mm Dp
18 a 36 mm	40 cm	Barras No 19 al No 36, tendones de pre-esfuerzo > 16 hasta 40mm Dp
<=16 mm	30 cm	Barras No 16 y menores, tendones de pre-esfuerzo <= 16mm Dp, alambre MW200 ó <=MD200
e-mín	4.5 cm	Espaciamiento mínimo según ACI 7.6.7.1, de centro a centro de los torones Dp <=12.7mm
e-mín	5 cm	Espaciamiento mínimo según ACI 7.6.7.1, de centro a centro de los torones Dp =15.2 mm

Ilustración 3.17 Longitud de desarrollo



3.2.2.4 Deflexiones

En elementos con refuerzo pre-esforzado es necesario conocer las deflexiones que tiene el elemento en diferentes etapas de su construcción. A continuación, en la Ilustración 3.18 se calcula las deflexiones por la fuerza del pretensado, peso propio de la viga, de los diafragmas, capa de rodadura y barrera.

Las deflexiones obtenidas son comparadas con el límite establecido por la AASHTO Tabla 9.5 (b).

DEFLEXIONES			
I	132234.12	cm <sup>4</sup>	Inercia de la sección
<b>Deflexión debido a la Fuerza de Pretensado</b>			
$\Delta p$	0.00	cm	↑
$P_i$	25660.80	kg	Fuerza total de pretensado y transferencia
e	17.00	cm	Exentricidad
L	12.00	m	Luz del tablero
$E_{ci}$	233298.00	kg/cm <sup>2</sup>	Módulo de elasticidad
<b>Deflexión debido al peso propio de la Viga</b>			
$\Delta v_{iga}$	0.00	cm	↓
w	250.00	kg/m	Peso kg/m
<b>Deflexión debido al peso del diafragma</b>			
$\Delta diafr$	0.00	cm	↓
P	43780.00	kg/cm <sup>2</sup>	Peso diafragma concentrado en 5 puntos
<b>Deflexión debido al peso capa de rodadura, barreras y diafragma</b>			
$\Delta v+c-r$	0.00	cm	↓
w	45.00	kg/m	Peso capa rodadura
<b>DEFLEXIÓN TOTAL</b>			
$\Delta T$	0.0001	cm	↑
$\Delta PCI$	0.0002	cm	↑
<b>DEFLEXIÓN DEBIDO A CARGA VIVA E IMPACTO</b>			
L/800	1.50	cm	Límite LRFD Art 2.5.2.6.2
nb	23.00		Número de vigas en el tablero
n	2.00		Número de carriles
DFD	0.09		Líneas / viga
DFM	0.11		Líneas / viga Es mas conservador emplear DFM
w	0.07		
$\Delta LL$	0.0000	cm	↓
<b>Deflexión debido a la carga de camión de diseño con impacto</b>			
IM	33.00	%	
$\Delta LT$	0.42	cm	↓
	0.1051	cm	↓
			OK

Ilustración 3.18 Deflexiones del elemento pre-esforzado

El diseño de los componentes adicionales del tablero, como baranda, vereda, bordillo, junta y losa de aproximación, se encuentran al final de este documento, en el capítulo de Anexos.



## 4 ANÁLISIS Y RESULTADOS

En el presente capítulo se observa las diferencias entre los diseños con material hormigón armado, por ser el más empleado y el uso de elementos pretensados, considerando que ambos están conformados por el mismo número de vigas longitudinales y transversales (diafragmas).

Esto se realiza para determinar la metodología más adecuada en cuanto a diseño se refiere. Es importante mencionar que el número de vigas longitudinales para cada caso dependerá de la sección que se obtenga, ya que se debe respetar un ancho de calzada mínima para el cumplimiento de la norma de una vía de dos carriles (Official, 2010).

### 4.1 Casos de estudio para el diseño del tablero de 12 metros

Según el código de la PCI, para una luz de 12 metros, los de diafragmas son tres (3); localizados uno en cada uno de los extremos y uno en el centro del tablero (Institute, 2003).

El pre-dimensionamiento del peralte de la sección parte del valor estimado por la AASHTO el cual para vigas pretensadas es de  $0.03L$  y para vigas de hormigón armado  $0.06L$ , obteniendo un peralte tentativo de 36 y 72 cm respectivamente. Sin embargo el valor adoptado fue de una dimensión de 45x45 cm para las vigas de ambos casos.

A continuación se procede a establecer la geometría de las vigas en lo que respecta a la profundidad de las llaves de corte, la cual no debe ser menor a 17 cm según la normativa de la AASHTO (Official, 2010).

Para el caso de la viga-cajón pretensada se establece una diferente densidad del material, ya que esta difiere del hormigón armado por el proceso propio del pretensado y el uso de materiales (hormigón y acero de refuerzo) de mayor resistencia. Al realizar dichos cambios, mediante las hojas de cálculo se obtuvo las secciones con sus propiedades a usarse en el diseño, como se puede observar en la Ilustración 4.2.

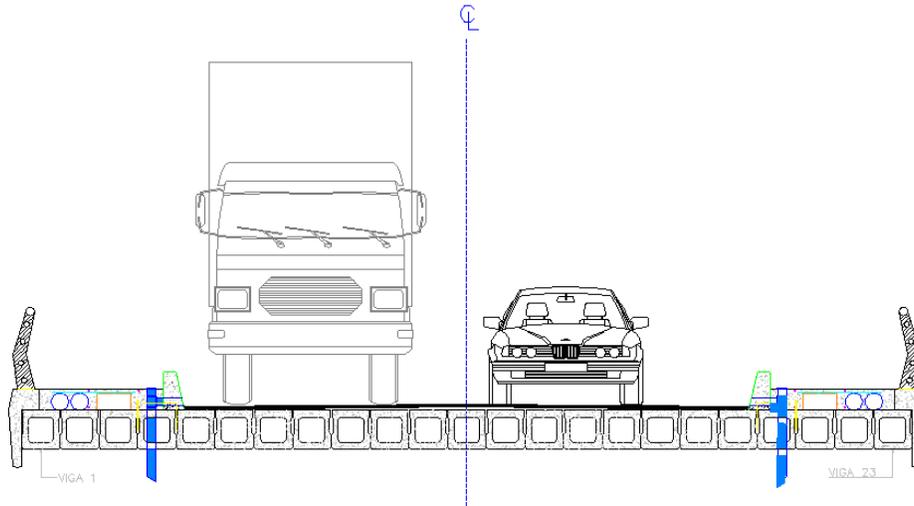


Ilustración 4.1 Sección trasversal del tablero de 12 metros

DISEÑO DE LA VIGA CAJON						
Nombre :	VHA - 45x45		VHP - 45x45			
Refuerzo :	Hormigón armado		Hormigón pretensado			
Luz :	12 metros		12 metros			
Dimensiones	B	45.00	cm	B	45.00	cm
	H	45.00	cm	H	45.00	cm
	h2	20.00	cm	h2	20.00	cm
	h3	18.00	cm	h3	18.00	cm
	h4	8.00	cm	h4	8.00	cm
	e2	2.50	cm	e1	2.50	cm
	e1	5.50	cm	e2	5.50	cm
	w	3.00	cm	w	3.00	cm
Propiedades	Área	1011.25	cm <sup>2</sup>	Área	1011.25	cm <sup>2</sup>
	y <sub>b</sub>	20.20	cm	y <sub>b</sub>	20.20	cm
	y <sub>t</sub>	24.80	cm	y <sub>t</sub>	24.80	cm
	Inercia	133835.7	cm <sup>4</sup>	Inercia	133835.7	cm <sup>4</sup>
	Volúmen	1.82	m <sup>3</sup>	Volúmen	1.82	m <sup>3</sup>

Ilustración 4.2 Propiedades de las secciones, hormigón armado y pretensado

A partir de los valores de la Tabla 3.2 se proceder a calcular el acero necesario para resistir los últimos esfuerzos máximos obtenidos en la Tabla 3.2. En la Ilustración 4.3, se realiza una comparación de las secciones en base a la cantidad de refuerzo, peso de la viga, capacidades últimas de esfuerzos de flexión, corte y control de deflexiones.

COMPARACION DE CASOS			
VHA - 45X45		VHP - 45X45	
<b>Refuerzo</b>			
3 $\varnothing$ 20 mm	Acero compresión	2 $\varnothing$ 12 mm	
7 $\varnothing$ 20 mm	Acero tracción	2 $\varnothing$ 12.7 mm Toron	
3 $\varnothing$ 10 mm	Acero constructivo	3 $\varnothing$ 10 mm	
1 $\varnothing$ 100 mm @ 100	Estrib apoyos	1 $\varnothing$ 100 mm @ 150	
1 $\varnothing$ 100 mm @ 100	Estrib	1 $\varnothing$ 100 mm @ 150	
1 $\varnothing$ 100 mm @ 100	Estrib centro luz	1 $\varnothing$ 100 mm @ 150	
2.7 cm	recubrimiento	2.7 cm	
<b>Capacidad</b>			
29 318	Mu (kg m)	29 728	
15 391	Vu (kg)	14 945	
1.32	Deflexiones (m)	0.42	

Ilustración 4.3 Comparación de las vigas-cajón, luz 12 metros

Se observa que la geometría de la sección es la misma en ambos tipos de refuerzo, debido a que ambas cumplen con los límites de recubrimiento y espaciamiento. Sin embargo existe una disminución en el refuerzo longitudinal (compresión y tracción) y separación de estribos, es decir el acero usado es distinto, siendo esta la única propiedad diferente entre los casos analizados.

Ambos casos cumplen con los límites establecidos de flexión, corte y deflexión, pero para su selección se debe tener en cuenta aspectos como tiempo de construcción, costo de la obra, transporte, calidad de la mano de obra, entre otros; es decir factores ajenos al diseño.

#### 4.2 Casos de estudio para el diseño del tablero de 15 metros

Para este caso el tablero sufre un cambio, ya que debe cumplir las normativas exigidas por el PCI, el cual establece que para un tablero de longitud mayor o igual a 15 metros se deberá considerar la colocación de 5 diafragmas, distribuidos una distancia  $L/4$  (393, 2009).

De igual manera se obtiene la sección tentativa para hormigón armado y pretensado a partir del pre-dimensionamiento establecido por la AASHTO, con el cual se obtiene 45 y 90 cm respectivamente, optando finalmente por una sección de 55x55 cm para ambos casos, como se observa en la gráfica. Los criterios para establecer la geometría de la llave de corte son los ya mencionados en el caso anterior.

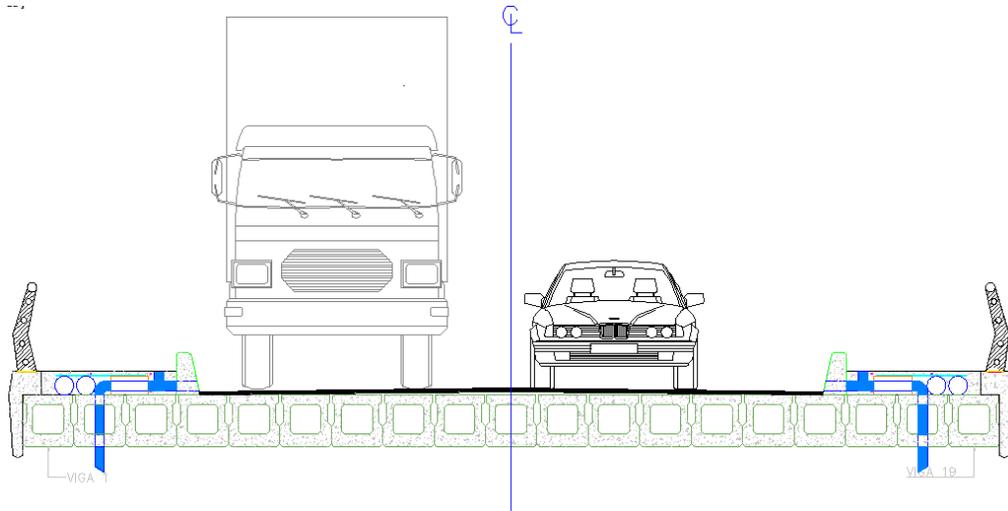


Ilustración 4.4 Sección transversal del tablero de 15 metros.

DISEÑO DE LA VIGA CAJON						
Nombre :	VHA - 55x55		VHP - 55x55			
Refuerzo :	Hormigón armado		Hormigón pretensado			
Luz :	15 metros		15 metros			
Dimensiones	B	55.00	cm	B	55.00	cm
	H	55.00	cm	H	55.00	cm
	h2	25.00	cm	h2	25.00	cm
	h3	22.00	cm	h3	22.00	cm
	h4	13.00	cm	h4	10.00	cm
	e2	2.50	cm	e2	2.50	cm
	e1	7.00	cm	e1	7.00	cm
w	3.00	cm	w	3.00	cm	
Propiedades	Área	1515.25	cm <sup>2</sup>	Área	1447.25	cm <sup>2</sup>
	y <sub>b</sub>	22.1317439	cm	y <sub>b</sub>	26.21	cm
	y <sub>t</sub>	32.8682561	cm	y <sub>t</sub>	28.79	cm
	Inercia	290505.275	cm <sup>4</sup>	Inercia	294964.3	cm <sup>4</sup>
	Volúmen	2.27	m <sup>3</sup>	Volúmen	2.17	m <sup>3</sup>

Ilustración 4.5 Propiedades de las secciones, hormigón armado y pretensado

En base a la sección obtenida el número de vigas longitudinales es 19, ya que el ancho de la calzada es la misma.

El uso de elementos pretensados, disminuye la cantidad de acero longitudinal considerablemente, y su separación de estribos es mayor, lo que se transforma en un menor uso de acero. Aunque su peso es mayor a la viga de hormigón armado se obtiene deflexiones, aproximadamente tres veces menor, cumpliendo con los últimos esfuerzos máximos.

COMPARACION DE CASOS			
VHA - 55X55		VHP - 55X55	
<b>Refuerzo</b>			
4 Ø 18 mm	Acero compresión	2 Ø 12 mm	
13 Ø 18 mm	Acero tracción	2 Ø 12mm	
		5 Ø 12.7 mm Toron	
4 Ø 10 mm	Acero constructivo	4 Ø 10 mm	
1 Ø 100 mm @ 100	Estrib apoyos	1 Ø 100 mm @ 150	
1 Ø 100 mm @ 100	Estrib	1 Ø 100 mm @ 150	
1 Ø 100 mm @ 100	Estrib centro luz	1 Ø 100 mm @ 150	
3.0	recubrimiento	3.0	
<b>Capacidad</b>			
53 15505	Mu (kg m)	57 377	
13 331	Vu (kg)	14846	
1.75	Deflexiones (m)	0.53	

Ilustración 4.6 Comparación de las vigas-cajón, luz 15 metros

### 4.3 Casos de estudio para el diseño del tablero de 18 metros

Del mismo modo al ser una luz mayor a 18 metros, se considera la utilización de 5 diafragmas distribuidos a lo largo del tablero una distancia L/4.

