

CAPITULO I

1 ANTECEDENTES

1.1 El problema.

En estos últimos años Tarija tuvo un crecimiento acelerado de su población y de su mancha urbana dando lugar a nuevas urbanizaciones alcanzando superficies donde eran netamente de agricultura, por lo que no cuentan con varios servicios, como ser estructuras viales para transitar de manera continua.

Como consecuencia de esta carencia, se tiene una obstrucción del paso vehicular y peatonal al no contar con un acceso vial por donde puedan cruzar el desnivel topográfico en época donde se presentan grandes precipitaciones.

▪ Planteamiento.

En época de lluvias los habitantes de la comunidad de Turumayu enfrentan un gran problema ya que no pueden transportar sus productos agrícolas a la ciudad de Tarija, también se encuentran impedidos de realizar su labor cotidiana para su subsistencia, los estudiantes de la comunidad se encuentran con dificultades para asistir a clases.

Las principales causas que ocasionan la obstrucción en el normal tránsito vehicular y peatonal permanente son:

- Crecidas de la quebrada en época de lluvias.
- Carencia de una estructura para cruzar la depresión topográfica.
- Crecimiento del parque automotor.

De mantenerse esta situación actual, las familias de la comunidad quedaran impedidas de proveer hortalizas y verduras a los ciudadanos de la ciudad de Tarija, los habitantes de la comunidad también tendrán dificultades de proveerse de los productos de la ciudad y realizar sus labores cotidianas, por otra parte los estudiantes se verán impedidos de asistir a clases. Por estas razones, el flujo peatonal y vehicular serán escaso dando lugar a la migración de los comunarios a otras zonas donde se brinde las condiciones de servicios de flujo vehicular

sin dificultades: por lo que se hace necesario plantear como solución las siguientes alternativas posibles:

- Construir infraestructura para pasar el desnivel topográfico en la zona involucrada.
- Construcción de un puente vehicular.
- Construcción de una variante evitando pasar esa depresión topográfica.

▪ **Formulación.**

Con la construcción de un puente vehicular sobre la quebrada de la comunidad de Turumayu se garantizara el libre tránsito de movilidades y peatones durante todo el año en especial en época de lluvias; en consecuencia, los comunarios podrán realizar sus labores cotidianas con un libre tránsito entre la ciudad de Tarija, la comunidad de Turumayu y la comunidad de Tablada, los pobladores de la zona podrán aspirar a una solución efectiva con la construcción de este puente.

• **Sistematización.**

De la alternativa está definida como “construcción de un puente vehicular”; por lo tanto, es necesario analizar qué tipo de puente es apropiado y conveniente construir ya sea puente losa de hormigón armado, puente de viga de hormigón armado o el puente viga de hormigón pretensado, realizando previamente un análisis técnico y económico de la infraestructura adecuada a la zona.

Tomando en cuenta la recomendación de la norma para este tipo de obras, es la siguiente:

PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO:

Puente tipo losa: $6 \text{ m.} \leq \text{puente tipo losa} \leq 12 \text{ m.}$

Puente de vigas: $12 \text{ m.} \leq \text{vigas de Ho Ao} \leq 22 \text{ m.}$

PUENTES DE HORMIGÓN PRETENSADO:

Puente tipo viga $\geq 23 \text{ m.}$ vigas de Ho Po

En el análisis de alternativas se tomó la decisión de construir un puente de vigas de Ho Ao de un solo tramo estribado en los extremos, ya que se tiene una longitud de 20 m. de ancho de quebrada.

En consecuencia, el diseño del puente está constituido por:

Superestructura

Losa externa.- De hormigón armado.

Losa interna.- De hormigón armado.

Vigas.- De hormigón armado

Vereda.- De hormigón armado.

Barandas.- De hormigón armado.

Diafragmas.- De hormigón armado.

Infraestructura

Estribos.- De hormigón armado.

Aleros.- De hormigón armado.

Aparatos de apoyo.-

1.2 Objetivos.-

1.2.1 General.

Diseñar la estructura de un puente vehicular con vigas de Ho Ao sobre la quebrada de Turumayu para dar solución al problema planteado.

1.2.2 Específicos.

Entre los objetivos específicos tenemos los siguientes:

- Realizar el estudio topográfico, de suelos, hidrológico, hidráulico de la zona de emplazamiento del puente.

- Disminuir los costos de transporte.
- Tener un acceso fluido en la zona de influencia del proyecto para mejorar la integración entre la ciudad y las zonas aledañas.
- Realizar el diseño estructural de la superestructura y la infraestructura del puente.
- Realizar una evaluación técnica y económica de toda la estructura del puente.

1.3 Justificación.

Las razones por las cuales se realiza el informe de Proyecto de Ingeniería Civil son las siguientes:

- **Teórica (Académica).**

Se profundizarán conocimientos adquiridos en el diseño de estructuras de Hormigón Armado (barandas, veredas, losa, aparatos de apoyo y estribos).

Para el estudio de la ingeniería básica, se profundizan los conocimientos adquiridos en levantamientos topográficos, estudio hidrológico e hidráulico y el estudio de suelos y geotécnico.

- **Metodológica (Técnica).**

Lo que se pretende con el presente proyecto es aplicar los conocimientos referidos al diseño de estructuras de Hormigón Armado mediante la implementación de un componente que es la construcción de un puente vehicular en el tramo vehicular entre la comunidad Turumayu y la comunidad Tablada que beneficiará a todos los comunarios habitantes en esta zona.

- **Práctica (Social-Institucional).**

Se espera contribuir en la solución adecuada a la obstrucción del paso vehicular y peatonal. Mediante el diseño estructural para la construcción del “Puente Vehicular”, en el nudo conflictivo, los pobladores de toda esta zona tendrán una libre transitabilidad en vehículos y por ende podrán realizar todas sus actividades cotidianas entre la ciudad de Tarija y la comunidad de Turumayu y comunidades aledañas. Con esta la solución se podrá contribuir mejor calidad de vida.

1.4 Alcances del proyecto.

Con toda la Información primaria y secundaria obtenida se describirá hasta donde abarcará el informe del proyecto.

- Se estudiarán los antecedentes y la problemática que llevan a plantear el diseño estructural del puente vehicular , en función de los cuales se plantea el objetivo general del proyecto, los objetivos específicos y la ubicación.
- Se obtendrán básicamente los datos necesarios de la ingeniería básica para la realización de los estudios preliminares como, estudio de suelos, levantamiento topográfico, análisis hidrológico e hidráulico y un estudio geológico, los que darán las características principales de la estructura.
- A partir de estas características se planteará una estructura acorde a las características del sitio como de las solicitaciones presentes, para obtener una superestructura balanceada entre luces y peraltes, además que la cantidad de infraestructura se acople perfectamente a la superestructura.
- Se realizará un estudio de alternativas de tipo de estructura a nivel de prediseño, con la finalidad de encontrar la alternativa técnica y económicamente viable, en ese entendido se han formulado dos tipos de estructura de puente que son los más empleados para puentes vehiculares de similares características.
- Lograr que la infraestructura sea la más reducida posible y estructurar la misma a través de pórtico con columnas circulares para que el comportamiento hidrodinámico sea adecuado. En este acápite se debe considerar que a menor infraestructura, menor será la obstrucción al flujo y el comportamiento hidráulico de la sección será óptima.
- Las alternativas propuestas deben proponer metodologías de construcción que se ajusten a las condiciones del sitio, de manera que los costos de los métodos empleados no influyan de manera significativa en el costo total del proyecto.
- Se realizará el diseño o dimensionamiento de la estructura del puente que corresponden a la solución o alternativa elegida, tomando como herramientas de diseño las normas correspondientes y herramientas informáticas como paquetes estructurales que permita obtener las solicitaciones en la estructura.

- Se dimensionará de manera detallada cada uno de los elementos constituyentes de la estructura estudiada, de manera que queden plasmados en planos que contengan todos los detalles necesarios para su ejecución.
- Se formulará las conclusiones a las cuales se llega con la realización del diseño de la estructura del puente vehicular. Se plantean además una serie de recomendaciones para la operación y mantenimiento del puente vehicular.

El proyecto debe contar con especificaciones técnicas de cada uno de los ítems constituyentes del mismo, el cronograma de actividades para su ejecución y los estudios, consideraciones y documentos ambientales necesarios.

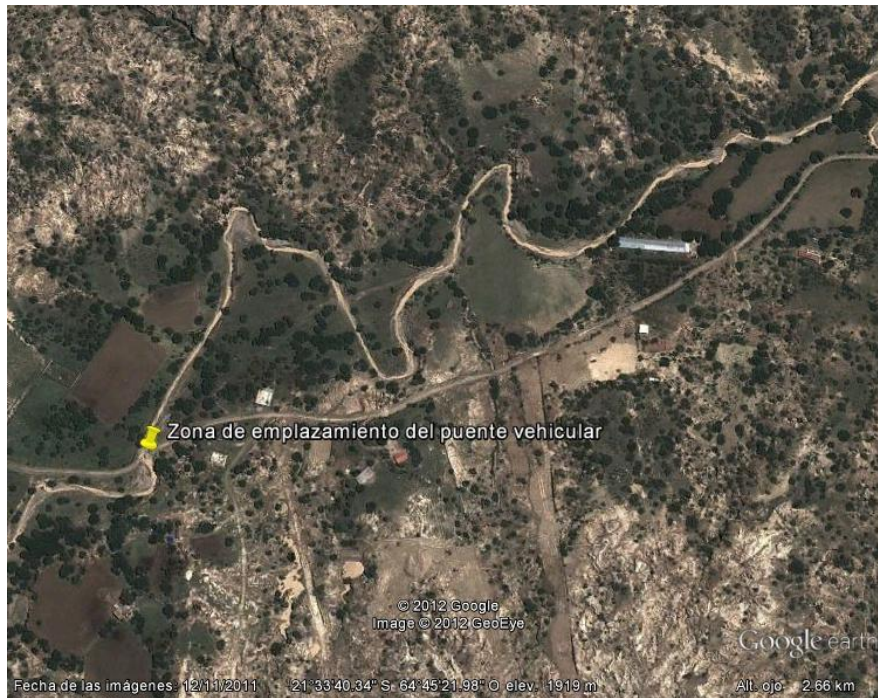
1.5 Localización.

El área de influencia del proyecto se encuentra en el departamento de Tarija, el cual está ubicado al sur de Bolivia que limita al norte con el departamento de Chuquisaca, al oeste con el departamento de Potosí y Chuquisaca, al este con la república del Paraguay y al sur con la república de Argentina.

El proyecto será emplazado en la quebrada de Turumayu en el municipio de Cercado, comunidad de Turumayu que se encuentra a 5 km. al sur de la ciudad de Tarija, geográficamente se encuentra entre las coordenadas 21° 33' 43,56", Latitud Sur 64° 45' 32,07" Longitud Oeste y una elevación de 1950 m.s.n.m.

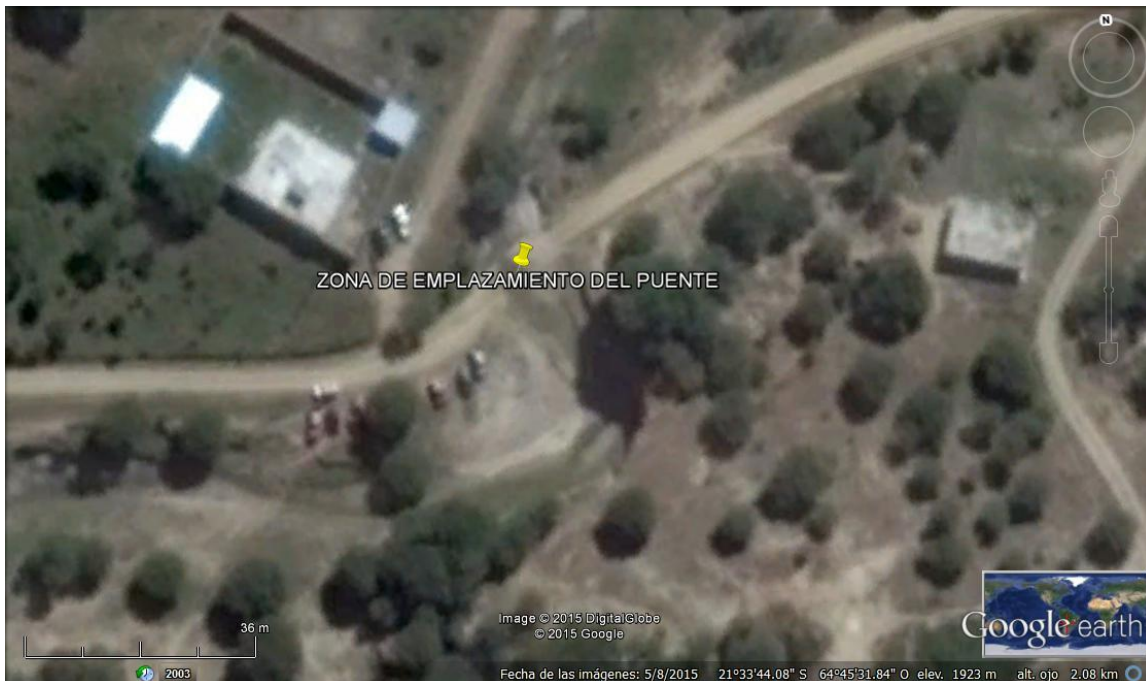
La ejecución del proyecto de referencia beneficiará a las comunidades de Tablada Grande y Turumayu, en forma directa e indirectamente a las comunidades más alejadas que utilizan el camino vecinal sobre el cual se implementará el puente vehicular objeto del presente estudio.

FOTO No 1: Vista satelital de la zona en conflicto.



Fuente: internet -Google Heart

FOTO No 2: Vista satelital de la zona en conflicto.



Fuente: internet -Google Heart

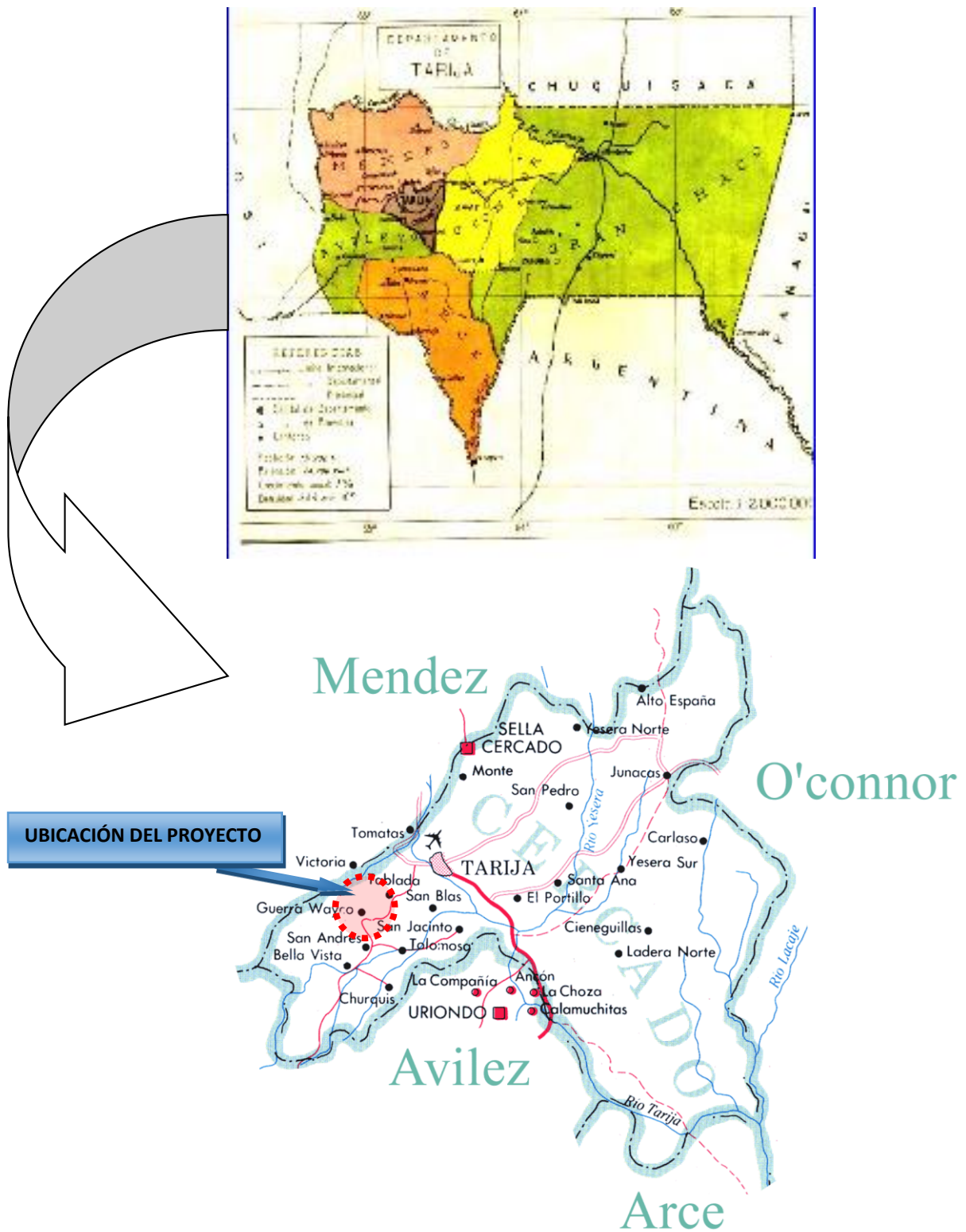
En las siguientes páginas se presentan gráficos de ubicación cartográfica del proyecto como así también de la ubicación dentro del contexto provincial, departamental y nacional.

Grafico 1.1: Ubicación del proyecto dentro del contexto nacional.

UBICACIÓN DEL PROYECTO EN EL CONTINENTE Y EL PAÍS



Gráfico 1: Ubicación del proyecto dentro del contexto regional



1.5.1. Información demográfica y socioeconómica respecto al proyecto

La ejecución del proyecto de Turumayu y Tablada, beneficia en forma directa e indirectamente a las comunidades más alejadas que utilizan el camino vecinal sobre el cual se implementará el puente vehicular objeto del presente estudio.

Por otra parte, la ejecución del proyecto de referencia vinculará una zona de gran extensión, caracterizada por su producción agrícola y ganadera, además que brindará estabilidad al camino que en la actualidad tiene carácter vecinal.

Uno de las prioridades de las instituciones del departamento de Tarija es la de vincular las comunidades aledañas con el resto de la población.

1.5.2. Servicios básicos existentes.

- **Servicios de agua potable y saneamiento básico**

En la comunidad de Turumayu cuentan con el servicio de agua potable, al margen de existir la disponibilidad de este servicio, se pretende la ampliación de este servicio en las comunidades existentes y la construcción de nuevos sistemas en zonas que no cuentan con este servicio.

En el área del proyecto también se cuenta con sistema de micro riego compuesto por varios canales de riego que tienen su toma en diferentes partes.

En lo que se refiere a servicios de saneamiento básico, en la región se cuenta con la instalación de alcantarillado hacia pozos ciegos en algunas de las viviendas cercanas a la comunidad, el resto de las viviendas más alejadas no cuentan con este servicio.

- **Electricidad**

La comunidad beneficiada sí cuenta con el servicio de energía eléctrica domiciliaria, el pago por el consumo por parte de los usuarios lo realiza en la ciudad de Tarija, en la agencia de SETAR.

- **Educación**

El sistema educativo en el área rural, está organizado bajo el sistema de Núcleos Escolares o Escuelas Centrales, los cuales están ubicadas en zonas rurales densamente pobladas.

En la comunidad de Turumayu se tiene un Núcleo Escolar, que cuenta con los niveles de Pre básico, Primario y Secundario.

Por otra parte, el analfabetismo se presenta especialmente en la población adulta, en las comunidades beneficiadas, a esta situación se suma el ausentismo y deserción escolar, esto por la ocupación de los niños en las labores agrícolas, finalmente la falta de una vía y accesibilidad a estos centros educacionales especialmente en época de lluvias.

- **Salud**

La falta del servicio de salud para los pobladores ha sido identificada como uno de los principales problemas que afectan el desarrollo de las mismas. Este hecho se traduce en una elevada tasa de mortalidad infantil y una alta incidencia de enfermedades, las que reflejan en aspectos de producción y economía.

En la comunidad de Turumayu existe una posta sanitaria compuesta por una enfermera o auxiliar equipada para atender emergencias y problemas de bajo riesgo, mientras los problemas de mayor gravedad se deben atender en el hospital de la ciudad de Tarija.

- **Servicios de comunicación**

La población en estudio cuenta con señal de televisión, otro medio de comunicación es la sintonía de varias radios. En la comunidad de Turumayu se cuenta con sistema de radio de comunicación y con un sistema de telefonía rural.

La red vial de la zona en estudio, pertenece a caminos rurales de la región, existiendo la vía del camino con un ancho de 4 metros con servicio de transporte de minibuses entre la comunidad y la ciudad de Tarija.

Las poblaciones del área del proyecto se encuentran a una distancia promedio de 10 Km. de la ciudad de Tarija, son caminos vecinales con rodadura de tierra.

Ante este panorama es necesario contar con una buena vía de acceso rápido a los mercados de consumo se hace urgente la necesidad de acceder a la construcción del puente vehicular sobre el quebrada de Turumayu para asegurar la comercialización de la producción de la zona.

- **Vivienda**

Las características de la vivienda en toda la zona del proyecto, se encuentran dispersas pero la zona está en rápido crecimiento de su población por lo cual se debería construir todas las obras de arte necesarias para transitar de manera permanente.