Basándonos en el mismo criterio de pre-dimensionamiento de los anteriores casos, se establece una sección de 65x65 cm (Ilustración 4.8) respetando las normativas citadas anteriormente.

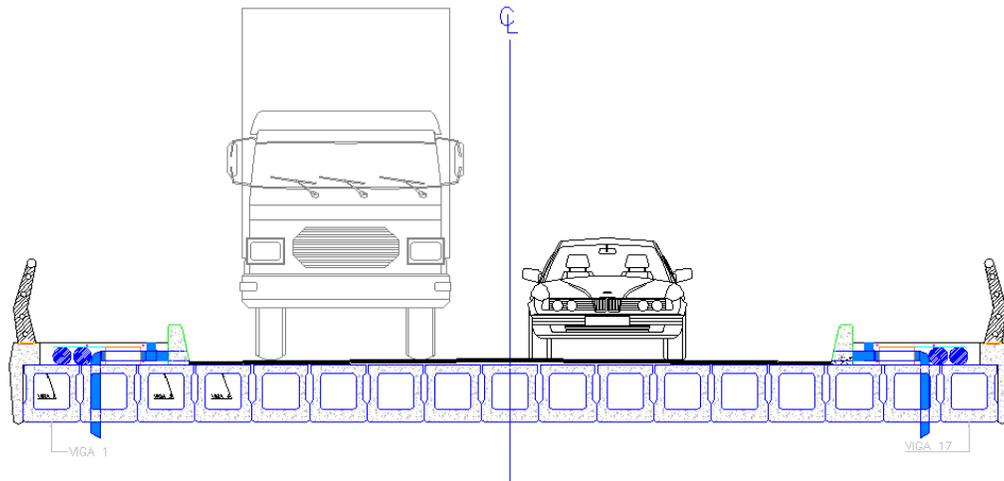


Ilustración 4.7 Sección transversal del tablero de 18 metros.

DISEÑO DE LA VIGA CAJON				
Nombre :	VHA - 65x65	VHP - 65x65		
Refuerzo :	Hormigón armado	Hormigón pretensado		
Luz :	18 metros	18 metros		
Dimensiones	B	65.00 cm	B	65.00 cm
	H	65.00 cm	H	65.00 cm
	h2	34.00 cm	h2	34.00 cm
	h3	21.00 cm	h3	21.00 cm
	h4	15.00 cm	h4	11.00 cm
	e1	2.50 cm	e1	2.50 cm
	e2	8.00 cm	e2	8.00 cm
w	3.00 cm	w	3.00 cm	
Propiedades	Área	2281.25 cm <sup>2</sup>	Área	2105.25 cm <sup>2</sup>
	y <sub>b</sub>	25.49 cm	y <sub>b</sub>	27.4169932 cm
	y <sub>t</sub>	39.51 cm	y <sub>t</sub>	37.5830068 cm
	Inercia	612045.4 cm <sup>4</sup>	Inercia	579791.213 cm <sup>4</sup>
	Volúmen	4.11 m <sup>3</sup>	Volúmen	3.79 m <sup>3</sup>

Ilustración 4.8 Propiedades de las secciones, hormigón armado y pretensado

Por ser una sección diferente a los anteriores casos, este afecta al número de vigas longitudinales, la cual será de 17 para respetar el ancho de la calzada.

Se puede observar que la disminución de acero al usar elementos pretensados es mayor que los casos anteriores tanto para aceros longitudinales como en estribos, ya que su separación es mayor, sin embargo su deflexión va a ser aproximadamente tres veces menor que las vigas de hormigón armado.

COMPARACION DE CASOS			
VHA - 65X65		VHP - 65X65	
<b>Refuerzo</b>			
5 Ø 20 mm	Acero compresión	2 Ø 12 mm	
8 Ø 20 mm	Acero tracción	6 Ø 12.7 mm Toron	
8 Ø 20 mm	Acero tracción	4 Ø 12 mm	
5 Ø 10 mm	Acero constructivo	5 Ø 10 mm	
1 Ø 100 mm @ 100	Estrib apoyos	1 Ø 100 mm @ 200	
1 Ø 100 mm @ 100	Estrib centro luz	1 Ø 100 mm @ 200	
4.0 cm	recubrimiento	4.0 cm	
<b>Capacidad</b>			
96 977	Mu (kg m)	100 981	
19 067	Vu (kg)	20 000	
1.94	Deflexiones (m)	0.60	

Ilustración 4.9 Comparación viga-cajón, luz 18 metros

#### 4.4 Análisis del pos-tensado transversal

El pos-tensado se denomina al procedimiento donde el hormigón, luego de ser vertido y fraguado, se somete a esfuerzos de compresión por medio de armaduras activas montadas dentro de la sección. En este caso se utiliza diafragmas pos-tensados para aumentar la fricción en las llaves de corte entre vigas y así garantizar su eficiencia, impidiendo que se produzcan fisuras longitudinales entre las vigas del tablero. A continuación se observa la localización de los diafragmas.

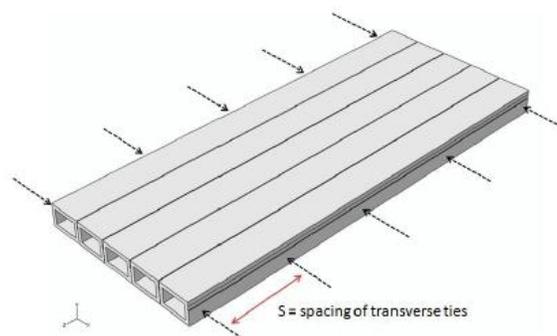


Ilustración 4.10 Localización del pos tensado transversal, (Sang, 2010)

El proceso de pos-tensado se realiza mediante barras, y el detalle de

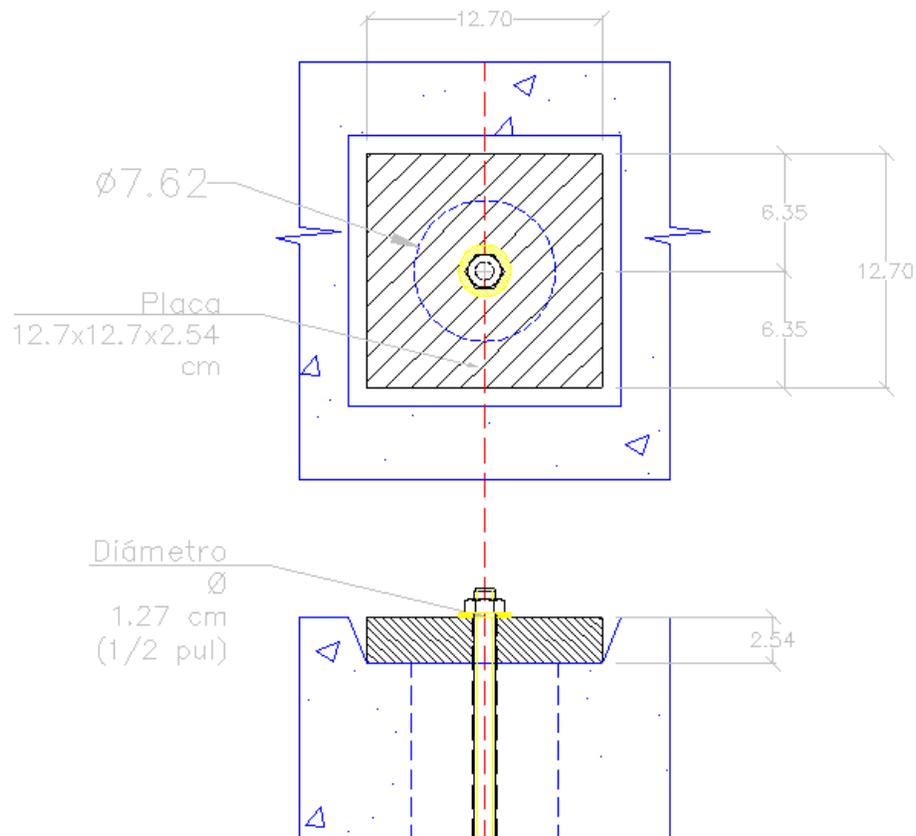


Ilustración 4.11 Detalle de la pos-tensado mediante barras

Mediante la siguiente hoja de cálculo se establece la fuerza necesaria transversal a ser aplicada para garantizar su buen funcionamiento, para las diferentes luces de tablero, así para luces mayores será necesario una fuerza de pos tensado mayor, por otro lado a mayor peralte de la sección se requerirá menor fuerza del pos tensado debido que existe mayor superficie de la llave de corte.

Diseño del Postensado transversal (vigas diafragma)			
<b>Datos</b>			
Luz	12.00	m	luz del puente
N	23.00		número de vigas
B	45.00	cm	ancho de la viga
H	45.00	cm	altura del diafragma
b	20.00	cm	ancho del diafragma
ancho	10.35	m	ancho del tablero
f'c	400.00	kg/cm2	resistencia del concreto a los 28 dias
160	11251.75	kg/cm2	fuerza de las barras para postensado
Nd	3.00		número de difragmas
<b>Cálculo</b>			
	1140.5625	kg/m	fuerza efectiva requerida
	5902.41094	kg	fuerza requerida por cada difragma
% transf	55	%	porcentaje de transferencia de la barras
Apt	0.95378	cm2	area requerida de postensado/diafragma
n	1		número de barras
Diamet	1.27	cm	
Area	1.2667687	cm2	
	OK		
Fpe	7839.35058	kg/cm2	Fuerza total efectiva/diafragma
	OK		
fc +	8.72006775		la tension en el concreto debido a la fuerza efectiva de tensado arriba
fc -	8.70071133		la tension en el concreto debido a la fuerza efectiva de tensado abajo

Ilustración 4.12 Diseño del pos tensado transversal (vigas-diafragma)

Es de vital importancia el cuidado al momento de realizar el pos tensado ya que se debe garantizar una fuerza de compresión mínima de 352kg/cm2 (5000 psi) en cada uno de los diafragmas, ya que ayuda a disminuir la susceptibilidad ante problema de agrietamiento longitudinal y corrosión.



## 5 CONCLUSIONES

Al concluir esta investigación se ha visto importante mencionar lo siguiente:

- Los puentes formados por vigas-cajón presentan ventajas en cuanto a su rápida colocación en obra, aspecto de vital importancia, especialmente en situaciones de emergencia donde el tiempo de construcción es el mayor problema.
- El peso de la viga cajón es relativamente liviano, puesto que su parte central es hueca, lo que genera ventajas en la disminución del peso del tablero, bajo costo, fácil transporte y colocación.
- La cantidad de acero longitudinal para elementos pretensados disminuye aproximadamente una tercera parte con respecto a las secciones de hormigón armado.
- Al diseñar las secciones, se establece el uso de las siguientes separaciones para los diferentes tableros:
  - Luz 12 metros: 20 cm para hormigón armado y 35 cm para hormigón pretensado.
  - Luz 15 metros: 20 cm para hormigón armado y 35 cm para hormigón pretensado.
  - Luz 18 metros: 25 cm para hormigón armado y 45 cm para hormigón pretensado.

Sin embargo estos valores superan lo establecido por el artículo 11.4.5.3 del código ACI 318-08(ACI, 2008). Por lo que se obliga el uso de la mitad del espaciamiento establecido.

- Existe una diferencia significativa entre ambas metodologías en cuanto a sus deformaciones; si bien ambas cumplen los límites establecidos por el ACI y la AASHTO, las vigas de hormigón armado generan una deflexión 3 veces mayor a las que se consiguen con vigas pretensadas.
- Las secciones de hormigón pretensado pre fabricadas brindan un menor tiempo de construcción, mientras que si la construcción es in-situ, el ahorro económico comparado con las secciones de hormigón armado es mínimo.
- Si bien el tema de las llaves de corte entre vigas, no se aborda con profundidad por su complejidad, la experiencia con diafragmas post-tensados, han dado excelentes resultados.
- Al finalizar esta investigación se observa que las vigas-cajón pretensadas son elementos que brindan mejor funcionalidad en cuanto al comportamiento del tablero en general;
- Lastimosamente para su empleo es necesario establecer el equipo y mano de obra calificada a pesar de existir mayor facilidad para la instalación de



las barras de pos-tensado, es importante el uso de maquinaria específica para su colocación.



## 6 REFERENCIAS

- 393, N. (2009). Adjacent Precast Concrete Box Beam Bridges: Connections Details. *Research-Record Construction and Technology*, 86.
- ACI. (2008). *ACI 318-08 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*.
- Branson, D. E. (1990). *Diseño de vigas de concreto presforzado* (NORIEGA Ed. 1 ed.). México,DF.
- Institute, P. P. C. (2003). *PCI Bridge Design Manual*. Chicago.
- Merino, J. S.-P. S.-R. (2007). Diseño y Cálculo de Transiciones Obra de Paso-Terraplén. *Asociación Técnica de Carreteras*, 15.
- Official, A. A. S. H. T. (2010). *AASHTO LRFD BRIDGE Design Specifications* (17th Edition ed.). Washington, D.C.
- Públicas, M. d. T. y. O. (2014). *MTOP*. Ecuador.
- Sang, Z. (2010). *A Numerical Analysis of the Shear Key Cracking Problem in Adjacent Box Beam Bridges*. (Master), The Pennsylvania State University, Pennsylvania.
- Transportation, U. S. D. o. Federal Highway Administration.



## 7 ANEXOS

A continuación se presenta el diseño de los elementos que forman parte del tablero.

### 7.1 ANEXO 1 Diseño de la Baranda

Diseño mediante Líneas de Rotura

DISEÑO DE LOS COMPONENTES ADICIONALES		FECHA	REF
Elemento	BARANDA	08-mar-15	AASHTO

Resistencia en flexión alrededor de un eje vertical a la baranda (Mw)	
f <sub>c</sub>	280.00 kg/cm <sup>2</sup> 27.46 Mpa
f <sub>y</sub>	4200.00 kg/cm <sup>2</sup> fluencia del acero
recubr	3.00 cm recubrimiento
∅ estribo	12.00 mm diámetro del estribo
∅ refuerzo	12.00 mm diámetro del refuerzo
factor ∅	1.00 caso de eventos extremos
A1	812.5 cm <sup>2</sup> area 1
n	3.00 número de varillas
z	4.80 cm distancia
d	27.00 cm
b	25.00 cm
As1	3.39 cm <sup>2</sup>
a	2.40 cm
Mu1	367692.4 kgcm momento último1
A2	812.5 cm <sup>2</sup> area 2
n	3 número de varillas
b	65.00 cm ancho
d3	35.00 cm distancia
d4	10.00 cm distancia
dprom	22.50 cm distancia promedio
As2	3.39 cm <sup>2</sup> cantidad de acero
a	0.92 cm
Mu2	314067.60 kgcm momento último2
MuT	6.82 Tnm momento último total

Modo Alternativo	
Area	1625.00 cm <sup>2</sup> area rectangular equivalente
n	6.00
b	80.00 cm ancho equivalente
h	20.31 cm altura efectiva equivalente
z	4.80 cm dist fibra exterior al cg de acero
d	15.51 cm distancia
As	6.79 cm <sup>2</sup> cantidad de acero
a	1.50 cm
factor ∅	1.00 caso de eventos extremos
Mu	420783.56 kgcm momento último
	4.21 Tnm momento último

Resistencia en flexión, alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (Mc)	
Utilizando	1 ∅ 12 @ 0.35 m
considerando para un largo de 1 metro	
As	3.23 cm <sup>2</sup> /m area de acero por metro
z	3.60 cm
d1	28.90 cm distancia
a	0.57 cm
Mc 1	388352.01 kgcm momento 1
	3.88 Tnm
d2	18.90 cm
Mc 2	252635.21 kgcm momento 2
	2.53 Tnm
Mc	7.54 Tnm resistencia flexional - eje paralelo puente

Longitud crítica de la línea de rotura (Lc), según el patron de falla	
Lt	1.07 m long crítica de la línea de rotura
H	0.90 m altura de la baranda
Mb	0.00 Tnm resistencia adicional en la parte superior
Mw	6.82 Tnm resistencia flexional - eje vertical
Mc	7.54 Tnm resist flexional - eje paralelo del puente
Lc	3.37 m long-crit línea de rotura patóon de falla

Resistencia nominal a la carga transversal Rw	
Ft	24.47 Tn nivel de funcionamiento
Rw	52.81 Tn resistencia del parapeto
	O.K.

Transferencia de cortante entre la baranda y la losa	
Cortante Actuante	Vct 10.21 Tn/m
Cortante Resistente	Vn 32.00 Tn/m
Acv	4500.00 cm <sup>2</sup> area de corte en contacto
Avf	3.23 cm <sup>2</sup> /cm area del dowel en el plano de corte
c	5.30 kg/cm <sup>2</sup> factor de cohesión
u	0.60
Pc	3.90 Kg fuerza de compresión - peso del bordillo
En 1 metro de baranda, debe cumplir cualquiera de las dos condiciones	
Vn < 0.2 * f <sub>c</sub> * Acv	252 Tn O.K.
5.5 * Acv	24750 Tn O.K.
Vn > Vct	O.K.

Longitud de Dowel	
0.35 * bv/fy	0.00 cm <sup>2</sup> /m
bv	20.00 cm ancho de interfase
Avf > 0.35 * bv/fy	O.K.
Chequear	O.K.

Longitud de anclaje	
Lhb	229.00 mm
db	12.00 mm
factor	0.70
rec	20.00 mm recubrimiento
Ldh	160.30 mm longitud de anclaje
Ldh > 8 db	O.K. condición
Ldh > 150 mm	O.K. condición
As requere/As provi*Lhb	2.86 cantidad de estribos
Acero colocado	3.23 cm <sup>2</sup> /m acero colocado en 1 metro baranda
As provista	3.23 cm <sup>2</sup>
As requerida	3.02 cm <sup>2</sup>
Re-calculo de la capacidad de la baranda	
a	0.53 cm
Mc1	4.28 Tn m/m
Mc2	2.78 Tn m/m
Mc	8.31 Tn m/m
Lc	3.96 m
Rw	32.60 T
Ft	24.47 T
	O.K. la longitud de desarrollo Ldh es adecuada
Las barras terminadas en gancho deben ademas extenderse 12db + 4db	
	19.2 cm



## 7.2 ANEXO 2 Diseño del bordillo

DISEÑO DE LOS COMPONENTES ADICIONALES		FECHA	REF
Elemento	BORDILLO	08-mar-15	AASHTO

Resistencia en flexión alrededor de un eje vertical a la barrera (Mw)		
f'c	280.00 kg/cm2	27.46 Mpa
fy	4200.00 kg/cm2	fluencia del acero
recubr	5.00 cm	recubrimiento
Ø estribo	12.00 mm	diámetro del estribo
Ø refuerzo	14.00 mm	diámetro del refuerzo
z	6.90 cm	
b	45.00 cm	ancho
d3	8.10 cm	distancia
d4	18.10 cm	distancia
dprom	17.15 cm	distancia promedio
As	6.16 cm2	cantidad de acero
a	2.41 cm	
factor Ø	1.00	caso de eventos extremos
Mu	412302.10 kgcm	momento último
	4.12 Tnm	momento último

Modo Alternativo		
Area	886.00 cm2	area rectangular equivalente
b	45.00 cm	ancho equivalente
h	19.69 cm	altura efectiva equivalente
z	6.90 cm	dist fibra exterior al cg de acero
d	12.79 cm	distancia
As	6.16 cm2	cantidad de acero
a	2.41 cm	
factor Ø	1.00	caso de eventos extremos
Mu	299516.83 kgcm	momento último
	3.00 Tnm	momento último

Resistencia en flexión, alrededor de un eje paralelo al eje longitudinal del puente (Mc)			
Utilizando	1	Ø 12	@ 0.4
As	2.83 cm2/m	area de acero por metro	
z	5.60 cm		
d	14.40 cm	distancia	
a	0.50 cm		
Mc,II	168040.55 kgcm	momento	
	1.68 Tnm		
Mc	1.98 Tnm	resistencia flexional - eje paralelo del puente	

Longitud crítica de la línea de rotura (Lc), según el patron de falla			
Lt	1.07 m	long critica de la línea de rotura	Tabla Art 13.2-1
H	0.45 m	altura de la barrera	
Mb	0.00 Tnm	resistencia adicional en la parte superior	
Mw	4.12 Tnm	resistencia flexional - eje vertical	
Mc	1.98 Tnm	resist flexional - eje paralelo del puente	
Lc	3.56 m	long-crit línea de rotura patóon de falla	

Resistencia nominal a la carga transversal Rw			
Ft	24.47 Tn	nivel de funcionamiento	Tabla Art 13.2-1
Rw	29.31 Tn	resistencia del parapeto	
	O.K		

Transferencia de cortante entre la barrera y la losa			
Cortante Actuante			
Vct	6.57 Tn/m		Art 13.4.2-1
Cortante Resistente			
Vn	7.36 Tn/m		Art 5.8.4.1-1
Acv	45.00 cm2	area de corte en contacto	
Avf	2.83 cm2/cm	area del dowel en el plano de corte	
c	5.30 kg/cm2	factor de cohesión	Art 5.8.4.2
u	0.60		
Pc	2.13 Kg	fuerza de compresión - peso del bordillo	
En 1 metro de barrera, debe cumplir cualquiera de las dos condiciones			
Vn < 0,2 * f'c * Acv	2.52 Tn	ERROR	
5,5 * Acv	247.5 Tn	O.K	
Vn > Vct	O.K		



Longitud de Dowel			
0,35 * bv/fy	0.00 cm <sup>2</sup> /m		
bv	450.00 cm	ancho de interfase	
Avf > 0,35 * bv/fy	<input type="text" value="O.K"/>		Art 5.8.4.1-4
	2.50	cantidad de estribos	
Acero colocado	2.83	acero colocado en 1 metro baranda	
Chequear	<input type="text" value="O.K"/>		
Longitud de anclaje			
Lhb	229.00 mm		Art 5.11.2.4.1-1
db	12.00 mm		
factor	0.70		Art 5.11.2.4.2
rec	20.00 mm	recubrimiento	
Ldh	160.30 mm	longitud de anclaje	
Ldh > 8db	<input type="text" value="O.K"/>	condición	Art 5.11.2.4.1
Ldh > 150mm	<input type="text" value="O.K"/>	condición	
As requere/As provi*Lhb			
As provista	2.83 cm <sup>2</sup>		
As requerida	<input type="text" value="64.75"/> cm <sup>2</sup>		
Re-calculo de la capacidad de la barrera			
a	11.43 cm		
Mc	27.79 Tnm/m		
Lc	1.44 m		Art 13.3.1-2
Rw	494.28 T		Art 13.3.1-1
Ft	24.47 T		
	<input type="text" value="O.K"/>	la longitud de desarrollo Ldh es adecuada	
Las barras terminadas en gancho deben ademas extenderse 12db + 4db			
	19.2	cm	C 5.11.2.4.1



### 7.3 ANEXO 3 Diseño de junta de dilatación

Para la junta, primero se realiza el cálculo de la magnitud del movimiento total horizontal que se produce, a partir de este valor se opta por el tipo de junta a usar.

DISEÑO DE LOS COMPONENTES ADICIONALES		FECHA	REF
Elemento	JUNTA	08-mar-15	

Luz del Puente	12	15	18
	m	m	m
Estimación de la magnitud del movimiento que se produce en las juntas			
Movimiento producido por los Cambios de Temperatura			
$\Delta l_t$	0.00	mov total debido a los cambios de temperatura	
Tmax	33.00 °C	temperatura máxima efectiva	
Tmin	5.00 °C	temperatura mínima efectiva	
$\alpha$	0.00	coeficiente de expansión termica	
luz	12.00 m	longitud de la estructura	
$\Delta l_{t+}$	0.00	elongación total producida por el $\Delta t_{emp}$	
Tmax	33.00 °C	temperatura máxima efectiva	
Tinst	20.00 °C	temp de la estructura cuando se efectua la instalacion de las juntas	
$\alpha$	0.00	coeficiente de expansión termica	
l	12.00 m	longitud de la estructura	
$\Delta l_{t-}$	0.00	contracción debido al decrecimiento de temperatura	
Tinst	20.00 °C	temperatura de la estructura cuando se efectua la instalacion de las	
Tmin	5.00 °C	temperatura mínima efectiva	
$\alpha$	0.00	coeficiente de expansión termica	
l	12.00 m	longitud de la estructura	
Contracción por Secado del Concreto			
$\beta$	0.20	coeficiente de decrecimiento de la contraccion por secado	
Es	0.00	deformación unitaria debido a la contraccion por secado	
$\Delta l_s$	0.00	magnitud de la contraccion total por secado	
$\Delta l_{cs}$	0.00	magnitud de la contracción parcial por secado	
Contracción por Fluencia del Concreto			
f	2.00	factor de fluencia	
$\sigma$	9.30	esfuerzo en el concreto debido al preesfuerzo	
E	233928.19	módulo elastico del concreto	
$\beta$	0.20	coeficiente de decrecimiento de fluencia	
Ee	0.00	deformación elastcia unitaria	
Ec	0.00	Deformacion unitaria debido a la fluencia	
$\Delta l_c$	0.00	magnitud de la contraccion total por fluencia	
$\Delta l_{cc}$	0.00	Magnitud de la cpntraccion parcial por fluencia	
Movimiento Total	0.0111 m		
Selección del tipo de junta	Junta Ahogada		Technical Memorandum (Bridges)
Selección del tipo de junta (según Black)	Junta Ahogada		W. Black

#### 7.4 ANEXO 6 PUENTE VICTOR MANUEL SERRANO - IBERIA - Tablero

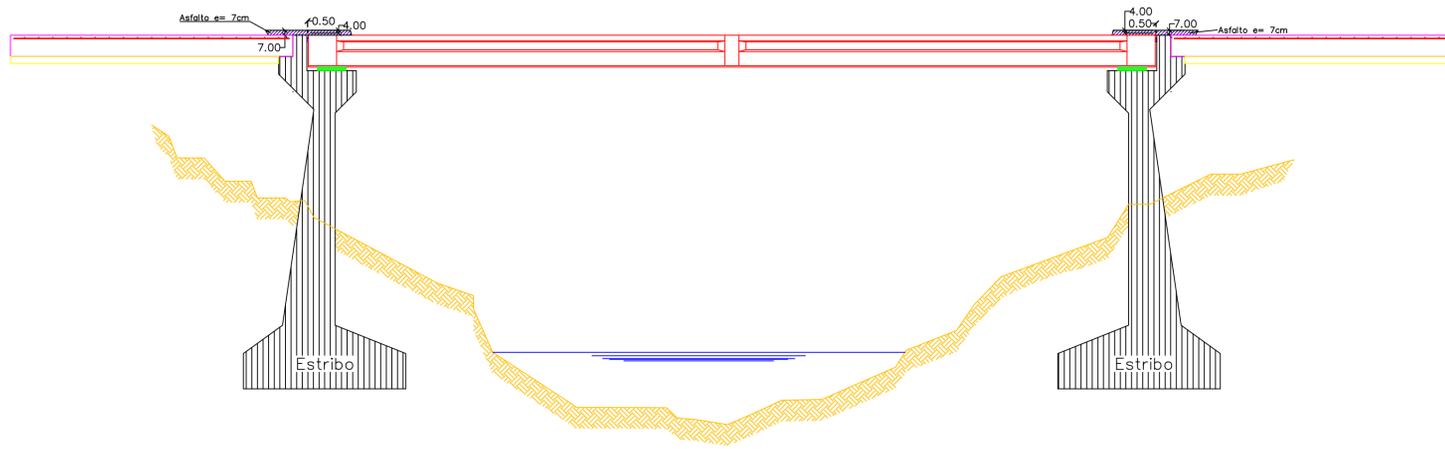


Ilustración 7.1 Tablero del Puente Iberia, El Oro: (izquierda) Vista de los apoyos de la viga; (centro) Unión de las Vigas; (derecha) Detalle del pos tensado transversal