CAPITULO II

2 MARCO TEORICO

2.1 Estudio Topográfico.

Se debe establecer la topografía actual del sitio de emplazamiento del puente mediante mapas de curvas de nivel y fotografías. Estos estudios deben incluir los antecedentes del predio en términos de los movimientos de masas de suelo, erosión de suelos y rocas y serpenteo de los cursos de agua.

El estudio topográfico comprende la obtención de información topográfica realizada con el respectivo equipo de apoyo para lo cual se debe asistir al sitio de emplazamiento del proyecto. Toda esa información debe ser procesar mediante programa informático especializado para la obtención de las características geométricas y de relieve del terreno.

El levantamiento topográfico debe constar de lo siguiente:

- Levantamiento topográfico planimétrico y altimétrico general de la zona de emplazamiento del puente, toda la información procesada debe estar documentada en planos a escala 1:500 con toda la información requerida tanto de la planimetría y la altimetría.
- La topografía de los accesos del puente, con planos a escala 1:500 considerando las curvas de nivel a intervalos no mayor a 1 m.
- El plano de planta y perfiles longitudinales y transversales detallados, a la misma escala y en su proyección (1:500 a 1:100) abarcando una zona que permita cubrir la información completa.

2.2 Estudio de Suelos.

El estudio de suelos proporcionará la información técnica necesaria que permita conocer las características físicas y mecánicas del terreno donde se emplazará la estructura; se realizará de la siguiente manera:

- **Estudio geotécnico.** Se realiza una exploración del sitio para obtener una información exacta de las condiciones del suelo en el lugar que se realiza el análisis.

La profundidad, espesor, resistencia y composición de cada uno de los estratos, son los principales objetivos de la exploración.

- I. Los estudios deben comprender ensayos de campo, determinación del tipo de suelo, ensayo de S.P.T. para determinar la capacidad portante del suelo a nivel de fundación.
- II. Las muestras obtenidas se trasladan al laboratorio para efectuar la clasificación de suelos por el método SUCS y AASHTO para propósitos de ingeniería.
 - ✓ Determinación de los Límites de Atterberg.
 - ✓ Determinar el contenido de humedad natural.
 - ✓ Análisis granulométrico de los suelos.
 - ✓ Determinación de la resistencia del suelo de fundación.

2.3 Estudio Hidrológico e Hidráulico.

El estudio hidrológico e hidráulico debe incluir altura de lluvias máximas, crecidas máximas, nivel de aguas máximas extraordinarias y las velocidades del cauce en una crecida y su material de arrastre.

Se debe realizar una inspección visual de las marcas de agua de las crecidas anteriores, que servirán como parámetro para la longitud que tendrá el puente.

También se puede estudiar los factores hidráulicos tales como la socavación general y local que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río que permite definir los requisitos mínimos del puente y su función óptima.

Estos estudios deben permitir establecer:

- Ubicación del cruce.
- Área de flujo a ser confinado por el puente.
- Nivel mínimo recomendable para el tablero del puente.
- Profundidad mínima para la ubicación de la cimentación.

2.4 Idealización de las Estructuras.

La estructura se idealizará de la siguiente manera:

2.4.1 Superestructura

La superestructura está compuesta de un tablero y sus elementos que soportan directamente las cargas.

Toda esta estructura está compuesta por los siguientes elementos:

- **Barandado.-** El barandado está constituido por los pasamanos y postes; los pasamanos transmitirán su carga de peso propio y sobrecarga de uso a los postes, los postes transmitirán las cargas a los pasamanos y la suya a la vereda.
- **Vereda.-** La vereda transmite su carga de peso propio, cargas provenientes del barandado y cargas vivas mayores de hipótesis analizadas al bordillo.
- **Bordillo.-** Se encarga de transmitir las cargas provenientes de la vereda, su peso propio y las cargas vivas mayores analizadas de sus hipótesis a la losa.
- **Losa.-** La losa transmite las cargas provenientes de la vereda y el bordillo, su carga de peso propio y cargas vivas mayores resultantes de los análisis de la hipótesis, para ser transmitidos a la infraestructura.

2.4.2 Infraestructura

La infraestructura está conformada por todas estructuras que sirven de soporte o apoyo de la superestructura, para transmitir las al suelo de fundación. Dentro de la infraestructura consideramos incluidas a las fundaciones de los extremos que se denominan “estribos”.

- **Aparatos de apoyo.-** Los aparatos de apoyo transmiten las cargas provenientes de la superestructura a los estribos.
- **Estribos.-** Los estribos transmiten las cargas provenientes de los aparatos de apoyo, el empuje del suelo, la supresión, y estos serán transmitidas a sus fundaciones y finalmente al suelo de fundación.

2.4.3 Obras de protección

Para el sitio inestable, se implementó la alternativa de construir un muro longitudinal de gavión para la protección de la estructura. Esta obra de protección consta de los siguientes elementos:

- Un colchón Reno, que sirve como base de los cuerpos del muro de gavión. Aquellas obras de gaviones que están expuestas a la socavación por acción del agua deben llevar una base antisocavante para asegurar su estabilidad.

Una base antisocavante flexible de gaviones, estará diseñada para asentarse sin fracturarse y adherirse al suelo cuando se produzca la erosión.

- Cuerpo de la estructura, que consiste en un muro de gavión de tres niveles de forma escalonada con bloques en forma de cubos aislados.

Si consideramos que cada bloque actúa como un elemento aislado, la deformabilidad queda garantizada en el gavión de acuerdo a datos experimentales, para soportar hasta 5 ton/m³.

2.5 Diseño Estructural.

2.5.1 Norma para diseño de puentes.

2.5.1.1 Superestructura e Infraestructura.

Como nuestro país no cuenta con una Norma para el diseño de puentes se nos permite hacer uso de las recomendaciones de la norma AASTHO LRFD (2004).

Los requisitos de diseño de estas especificaciones emplean la metodología del Diseño por factores de Carga y Resistencia (LRFD).

2.5.1.2 Norma para Diseño de elementos de Hormigón Armado.

Es recomendable diseñar piezas de Hormigón Armado con una norma Americana ya que la norma para puentes de esa manera lo es, de esa manera conseguimos una mayor compatibilidad entre normas. Es por esto que las piezas de Hormigón Armado se diseñan con la norma ACI-318 (2005) en combinación de las norma AASHTO LRFD.

2.5.2 Cargas Actuantes sobre el Puente.

2.5.2.1 Cargas Permanentes.

La carga permanente deberá incluir el peso propio de todos los componentes de la estructura, accesorios e instalaciones de servicio unidas a la misma, superficie de rodamiento, futuras sobre capas y ensanchamientos previstos.

2.5.2.1.1 Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales.

Consiste en el peso de la estructura (DC) en donde la norma nos recomienda un peso del Hormigón Armado de 2392 kg/m³, sin embargo para el proyecto se tomará un peso igual 2400 kg/m³.

2.5.2.1.2 Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios.

El peso de la superficie de rodamiento (DW) varía según el material que lo compone, en nuestro caso se diseña con una capa de pavimento flexible (capa de rodadura).

2.5.2.1.3 Empuje del suelo.

Para determinación de empuje del suelo (EH), se considera en función de los siguientes factores:

- Tipo y densidad del suelo.
- Contenido de agua.
- Grado de compactación.
- Ubicación del nivel freático.
- Interacción suelo estructura.
- Relleno adicional.
- Inclclinación del muro.

El empuje del suelo está dado por la siguiente expresión:

$$EH = \frac{1}{2} \gamma_{suelo} * Ka * H * (H + 2 * h')$$

Donde:

γ_{suelo} = Peso específico del suelo.

Ka = coeficiente de presión activa.

H = Altura del alzado.

h' = Relleno adicional.

2.5.2.1.4 Relleno adicional.

El valor del relleno adicional (h') que se recomienda es de 0,6 m.

2.5.2.2 Cargas Transitorias.

Las cargas transitorias son las correspondientes a las cargas de servicio. Corresponde entonces a la carga móvil, peatones, cargas hidráulicas, de viento, etc.

2.5.2.2.1 Cargas peatonales.

Se debe aplicar una carga peatonal de $3,6 \times 10^{-3}$ MPa. En todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se debe considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

2.5.2.2.2 Fuerza de frenado en los vehículos.

La fuerza de frenado (BR) se debe tomar como el mayor de los siguientes valores:

- 25 % de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
- 5 % del camión de diseño o 5 % del tándem de diseño.

En nuestro medio es recomendable tomar un valor del 5 % del peso total del camión de diseño, se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1200 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar sollicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deben estar cargados simultáneamente si se prevee que en el futuro el puente puede tener un tráfico exclusivamente en una dirección.

2.5.2.2.3 Fuerza de colisión de un vehículo.

Las fuerzas de colisión de un vehículo, (CT) según la norma LRFD para vehículos livianos, se consideran una fuerza de colisión lateral en el bordillo de 7,5 KN/m aplicada a una altura de 0,25 m desde la calzada. (Ver tabla A 13.2-1 de la norma AASHTO LRFD y la página 69 del libro de Puentes de Hugo E. Belmonte Gonzales).

2.5.2.2.4 Incremento por carga vehicular.

La circulación de las cargas móviles a velocidad sobre la estructura de un puente da origen a esfuerzos instantáneos y de vibración, los que hacen que el material se fatigue y pueda entrar en resonancia, debido a la oscilación. Estos efectos se combinan con una carga de impacto que se produce cuando el vehículo penetra a una estructura menos rígida.

Para tomar en cuenta los efectos mencionados se deberá aplicar un factor de mayoración aplicando los porcentajes indicados en la TABLA 2.1, incremento por carga dinámica, (IM).

TABLA 2.1
INCREMENTO POR CARGA DINAMICÁ

COMPONENTE	IM
Juntas de tablero – Todos los Estados Límites	75 %
Todos los demás componentes <ul style="list-style-type: none"> • Estado Límite de fatiga y fractura • Todos los demás Estados Límites 	15 % 33 %

Fuente: NORMA AASHTO LRFD 2004

2.5.2.2.5 Factores de presencia múltiple.

Se refiere a la probabilidad de ocurrencia de tener carril de diseño simultáneamente cargado

TABLA 2.2

Número de Carriles Cargados	Factor “m” de Múltiple Presencia
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: NORMA AASHTO LRFD 2004

2.5.2.2.6 Sobrecarga viva

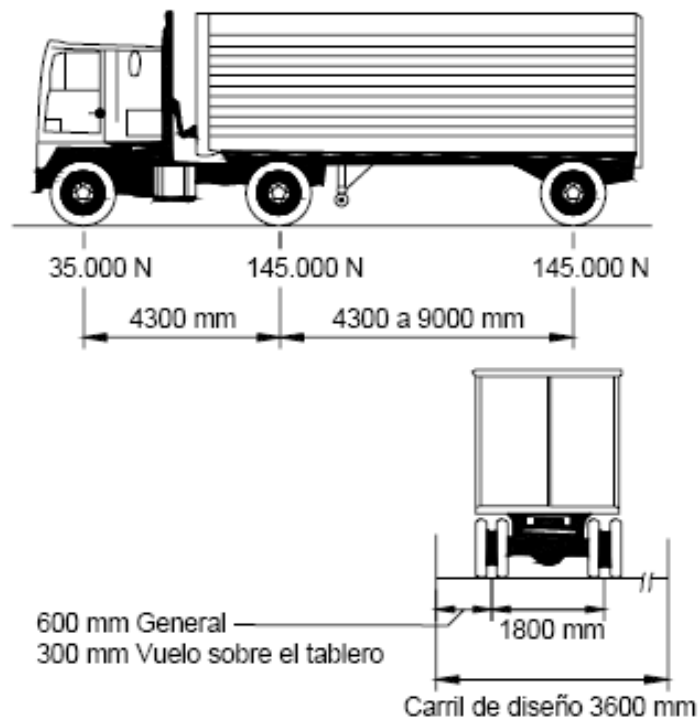
Las fuerzas de colisión de un vehículo, (CT) según la norma LRFD para vehículos livianos, se considera una fuerza de colisión lateral en el bordillo de 7,5 KN/m aplicada a una altura

de 0,25 m. desde la calzada (Ver tabla A 13.2-1 de la norma AASHTO LRFD y la página 69 del libro de Puentes de Hugo E. Belmonte Gonzales).

Deberá aplicarse la sobrecarga vehicular llamada HL-93 que consiste en una combinación de:

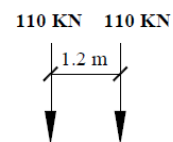
- Camión de diseño o tándem de diseño, y
- Carga de carril de diseño.

a) Camión de diseño



La separación entre los dos ejes de 145.000 N se debe variar entre 4300 y 9000 mm para producir las solicitaciones extremas. Se debe considerar un incremento por carga dinámica (Ver TABLA 2.1).

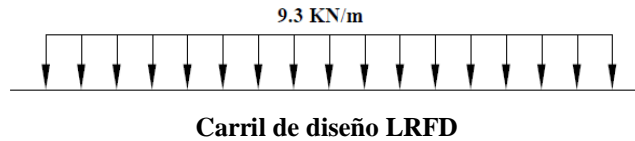
b) Tándem de diseño.



Tren de carga, tandem de diseño

El tándem de diseño consiste en un par de ejes de 110.000 N con una separación de 1200 mm. La separación transversal de las ruedas se debe tomar como 1800 mm. Se debe considerar un incremento por carga dinámica.

c) Carga de carril de diseño.



La carga de carril de diseño consiste en una carga de 9,3 N/mm uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Transversalmente la carga del carril de diseño se supone uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga de carril de diseño no están sujetas a un incremento por carga dinámica.

Si se anticipa que la calzada soporta porcentajes de tráfico de camiones inusualmente elevados, para cada sitio específico es posible pensar en modificar el camión de diseño, el tándem de diseño y/o la carga del carril de diseño.

2.5.2.2.6 Sobrecarga peatonal.

Se debe aplicar una carga peatonal (PL) de $3,6 * 10^{-3}$ MPa. En todas las aceras de más de 600 mm de ancho, y esta carga se debe considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

Los puentes exclusivamente para tráfico peatonal y/o ciclista se deben diseñar para una sobrecarga de $4,1 * 10^{-3}$ MPa.

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se debe tomar como $w=0,73$ N/mm tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además cada elemento longitudinal debe estar diseñado para una carga concentrada de 890 N.

Los postes deben estar diseñados para una carga concentrada de $P_{LL} = 890 + 0.73 * L$, dada en Newton en donde L es la separación entre postes en mm aplicada en el centro del pasamanos superior.

2.5.3 Factores de carga y combinaciones de carga.

Los puentes se deben diseñar considerando los estados límites especificados a fin de lograr los objetivos de construibilidad, serviciabilidad y seguridad, considerando debidamente los aspectos relacionados con la inspeccionabilidad, economía y estética.

Cada uno de los elementos y conexiones debe satisfacer la siguiente ecuación para cada uno de los límites.

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Donde:

η_i = Factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa. Adoptar un valor de 1.

ϕ = Factor de resistencia: multiplicador de base estadística que se aplica a la resistencia nominal, 0,9 para flexión y 0,85 para corte

γ_i = Factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las solicitaciones mostradas más adelante en la TABLA 2.3

Q_i = Solicitación.

R_n = Resistencia nominal.

R_r = Resistencia reducida: ϕR_n

Para el diseño de puentes se tiene varios estados límites los cuales son:

➤ **Estados límites de servicios.**

Los estados límites de servicio se deben considerar como restricciones impuestas a las tensiones, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio regular, para ello se tiene los siguientes estados:

SERVICIO I.- Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 Km/h tomando todas las cargas a sus valores nominales. También se

relaciona con el control de las deflexiones y con el control del ancho de fisuras de las estructuras de hormigón armado. Esta combinación de cargas también se debería utilizar para investigar la estabilidad de taludes.

SERVICIO II.- Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico.

SERVICIO III.- Combinación de cargas relacionadas exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

SERVICIO IV.- Combinación de cargas relacionadas exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado cuyo objetivo es controlar la fisuración.

➤ **Estado límite de fatiga y fractura.**

La intención del estado límite de fatiga es limitar el crecimiento de las fisuras bajo cargas repetitivas, a fin de impedir la fractura durante el periodo de diseño del puente se tiene el siguiente estado:

FATIGA: Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular repetitiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes especificada.

➤ **Estado límite de resistencia.**

Bajo el estado límite de resistencia se puede producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga. Este estado garantiza que se provee de resistencia y estabilidad.

RESISTENCIA I.- Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

RESISTENCIA II.- Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.

RESISTENCIA III.- Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 Km/h.

RESISTENCIA IV.- Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.

RESISTENCIA V.- Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 Km/h.

➤ **Estados límites correspondientes a eventos extremos.**

Se debe considerar el estado límite correspondiente a eventos extremos para garantizar la supervivencia de la estructura de un puente durante una inundación o sismo significativo, o cuando es embestido por un vehículo:

- ✓ **EVENTO EXTREMO I** – Combinación de cargas que incluye sismos.
- ✓ **EVENTO EXTREMO II** – Combinación de cargas que incluye colisión de vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.

Un criterio de diseño para el estado límite de resistencia I, puede ser expresado como:

$$\eta_i(\gamma_p M_{DC} + \gamma_p M_{DW} + \gamma_i M_{LL+IM}) \leq \phi M_u$$

$$\eta_i(1,25M_{DC} + 1,50M_{DW} + 1,75M_{LL+IM}) \leq \phi M_u$$

Donde:

M_{DC} = Momento debido a componentes estructurales

M_{DW} = Momento debido a superficie de rodamiento

M_{LL+IM} = Momento debido a carga viva + incremento dinámico

M_u = Momento de resistencia

ϕ = Factor de reducción de resistencia

	Factor de resistencia
Para Momento Ho Ao	0,85
Para Corte Ho Ao	0,90

Fuente: NORMA AASHTO LRFD 2004.

η_i = Modificador de carga

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I; \eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95$$

para cargas para las cuales un valor maximo de γ_i es apropiado

$$\eta_i = 1/(\eta_D \eta_R \eta_I) \leq 1,00$$

para cargas para las cuales un valor minimo de γ_i es apropiado

Ductilidad η_D	No Dúctiles 1.05	Convencionales 1.00	Excepcional 0.95
Redundancia η_R	No Dúctiles 1.05	Convencionales 1.00	Excepcional 0.95
Importancia Operativa η_I	Importante 1.05	Normal 1.00	Menos Importante 0.95

Fuente: NORMA AASHTO LRFD 2004.

γ_p = Factor de carga para carga permanente

	Factor de carga
Para carga muerta de los componentes en construcción	1,25
Para superficie de rodamiento	1,5
Para carga viva e incremento dinámico	1,75

Fuente: NORMA AASHTO LRFD 2004.

γ_i = Factor de carga para carga viva e incremento dinámico

TABLA 2.3 Combinaciones de cargas y factores de cargas

Combinación de carga Estado límite	DC	LL
	DW	IM
Resistencia I	γ_p	1.75
Resistencia II	γ_p	1.35
Resistencia III	γ_p	-
Resistencia IV EH, EV, ES, DW, DC solo	γ_p 1.5	-
Resistencia V	γ_p	1.35
Evento extremo I	γ_p	γ_{EQ}
Evento extremo II	γ_p	0.50
Servicio I	1.00	1.00
Servicio II	1.00	1.30
Servicio III	1.00	0.80
Fatiga LL, IM	-	0.75

Fuente: NORMA AASHTO LRFD 2004.

TABLA 2.4 Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Elemento y accesorios	1,25	0,90
<i>DD</i> : Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
<i>DW</i> : Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
<i>EH</i> : Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
<i>EL</i> : Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
<i>EV</i> : 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
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: NORMA AASHTO LRFD 2004.

2.5.4 Análisis y Diseño del Hormigón Armado.

2.5.4.1 Análisis y diseño por flexión

Para el diseño por flexión debemos saber que el tipo de falla deseable es la falla dúctil con la cual la sección ha desarrollado grandes deformaciones.

El código ACI nos da los siguientes límites de cuantía para el diseño:

Cuantías máximas:

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f'c}{fy} * \left(\frac{6000}{6000 + fy} \right) \qquad \rho_{max} = 0,75 * \rho_b$$

Donde:

ρ_b = Cuantía balanceada

β_1 = 0.85 si la resistencia del hormigón es menor que 280 kg/cm

fy = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

fc = Resistencia de compresión del hormigón a los 28 días.

Cuantías mínimas:

Se toma el valor mayor de las siguientes expresiones:

$$\rho_{min} = \frac{14}{fy} \qquad \rho_{min} = 0,8 * \frac{f'c}{fy}$$

Diseño por flexión.

Se deberá hacer cumplir la siguiente condición:

$$Mu \leq \phi * Mn$$

Donde:

Mu = momentos solicitados mayoradas.

Mn = momento nominal que resiste el hormigón.

ϕ = factor de reducción de capacidad con un valor de 0,9 para flexión.

El cálculo de armadura se lo calcula con las siguientes expresiones que resulta del análisis de equilibrio de un par de fuerzas internas, con una distribución de compresiones en el hormigón de forma rectangular. (Método simplificado).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2614 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right)$$

$$As = \frac{0,85 * f'c * a * b}{fy}$$

Donde:

d = Es el canto útil en cm.

Mu = Es el momento último máximo mayorado en Kg.cm

b = Base del elemento a diseñar en cm.

a = Profundidad del bloque de compresiones en cm.

As = Cantidad de acero necesario en cm²

Los demás términos ya fueron ya fueron definidos anteriormente.

2.5.4.2 Diseño por fuerza cortante

La fuerza cortante que resiste una viga es la que proporciona el hormigón y el acero transversal, es decir:

$$Vn = Vc + Vs$$

Con el mismo criterio anterior para flexión:

$$Vu \leq \phi * Vn$$

Donde:

Vu = Es la fuerza cortante última mayorado ubicada en una sección crítica.

V_n = Resistencia del acero y el hormigón a la fuerza de corte.

ϕ = factor de reducción de capacidad, con un valor de 0,85 para corte.

Fuerza cortante que resiste el concreto. (V_c)

El código ACI sugiere la siguiente expresión simplificada:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c * b * d}$$

V_c = Resistencia del hormigón al corte.

b, d, f_c = ya fueron definidos anteriormente.

Fuerza cortante que resiste el acero. (V_s)

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

Donde:

A_v = Área de acero equivalente a dos barras de acero.

S = Espaciamiento de los estribos verticales.

V_s = Resistencia al corte correspondiente al acero.

- ✓ Si $V_u \leq \phi \frac{V_c}{2}$, no necesita ningún refuerzo transversal.
- ✓ Si $\phi \frac{V_c}{2} \leq V_u \leq \phi * V_c$, necesita un refuerzo mínimo, exceptuando losas, vigas con una altura menor a 20 cm. y viguetas.

$$A_{v_{min}} = 3,5 * b * \frac{s}{f_y} \qquad s = \frac{d}{2} \qquad s \leq 60 \text{ cm.}$$

- ✓ Si $V_u \geq \phi * V_c$ se tiene:
- ✓ Si $V_s = 1,06 * \sqrt{f'c * b * d}$ entonces $s \leq \frac{d}{2}$ ^ $s \leq 60 \text{ cm.}$
- ✓ Si $V_s > 1,06 * \sqrt{f'c * b * d}$ ^ $V_s \leq 2,12 * \sqrt{f'c * b * d}$ entonces $s \leq \frac{d}{4}$ $s \leq 30 \text{ cm.}$

✓ $V_s > 2,12 * \sqrt{f'c * b * d}$ entonces

Cambiar la sección.

Mejorar la calidad del concreto.

2.5.4.3 Armadura de distribución.

En la parte inferior de las losas se debe disponer armadura en la dirección secundaria; esta armadura se debe calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

➤ **Si la armadura principal es paralela al tráfico**

$$\frac{1750}{\sqrt{s}} \leq 50 \text{ por ciento}$$

➤ **Si la armadura principal es perpendicular al tráfico**

$$\frac{3840}{\sqrt{s}} \leq 67 \text{ por ciento}$$

Donde:

S = longitud del tramo efectiva (mm) considerada igual a la longitud efectiva especificada en el artículo 9.7.2.3 (AASTHO 2004 LRFD).

2.5.5 Obras de protección

Todo el diseño de la obra, estará basado necesariamente en el estudio hidráulico realizado, especialmente en la determinación del caudal, tirante y la socavación.

Los gaviones son estructuras flexibles, permeables y de alta resistencia, que no precisan de mano de obra especializada ni de medios mecánicos. La utilización de los canastones de gaviones presenta la ventaja de que debido a su flexibilidad que permite a la estructura absorber asentamientos diferenciales, estos pueden seguir trabajando estando deformados.

Con ventajas técnicas y económicas los gaviones son soluciones constantemente utilizadas en la sistematización de ríos y derivaciones hidráulicas, para control de erosión tanto en obras marginales o en obras transversales como ser los espigones.

Es importante tomar en cuenta todas las condiciones locales de cada obra para poder realizar el dimensionamiento de los gaviones marginales y de los espigones.

Los gaviones marginales, evitan por completo los corrimientos laterales de las márgenes, tanto en tramos rectos como en las curvas más forzadas, o fijan completamente las márgenes, este tipo de obra es más costoso y requiere más cuidado en su proyecto y construcción, además que cuando falla una parte de un recubrimiento marginal puede extenderse esa falla y destruirse toda la obra, sobre todo si la avenida tiene varios días de duración.

Calculo estructural

El cálculo estructural de gaviones constituye el análisis de cada fuerza que actúa sobre el muro y sirve para determinar la estabilidad de la obra.

En los procedimientos de cálculo utilizados en la construcción de este tipo de obras, se analiza directamente la resistencia del muro de gaviones a soportar los efectos por deslizamiento y volcamiento causados por el empuje hidrostático del agua y los sedimentos.

Métodos de los esfuerzos admisibles

Seguridad al volcamiento

$$FS_v = \frac{M_e}{M_v} \geq 1,5$$

Seguridad al deslizamiento

$$FS_d = \frac{F_r}{E_h} \geq 1,5$$

Me = Momento estabilizante

Mv = Momento de volteo

Fr = Fuerzas Estabilizadoras

Eh = Empuje total del suelo

Empuje activo:

Ecuación de Rankine

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$E_a = \frac{1}{2} * \gamma_{suelo} * K_a * H^2$$

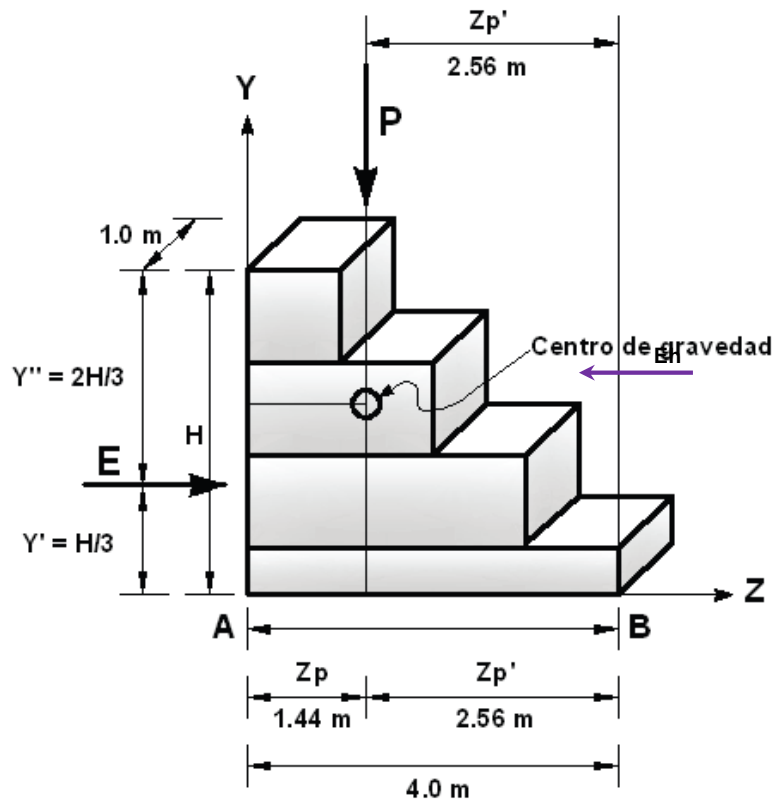
Donde:

H = Altura del alzado.

K_a = Coeficiente de empuje activo

Φ = Angulo de fricción interna

γ_{suelo} = Peso específico del suelo



2.6 Estrategia para la Ejecución del Proyecto.

2.6.1 Especificaciones Técnicas.

Se desarrollan especificaciones técnicas de forma general, las que muestran requisitos mínimos que se tendrán que cumplir, además mencionar que se deben aplicar las normas correspondientes tanto de hormigones como las estructurales.

Las especificaciones técnicas deberán contener lo siguiente:

1. **Definición.-** Se describe el ítem y cómo está constituido.
2. **Materiales, herramientas y equipo.-** Se deben describir los materiales, herramientas y equipos utilizados para este ítem.
3. **Procedimiento para la ejecución.-** Se describe el procedimiento a seguir para realizar este ítem.
4. **Medición y forma de pago.-** Se describe la unidad de medición del ítem y su forma de pago.

2.6.2 Precios unitarios.

El precio unitario es la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los ítems de trabajo que realice, es la base para cuantificar cada concepto de trabajo para fines de medición y pago.

Se debe realizar el análisis de precios unitarios de cada actividad existente en el proyecto.

El precio unitario está constituido de la siguiente manera:

1. **Materiales.**
2. **Mano de obra.**
 - ✓ **Cargas sociales,** 55 % al 71,18 % de la mano de obra.
 - ✓ **Impuestos IVA,** 14,94 % de la mano de obra + cargas sociales.
3. **Equipo, maquinaria y herramientas.**
 - ✓ **Herramientas menores,** 5 % del total de la mano de obra con cargas sociales e IVA.
4. **Gastos generales y administrativos,** 10 % de 1+2+3.
5. **Utilidad,** 10 % de 1+2+3+4.

6. **Impuestos IT**, 3,09 % de 1+2+3+4+5.

7. **Total precio unitario**, la suma de 1+2+3+4+5+6.

2.6.3 Cómputos métricos.

Por medio del cómputo métrico, se mide la estructura con el objetivo de establecer el costo de la misma, sus partes y determinar la cantidad de materiales necesarios para ejecutarla.

Se debe realizar el cómputo métrico de los planos de la estructura, se deben medir longitudes, áreas y volúmenes de todos los elementos de la estructura y otras obras adicionales.

2.6.4 Presupuesto.

El presupuesto es el cálculo anticipado del costo de la obra, se lo debe realizar mediante precios unitarios con las cantidades de cada actividad dando como resultado precio de materiales, precio de la maquinaria y presupuesto general.

Las cantidades también se distribuirán en los siguientes módulos:

1. Trabajos preliminares.
2. Infraestructura.
3. Superestructura.
4. Accesos.
5. Defensivos y trabajos finales.
6. Supervisión.

2.6.5 Planeamiento y Cronograma.

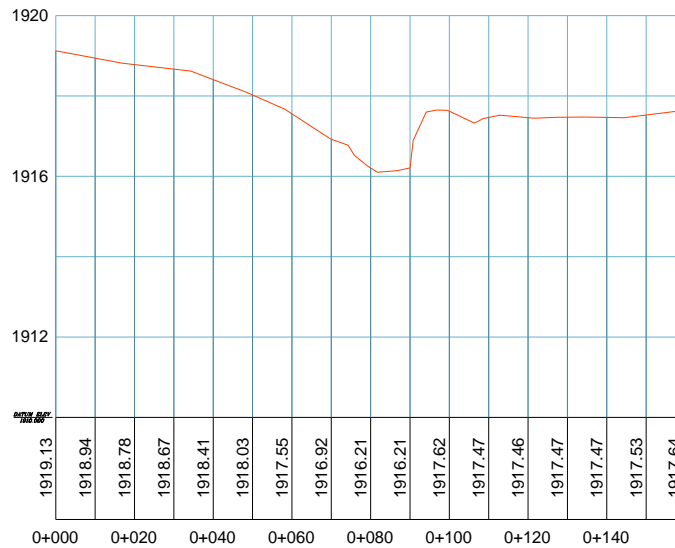
El planeamiento se realiza en función del número de personas y número de frentes de trabajo para encarar cada actividad, de estos dependerá el cronograma de ejecución de la obra; el cronograma se realizará con la ayuda de un software computacional (GANTT).

CAPÍTULO III

3. INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Análisis del levantamiento topográfico (Anexo A-1)

Se realizó un levantamiento topográfico con una estación total un área aproximada 20.000 m² con un número de 400 puntos, los cuales fueron procesados y representados en forma gráfica por un paquete informático LAND AUTODESK 2010, del cual se obtuvieron las características geométricas del terreno, curvas de nivel del área de emplazamiento del puente, el perfil transversal de la quebrada y las características geométricas del terreno de los accesos al puente.



Sección transversal de la quebrada

Aspectos técnicos de la alternativa elegida

Descripción del camino actual

El camino actual llega hasta unirse a la carretera que va a la comunidad de Turumayu con características tolerables, dentro de los parámetros técnicos del diseño de caminos vecinales, es de ahí que se han realizado algunas consideraciones generales para el trazado de los accesos al puente, de manera que estos se enmarquen dentro de las exigencias para los caminos vecinales.

Planteamiento del proyecto.-

En el proyecto se plantea el Diseño un Puente Vehicular con un ancho de plataforma de 7.30 m sobre la quebrada de Turumayu, la longitud del puente será de 20 m, el mismo que debe ensamblarse con el trazo de camino actual a través de la construcción de accesos en elevación, para lo cual deben planificar alineamientos y curvas que nos permita enlazar la obra de arte de manera adecuada al camino existente.

3.2 Análisis del estudio de suelos (Anexo A-2)

Estudio Geotécnico.

Objetivos.

Establecer las características geotécnicas, es decir, la estratigrafía, la identificación y las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

Alcance.

El estudio debe considerar exploraciones de campo y ensayos de laboratorio, cuya cantidad será determinada en base a la envergadura del proyecto, en términos de su longitud y las condiciones del suelo. Los estudios deberán comprender la zona de ubicación del puente, estribos, pilares y accesos.

Los Estudios Geotécnicos comprenderán:

- Ensayos de campo en suelos
- Ensayos de laboratorio en muestras de suelo extraídas de la zona.
- Descripción de las condiciones del suelo,
- Presentación de los resultados y recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.

Se desarrollaron dos ensayos de SPT, a 3 y 3,5 metros de profundidad en cada extremo del puente. Lo cual se determinó que se trataba de un suelo de buena resistencia compuesto de fragmentos de grava, arena y limo con presencia de piedra manzana.

En un extremo la capacidad portante del suelo resulto $2,50 \text{ kg/cm}^2$ y en el otro una resistencia de $3,20 \text{ kg/cm}^2$. Para el diseño de la fundación se trabajó con la resistencia menor de los dos ensayos que es $2,50 \text{ kg/cm}^2$. (Anexo A-2) pág. 118

3.3 Análisis del estudio hidrológico e hidráulico (Anexo A-3)

Para la determinación de los valores característicos de la cuenca de la Quebrada que atraviesa la comunidad de Turumayu, se ha procedido a la recopilación de todos los datos existentes de pluviometría y los datos topográficos de la cuenca aportante.

De la restitución 1:50.000 del I.G.M., se ha identificado la cuenca de aporte.

Los datos climatológicos fueron recopilados de los registros que dispone el SENAHMI en Tarija.

Área de la cuenca

De las cartas geográficas 1:50.000, se ha identificado la cuenca de aporte de la quebrada

Basados en las cartas geográficas anteriormente indicadas, se determinó el área de aporte, el mismo que define una superficie de 5,684 Km²

La cuenca tiene las siguientes características:

Descripción	Valores	Unidades
Área de la cuenca:	5,684	Km ²
Desnivel:	150.00	m
Longitud recorr. :	4,583	m
Pendiente media:	0.033	m/m

Tiempos de concentración

* Para calcular la altura de lluvia horaria necesitamos conocer el tiempo de concentración (T_c), lo cual determinamos mediante diferentes ecuaciones y escogemos el que mejor se ajuste a la cuenca.

➤ California
$$T_c = 0.30 * \left(\frac{L}{4\sqrt{J}} \right)^{0.76}$$

➤ Ventura herbas
$$T_c = 0.05 * \sqrt{\frac{A}{J}}$$

➤ Giandotti
$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + 1.5 * L}{0.8 * \sqrt{J}}$$

Como el área de la cuenca es pequeña, adoptamos tiempo de concentración de: 0.66 horas

Características de los datos pluviométricos

No DATOS	13	36	34	34
MEDIA	72,13	68,34	57,06	57,96
DES. EST.	16,72	24,21	23,30	24,68
E	64,61	57,45	46,57	46,86
K	0,46	0,76	0,90	0,95

Cálculo de la altura de lluvia diaria

$$h_{dt} = E_{dp} * (1 + K_{dp} * \log T)$$

Donde:

h_{dt} = Altura de lluvia diaria (mm)

E_{dp} = Moda ponderada

K_{dp} = Característica ponderada

T = Periodo de retorno

T (años)	15	25	50	100	125
hdT (mm)	102,18	111,64	124,48	137,32	141,46

Periodo de Retorno

Por ser obras cuyo colapso ponen en riesgos estructuras existentes, como ser, viviendas, etc. se adoptará:

$$T = 100 \text{ años}$$

Altura de lluvia horaria

$$htT = E_{dp} * \left(\frac{t}{\alpha}\right)^\beta * (1 + K_{dp} * \log T)$$

Donde:

hdT = Altura de lluvia horaria (mm)

t = Duración de la lluvia (hr)

t = Tc (cuenca pequeña)

α = Equivalente de lluvia diaria

α = 18 (Para área de cuenca < 20 Km²)

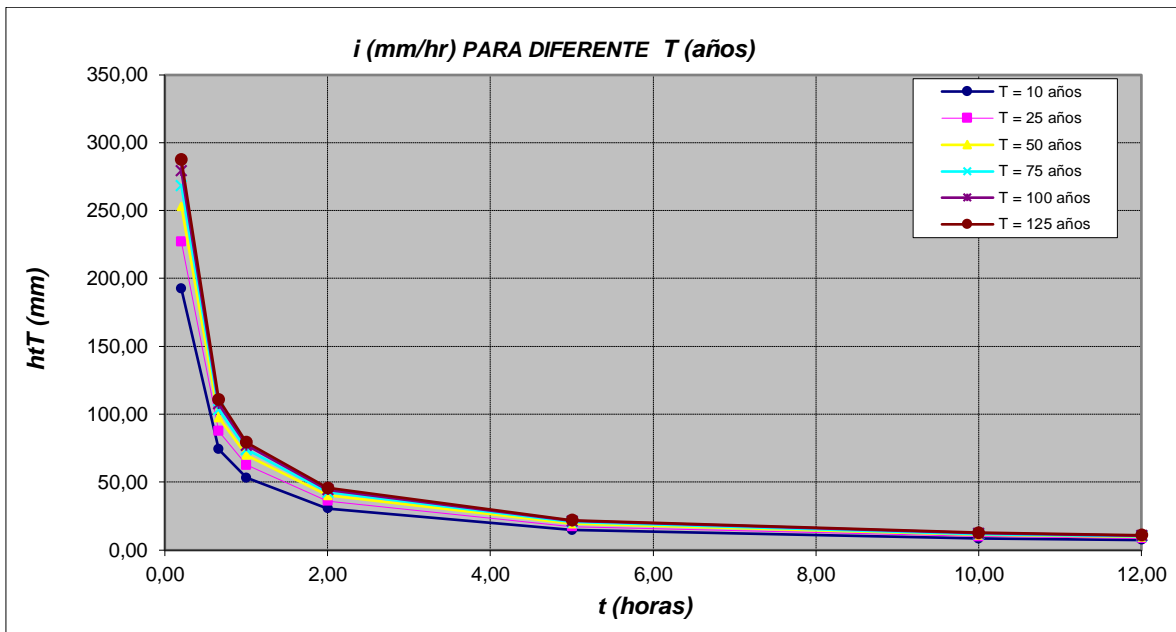
α = 12 (Para área de cuenca > 20 Km²)

β = Expresión que representa la pendiente de la recta de los valores modales

T Años	HORAS						
	t = 0,20	t = 0,66	t = 1,00	t = 2,00	t = 5,00	t = 10,00	t = 12,00
10	38,49	48,85	53,10	61,00	73,27	84,16	87,29
25	45,39	57,61	62,63	71,94	86,41	99,26	102,94
50	50,61	64,24	69,83	80,21	96,35	110,67	114,78
75	53,67	68,12	74,05	85,06	102,16	117,35	121,71
100	55,83	70,87	77,03	88,49	106,29	122,09	126,63
125	57,51	73,00	79,35	91,15	109,49	125,77	130,44

Intensidades menores a las 2 horas

T Años	i (mm/hr)						
	t = 0,20	t = 0,66	t = 1,00	t = 2,00	t = 5,00	t = 10,00	t = 12,00
10	192,44	74,14	53,10	30,50	14,65	8,42	7,27
25	226,95	87,44	62,63	35,97	17,28	9,93	8,58
50	253,06	97,50	69,83	40,11	19,27	11,07	9,57
75	268,33	103,38	74,05	42,53	20,43	11,74	10,14
100	279,17	107,56	77,03	44,24	21,26	12,21	10,55
125	287,57	110,79	79,35	45,58	21,90	12,58	10,87



Coefficiente de escorrentía

Utilizamos el coeficiente de escorrentía igual a 0,25 de acuerdo a estudios realizados por el PRONAR, correspondiéndole un valor de:

$$C = 0.47$$

Cálculo de caudales

Por ser una cuenca pequeña, se utilizará el "Manual de derrame en cuencas imbríferas de D.N.V. de la Argentina" que recomienda el MÉTODO RACIONAL.

$$Q = C \cdot I \cdot A / 3.6$$

Donde:

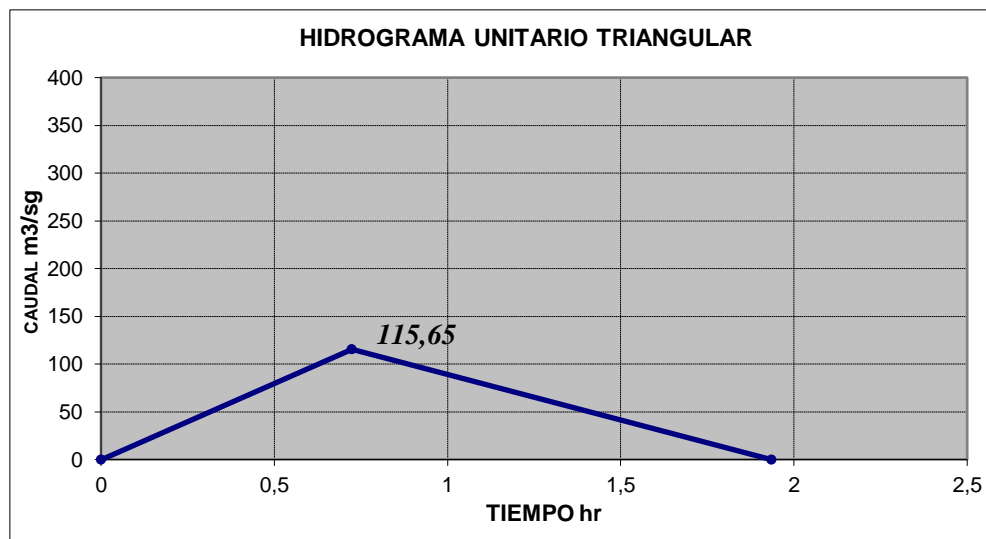
C: Coeficiente de escorrentía;

I: Intensidad de precipitación, para T_c . (mm/h);

A: Área de la cuenca en (km²).