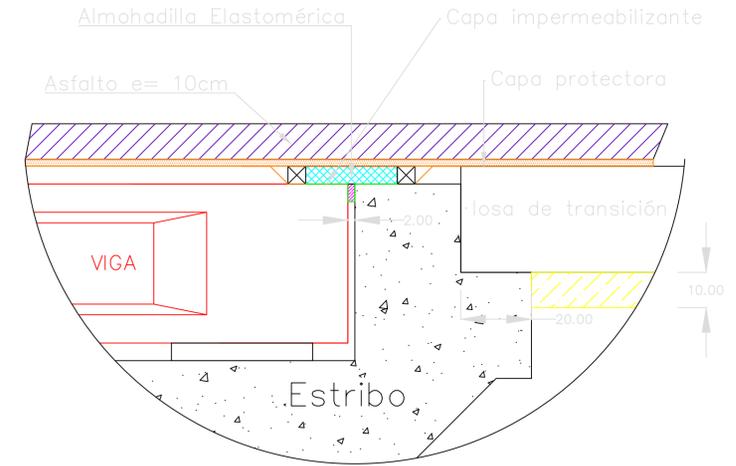


## 7.5 ANEXO 7 PLANOS

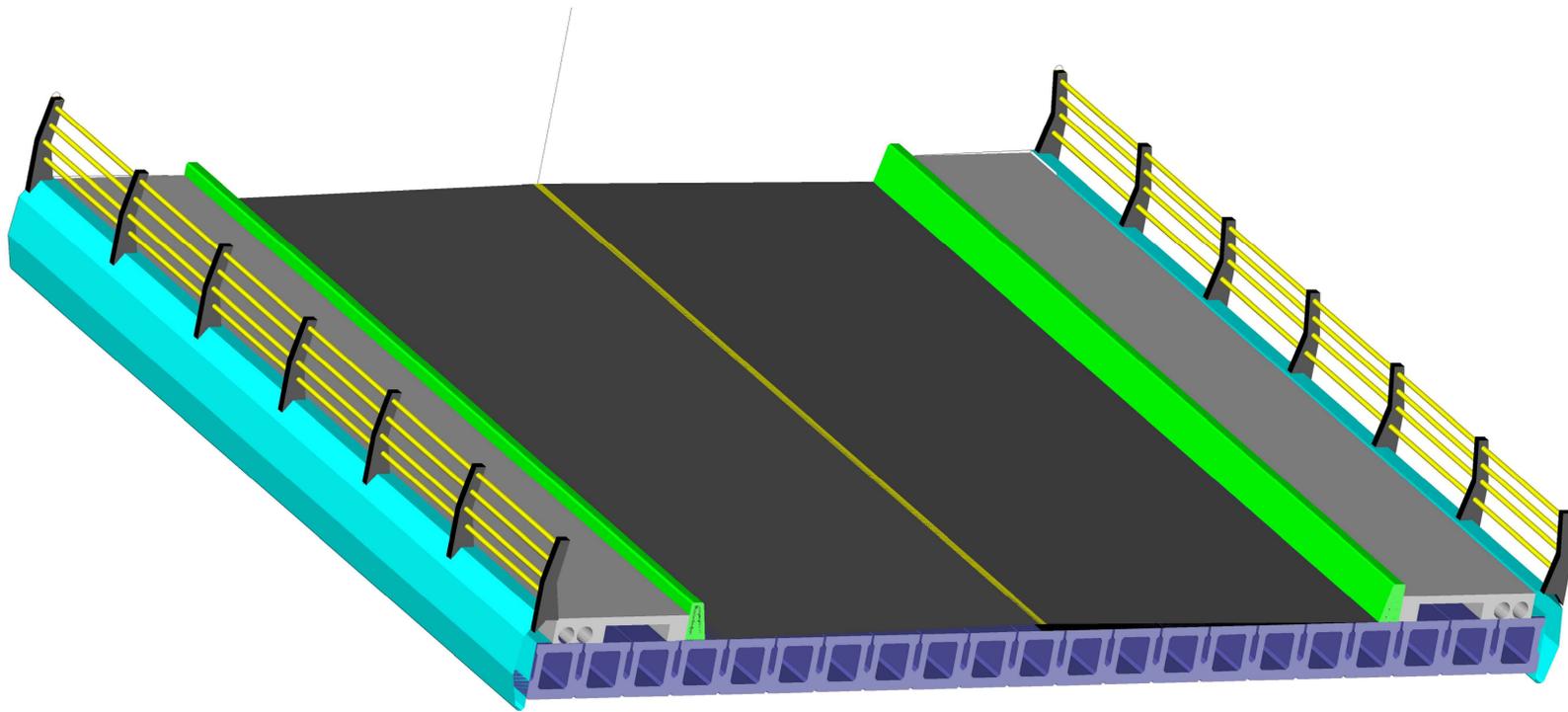
# VISTA GENERAL DEL TABLERO



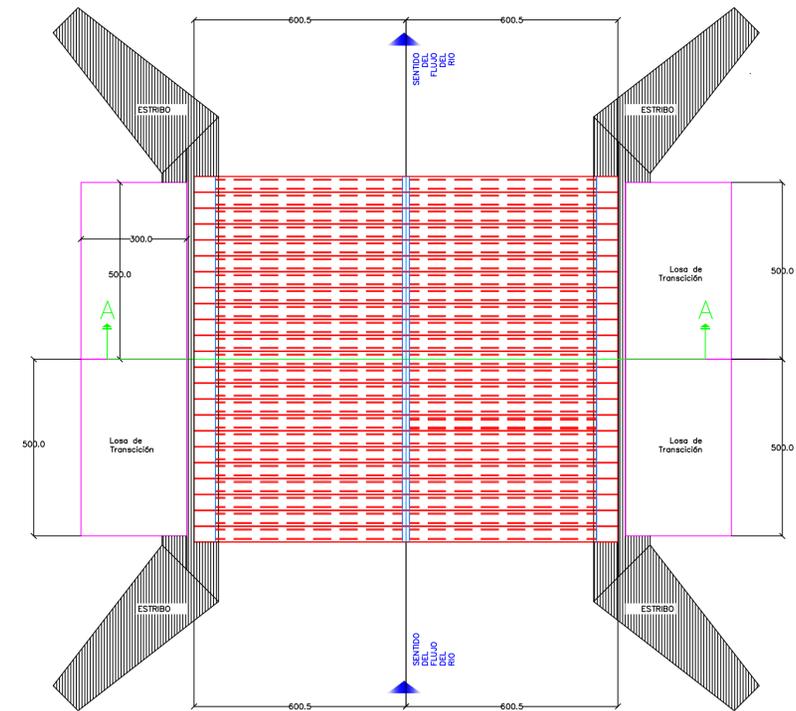
VISTA LATERAL  
ESCALA 1:50



DETALLE DE LA JUNTA DE DILATACIÓN  
ESCALA 1:10



ISOMETRÍA DEL TABLERO  
ESCALA SIN ESCALA

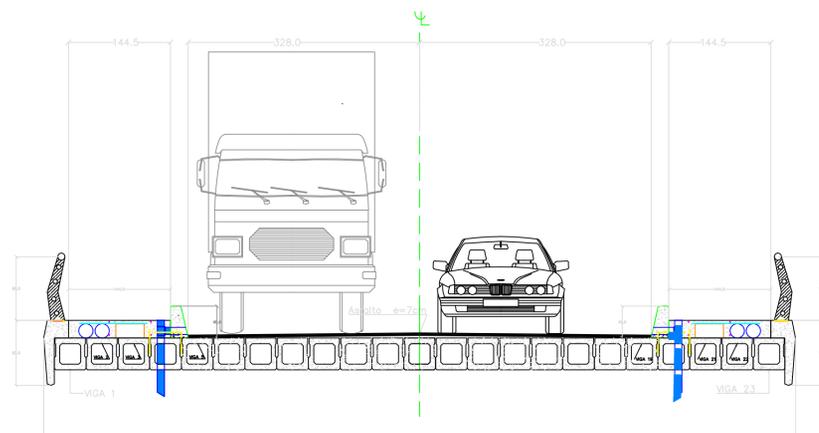


EMPLAZAMIENTO TABLERO  
ESCALA 1:100

ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL TABLERO VIGAS CAJÓN		
ESCALA:	INDICADAS	UNIDADES: cm
	DISEÑO:	Sr. Jonathan Fernando Jaramillo Soto
	DIBUJO:	Sr. Jonathan Fernando Jaramillo Soto
	REVISIÓN:	Ing. Civil PhD Fernando Zalamea León
		<b>Sr. Jonathan Jaramillo S.</b>
CONTENIDO:	EMPLAZAMIENTO TABLERO VISTA LATERAL DETALLE DE ELEMENTOS ISOMETRÍA	MARZO / 2015
	LAMINA:	1 / 1

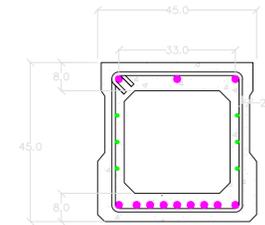


# TABLERO DE LUZ 12 METROS

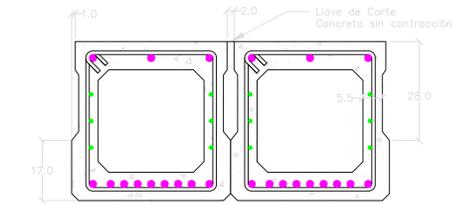


CORTE TRANSVERSAL A-A  
Detalle de la planta del Tablero  
Escala 1:50

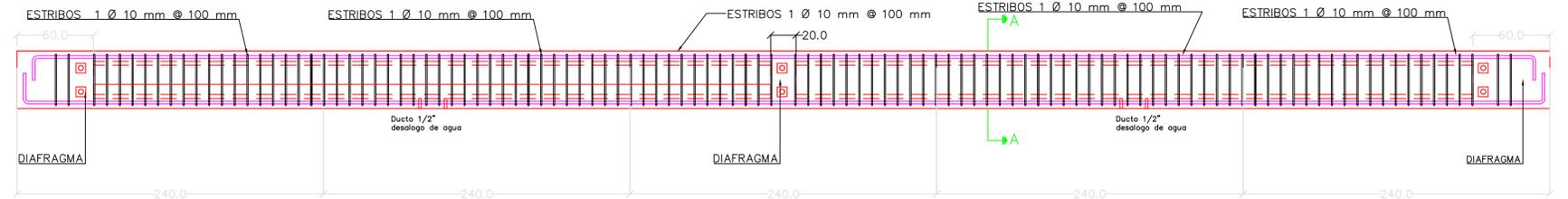
REFUERZO VC 45x45 cm
3 Ø 20 mm
9 Ø 20 mm
3 Ø 10mm
Estribos apoyos: 1 Ø 100mm Ø 200 mm
Estribos centro: 1 Ø 100mm Ø 200 mm
recubrimiento 2.7 cm



DETALLE SECCIÓN  
Escala 1:10

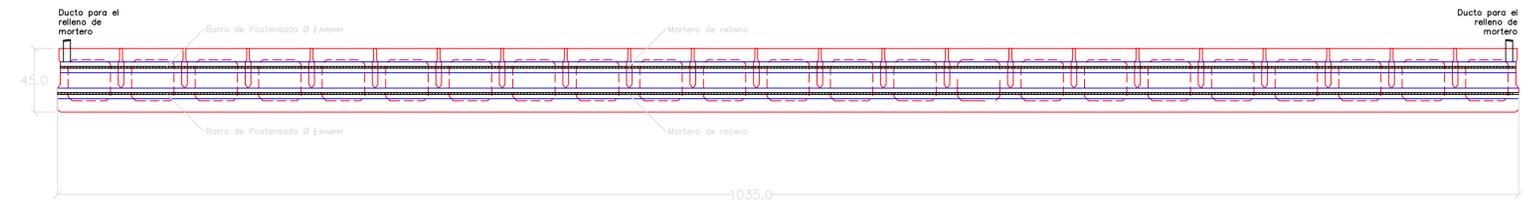
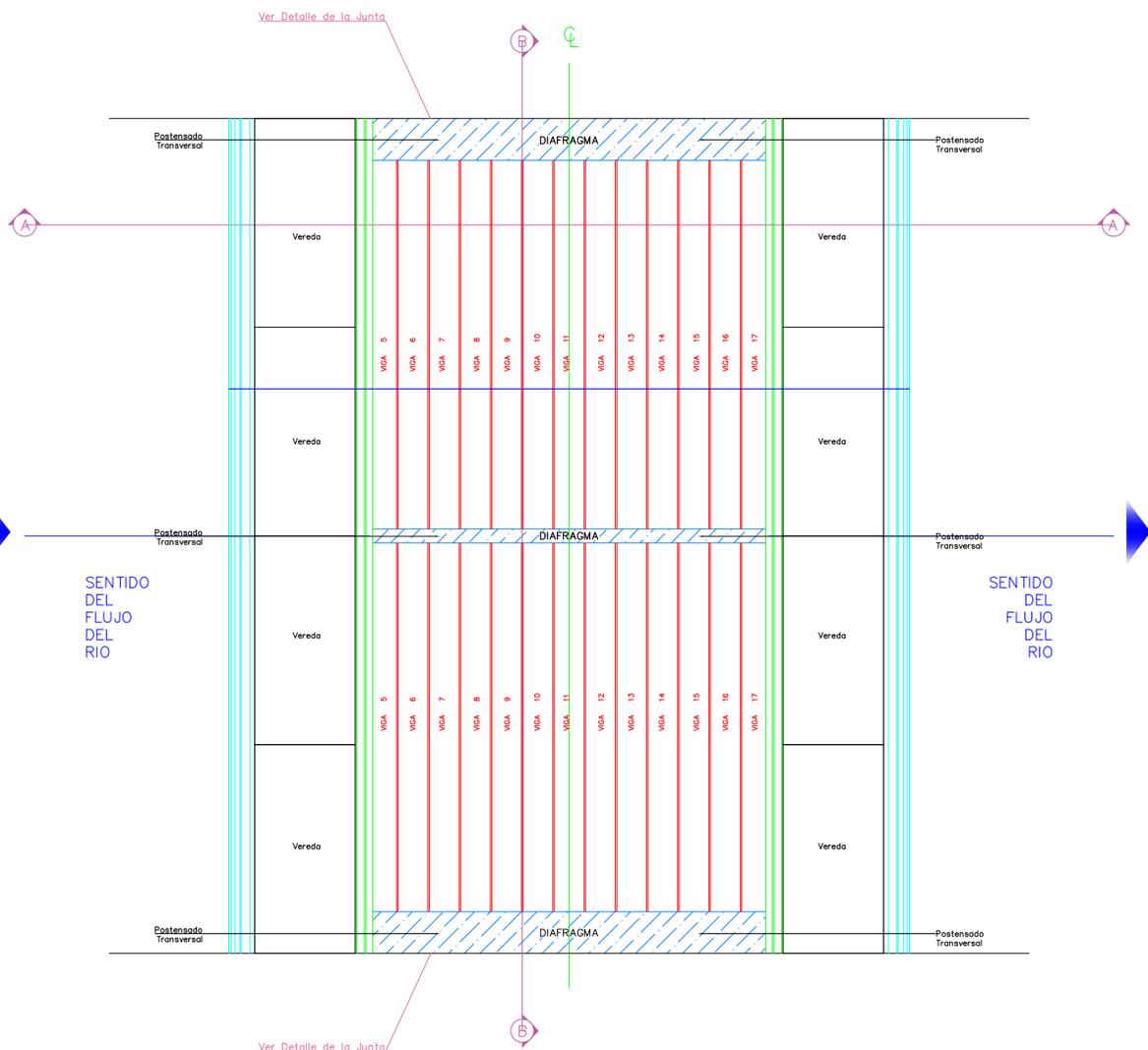


DETALLE LLAVE DE CORTE  
Escala 1:10

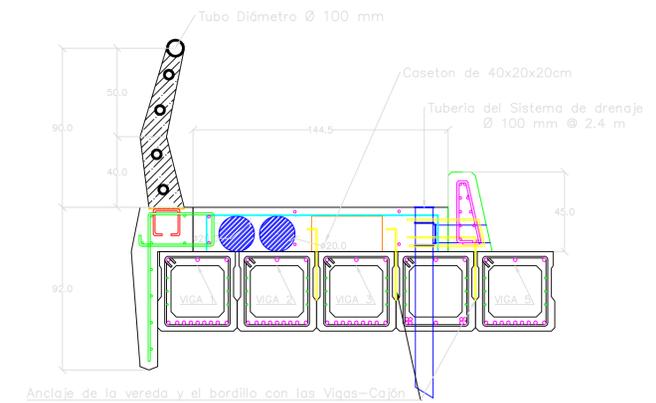


CORTE LONGITUDINAL B-B  
Detalle del Refuerzo Longitudonal  
Escala 1:25

VISTA EN PLANTA  
Detalle de la planta del Tablero  
Escala 1:50



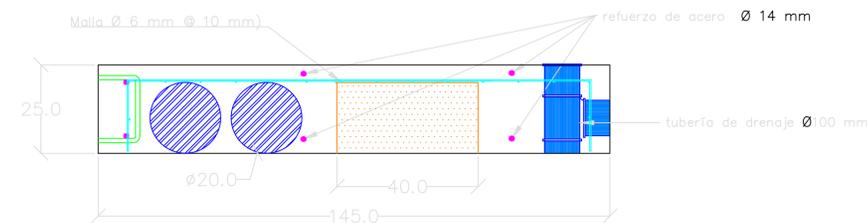
CORTE LONGITUDINAL B-B  
Detalle del Postensado Transversal  
Escala 1:25



Detalle de la conexión entre (Vereda-Bordillo-Pasamano)

Detalle de la conexión entre (Vereda-Bordillo-Pasamano)  
Escala 1:20

CANTIDAD DE OBRA									
Tablero Hormigón Armado - Luz 12 Metros									
Marca	Elemento	Figura	Dimensiones cm		Longitud m	Cantidad	Area transversal m <sup>2</sup>	Hormigón m <sup>3</sup>	Peso total kg
			ancho	peralte					
VC-1	Viga-Cajón		45	45	12	23	0.10795	29.79	71506
D-1	Viga Diafragma		20	40	10.35	3	0.08	2.48	5962
B	Barrera		35	180	3	8	0.154	3.94	9446
V	Vereda		145	25	3	8	0.22	5.28	12672
Bo	Bordillo		25	45	1.2	20	0.09	2.16	5184

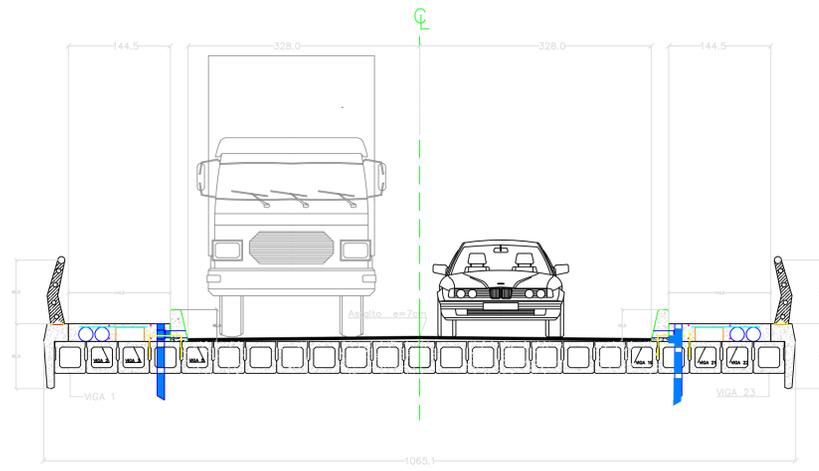


DETALLE VEREDA  
Escala 1:10

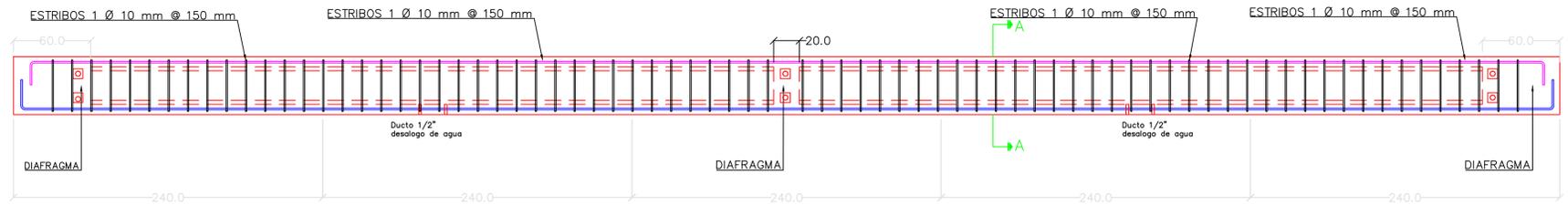
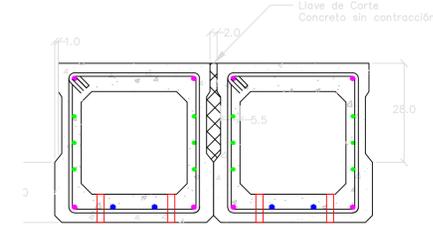
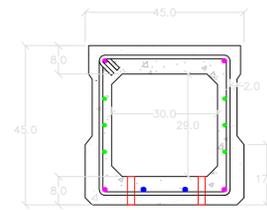
ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DE VIGAS  
CAJÓN DE HORMIGÓN ARMADO, LUZ 12 m

ESCALA:	INDICADAS	UNIDADES:	cm
DISEÑO:		Sr. Jonathan Fernando Jaramillo Soto	
DIBUJO:		Sr. Jonathan Fernando Jaramillo Soto	
REVISIÓN:		Ing. Civil PhD Fernando Zalamea León	
<b>Sr. Jonathan Jaramillo S.</b>			

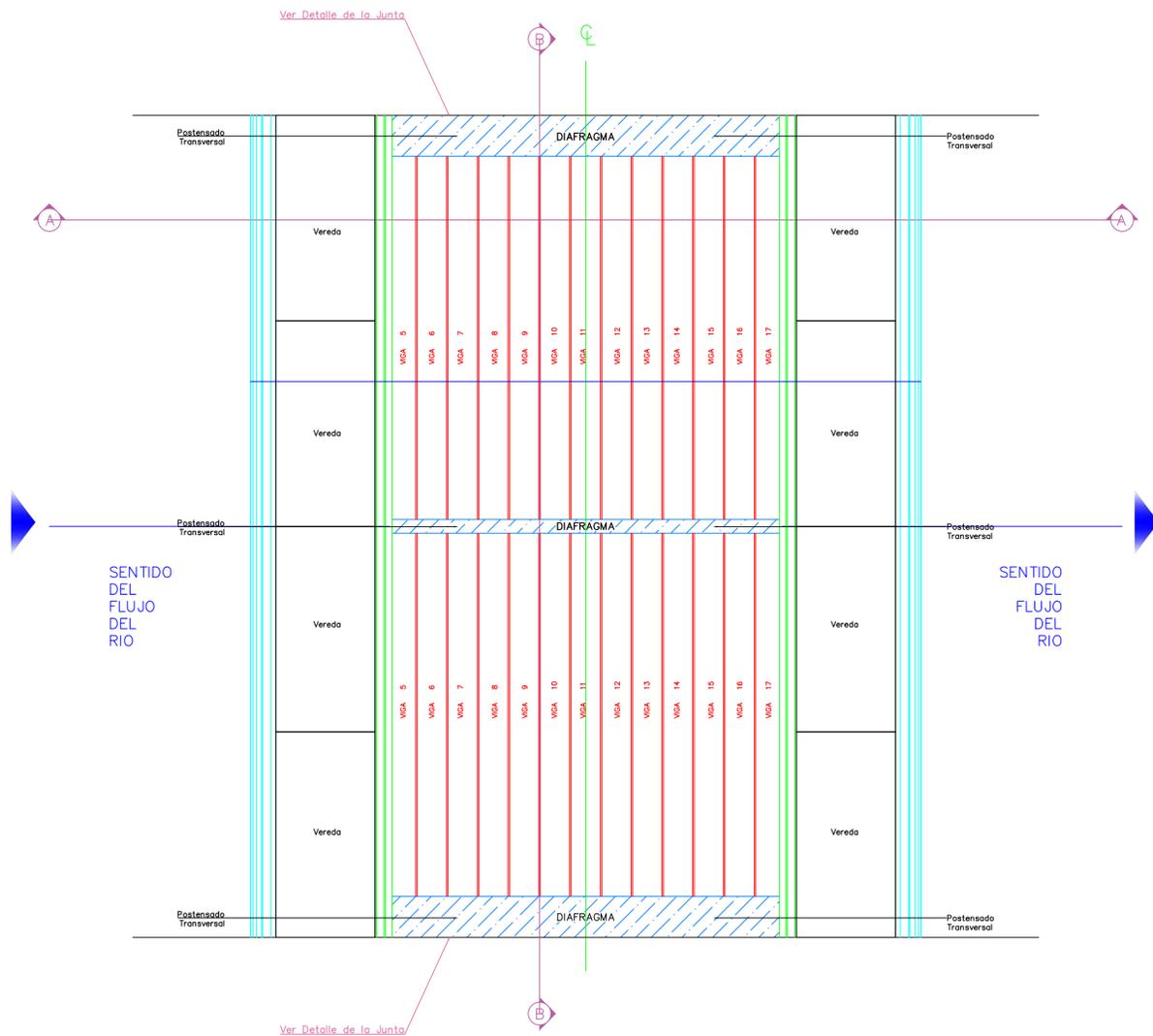
CONTENIDO:	VISTA EN PLANTA TABLERO CORTES DETALLE DE ELEMENTOS CANTIDADES DE OBRA	MARZO / 2015
LAMINA:	1	2



REFUERZO VC 45x45 cm
2 Ø 12 mm
2 Ø 12.7 mm Torón
3 Ø 10mm
Estribos apoyes: 1 Ø 100mm Ø 150 mm
Estribos centro: 1 Ø 100mm Ø 150 mm
recubrimiento 2.7 cm

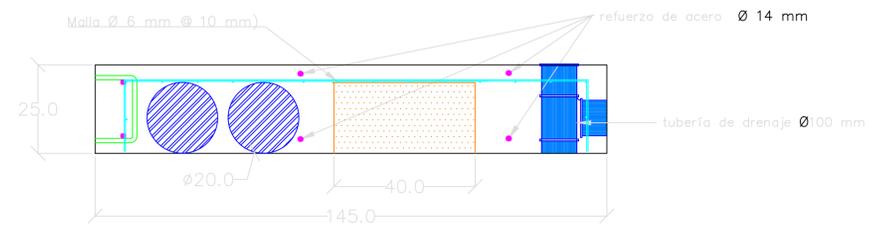
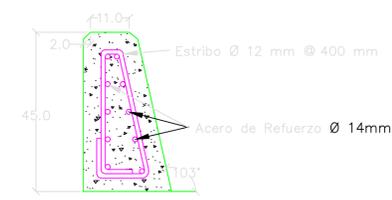
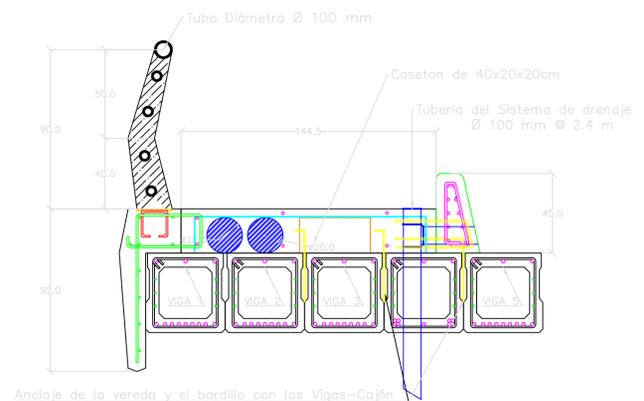


VISTA EN PLANTA  
Detalle de la planta del Tablero  
Escala 1:50



CANTIDAD DE OBRA									
Tablero Hormigón Pretensado - Luz 12 Metros									
Marca	Elemento	Figura	Dimensiones cm		Longitud m	Cantidad	Area transversal m2	Hormigón m3	Peso total kg
			ancho	peralte					
VC-1	Viga-Cajón		45	45	12	23	0.10795	29.79	77465
D-1	Viga Diafragma		20	40	10.35	3	0.08	2.48	6458
B	Barrera		35	180	3	8	0.164	3.94	10234
V	Vereda		145	25	3	8	0.22	5.28	13728
Bo	Bordillo		25	45	1.2	20	0.09	2.16	5616

DETALLE DEL REFUERZO DEL ACERO (mm)			
Elemento	Ø Refuerzo Longitudinal	Ø Refuerzo Transversal-Estribo	Fy (kg/cm2)
Vereda	14	Mailla T2-20AS	4200-5000
Parapeto	12	12	4200
Bordillo	14	12	4200