El cálculo determina un valor de **79.81** m³/seg

Cálculo del caudal máximo (método Hidrograma Triangular)



Por lo tanto, decimos que el máximo caudal que circula por la quebrada es de: 115,65 m³/seg

Material que conforma el cauce

El análisis de suelos del cauce determinó que el material del lecho es material aluvial con limos, arcilla, gravas, arena y pedregones.

El tamaño medio de este suelo es de 0.60 mm.

Rugosidad del cauce

El valor de la rugosidad (n) del cauce se determinará a partir del libro Ven Te Chow la misma que combinada con la rugosidad de las paredes de los estribos determina la rugosidad del conjunto.

Resulta para un coeficiente de rugosidad de las paredes de 0.015 y del cauce, 0.0342, resulta un coeficiente de rugosidad combinado de:

$$n = 0.021$$

Pendiente del lecho

El lecho tiene una pendiente media de 3,27%.

Ancho ideal de la Quebrada

En ancho medio de la quebrada es de 12.00 metros, existiendo meandros que determinan anchos mayores que se formaron por la falta de una protección lateral. Por esta razón se adoptó:

$$L = 15.00 \text{ m.}$$

Cálculo hidráulico

Se utilizará la fórmula de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

A: Area mojada de la sección de quebrada (m²);

R: Radio hidráulico (m);

i: pendiente del lecho de la Qda.(m/m);

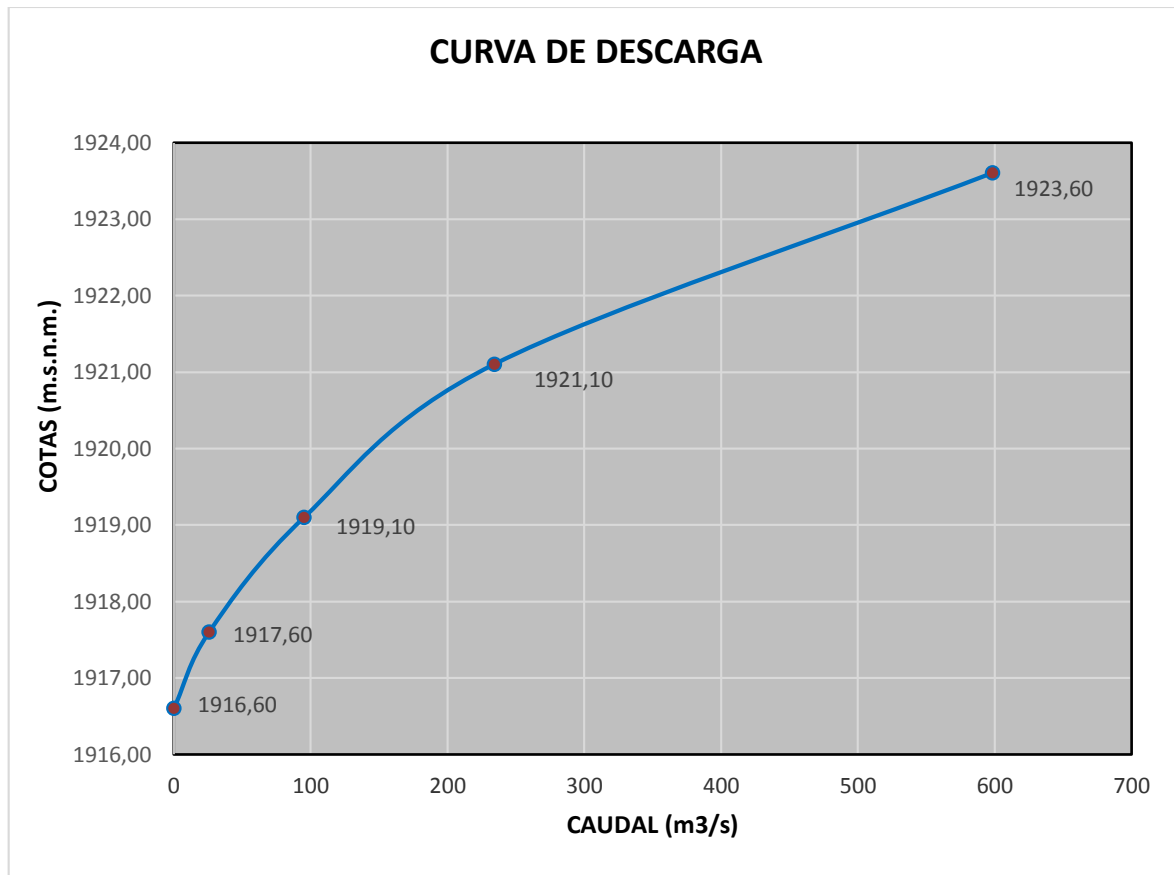
n: Coeficiente de rugosidad de Manning;

Q: Caudal (m³/seg)

Aplicando la fórmula indicada se determina, los siguientes valores hidráulicos:

Calculo de la curva de descarga

TIRANTE	AREA	AREA ACUM.	PERIMETRO	PER. ACUM	Rh	CAUDAL
m.	m ²	m ²	m	m	m/m	m ³ /s
0	0	0	0	0	0	0
0,50	5,75	5,75	15,28	15,28	0,376	25,820
1,50	9,58	15,33	9,71	24,99	0,613	95,350
2,00	14,84	30,17	10,26	35,25	0,856	234,304
2,50	55,23	85,40	81,14	116,39	0,734	598,522



Finalmente se tiene

CAUDAL MAX= 79,815 m³/s
 COTA= 1918,6 m.s.n.m.

Y_{max}= 2,497 m.
 N.A.M.E. = 1918,6 m.s.n.m.

Socavación

Se calculará aplicando los siguientes métodos:

Socavación general

Método de Lacey

$$Ds = 1,35 * \left(\frac{q^2}{f}\right)^{1/3}$$

Método de Cambfort – Larras

$$ds = H - Y_{max}$$

Método de Lichtvan - Lebediev

$$ds = Hs - Y_{max}$$

Socavación en estribos

Método de Frohelich

$$\frac{ds}{y_0} = 2,27 * K_f * K_\varphi * \left(\frac{L}{y_0}\right)^{0,43} * Fr^{0,61}$$

Método de Laursen

$$\frac{L}{y_0} = 2,75 * \frac{ds}{y_0} * \left[\left(\frac{ds}{11,5 * y_0} + 1\right)^{1,27} - 1\right]$$

Método de Liu Chang y Skinner

$$\frac{ds}{y_0} = 1,5 * \left(\frac{L}{y_0}\right)^{0,48}$$

Método de Cálculo	ds (m)	
	Socavación	Socav. Localizada
	General	en estribos
METODO DE LACEY	1,93	
METODO DE CAMBFORT - LARRAS.	2,66	
METODO DE LICHTVAN - LEBEDIEV	0,64	
MÉTODODO DE FROHELICH		1,37
MÉTODODO DE LAURSEN		4,46
MÉTODODO DE LIU CHANG Y SKINNER		5,41

3.4 Planteamiento estructural

Reglamentos y Normas Bases del Proyecto.

El presente proyecto tiene como base para su diseño y cálculo, las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el Método LRFD 2004, así como también las especificaciones del código ACI 318 — 2005 para el diseño de elementos de Hormigón Armado.

Características de la Estructura.

Se plantea un puente de 20,00 m de longitud, de un tramo simplemente apoyados con las siguientes características:

- 3 Vigas, simplemente apoyadas de 20,00 m de longitud, de sección T de 0,40x1,40 m
- Diafragmas ubicados cada 10,00 m una central y uno en cada extremo haciendo un total de 3 en todo el tramo del puente, los mismos que tendrán una sección rectangular de 0,25x1,00 m.
- Losa de tablero de 0,18 m de espesor.
- Acera peatonal de 1,00 m con una elevación de 0.25 m respecto del tablero
- Barandado conformado de postes de Hormigón Armado espaciados $c/2.00$ m y 4 pasamanos por acera de tubo de Ho Ao de 12x12 cm
- Dos estribos extremos de Hormigón Armado de dimensiones iguales, según su correspondiente estudio de alternativas.
- Accesos en elevación en la margen izquierda

La estructura obtenida se logra ajustar a los criterios de emplazamiento resumidos anteriormente.

3.4.1 Superestructura

Barandado.

- ✓ **Geometría.-** La mínima altura de las barandas para peatones debe ser de 1060 mm., medidos a partir de la cara superior de la acera, la abertura libre entre los elementos debe ser tal que no permita el paso de una esfera de 150 mm. de diámetro, en la parte superior debe ser tal que no permita el paso de una esfera de 200 mm. Las barandas se deberán proyectar más allá de la cara de los postes, la longitud de las barandas debe ser una longitud que requiera armaduras necesarias.
- ✓ **Sobrecargas de Diseño.-** La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se debe tomar como $w=0,73$ N/mm., tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N, la cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente indicadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

Los postes de las barandas para peatones se deben diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior o bien, el valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes **PLL**, en N, se debe tomar:

$$Pu = 890 + 0,73 * L$$

Donde:

L = Separación entre los postes (mm).

(*AASTHO LRFD-2004 Cap. 13.8*)

Vereda.

- ✓ **Geometría.-** La vereda debe ser > 600 mm. para ser considerada peatonal, su espesor debe estar entre:

$$h = \frac{La}{10} \geq 12 \text{ cm.}$$

Donde:

La = longitud de la vereda.

- ✓ **Sobrecargas de Diseño.-** Las cargas consideras:

Carga peatonal.- Se considera una carga de diseño de $3,6 * 10^{-3}$ MPa.

Carga del camión de diseño HL-93.- Se considera una carga en una situación que el vehículo haya subido la llanta delantera a la acera 30 cm. antes del barandado.

El diseño debe realizarse con las cargas que produjeran mayores esfuerzos.

Bordillo.

- ✓ **Geometría.-**La altura del cordón para las aceras sobre elevadas en el puente no debería ser mayor que 200 mm pero en Bolivia se recomienda 25 cm.

- ✓ **Sobrecargas de Diseño.-** Las consideradas:

Carga peatonal.- Se considera una carga de diseño de $3,6 * 10^{-3}$ MPa.

Carga del camión de diseño HL-93 Se considera una carga en una situación que el vehículo haya subido la llanta delantera a la acera 30 cm. antes del barandado.

Fuerza de colisión de un vehículo.- Las fuerzas de colisión de un vehículo es lateral en el bordillo de 7,5 KN/m aplicada a una altura de 0,25 m.

Losa

- ✓ **Geometría.-** El número de fajas a considerar es de 2, en razón que el ancho de la losa es de 7,30 m, su espesor debe estar entre:

$$h_{min} = \frac{1,2 * (S + 3000)}{30} = 18 \text{ cm}$$

- ✓ **Sobrecargas de Diseño.-** El tablero es diseñado usando el método de análisis aproximado [A 4.6.2.1]. El camión o tándem de diseño se deberá ubicar transversalmente de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda este a menos de [A3.6.1.3.1]:

Para el diseño del tablero = 300 mm a partir de la cara del cordón o baranda

Para el diseño de todos los demás componentes = 600 mm a partir del borde del carril de diseño.

El ancho de las fajas equivalentes interiores para hormigón colado in situ se puede tomar como se especifica en la Tabla 4.6.2.1.3-1:

Volado: $1140+0.833*X$

Momento positivo: $660+0.55*S$

Momento negativo: $1220+0.25*S$

Siendo:

S = Separación de los elementos de apoyo (mm)

X = Distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm)

El área de contacto de los neumáticos de una rueda compuesta por uno o dos neumáticos se deberá considerar como un único rectángulo de 510 mm de ancho y 250 mm de longitud.

Las cargas de las ruedas se pueden modelar como cargas concentradas o como cargas distribuidas en un área cuya longitud en la dirección paralela al tramo es igual al área de contacto de los neumáticos como se especifica en el [A 3.6.1.2.5] más la profundidad del tablero.

Viga

✓ **Geometría.**-Se plantea tres vigas de Ho Ao simplemente apoyado, de sección T.

Para vigas simplemente apoyadas, la norma también recomienda:

$$h \geq 0.07 L_c$$

Por lo tanto dimensiones de la viga son: $h = 1.40 \text{ m.}$ $b = 0.40 \text{ m.}$

✓ **Sobrecargas de Diseño.**- Dentro los Métodos de Análisis Aproximados se encuentran el Método de los Factores de Distribución para Momento y para Corte el cual consiste

en asignar porcentajes de las solicitaciones de la sobrecarga vehicular HL-93 a las vigas interiores y a las vigas exteriores.

Es importante notar que se proveerán diafragmas o vigas transversales en los estribos, para resistir las fuerzas laterales y transmitir las cargas a los puntos de apoyo.

3.4.2 Infraestructura

- ✓ **Geometría.**-Se plantea estribos de 7,60 m de altura con un ancho de fundación de 4,20 m con aleros del tipo semigravedad en voladizo, el predimensionamiento se lo realiza según el libro de Braja M. Das, descrito en la pag. 447
- ✓ **Sobrecargas de Diseño.**-

Terreno equivalente por sobrecarga; $h_{eq} = 600 \text{ mm}$.

Fuerza de frenado = 5% de P vehic. (Tn/m de ancho)

Peso vehicular sobre la superestructura = $(RA * 2 \text{ vias}) / (7,30 + (2 * 1))$

Empuje del relleno $E_H = \frac{1}{2} * \gamma_{suelo} * K_a * H * (H + 2 * h) * \cos \alpha$

3.4.3 Obras de protección

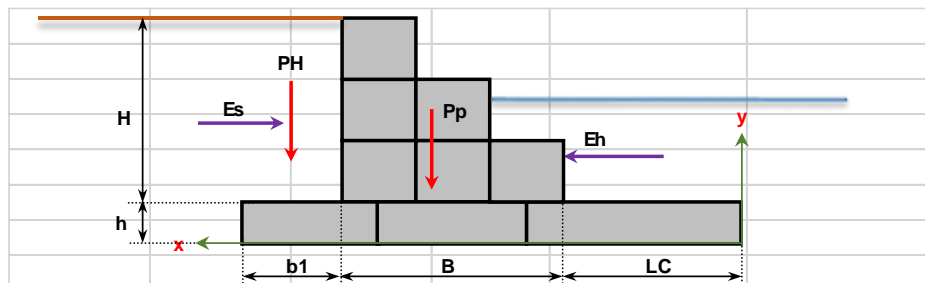
Para el sitio inestable, se implementó la alternativa de construir un muro longitudinal de gavión para la protección de la estructura.

- **Un colchón Reno**, una base antisocavante flexible de gaviones, estará diseñada para asentarse sin fracturarse y adherirse al suelo cuando se produzca la erosión.

Las dimensiones de este colchón será de $L = 6,50 \text{ m}$ y un espesor de $h = 0,3 \text{ m}$.

- **Cuerpo de la estructura**, que consiste en un muro de gavión de tres niveles de forma escalonada con bloques en forma de cubos aislados.

Las dimensiones de estos bloques del cuerpo de los gaviones serán de $1 * 1 * 2 \text{ m}$.



Lc (longitud del cojón antisocavante)=2,00 m

B (base del cuerpo de la estructura)= 3,00 m

H (altura del cuerpo de la estructura)= 3,00 m

h (altura del colchón antisocavante)= 0.3 m

Estabilidad de los gaviones

Se verificaron, para cada uno de los gradones:

- Estabilidad al vuelco
- Estabilidad al deslizamiento
- Estabilidad global (falla por deslizamiento del talud)
- Tensiones en el terreno

Las sollicitaciones son:

- Peso propio
- Carga de agua (presión hidrodinámica)
- Empuje de tierras (valuada mediante la teoría de Rankine)

3.5 Diseño estructural

3.5.1 Superestructura (Anexo A-4)

Diseño del poste del barandado.

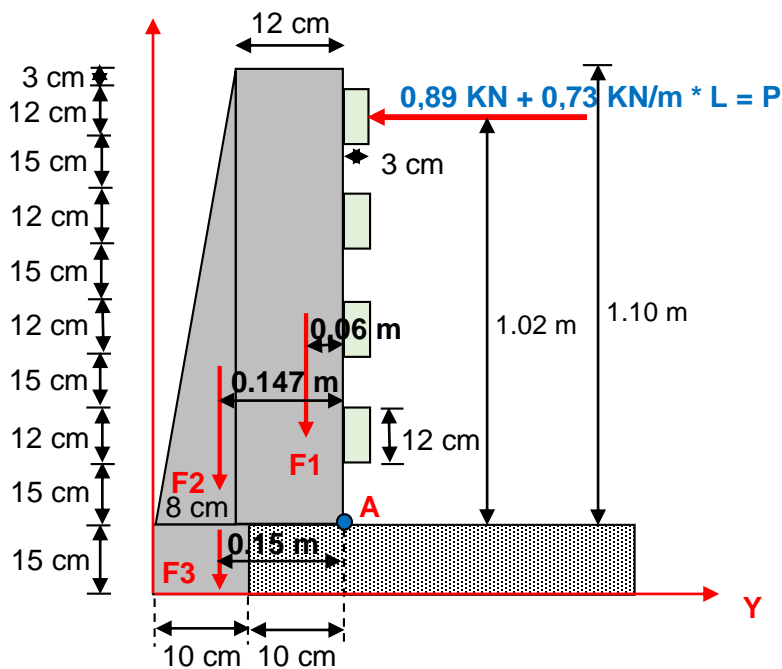
Cargas actuantes en el poste.

Carga puntual debido al peso propio = $\gamma H^{\circ} \cdot b \cdot h \cdot e$

Sobre carga concentrada = $P_{LL} = 890 + 0.73 \cdot L$ (AASHTO 04)

Según la normativa AASTHO LRFD 2004 en el capítulo 13 los postes de las barandas para peatones se deberán diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior. El valor de la sobrecarga concentrada de diseño para los postes, P_{LL} , en N se deberá tomar como $P_{LL} = 890 + 0.73 \cdot L$ donde L = separación entre postes.

Esquema de cargas del poste.

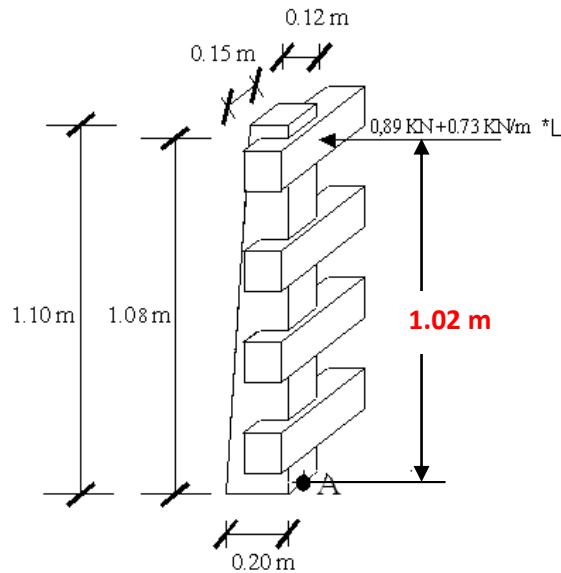


Momentos por peso propio del poste respecto al punto A.

	MOMENTO (Kg*m)
M_{F1}	2,85
M_{F2}	0,81

M_{F3}	0,83
M_{pp}	8,29
TOTAL	14,27

Cálculo de momentos por carga viva



$$M_{cv} = \left(89 \text{ kg} + 73 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * L \right) * 1,02 = 239,7 \text{ kg} * m$$

Momento de diseño para el poste.

Combinación de Cargas

Donde:

DC=peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

LS=Sobrecarga viva

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$M_u = 1,25 * DC + 1,75 * (LS)$$

$$M_u = 437,55 \text{ Kg} * m$$

Cálculo de la armadura a flexión para los postes.

Datos iniciales:

$$M_u = 43755,00 \text{ Kg*cm}$$

$$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 20.0 \text{ cm} \quad \text{altura de la sección}$$

$$b = 20.0 \text{ cm} \quad \text{ancho de la sección}$$

$$r = 2,0 \text{ cm} \quad \text{recubrimiento mínimo}$$

$$\varnothing_v = 10 \text{ mm} \quad \text{diámetro de la varilla adoptado}$$

Altura Útil

$$d = 17,5 \text{ cm}$$

Calculo de armaduras

$$A_{s_{nec}} = 0,71 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = 1,15 \text{ cm}^2$$

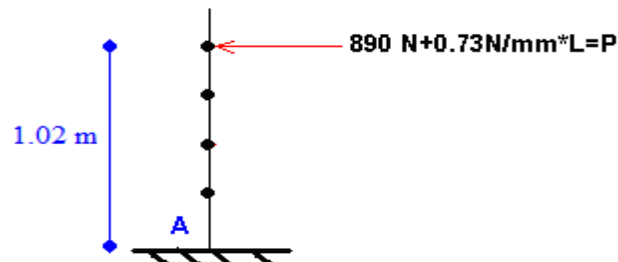
$$A_{s_{máx}} = 5,51 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1,15 \text{ cm}^2 \quad \text{Armadura necesaria para el caso más desfavorable}$$

Usar: 2 Ø10 mm

Diseño a Corte de los Postes

Esquema de carga del poste para corte debido a la carga viva



Cortante por carga viva:

$$V_{cv} = 89 \text{ kg} + \left(73 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * L\right) = 235 \text{ kg}$$

Cortante de diseño para el poste.

Combinación de Cargas

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$V_u = 1,25 * DC + 1,75 * (LS)$$

$$V_u = 411,25 \text{ Kg}$$

Cálculo de la armadura a corte para los postes.

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'c} * b * d = 875,56 \text{ Kg}$$

d= 9,5 cm = Distancia de la fibra extrema de compresión hasta el centro de refuerzo de tensión

$$V_u \leq \frac{V_c}{2} \text{ no necesita armadura de corte entonces ponemos armadura mínima}$$

$$411,25 \leq 457,787$$

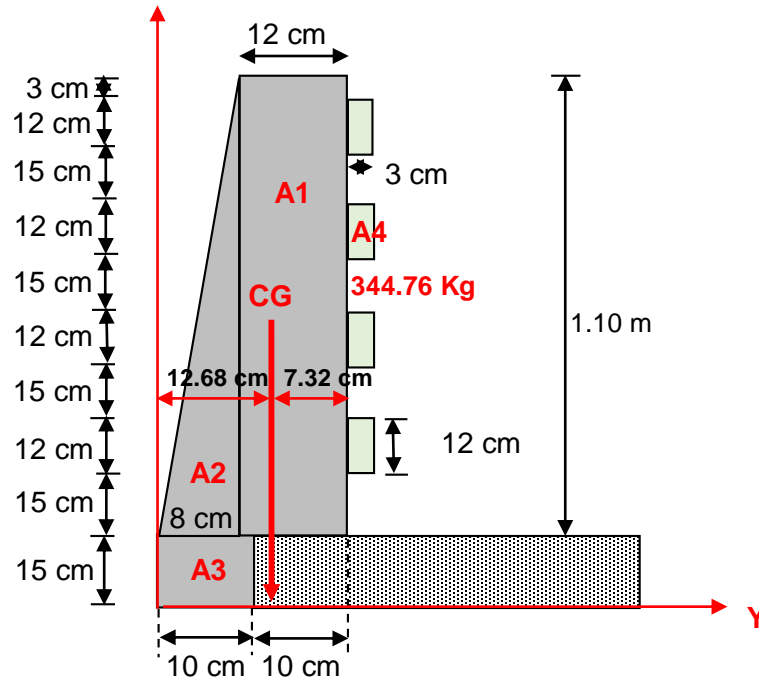
$$A_{v_{min}} = 0,2 * \sqrt{f'c} * \frac{bw * s}{f_y}$$

Adoptamos espaciamiento S=20 cm

$$A_{v_{min}} = 0,207 \text{ cm}^2$$

Se adopta una armadura: **ϕ 6mm c/ 20 cm**

Centro de gravedad de peso propio del barandado



$$X_{cg} = \frac{A1 * brazo1 + A2 * brazo2 + A3 * brazo3 + 4 * A4 * brazo4}{A1 * A2 * A3 * A4}$$

$$X_{cg} = 12,68 \text{ cm}$$

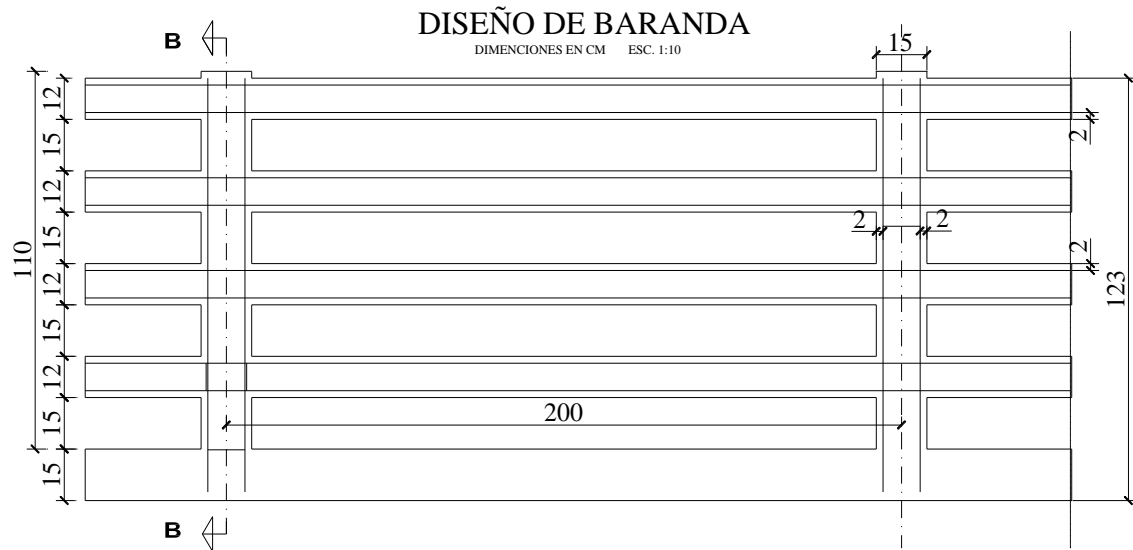
Peso propio del pasamanos

$$p_{pp} = 276.48 \text{ kg}$$

Peso propio del poste

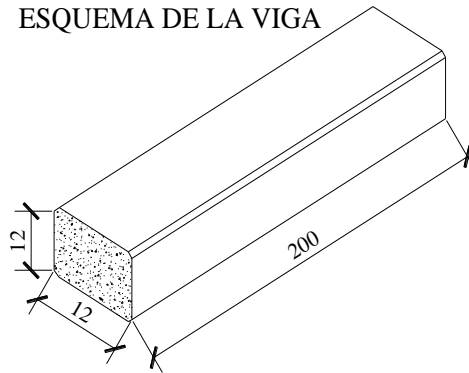
$$P_{poste} = 344.76 \text{ Kg}$$

Diseño del pasamano del barandado



Esquema de la viga

ESQUEMA DE LA VIGA



$h = 0.12 \text{ m}$ Ancho del pasamanos

$b = 0.12 \text{ m}$ Alto del pasamanos

$L = 2.00 \text{ m}$ Distancia entre postes

$\gamma_H = 2400 \text{ kg/m}^3$ Peso específico del hormigón

Cargas actuantes en los pasamanos:

Carga distribuida debido al peso propio = $\gamma_H \cdot b \cdot h = 34.56 \text{ kg/m}$

Carga distribuida debido a la carga viva (AASTHO 04)=0,73 N/mm=73 kg/m

Carga puntual su ubicación dependerá del análisis que se está haciendo ya sea a flexión o corte (AASTHO 04)=890 N=89 Kg

Según la normativa AASTHO LRFD 2004 en el capítulo 13 la sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se deberá tomar como $w=0.73$ N/mm, tanto transversal como verticalmente, actuando en forma simultánea. Además cada elemento longitudinal deberá estar diseñado para una carga concentrada de 890 N. La cual deberá actuar simultáneamente con las cargas previamente mencionadas en cualquier punto y en cualquier dirección en la parte superior del elemento longitudinal.

Sobrecarga de uso

LS1= 0.73 KN/m= 74.414 Kg/m

LS2= 0.89 KN= 90.724 Kg

Donde:

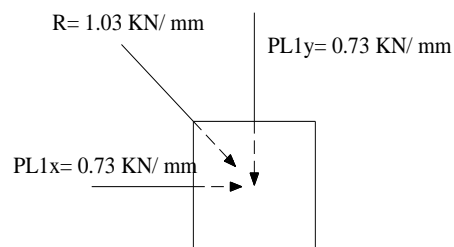
LS1= Carga distribuida en el pasamano debido a la carga viva AASHTO 04 aplicando en las direcciones vertical y horizontal.

LS2= Carga puntual en el pasamanos su ubicación dependerá del análisis que se está haciendo.

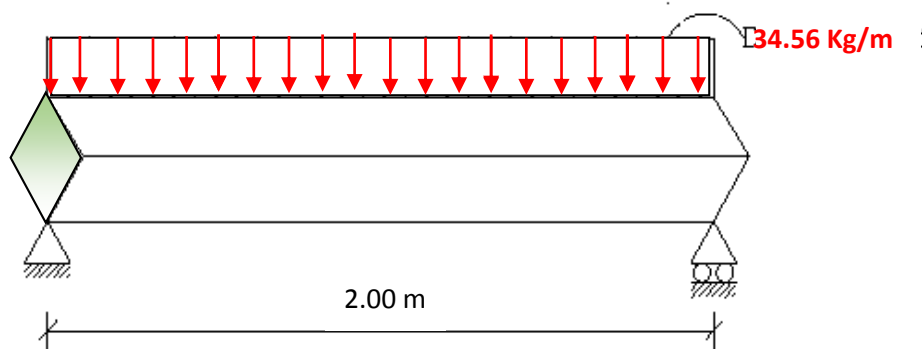
Carga resultante:

$$LRS = \sqrt{(74.414)^2 + (74.414)^2}$$

$$LRS = 105,24 \text{ Kg/m}$$



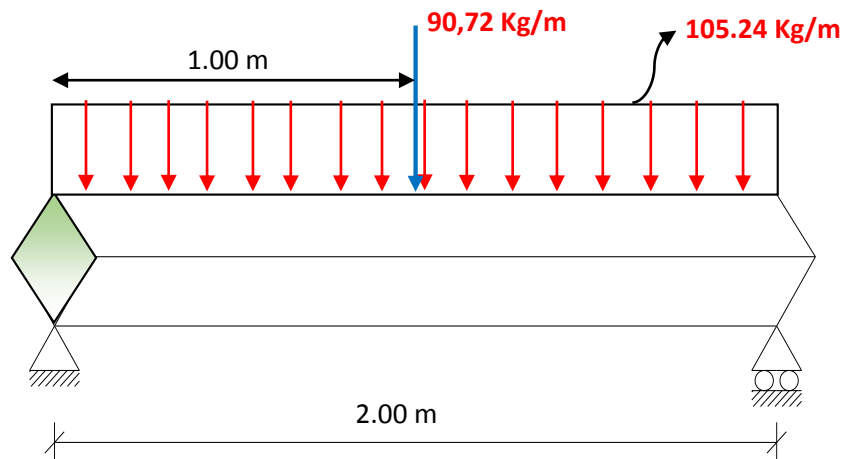
Esquema de carga muerta en los pasamanos para flexión



Momento por carga muerta:

$$M_{cm} = \frac{q * L^2}{8} = 17,28 \text{ kg} * m$$

Esquema de cargas vivas en los pasamanos para flexión



Momento por carga viva:

$$M_{cv} = \frac{q * L^2}{8} + P * \frac{L}{4} = 97,98 \text{ Kg} * m$$

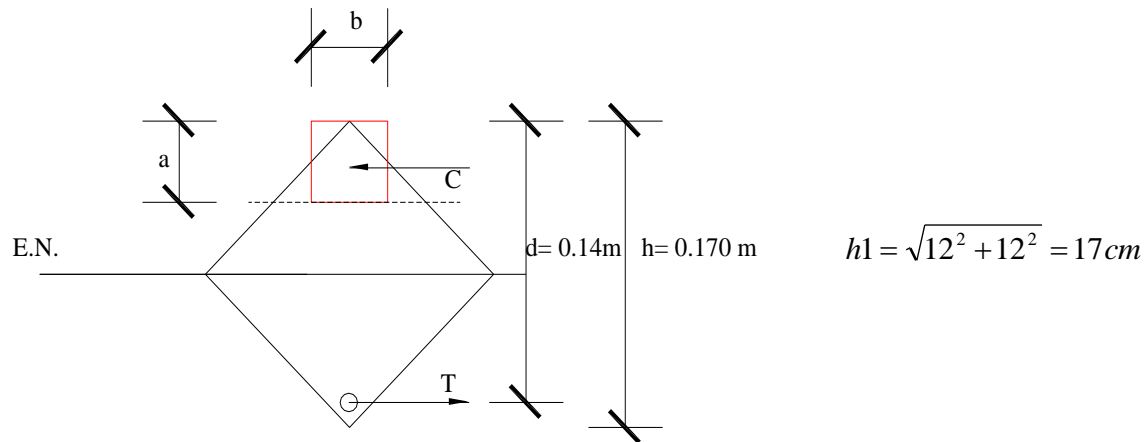
Combinación de cargas para momento de diseño para los pasamanos

Resistencia I

$$M_u = 1,25 * DC + 1,75 * (LS)$$

$$M_u = 193,065 \text{ Kg} * m$$

Cálculo de la armadura a flexión para los pasamanos.



Datos iniciales:

$Mu = 19306,50 \text{ Kg*cm}$

$fc = 210 \text{ Kg/cm}^2$

$fy = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$h1 = 12 \text{ cm}$

$b1 = 12 \text{ cm}$

$h = 17.0 \text{ cm}$ altura de la sección

$b = 12.0 \text{ cm}$ ancho de la sección

$r = 2.5 \text{ cm}$ recubrimiento mínimo

$\varnothing_v = 10 \text{ mm}$ diámetro de la varilla adoptado

Altura Útil

$d = 14,0 \text{ cm}$

Armadura necesaria

$As_{nec} = 0,39 \text{ cm}^2$

$As_{min} = 0,55 \text{ cm}^2$

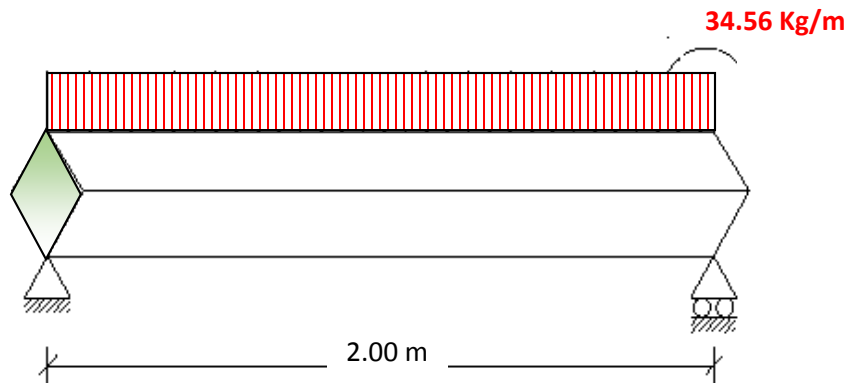
$As_{máx} = 2,65 \text{ cm}^2$

$A_s = 2,65 \text{ cm}^2$ Armadura necesaria para el caso más desfavorable

Usar: 4 Ø10 mm

Diseño a Corte del Pasamanos

Esquema de carga muerta de pasamanos para corte



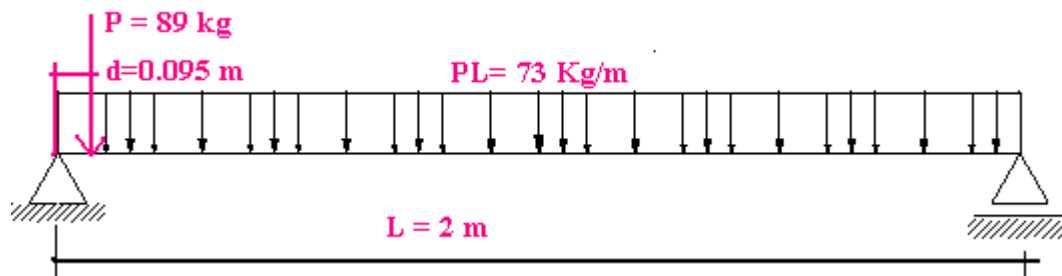
Cortante por carga muerta:

$$V_{cm} = \frac{q * L}{2} = 34,56 \text{ kg}$$

Pero el cortante crítico está a una distancia de $d=9.5 \text{ cm}$ del apoyo

$$V_{cm} = 31,28 \text{ Kg}$$

Esquema de cargas vivas en los pasamanos para corte



Cortante por carga viva:

$$V_{cv} = \frac{q * L}{2} + P - \frac{P * d}{L} = 157,772 \text{ Kg}$$

Pero el cortante crítico está a una distancia de $(d=12-2.5=9.5 \text{ cm})$ $d=9.5 \text{ cm}$ del apoyo

$$V_{cv} = 150,84 \text{ Kg}$$

Combinación de cargas para cortante de diseño para los pasamanos

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$V_u = 1,25 * DC + 1,75 * (LS)$$

$$V_u = 303,07 \text{ Kg}$$

Cálculo de la armadura a corte para los pasamanos.

Según el código ACI el diseño de secciones transversales sujetas a esfuerzos cortantes debe cumplir:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d = 875,569 \text{ Kg}$$

$$V_u \leq \frac{V_c}{2} \quad \text{No necesita armadura de corte entonces ponemos armadura mínima}$$

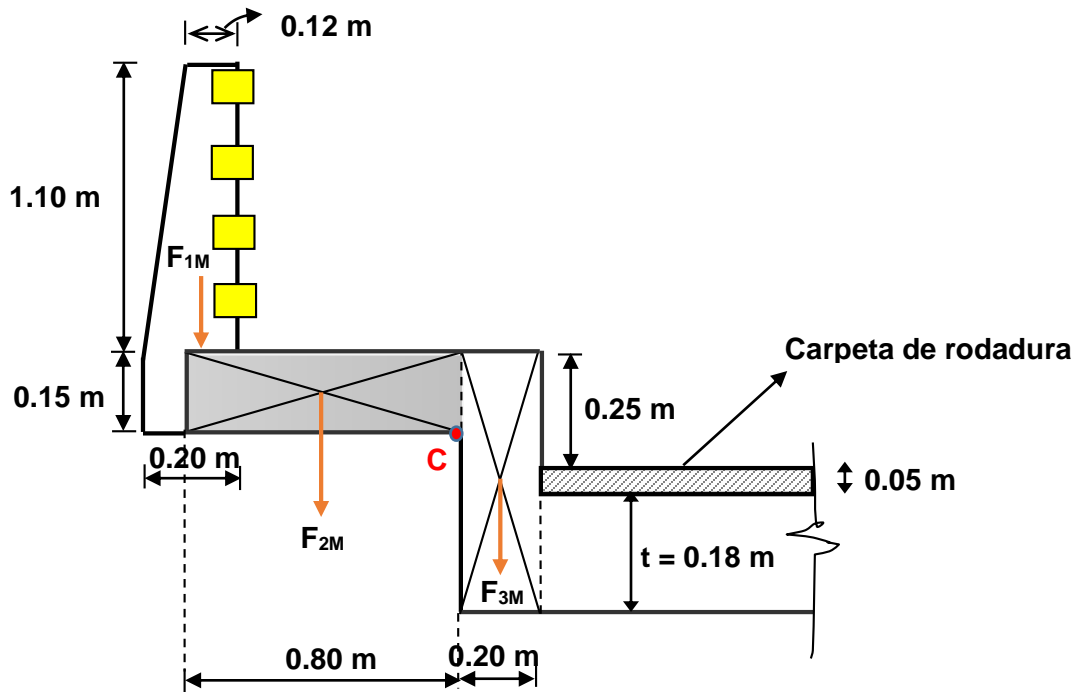
$$303,07 \leq 437,78449$$

Adoptamos espaciamiento $S=20 \text{ cm}$

$$A_{v_{min}} = 3,5 * \frac{b_w * s}{f_y} = 0,20 \text{ cm}^2$$

Se adopta una armadura: **ϕ 6mm c/ 20 cm**

Diseño de la acera peatonal



	MOMENTO
M_{pp}	272,36
M_{Acer}	115,2
$(DC) M_{cm}$	387,56

Cálculo de momentos por carga viva:

Para el cálculo de momentos por carga viva hay dos hipótesis

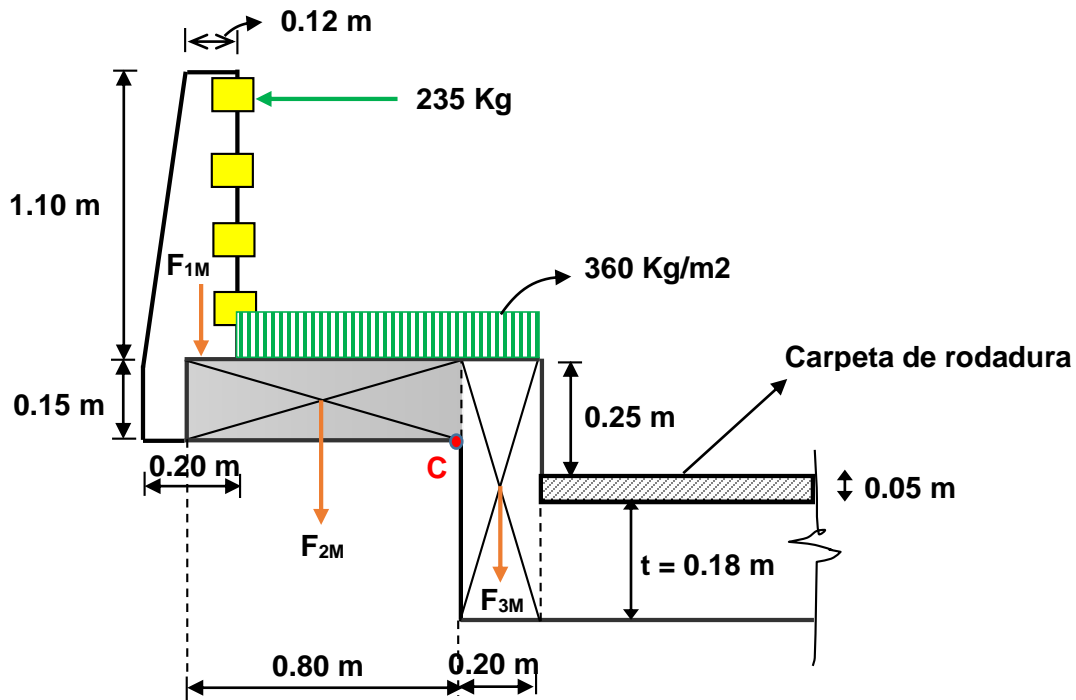
- I. Con la sobrecarga peatonal
- II. Con la rueda de camión tipo HL-93