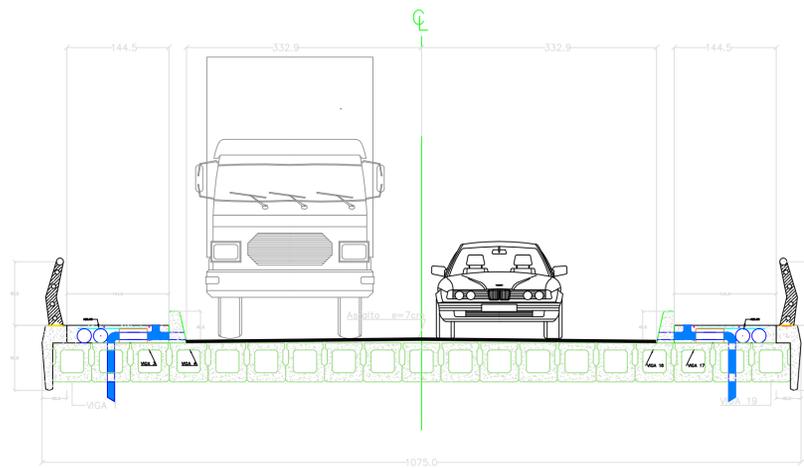
ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DE VIGAS CAJÓN DE HORMIGÓN PRETENSADO, LUZ 12 m

ESCALA:	INDICADAS	UNIDADES:	cm
DISEÑO:		Sr. Jonathan Fernando Jaramillo Soto	
DIBUJO:		Sr. Jonathan Fernando Jaramillo Soto	
REVISIÓN:		Ing. Civil PhD Fernando Zalamea León	
<b>Sr. Jonathan Jaramillo S.</b>			

CONTENIDO:	VISTA EN PLANTA TABLERO CORTES DETALLE DE ELEMENTOS CANTIDADES DE OBRA	MARZO / 2015
LAMINA:	1	2



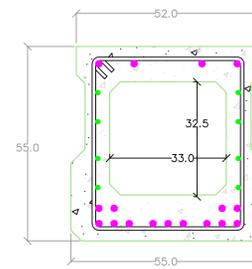
# TABLERO DE LUZ 15 METROS



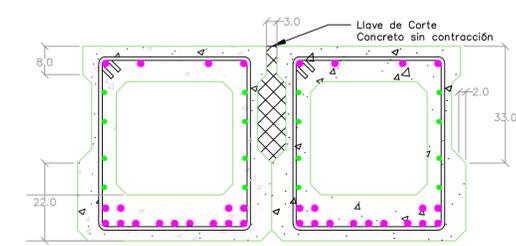
CORTE TRANSVERSAL A-A  
Detalle de la planta del Tablero  
Escala 1:50

VISTA EN PLANTA  
Detalle de la planta del Tablero  
Escala 1:50

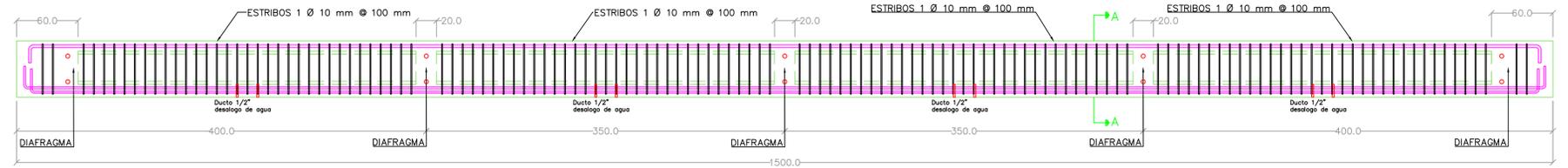
REFUERZO VC 55x55 cm
4 Ø 18 mm
13 Ø 18 mm
4 Ø 12mm
Estribos apoyos: 1 Ø 100mm Ø 100 mm
Estribos: 1 Ø 100mm Ø 100 mm
recubrimiento 3 cm



DETALLE SECCIÓN  
Escala 1:10

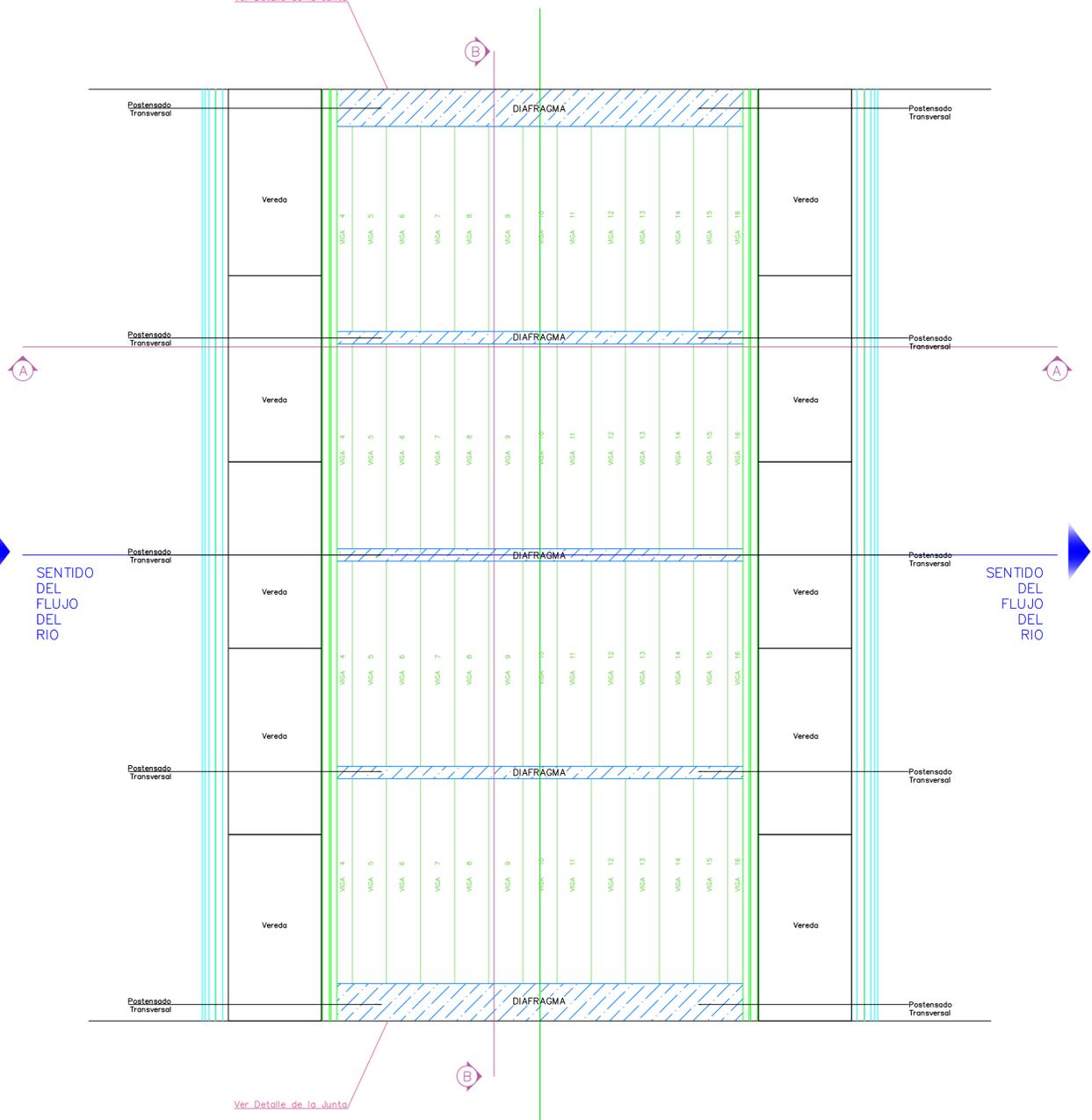


DETALLE LLAVE DE CORTE  
Escala 1:10



CORTE LONGITUDINAL B-B  
Detalle del Refuerzo Longitudinal  
Escala 1:30

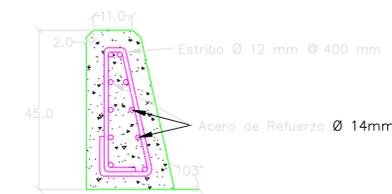
Ver Detalle de la Junta



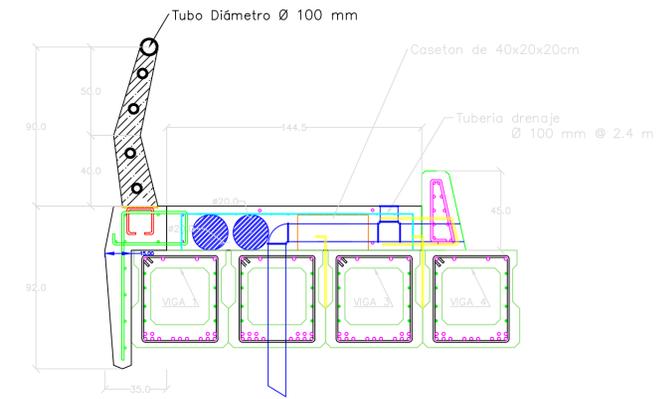
Ver Detalle de la Junta

CANTIDAD DE OBRA									
Tablero Hormigón Armado - Luz 15 metros									
Marca	Elemento	Figura	Dimensiones cm		Longitud m	Cantidad	Area transversal m2	Hormigón m3	Peso total kg
			ancho	peralte					
VC-II	Viga Cajón		55	55	12	19	0.17598	40.12	96296
D-II	Viga Diafragma		20	50	10.45	5	0.1	5.23	12540
B	Barrera		35	180	3	10	0.164	4.92	11808
V	Vereda		145	25	3	10	0.22	6.60	15840
Bo	Bordillo		25	45	1.2	25	0.09	2.70	6480

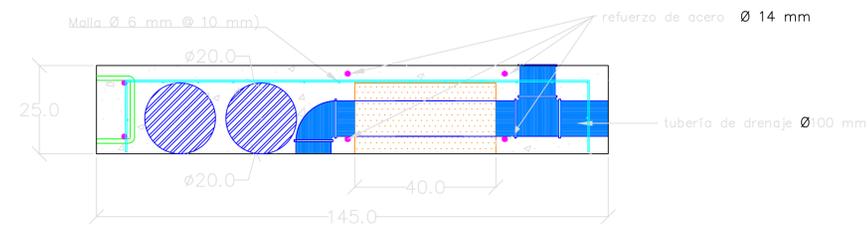
DETALLE DEL REFUERZO DEL ACERO (mm)			
Elemento	Ø Refuerzo Longitudinal	Ø Refuerzo Transversal-Estribo	Fy (kg/cm2)
Vereda	14	Malta 12-20AS	4200-5000
Parapeto	12	12	4200
Bordillo	14	12	4200



DETALLE BORDILLO  
Escala 1:10



Detalle de la conexión entre (Vereda-Bordillo-Pasamana)  
Escala 1:20

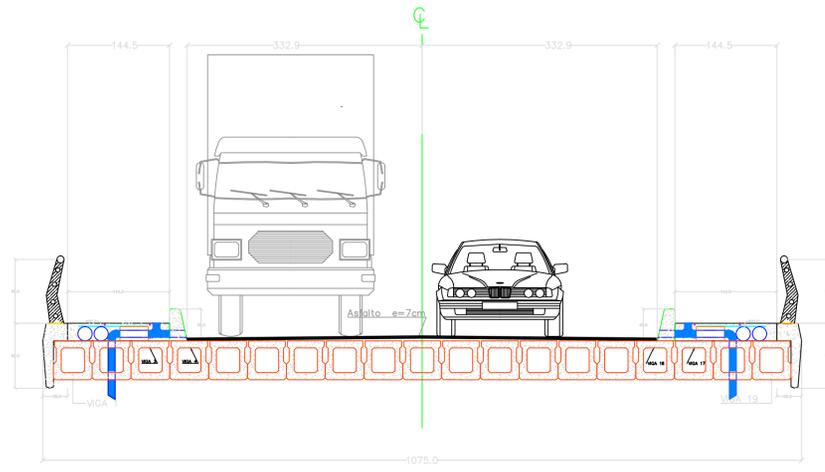


DETALLE VEREDA  
Escala 1:10

ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DE VIGAS  
CAJÓN DE HORMIGÓN ARMADO, LUZ 15 m

ESCALA:	INDICADAS	UNIDADES:	cm
DISEÑO:		Sr. Jonathan Fernando Jaramillo Soto	
DIBUJO:		Sr. Jonathan Fernando Jaramillo Soto	
REVISIÓN:		Ing. Civil PhD Fernando Zalamea León	
<b>Sr. Jonathan Jaramillo S.</b>			