Cargas actuantes en la acera:

Carga distribuida debido a la carga viva peatonal $3.6 \cdot 10^{-3} \text{MPa} = 360 \text{ kg/m}^2$. Carga puntual debido al caso extremo de que una rueda de camión tipo HL-93 se suba a la acera $= 35000 \text{ N} = 3500 \text{ Kg}$ esta carga actuara a 0.3m del comienzo de los pasamanos

Hipótesis I

Momento por carga peatonal



Cálculo de momentos por carga viva: $\sum M_c = 0$

Carga viva por Baranda:

$$M_{cv\ bar} = \text{Carga viva/baranda (kg)} * \text{brazo (m)} = 239.70 \text{ kg} * \text{m}$$

Sobrecarga peatonal:

$$M_{cv\ peat.} = \text{Carga viva/sobrecarga peat. (kg/m}^2\text{)} * \text{brazo (m)} = 115.20 \text{ kg} * \text{m}$$

Momento total por carga viva:

$$(PL) M_{total\ cv} = M_{cv\ bar} + M_{cv\ peat.} = 354,90 \text{ kg} * \text{m}$$

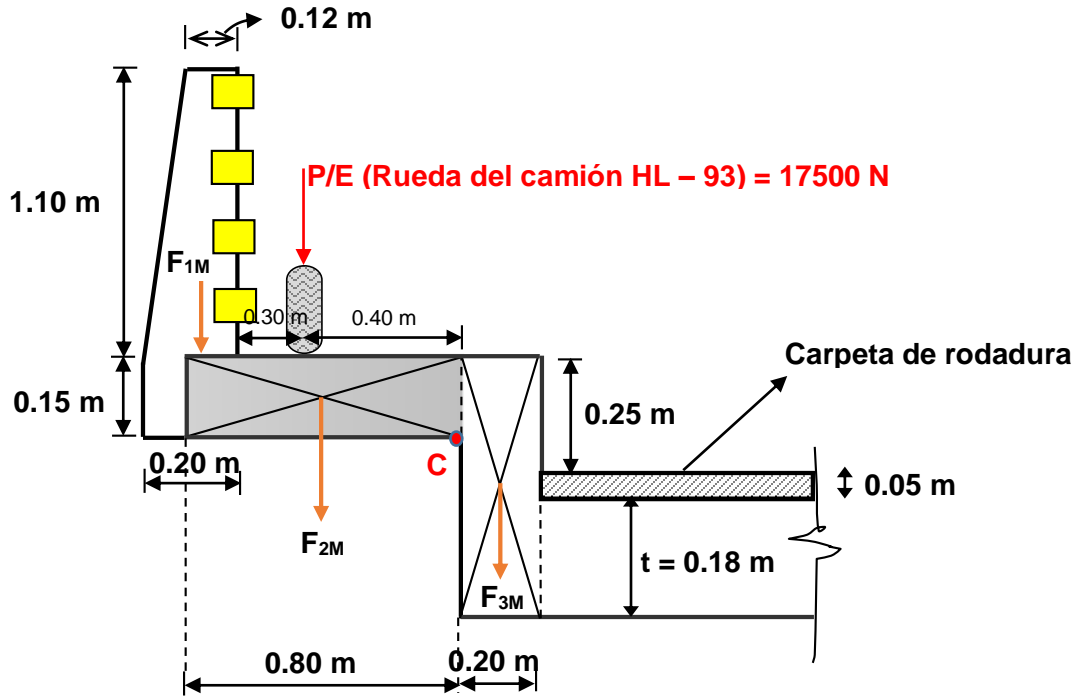
Combinación de Cargas para la Hipótesis I

$$Mu = 1.25 * (DC) + 1.75 * (PL)$$

$$Mu = 1105,52 \text{ Kg} * \text{m}$$

Hipótesis II

Momento por carga de rueda delantera del camión tipo HL-93



Ancho de faja para el bordillo.

Armadura principal perpendicular al tráfico:

$$E = 0,833 * X + 1140$$

$$E = 0,833 * 400 \text{ mm} + 1140 = 1473,2 \text{ mm.} = 1,4732 \text{ m}$$

Cálculo de momentos por carga viva:

$$\sum MC = 0$$

Sobrecarga Vehicular:

$$M_{cvt} = P * X = 1750 \text{ kg} * 0,40 = 700 \text{ Kg} * \text{m}$$

Para volverla momento por metro lineal se divide entre el ancho de faja

$$(PL) M_{cv} = \frac{M_{cvr}}{E} = 475,16 \text{ kg} * \text{m/m}$$

Combinación de Cargas para la Hipótesis II

Resistencia I

$$Mu = 1.25 * (DC) + 1.75 * (PL)$$

$$Mu = 1315,98 \text{ Kg} * \text{m}$$

Cálculo de la armadura a flexión

Datos iniciales

$$Mu = 131598,00 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$h = 15 \text{ cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$r = 2.5 \text{ cm.}$$

$$\varnothing_v = 10 \text{ mm}$$

Altura Útil

$$d = 12 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$As_{nec} = 2,98 \text{ cm}^2$$

$$As_{mín} = 3,96 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = 19,20 \text{ cm}^2$$

As = 3,96 cm² Armadura necesaria para el caso más desfavorable

6 Φ 10mm c/ 17cm

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{Lc}} \quad (\text{maximo } 67 \%)$$

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{0.80}} = 1,52 * 100 = 152 \%$$

Tomamos el 67 % de la armadura mínima para la armadura de distribución

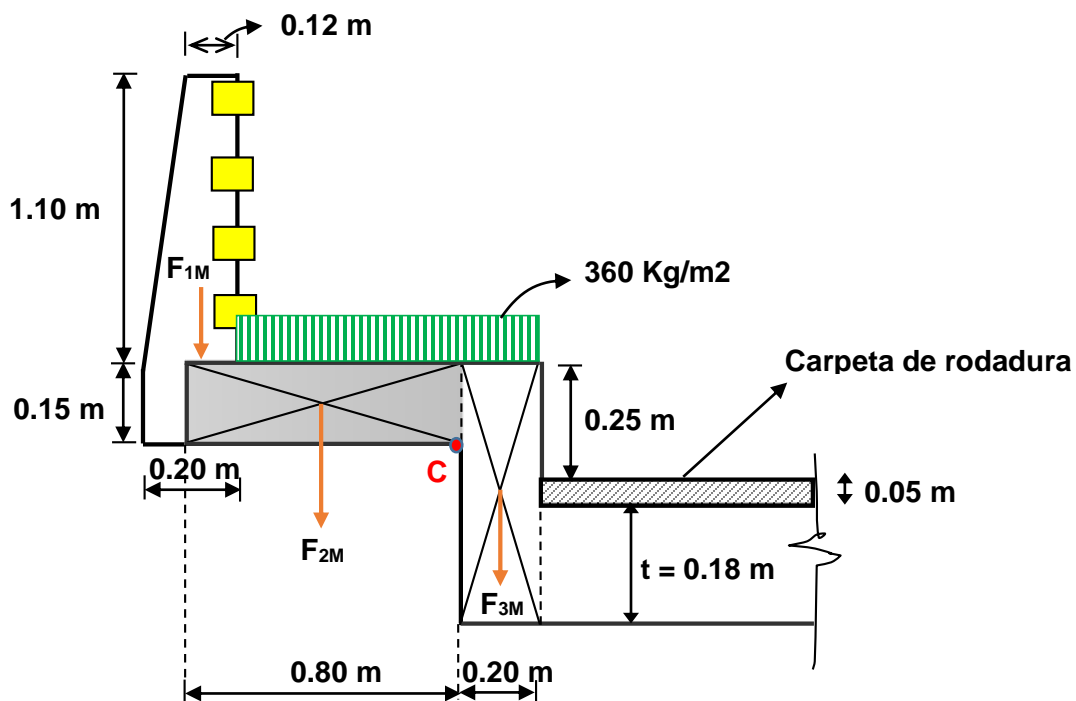
$$A_s = 3,96 \text{ cm}^2 * 0,67 = 2,65 \text{ cm}^2$$

4 Φ 10mm c/ 25cm

Verificación por cortante para la acera

Hipótesis I

Cortante por carga peatonal



Cálculo de cortante por carga muerta: $\sum Y = 0$

$$(DC) V_{cm} = V_{pp} + V_{ace}$$

$$(DC) V_{cm} = 632.76 \text{ kg}$$

Cálculo de cortante por carga viva:

$$(PL) V_{cv \text{ peat}} = q * L = 360 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * 0.8\text{m}$$

$$(PL) V_{cvp\text{ peat}} = 288 \text{ Kg}$$

Combinación de Cargas para la Hipótesis I

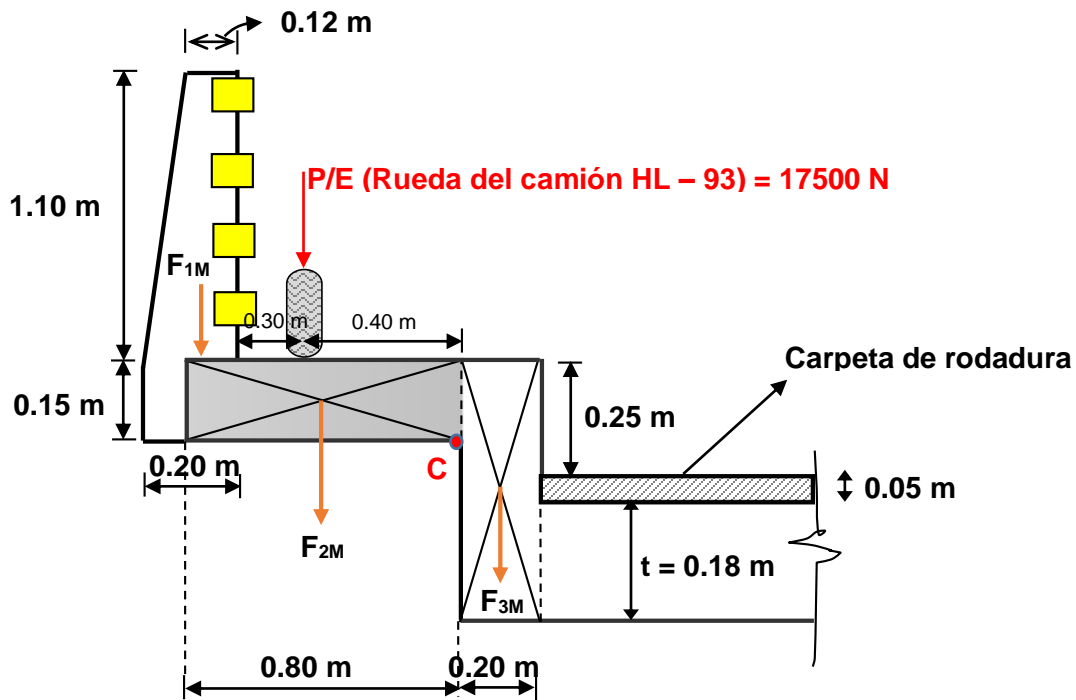
Resistencia I

$$V_u = 1.25*(DC) + 1.75*(PL)$$

$$V_u = 1294,95 \text{ Kg*m}$$

Hipótesis II

Cortante por carga de rueda delantera del camión tipo HL-93



Cortante por carga de la rueda

$$V_{cvr} = P = 1750 \text{ kg}$$

Para volverla cortante por metro lineal se divide entre el ancho de faja

$$V_{cvrueda} = \frac{P}{E} = 1187,89 \text{ Kg}$$

Combinación de Cargas para la Hipótesis II

Resistencia I

$$V_u = 1.25*(DC) + 1.75*(PL)$$

$$V_u = 2869,76 \text{ Kg*m}$$

Analizando las combinaciones de carga, la Hipótesis II es la cortante más desfavorable.

Verificar si necesita armadura de corte para la acera.

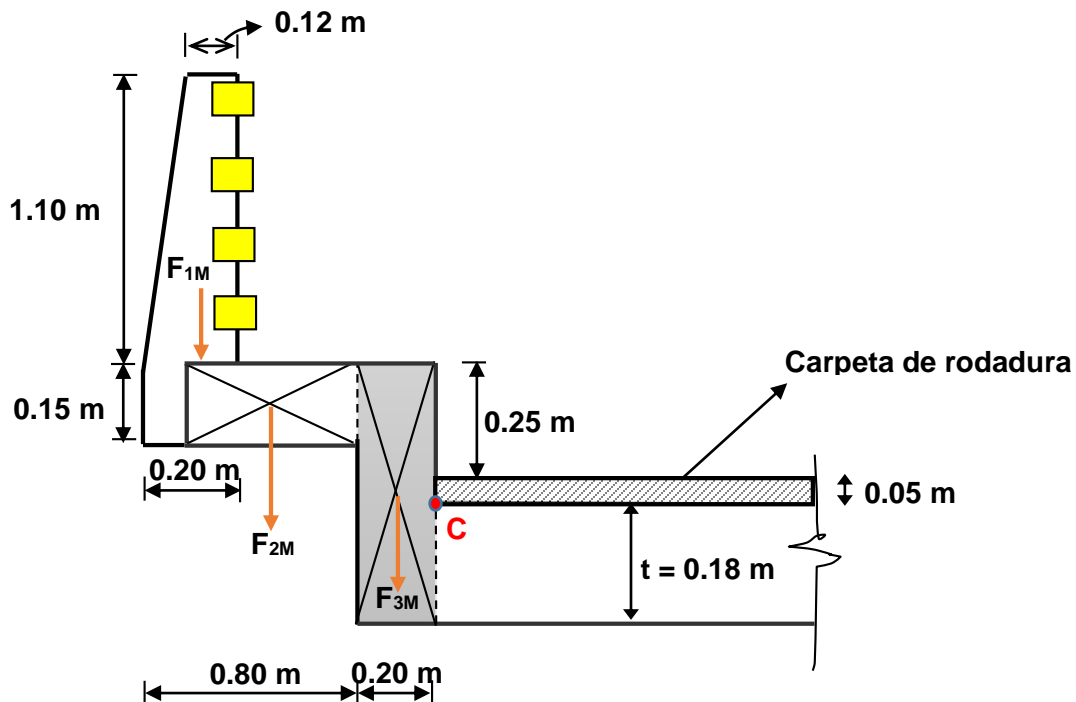
Resistencia del hormigón al corte

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f_c} * b * d = 7680,42 \text{ Kg}$$

$$V_u \leq \frac{V_c}{2}$$

$$2869,76 \text{ Kg} \leq 7680,42 \text{ kg} \quad \text{No necesita armadura de corte}$$

Diseño de la viga de borde (bordillo)



Cargas actuantes en el bordillo:

Carga distribuida debido a la carga viva peatonal (sección 3 AASTHO 04)= $3.6 \cdot 10^{-3}$ MPA=360 kg/m²

Y carga ocasionada por choque lateral de un vehículo en el bordillo (AASHTO 04)

Carga puntual debido al caso extremo que una rueda de camión tipo HL-93 se suba a la acera=35 KN=3500 Kg esta carga actuará a 0.3m del comienzo de los pasamanos.

Diseño a flexión del bordillo.

Para el cálculo de momentos se toma como sección crítica el punto “C”.

	MOMENTOS
M_{pp}	341,31
M_{ac}	172,8
M_{bord}	20,64
(DC) M_{cm}	53475,24

Cálculo de momentos por carga viva:

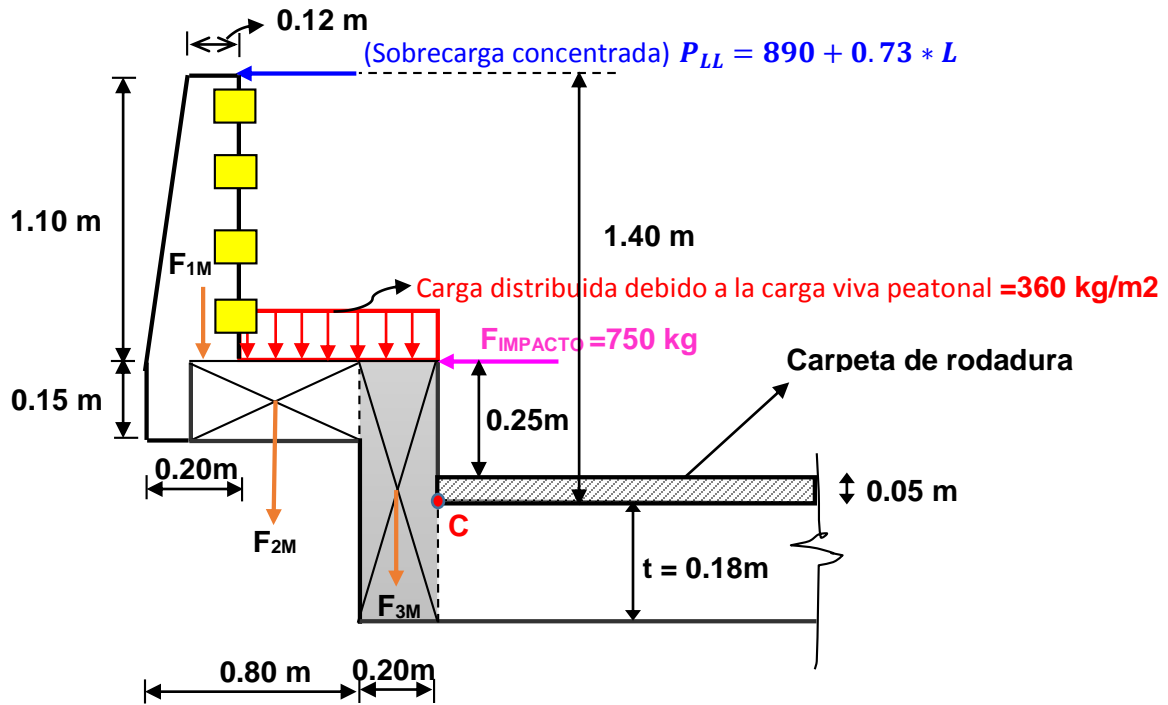
Para el cálculo de momentos por carga viva se debe plantear dos hipótesis

HIPOTESIS I.- Con la sobrecarga peatonal y carga ocasionada por choque lateral de un vehículo en el bordillo (AASHTO 04)

HIPOTESIS II.- Con la rueda de camión tipo HL-93

Por qué no hacemos actuar las dos cargas al mismo tiempo? Por la sencilla razón de que si está actuando la sobrecarga peatonal no puede actuar la carga de la rueda del camión.

HIPÓTESIS I



Con la sobrecarga peatonal y carga ocasionada por choque lateral de un vehículo en el bordillo (AASHTO LRFD)

Cálculo de momentos por carga viva: $\sum Mc = 0$

Carga viva por Baranda:

$$M_{cv\ bar} = \text{Carga viva por baranda (kg)} * \text{brazo (m)} = 329.00 \text{ kg} * m$$

Sobrecarga peatonal:

$$M_{cv\ peat} = \text{Carga viva por sobrecarga peatonal (kg/m}^2\text{)} * \text{brazo (m)}$$

$$M_{cv\ peat} = q * L * \left(\frac{L}{2}\right) = \left(\frac{360 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * (1\text{m})^2}{2}\right) = 180.00 \text{ kg} * m$$

Carga viva ocasionada por choque lateral de un vehículo en el bordillo:

$$M_{cv\ imp} = \text{Carga viva/choque lateral de un vehic. en el bordillo (kg)} * \text{brazo (m)}$$

$$M_{cv\ imp} = 225.00 \text{ kg} * m$$

Momento total por carga viva:

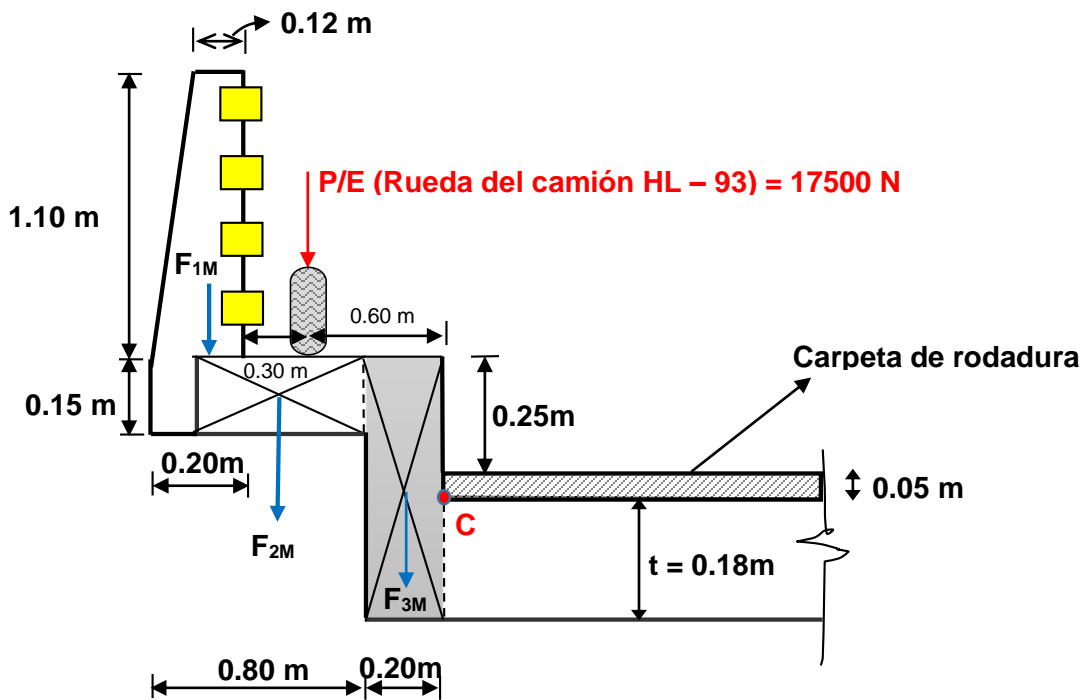
$$(PL) M_{cv} = M_{cv\ bar} + M_{cv\ p} + M_{cv\ imp} = 734.00\ kg * m$$

Combinación de Cargas para la Hipótesis I

$$Mu = 1.25 * (DC) + 1.75 * (PL)$$

$$Mu = 1952,94\ Kg * m$$

HIPÓTESIS II



Carga accidental de rueda en la acera

Ancho de faja para el bordillo.

Armadura principal perpendicular al tráfico:

$$E = 0,833 * X + 1140$$

$$E = 0,833 * 600\ mm + 1140 = 1639,8\ mm. = 1,6398\ m$$

Cálculo de momentos por carga viva:

$$\sum MC = 0$$

Sobrecarga Vehicular:

$$M_{cvr} = P * X = 1750 \text{ kg} * 0.60 = 1050 \text{ Kg} * \text{m}$$

Para volverla momento por metro lineal se divide entre el ancho de faja

$$(PL) M_{cv} = \frac{M_{cvr}}{E} = 640,32 \text{ kg} * \text{m/m}$$

Combinación de Cargas para la Hipótesis II

Resistencia I

$$Mu = 1.25 * (DC) + 1.75 * (PL)$$

$$Mu = 1789,00 \text{ Kg} * \text{m}$$

Cálculo de la armadura a flexión

Datos iniciales

$$Mu = 178900,10 \text{ Kg} * \text{cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$r = 2.5 \text{ cm}$$

$$\varnothing_v = 10 \text{ mm}$$

Altura Útil

$$d = 17 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$As_{nec} = 2,85 \text{ cm}^2$$

$$As_{mín} = 5,61 \text{ cm}^2$$

$$As_{máx} = 26,78 \text{ cm}^2$$

As = 5,61 cm² Armadura necesaria para el caso más desfavorable

5 Φ12mm C/ 20cm

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{1.22}{\sqrt{Lc}} \quad (\text{maximo } 67 \%)$$

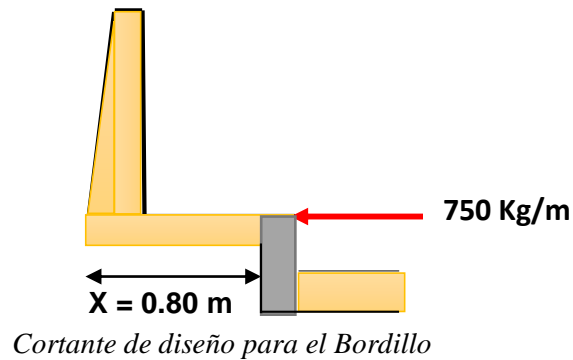
$$D = \frac{1.22}{\sqrt{0,25}} = 2,44 * 100 = 244 \%$$

Tomamos el 67 % de la armadura mínima para la armadura de distribución

$$As = 5,61 \text{cm}^2 * 0,67 = 3,75 \text{cm}^2$$

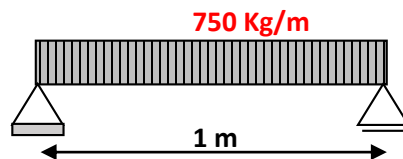
4 Φ12mm

Cálculo de la armadura a cortante



Por la carga de choque=750 kg/m

Cortante máximo para la carga viva horizontal



$$C_{cv} = \frac{q * L}{2} = \frac{750 * 1}{2} = 375 \text{kg}$$

Combinación de Cargas

Resistencia I

$$V_u = 1,25 * \text{Cortante de la carga muerta} + 1,75 * \text{Cortante de la carga viva}$$

$$V_u = 656,25 \text{ Kg}$$

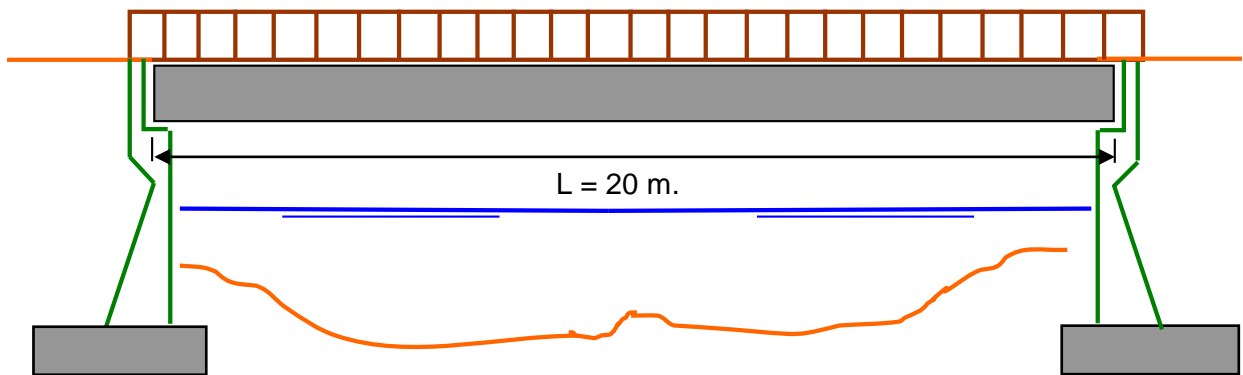
Verificar si necesita armadura de corte para la acera.

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f^c} * b * d = 10470,01 \text{ Kg}$$

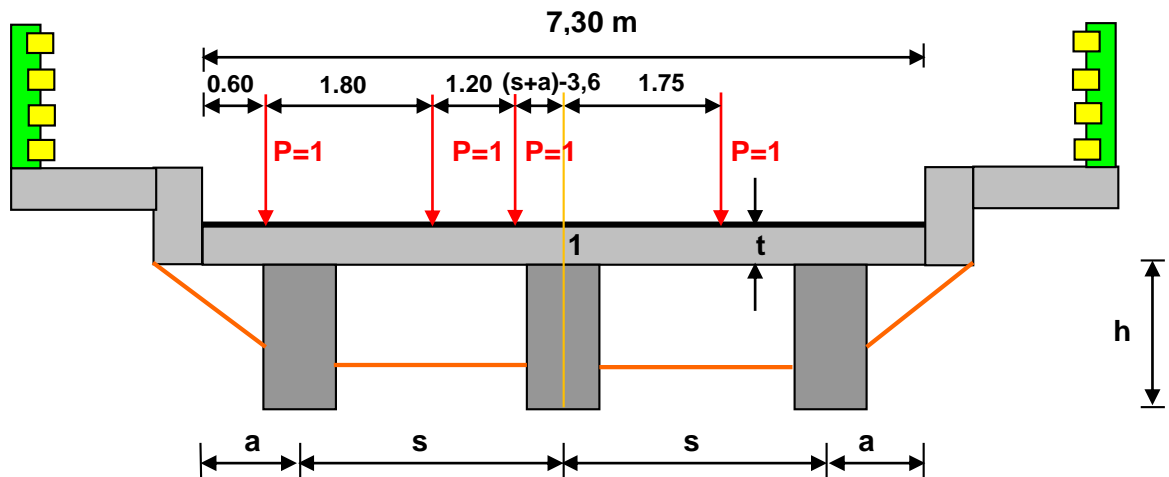
$$V_u \leq \frac{V_c}{2}$$

$$656,25 \text{ Kg} \leq 5235,00 \text{ kg} \quad \text{No necesita armadura de corte}$$

DISEÑO DE LA VIGA Y LOSA DE H° A° L = 20 metros



CÁLCULO DE LA SEPARACIÓN ENTRE EJE DE VIGAS.-



➤ La fracción de carga de carga para las vigas exteriores, está dado por:

$$\sum M_1 = 0 \quad \curvearrowright$$

$$f_e * s = 1 * 3,05 + 1 * 1,25 + 1 * [(s + a) - 3,6]$$

$$f_e = \frac{3,05 + 1,25 + [(s + a) - 3,6]}{s} = \frac{4,30 + [(s + a) - 3,6]}{s}$$

➤ Para las vigas interiores, las especificaciones dan:

$$f_i = 0,547 * s \quad (\text{Tabla})$$

Igualando las expresiones

$$\frac{4,30 + [(s + a) - 3,6]}{s} = 0,547 * s \quad \text{Ecuacion (1)}$$

$$2 * s + 2 * a = 7,30 \quad \rightarrow \quad s + a = 3,65 \quad \text{Ecuacion (2)}$$

Reemplazando ecuación (2) en ecuación (1)

$$f_e = f_i$$

$$\frac{4,30 + [3,65 - 3,6]}{s} = 0,547 * s$$

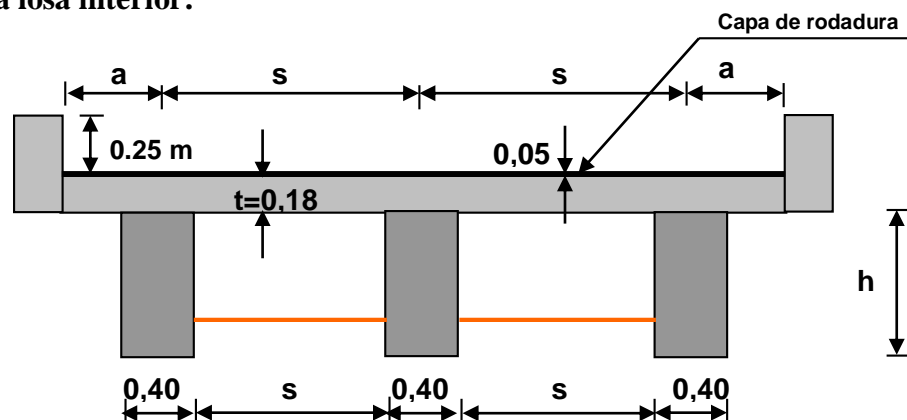
$$s = 2,82$$

$$s + a = 3,65 \text{ m}$$

$$a = 3,65 \text{ m} - s = 3,65 \text{ m} - 2,82 \text{ m} = 0,83 \text{ m}.$$

CÁLCULO DE LA LOSA

➤ Cálculo de la losa interior:



Como ancho de los nervios, se recomienda dimensiones comprendidas entre 0.30 m. y 0.40 m. para facilitar la colocación de la armadura y el vaciado del hormigón.

Determinación de la luz de cálculo:

$$L_c = s' = s - \left(2 * \frac{b}{2}\right)$$

$$L_c = s' = 2,85 - \left(2 * \frac{0,40}{2}\right)$$

$$L_c = s' = 2,42 \text{ m.}$$

Carga muertas

Peso propio (losa) = 0,18 m.*1 m*2400 Kg/m³ = 432 Kg/m

Rodadura = 0.05 m.*1 m.*2200 Kg/m³ = 120 Kg/m

Peso propio (losa)

	M max. (Kg)	V max. (Kg)
POSITIVO	183,70	682,250
NEGATIVO	355,03	682,250

Rodadura

	M max. (Kg)	V max. (Kg)
POSITIVO	51,029	189,514
NEGATIVO	98,619	189,514

- Cálculo de la carga viva

Cálculo del momento máximo positivo en cargas vivas:

No CARRILES	PARA UN CARRIL CARGADO		PARA DOS CARRILES CARGADOS	
CARGA VIVA	M max. (Kg)	V max. (Kg)	M max. (Kg)	V max. (Kg)
POSITIVO	4144,319		3549,512	8356,389
NEGATIVO	1726,568		3416,097	6143,610

Cálculo del momento máximo negativo en cargas vivas:

No CARRILES	PARA UN CARRIL CARGADO		PARA DOS CARRILES CARGADOS	
CARGA VIVA	M max. (Kg)	V max. (Kg)	M max. (Kg)	V max. (Kg)
POSITIVO	3081,851			
NEGATIVO	2276,911			

Cálculo de la armadura a flexión positiva

Para volverlo al momento por metro de ancho lo dividimos entre el ancho de faja positivo.

Ancho de faja para momento positivo:

$$E+ = 660 + 0,55 * 2820 = 2211 \text{ mm}$$

$$M+ = \frac{4144,319}{2,211} = 1874,41 \text{ Kg} * m/m$$

Carga por Impacto:

$$M_{i(+)} = I * M_{cv}$$

$$M_{i(+)} = 0.33 * 1874,41 = 618,55 \text{ Kg} - m/m$$

Combinación de cargas para flexión en la losa interior para momento positivo

$$M_u = 1,25 * DC + 1,5 * DW + 1,75 * (LL + IM)$$

$$M_u = 4668,85 \text{ Kg} * m$$

Cálculo de la Armadura

Mu = 466884.85 Kg*cm Momento último

h = 18.0 cm Altura de la sección

b = 100 cm Ancho de la sección

r = 2.5 cm Recubrimiento mínimo

Øv = 12 mm Diámetro de la varilla adoptado

Altura Útil

$$d = 14,90 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = 8,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{mín}} = 2,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{máx}} = 23,66 \text{ cm}^2$$

As = 8,92 cm² Armadura necesaria para el caso más desfavorable

8 Ø12mm c/ 12.5cm

Armadura de distribución:

Porcentaje de armadura de distribución:

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{1,22}{\sqrt{L_c}} \quad (\text{Maximo } 67\%)$$

Donde:

L_c = Luz de cálculo de la losa en metros

$$D = \frac{1,22}{\sqrt{2,82}} = 0,726 < 0,67$$

$$A_{dis} = 0,67 * 8,92 = 5,98 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Se adopta 8 ϕ 12 mm. c/17 cm.

Nota.- Para tener una sola sección de armadura tanto la losa interior y exterior mantenemos la mayor sección, con esto obtenemos menos pérdida de armadura y se mejora constructivamente.

Cálculo de la armadura (flexión negativa)

El momento máximo negativo para un carril cargado se produce a una distancia de 1.29 m y tiene un valor de -2276,911 kg*m.

$$M_{\max(-)} = 2276,911 \text{ Kg} * m \qquad \rightarrow x = 1,29 \text{ m}$$

Para volverlo al momento por metro de ancho lo dividimos entre el ancho de faja negativo.

Ancho de faja para momento negativo:

$$E- = 1220 + 0.25 * 2820 = 1925 \text{ mm}$$

$$M- = \frac{2276,911}{1,925} = 1182,81 \text{ Kg} * m/m$$

Carga por Impacto:

$$M_{i(-)} = I * M_{cv}$$

$$M_{i(-)} = 0,33 * 1182,81 = 390,33 \text{ Kg} - m/m$$

Combinación de cargas para flexión para momento negativo

$$M_u = 1,25 * DC + 1,5 * DW + 1,75 * (LL + IM)$$

$$M_u = 3344,6935 \text{ Kg} * m$$

Cálculo de la armadura

$M_u = 3334469,35 \text{ Kg*cm}$	Momento último
$h = 18.0 \text{ cm}$	Altura de la sección
$b = 100 \text{ cm}$	Ancho de la sección
$r = 2.5 \text{ cm}$	Recubrimiento mínimo
$\varnothing_v = 12 \text{ mm}$	Diámetro de la varilla adoptado

Altura Útil

$$d = 14,90 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = 6,25 \text{ cm}^2 \qquad A_{s_{min}} = 2,68 \text{ cm}^2 \qquad A_{s_{máx}} = 23,66 \text{ cm}^2$$

$A_s = 6,25 \text{ cm}^2$ Armadura necesaria para el caso más desfavorable

6 Φ 12mm c/ 15cm

Armadura de distribución:

Porcentaje de armadura de distribución:

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{1,22}{\sqrt{L_c}} \qquad (\text{Maximo } 67\%)$$

Donde:

L_c = Luz de cálculo de la losa en metros

$$D = \frac{1,22}{\sqrt{2,82}} = 0,726 < 0,67$$

$$A_{dis} = 0,67 * 6,25 = 4,19 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Se adopta 4 ϕ 12 mm c/25 cm.

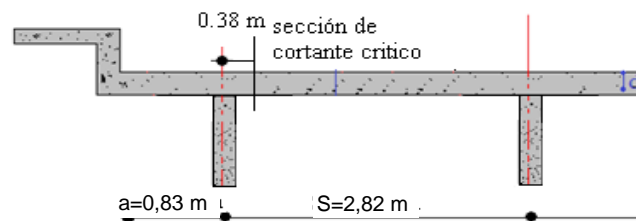
La armadura de distribución en losas perpendiculares al tráfico, se colocarán en la mitad de la luz de la losa, pudiendo reducirse en un 50 % para los dos cuartos restantes de luz.

Verificación por cortante para la losa interior

El máximo momento positivo es a 0.149 m de apoyo exterior y el esfuerzo es 8356,389 Kg.

Pero nosotros necesitamos el cortante crítico que está a una distancia “d” de la cara del apoyo.

Como el apoyo tiene una medida de 0.4 m y d=18 cm entonces calculamos el cortante crítico a una distancia de $0,2 + 0,18 = 0,38$ cm del eje del apoyo:



Ubicación del cortante máximo

$$V_{critico} = 1106,389 \text{ kg a una distancia "d" = 0,38"}$$

Cortante de diseño para la losa interior.

Combinación de Cargas

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$V_u = 1,25 * DC + 1,5 * DW + 1,75 * (LL)$$

$$V_u = 3073,26 \text{ Kg}$$

Verificar si necesita armadura a corte para la losa interior.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d = 11443,84 \text{ Kg}$$

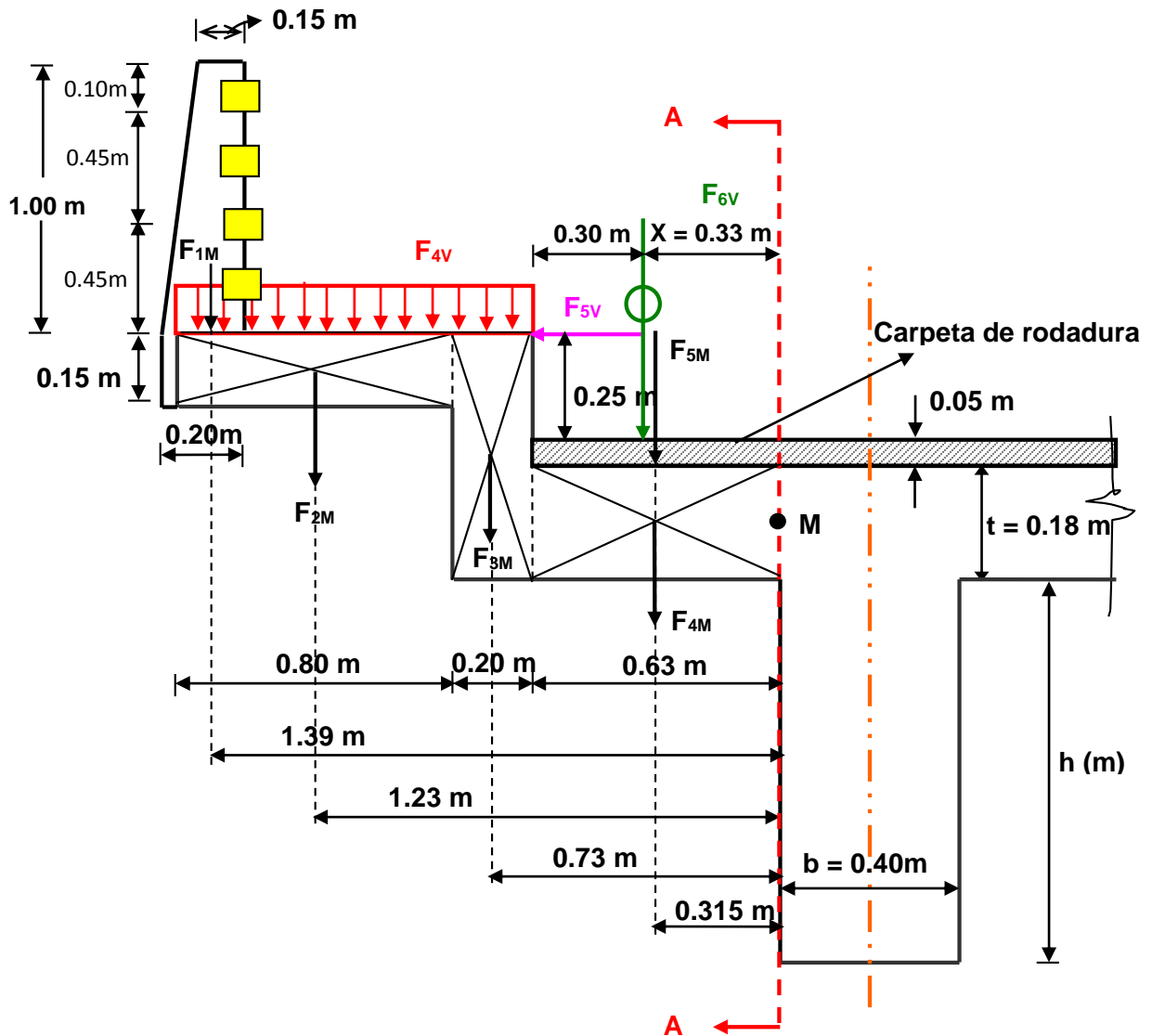
$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} = 2,29$$

$v_u \leq V_c/2$ No necesita armadura de corte

$$2,29 \text{ Kg} \leq 5721,92 \text{ kg}$$

Verificamos que el hormigón resiste a cortante

➤ Cálculo de la losa exterior:



- Cálculo de la carga muerta

Datos iniciales:

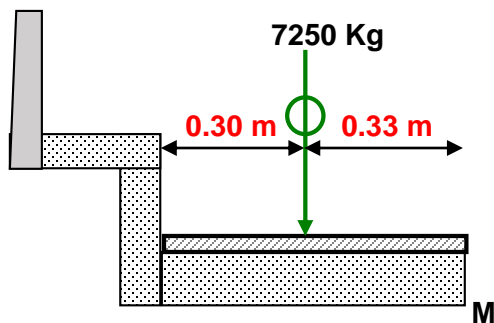
Peso específico del hormigón: 2400 Kg/m^3

Peso específico de la capa de rodadura: 2200 Kg/m^3

	FUERZA (Kg)	BRAZO (m)	MOMENTO (Kg*m)
Poste y Pasamanos	344,70	1,62	558,414
Acera	288,00	1,23	354,24
Bordillo	230,40	0,73	168,192
Losa	272,16	0,715	194,594
TOTAL			1166,576
Rodadura	69,3	0,315	21,830

- Cálculo de la carga viva

Carga de la rueda:



Ubicación de la carga viva

Ancho de faja para la losa exterior.