CONTENIDO:	VISTA EN PLANTA TABLERO CORTES DETALLE DE ELEMENTOS CANTIDADES DE OBRA	MARZO / 2015
LAMINA:	1	2



CORTE TRANSVERSAL A-A  
Detalle de la planta del Tablero  
Escala 1:50

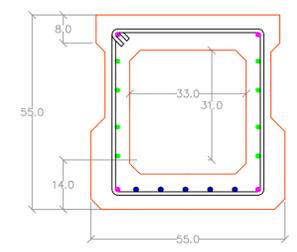
REFUERZO VC 55x55 cm

- 2 Ø 12 mm
- 2 Ø 12 mm
- 5 Ø 12.7 mm Torón
- 4 Ø 12mm

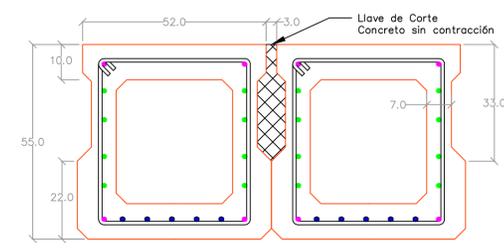
Estribos apoyos: 1 Ø 100mm @ 150 mm

Estribos centro: 1 Ø 100mm @ 150 mm

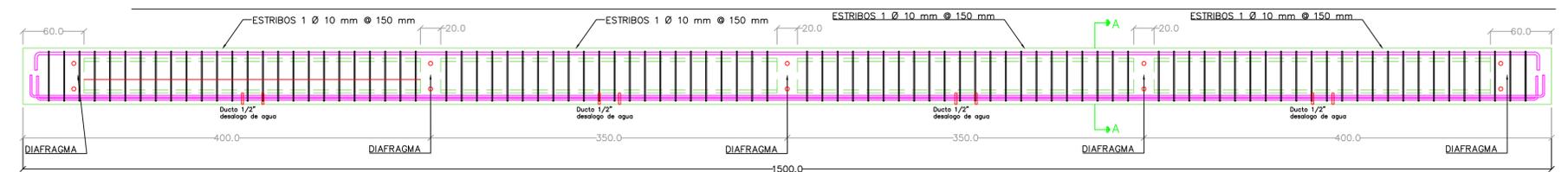
recubrimiento 3 cm



DETALLE SECCIÓN  
Escala 1:10



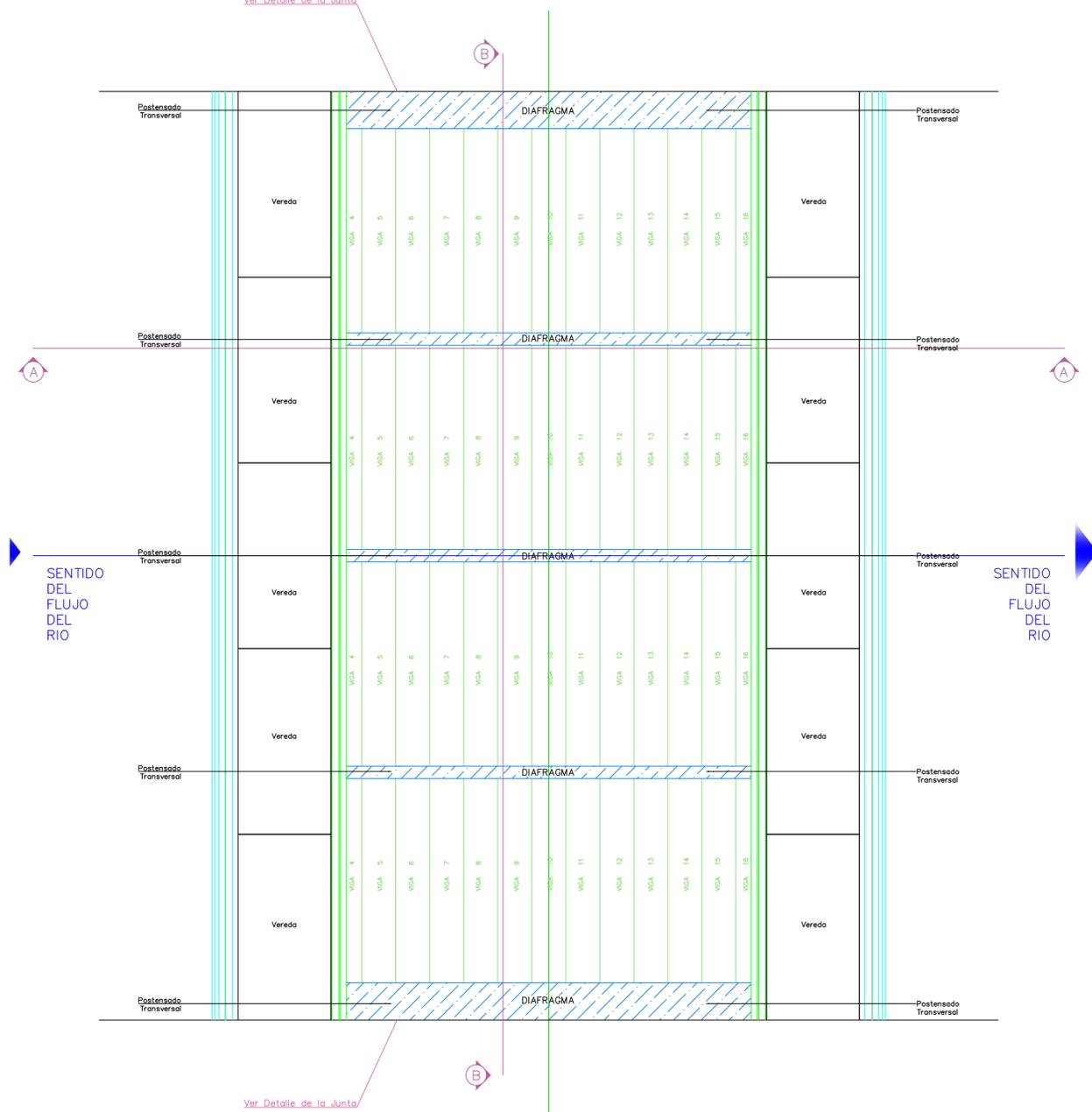
DETALLE LLAVE DE CORTE  
Escala 1:10



CORTE LONGITUDINAL B-B  
Detalle del Refuerzo Longitudinal  
Escala 1:30

VISTA EN PLANTA  
Detalle de la planta del Tablero  
Escala 1:50

Ver Detalle de la Junta

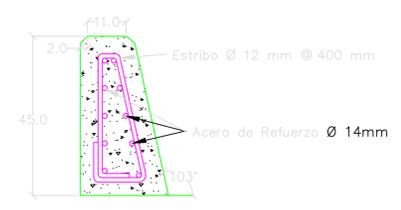


CANTIDAD DE OBRA  
Tablero Hormigón Pretensado - Luz 15 metros

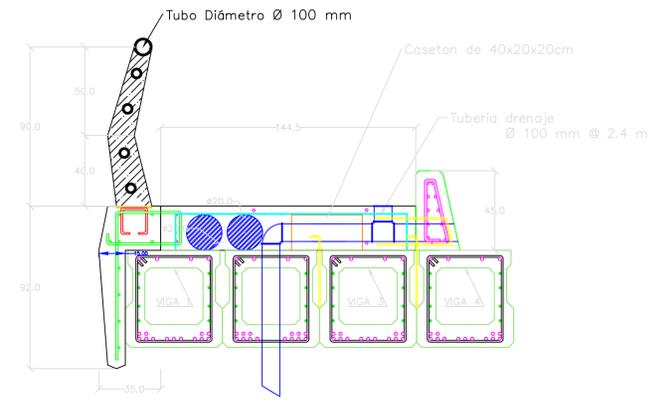
Marca	Elemento	Figura	Dimensiones cm		Longitud m	Cantidad	Area transversal m <sup>2</sup>	Hormigón m <sup>3</sup>	Peso total kg
			ancho	peralte					
VC-II	Viga-Cajón		55	55	15	19	0.18093	51.57	123756
D-II	Viga Diafragma		20	50	10.45	5	0.1	5.23	12540
B	Barrera		35	180	3	10	0.164	4.92	11808
V	Vereda		145	25	3	10	0.22	6.60	15840
Bo	Bordillo		25	45	1.2	25	0.09	2.70	6480

DETALLE DEL REFUERZO DEL ACERO (mm)

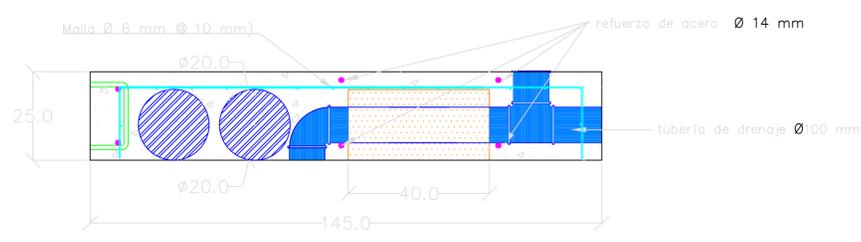
Elemento	Ø Refuerzo Longitudinal	Ø Refuerzo Transversal-Estribo	Fy (kg/cm <sup>2</sup> )
Vereda	14	Malla 12-20xAS	4200-5000
Parapeto	12	12	4200
Bordillo	14	12	4200



DETALLE BORDILLO  
Escala 1:10



Detalle de la conexión entre (Vereda-Bordillo-Pasamana)  
Escala 1:20



DETALLE VEREDA  
Escala 1:10

Ver Detalle de la Junta

ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DE VIGAS CAJÓN DE HORMIGÓN PRETENSADO, LUZ 15 m

ESCALA: INDICADAS UNIDADES: cm

DISEÑO: Sr. Jonathan Fernando Jaramillo Soto  
DIBUJO: Sr. Jonathan Fernando Jaramillo Soto  
REVISION: Ing. Civil PhD Fernando Zalamea León

Sr. Jonathan Jaramillo S.

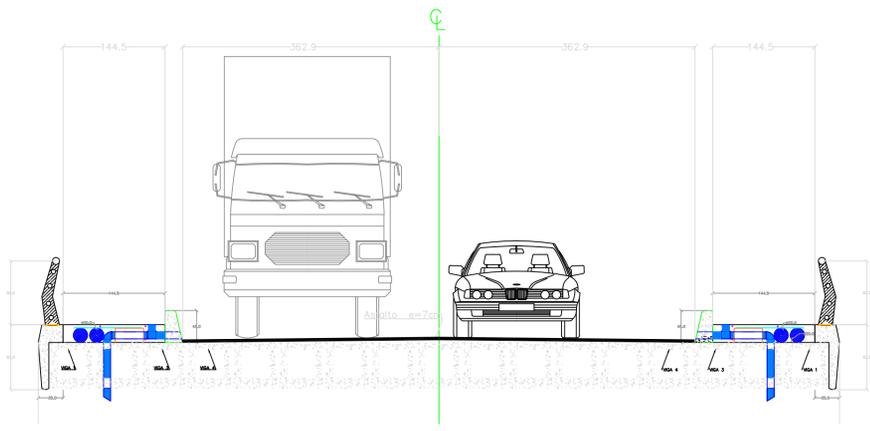
CONTENIDO: VISTA EN PLANTA TABLERO  
CORTES  
DETALLE DE ELEMENTOS  
CANTIDADES DE OBRA

MARZO / 2015

LAMINA: 2/2



# TABLERO DE LUZ 18 METROS



CORTE TRANSVERSAL A-A  
Detalle de la planta del Tablero  
Escala 1:50

VISTA EN PLANTA  
Detalle de la planta del Tablero  
Escala 1:75

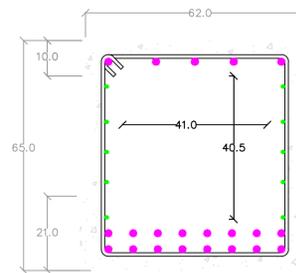
REFUERZO VC 65x65 cm

- 5 Ø 20 mm
- 16 Ø 20 mm
- 5 Ø 10mm

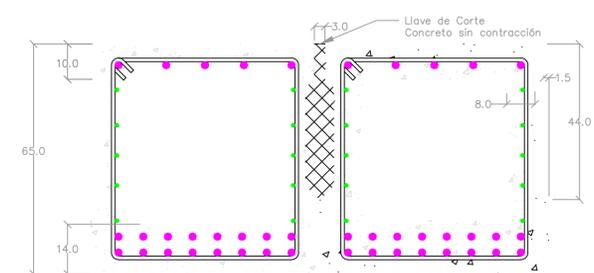
Estribos apoyos: 1 Ø 100mm  
Ø 100 mm

Estribos centro: 1 Ø 100mm  
Ø 100 mm

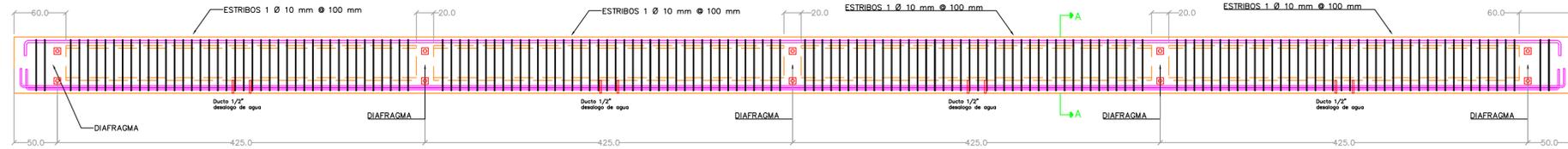
recubrimiento 4.0 cm



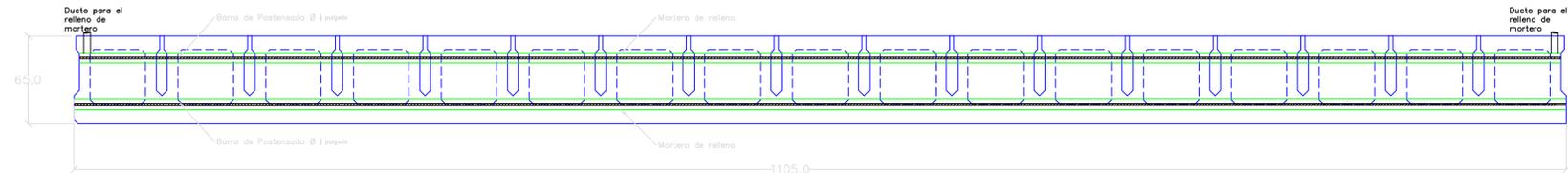
DETALLE SECCIÓN  
Escala 1:10



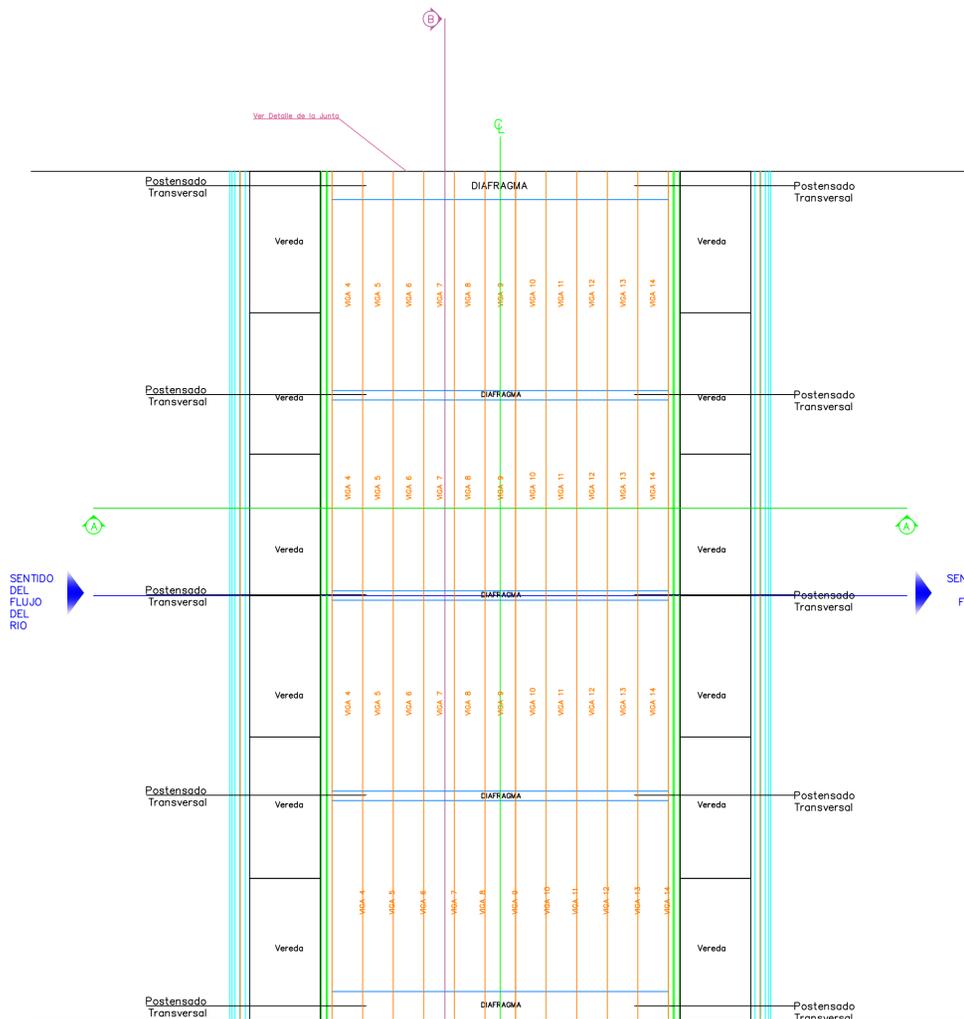
DETALLE LLAVE DE CORTE  
Escala 1:10



CORTE LONGITUDINAL B-B  
Detalle del Refuerzo Longitudinal  
Escala 1:35



CORTE LONGITUDINAL B-B  
Detalle del Postensado Transversal  
Escala 1:25

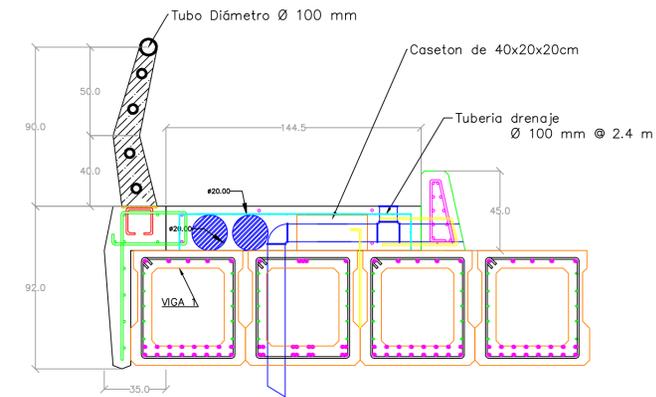


Ver Detalle de la Junta

Ver Detalle de la Junta

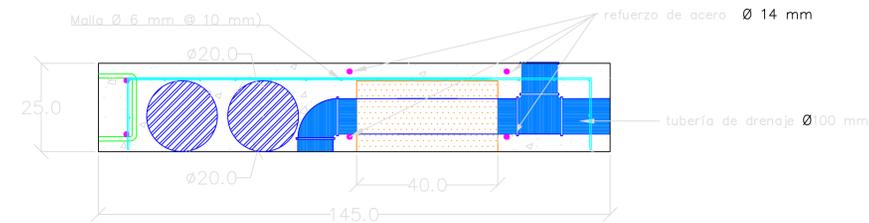
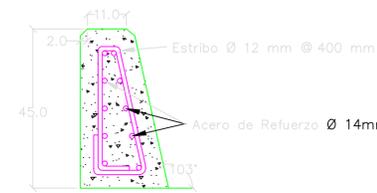
CANTIDAD DE OBRA  
Tablero Hormigón Armado - Luz 18 Metros

Marca	Elemento	Figura	Dimensiones cm		Longitud m	Cantidad	Area transversal m <sup>2</sup>	Hormigón m <sup>3</sup>	Peso total kg
			ancho	peralte					
VC-III	Viga-Cajón		65	65	18	17	0.23143	70.82	169962
D-III	Viga Diafragma		20	60	11.05	5	0.12	6.63	15912
B	Barrera		35	180	3	12	0.164	5.90	14170
V	Vereda		145	25	3	12	0.22	7.92	19008
Bo	Bordillo		25	45	1.2	30	0.09	3.24	7776



Detalle de la conexión entre (Vereda-Bordillo-Pasamana)  
Escala 1:20

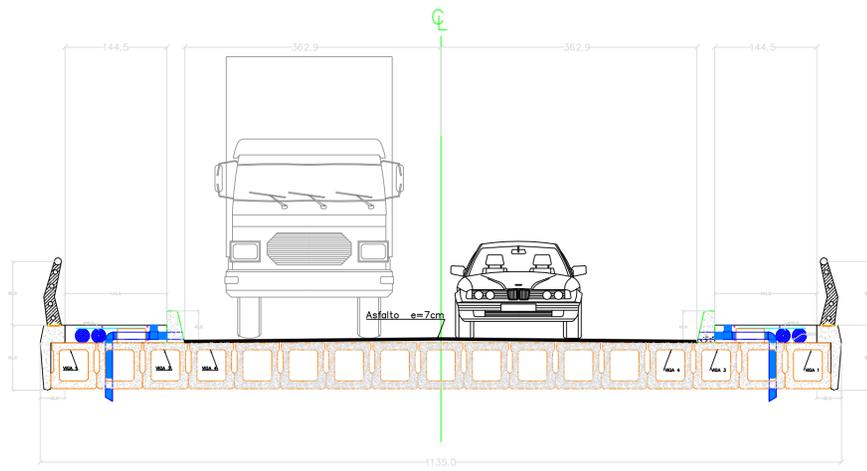
DETALLE BORDILLO  
Escala 1:10



DETALLE VEREDA  
Escala 1:10

ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DE VIGAS  
CAJÓN DE HORMIGÓN ARMADO, LUZ 18 m

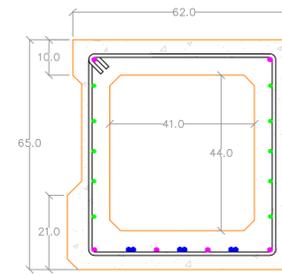
ESCALA:	INDICADAS	UNIDADES:	cm
DISEÑO:		Sr. Jonathan Fernando Jaramillo Soto	
DIBUJO:		Sr. Jonathan Fernando Jaramillo Soto	
REVISIÓN:		Ing. Civil PhD Fernando Zalamea León	
<b>Sr. Jonathan Jaramillo S.</b>			
CONTENIDO:	VISTA EN PLANTA TABLERO CORTES DETALLE DE ELEMENTOS CANTIDADES DE OBRA	MARZO / 2015	1 2
			LAMINA:



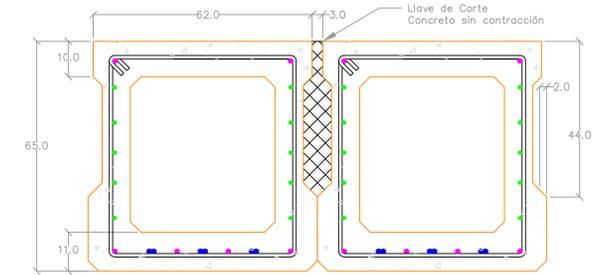
CORTE TRANSVERSAL A-A  
Detalle de la planta del Tablero  
Escala 1:50

VISTA EN PLANTA  
Detalle de la planta del Tablero  
Escala 1:75

REFUERZO VC 65x65 cm
2 Ø 12 mm
4 Ø 12 mm
6 Ø 12.7 mm Torsón
5 Ø 10mm
Estribos apoyes: 1 Ø 100mm Ø 200 mm
Estribos 1 Ø 100mm Ø 200mm
Estribos centro: 1 Ø 100mm Ø 200 mm
resubriente 4.0 cm



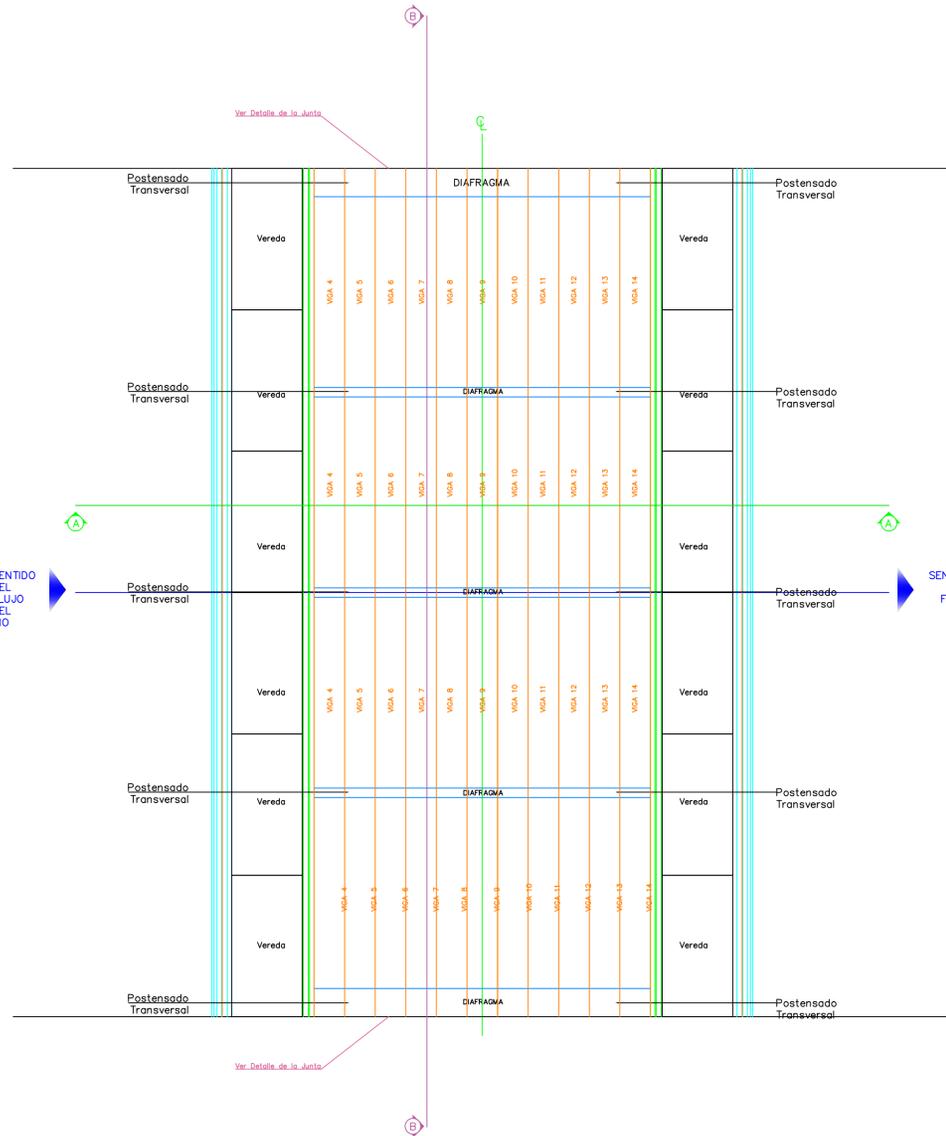
DETALLE SECCIÓN  
Escala 1:10



DETALLE LLAVE DE CORTE  
Escala 1:10

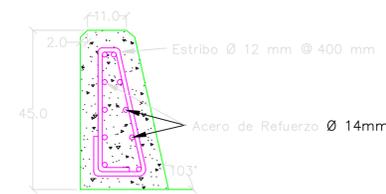


CORTE LONGITUDINAL B-B  
Detalle del Refuerzo Longitudonal  
Escala 1:35

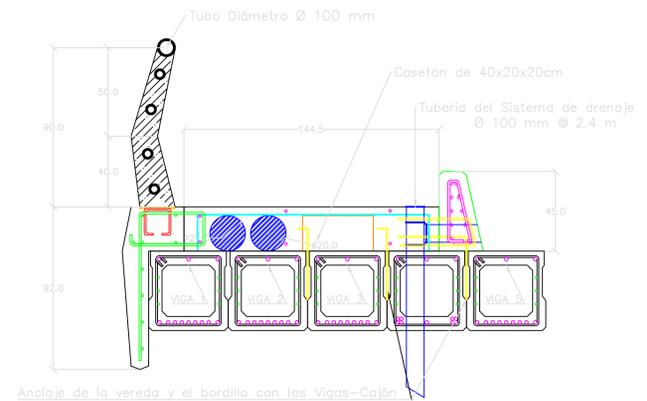


CANTIDAD DE OBRA									
Tablero Hormigón Pretensado - Luz 18 metros									
Marca	Elemento	Figura	Dimensiones cm		Longitud m	Cantidad	Area transversal m2	Hormigón m3	Peso total kg
			ancho	peralte					
VC-III	Viga-Cajón		65	65	18	17	0.23143	70.82	184126
D-III	Viga Diafragma		20	60	11.05	5	0.12	6.63	17238
B	Barrera		35	180	3	12	0.164	5.90	15350
V	Vereda		145	25	3	12	0.22	7.92	20592
Bo	Bordillo		25	45	1.2	30	0.09	3.24	8424

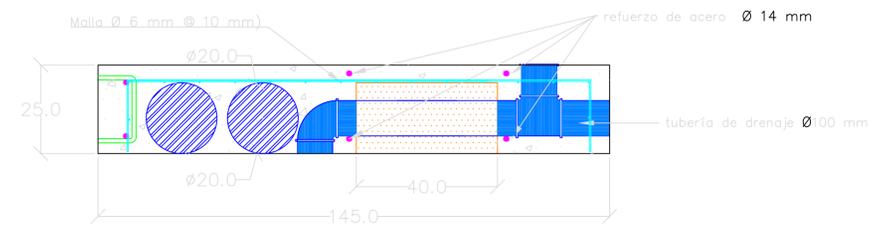
DETALLE DEL REFUERZO DEL ACERO (mm)			
Elemento	Ø Refuerzo Longitudinal	Ø Refuerzo Transversal-Estribo	Fy (kg/cm2)
Vereda	14	Malta 12-20AS	4200-5000
Parapeto	12	12	4200
Bordillo	14	12	4200



DETALLE BORDILLO  
Escala 1:10



Detalle de la conexión entre (Vereda-Bordillo-Pasamana)  
Escala 1:20



DETALLE VEREDA  
Escala 1:10

ESTUDIO ESTRUCTURAL DEL TABLERO DE VIGAS CAJÓN DE HORMIGÓN PRETENSADO, LUZ 18 m			
ESCALA:	INDICADAS	UNIDADES:	cm
DISEÑO:		Sr. Jonathan Fernando Jaramillo Soto	
DIBUJO:		Sr. Jonathan Fernando Jaramillo Soto	
REVISIÓN:		Ing. Civil PhD Fernando Zalamea León	
<b>Sr. Jonathan Jaramillo S.</b>			
CONTENIDO:	VISTA EN PLANTA TABLERO CORTES DETALLE DE ELEMENTOS CANTIDADES DE OBRA	MARZO / 2015	LAMINA: <b>2</b> / <b>2</b>