Para la armadura perpendicular al tráfico tenemos:

$$E = 1140 + 0,833 * X$$

$$E = 1140 + 0,833 * 330$$

$$E = 1414,89 \text{ mm} = 1,41489 \text{ m}$$

Momento por metro lineal para carga de la rueda

$$(LL) M_{cv \text{ rueda}} = \frac{P}{E} * X$$

$$(LL) M_{cv \text{ rueda}} = 1696,81 \text{ Kg} * \text{m/m}$$

Carga peatonal:

$$(PL) M_{cv \text{ peat.}} = \frac{q * L^2}{2} = \left(\frac{360 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * 1\text{m}^2}{2} \right) = 180 \text{ kg} * \text{m}$$

$$(PL) M_{cv \text{ peat.}} = 180 \text{ Kg} * \text{m}$$

➤ **Por impacto:**

$$(IM) M_i = 0,33 * M_{cv \text{ rueda}}$$

$$(IM) M_i = 559,95 \text{ Kg} * \text{m/m}$$

Combinación de Cargas

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$M_u = 1,25 * DC + 1,5 * DW + 1,75 * (LL + PL + IM)$$

$$M_u = 5755,295 \text{ Kg} * \text{m}$$

Cálculo de la Armadura

Cálculo de la armadura a flexión positiva para la losa exterior.

$$M_u = 575529,50 \text{ Kg*cm} \quad \text{Momento último}$$

$$h = 18.0 \text{ cm} \quad \text{Altura de la sección}$$

b = 100 cm Ancho de la sección
r = 2.5 cm Recubrimiento mínimo
 $\varnothing_v = 16$ mm Diámetro de la varilla adoptado

Altura Útil

$$d = 14,70 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{s_{nec}} = 11,40 \text{ cm}^2 \qquad A_{s_{mín}} = 2,65 \text{ cm}^2 \qquad A_{s_{máx}} = 23,52 \text{ cm}^2$$

As = 11,40 cm² Armadura necesaria para el caso más desfavorable

6 Φ 16mm c/ 15cm

Armadura de distribución:

Porcentaje de armadura de distribución:

Para armadura principal perpendicular al tráfico:

$$D = \frac{1,22}{\sqrt{L_c}} \qquad (\text{Maximo } 67\%)$$

Donde:

L_c = Luz de cálculo de la losa en metros

$$D = \frac{1,22}{\sqrt{0,83}} = 0,911 < 0,67$$

$$A_{dis} = 0,67 * 11,40 = 7,64 \text{ cm}^2$$

7 Φ 12 mm c/ 15 cm

Verificación por cortante para la losa exterior.

➤ **Por carga muerta:**

Peso propio de poste y pasamanos:

$$V_{pp} = 334.76 \text{ kg}$$

Peso propio de la acera:

$$V_{acr} = \left(1 \text{ m} * 0.15 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 360,00 \text{ kg}$$

Peso propio del bordillo:

$$V_{bor1} = \left(0.48 \text{ m} * 0.20 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 230.4 \text{ kg}$$

Peso propio de la losa exterior:

$$V_{losa} = \left(0.18 \text{ m} * 0.63 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \right) = 272.16 \text{ kg}$$

Peso de la capa de rodadura:

$$V_{cr} = 0.05 \text{ m} * 1 \text{ m} * 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} * 0.63 \text{ m} = 75,60 \text{ kg}$$

Cortante por carga muerta:

$$V_{cm} = V_{pp} + V_{acr} + V_{bord} + V_{losa}$$

$$V_{cm} = 1197,32 \text{ kg}$$

➤ **Por carga viva:**

Cortante por carga de la rueda

$$V_{cvr} = P = 7250 \text{ kg}$$

Para volverla cortante por metro lineal se divide entre el ancho de faja

$$V_{cvrueda} = \frac{7250 \text{ kg}}{1,41 \text{ m.}} = 5141,84 \text{ kg/m}$$

Pero nosotros necesitamos el cortante crítico que se encuentra a una distancia “d” de la cara del apoyo. Y como la carga puntual por la rueda trasera del camión está sobre el apoyo el cortante por lo tanto esta será igual a cero

$$V_{cvr} = -7249,99 \text{ kg}$$

Cortante por la carga peatonal

$$V_{cp} = 360 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * 1.10\text{m} = 396 \text{ kg}$$

Combinación de Cargas

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$V_u = 1,25 * DC + 1,5 * DW + 1,75 * (LL + PL)$$

$$V_u = 14990,53 \text{ Kg}$$

Verificar si necesita armadura a corte para la losa exterior.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 11290,23 \text{ Kg}$$

$$vu = \frac{V_u}{\phi * b * d} = 11,18$$

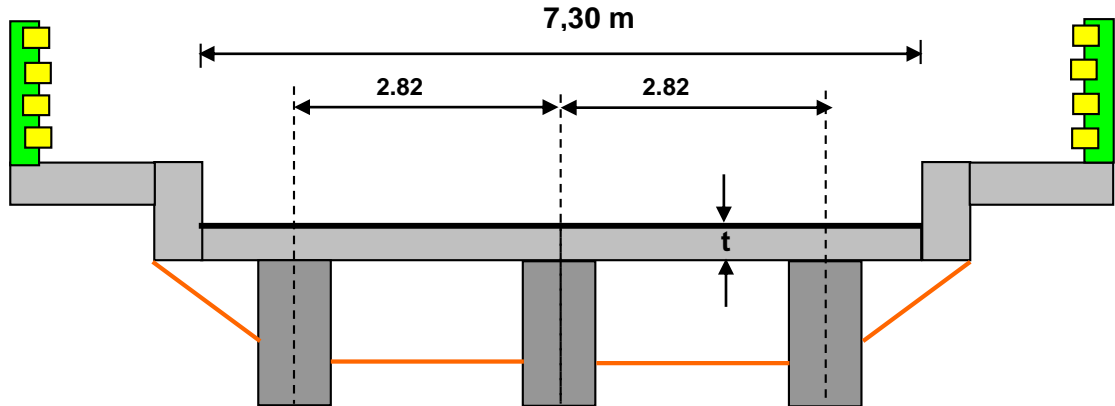
$$vu \leq V_c/2 \quad \text{No necesita armadura de corte}$$

$$11,18 \text{ Kg} \leq 5721,92 \text{ kg} \quad \text{Verificamos que el hormigon resiste a corte}$$

Consideraciones para puentes esviajados

Los efectos de esviaje deben ser contemplados proporcionando barras adicionales arriba y abajo en los extremos de la losa. Usar $\phi = 16 \text{ c}/15 \text{ cm}$. sobre una viga de borde plana de 18 x 40 cm.

Diseño de la viga.



Para vigas simplemente apoyadas, la norma también recomienda:

$$h \geq 0.07 L_c$$

$$h \geq 0.07 * 20 m.$$

$$h \geq 1.40 m.$$

Por lo tanto dimensiones de la viga son: $h = 1.40 m.$ $b = 0.40 m.$

➤ **ANÁLISIS DE CARGAS**

La carga muerta constituida por postes, pasamanos, aceras, bordillos, rodadura y losa, se las distribuye en las tres vigas.

Datos iniciales:

Peso específico del hormigón: $2400 Kg/m^3$

Peso específico de la capa de rodadura: $2200 Kg/m^3$

Carga muerta:

	PESO PROPIO
Poste	25,21
Pasamanos	84,60

Aceras	192,00
Bordillo	164,96
Losa	1051,20
TOTAL	2669,97
Diafragma Interior	1313,76
Diafragma Exterior	1576,51

Cálculo de momentos flectores y cortantes para carga muerta

Carga Muerta

	M max. (Kg)	V max. (Kg)
POSITIVO	140067,30	24019,118
NEGATIVO		24019,118

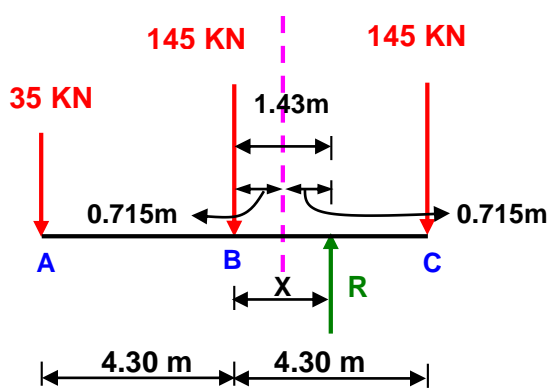
Rodadura

	M max. (Kg-m)	V max. (Kg)
POSITIVO	14600,00	2555,00
NEGATIVO		2555,00

Carga viva:

CARGA DE CAMIÓN:

Para la carga viva, se aplica el teorema de Barre para una fila de ruedas y luego se afecta con la fracción de carga establecida inicialmente para que el momento solicitante sea por viga.



$$R = 35\text{KN} + 145\text{KN} + 145\text{KN} = 325 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$35 \text{ KN} (4.3 \text{ m}) + R (X) - 145 \text{ KN} (4.3 \text{ m}) = 0$$

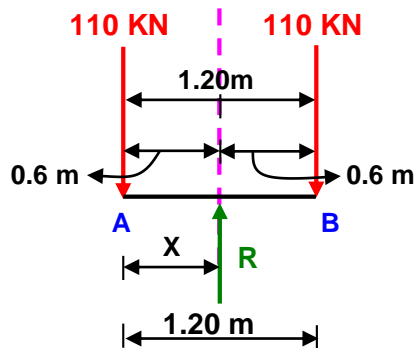
$$X = 1.43 \text{ m.}$$

$$X/2 = 0.715 \text{ m.}$$

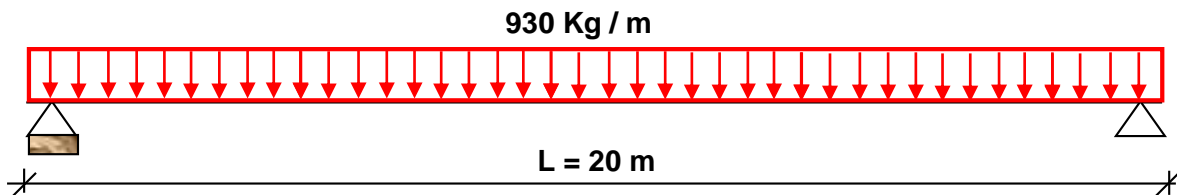
Cálculo de momento máximo mediante el teorema de barré

CARGA DE TANDEM:

Máximo momento por la carga de Tándem:



Momento por carga viva para $X = 9.7 \text{ m}$. $M_{\text{máx}}$.



Máximo momento por la carga de carril.

	CAMIÓN	TANDEM	POR CARRIL
MOMENTO (Kg*m)	124655,601	103503,86	46500,00
CORTANTE (Kg)	25866,00	20020,00	8137,50

Calculo de factores de distribución por momento para las vigas.-

VIGAS INTERIORES

$$\frac{k_g}{L * t_s^3} = 1,0 \quad y \quad \frac{I}{J} = 1,0$$

mg = Factor de distribución con factor de presencia múltiple incluido.

SI = Único Carril cargado, Interior.

MI = Múltiples carriles cargados.

M = Momento.

S = Separación entre vigas o almas.

L = Longitud de tramo de la viga.

Para un carril cargado

$$mg \frac{SI}{M} = 0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} * \left(\frac{k_g}{L * t_s^3}\right)^{0,1}$$

$$mg \frac{SI}{M} = 0,06 + \left(\frac{2820}{4300}\right)^{0,4} * \left(\frac{2820}{20000}\right)^{0,3} * 1,0 = 0,53$$

Para dos carriles cargados

$$mg \frac{MI}{M} = 0,075 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,6} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0,2} * \left(\frac{k_g}{L * t_s^3}\right)^{0,1}$$

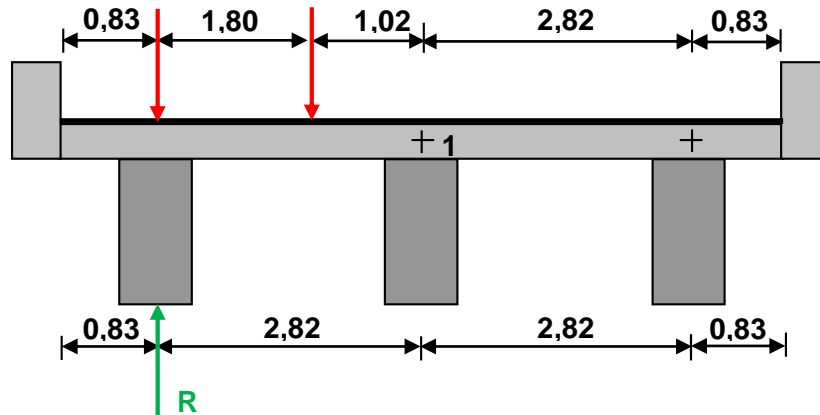
$$mg \frac{MI}{M} = 0,075 + \left(\frac{2820}{2900}\right)^{0,6} * \left(\frac{2820}{20000}\right)^{0,2} * 1,0 = 0,74$$

Para un carril cargado	$mg \frac{SE}{M}$	0,53	
Para dos carriles cargados	$mg \frac{ME}{M}$	0,74	Gobierna

VIGAS EXTERIORES

Para un carril cargado

Ley de Momentos:



$$R \cdot 2,82 - (P/2) \cdot 2,82 - (P/2) \cdot 1,02 = 0$$

$$R = ((P/2) \cdot 2,82 + (P/2) \cdot 1,02) / 2,82 = 0,68 \cdot P$$

$$mg \frac{SE}{M} = 0,68 \quad SE = \text{Único carril exterior}$$

$$mg \frac{SE}{M} = 1,2 \cdot (0,68) = 0,82$$

Para dos carriles cargados

$$mg \frac{ME}{M} = e \cdot mg \frac{MI}{M}$$

$$e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$$

$$e = 0,77 + \frac{830}{2800} = 1,07 > 1$$

$$mg \frac{ME}{M} = e \cdot mg \frac{MI}{M} = 1,07 \cdot 0,74 = 0,79$$

Para un carril cargado	$mg \frac{SE}{M}$	0,82	Gobierna
Para dos carriles cargados	$mg \frac{ME}{M}$	0,79	

Distribución de momento por carga viva:

VIGAS INTERIORES

$$M_{LL+IM} = mg * \left[M_{CAMION \text{ o } TAMDEM} * \left(1 + \frac{IM}{100}\right) + M_{carril} \right]$$

$$M_{Camion+imp.} = 0,74 * \left[(124655,601) * \left(1 + \frac{33}{100}\right) + 46500,00 \right] = 157096,042 \text{ Kg} * m$$

VIGAS EXTERIORES

$$M_{LL+IM} = mg * \left[M_{CAMION \text{ o } TAMDEM} * \left(1 + \frac{IM}{100}\right) + M_{carril} \right]$$

$$M_{Camion+imp.} = 0,82 * \left[(124655,601) * \left(1 + \frac{33}{100}\right) + 46500,00 \right] = 174079,398 \text{ Kg} * m$$

Los resultados muestran que la viga exterior camión más carril genera mayor cantidad de momento de sobrecarga vehicular.

Ancho efectivo del ala:

Para vigas interiores

$$b_{efect.} = \text{el menor de} \left\{ \begin{array}{l} L_{efect.}/4 = 20/4 = 4.5\text{m} \\ 12*ts + bw = 12*0.18 + 0.4 = 2.56 \text{ m} \\ \text{S espacio de viga} = 2.82 \text{ m} \end{array} \right\}$$

Para vigas exteriores

$$b_{efect.} = 1/2 b_{efect.} + \text{el menor de} \left\{ \begin{array}{l} L_{efect.}/8 = 20/8 = 2.5 \text{ m} \\ 6*ts + bw/2 = 6*0.18 + 0.4/2 = 1.28 \text{ m} \\ \text{Ancho de volado} = 0.8 \text{ m} \end{array} \right\}$$

$$b_{efect} = 0.5 * 2.56 + 0.8 = 2.08m \quad \text{Gobierna}$$

$$\text{Para Viga exterior} \quad b_{efect} = 2.08 m$$

$$\text{Para Viga interior} \quad b_{efect} = 2.56 m$$

Pero con 2,08 m el ala de la viga llega a invadir parte del bordillo. Por lo tanto tomaremos hasta el borde del bordillo, que llega a ser $b_{efect} = 2,06 m$

VIGA INTERIOR

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$M_u = 1,25 * DC(M_{cm}) + 1,5 * DW(M_{rod}) + 1,75 * LL(M_{Camion+imp.})$$

$$M_u = 471902,1994 \text{ Kg} * m$$

Cálculo de la armadura a flexión para la viga exterior.

$$f_{c28} = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_e = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_u = 471902,1994 \text{ Kg*cm} \quad \text{Momento último}$$

$$h = 140 \text{ cm} \quad \text{Altura de la sección}$$

$$b = 256 \text{ cm} \quad \text{Ancho de la sección}$$

$$d = 15 \text{ cm} \quad \text{Altura adoptado para encontrar}$$

$$\varnothing_v = 25 \text{ mm} \quad \text{Diámetro de la varilla adoptado}$$

Altura Útil

$$d = 117,35 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{S_{nec}} = 117,77 \text{ cm}^2 \qquad A_{S_{min}} = 102,98 \text{ cm}^2 \qquad A_{S_{max}} = 512,00 \text{ cm}^2$$

As = 117,77 cm² Armadura necesaria para el caso más desfavorable

24 Φ 25mm c/ 12.5cm (viga interior)

VIGA EXTERIOR

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$M_u = 1,25 * DC(M_{cm}) + 1,5 * DW(M_{rod}) + 1,75 * LL(M_{Camion+imp.})$$

$$M_u = 501623,0723 \text{ Kg} * m$$

Cálculo de la armadura a flexión para la viga exterior.

$$f_{c28} = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_e = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

Mu = 50162307,23 Kg*cm Momento último

h = 140 cm Altura de la sección

b = 206 cm Ancho de la sección

d` = 15 cm Altura adoptado para encontrar

$\emptyset_v = 25 \text{ mm}$ Diámetro de la varilla adoptado

Altura Útil

$$d = 117,35 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_{S_{nec}} = 127,17 \text{ cm}^2 \qquad A_{S_{min}} = 79,77,98 \text{ cm}^2 \qquad A_{S_{max}} = 386,79 \text{ cm}^2$$

As = 127,17 cm² Armadura necesaria para el caso más desfavorable

25 Φ 25mm c/ 12.5cm (viga exterior)

Armadura de Piel

Se recomienda utilizar armadura de piel, debido a la altura de la viga de Ho Ao, esto con la finalidad de evitar la figuración lateral

As piel = 10 % As principal Separación máximas <30 cm.

As piel = 12,72 cm²

16 Φ 10mm C/12.5 cm

Cálculo de factores de distribución por cortante para las vigas.-

VIGAS INTERIORES

mg = Factor de distribución con factor de presencia múltiple incluido.

SI = Único Carril cargado, Interior.

MI = Múltiples carriles cargados.

V = Cortante.

S = Separación entre vigas o almas.

L = Longitud de tramo de la viga.

Para un carril cargado

$$mg \frac{SI}{M} = 0,36 + \left(\frac{S}{7600} \right)$$

$$mg \frac{SI}{M} = 0,36 + \left(\frac{2820}{7600} \right) = 0,73$$

Para dos carriles cargados

$$mg \frac{MI}{M} = 0,075 + \left(\frac{S}{3600}\right) - \left(\frac{S}{10700}\right)^2$$

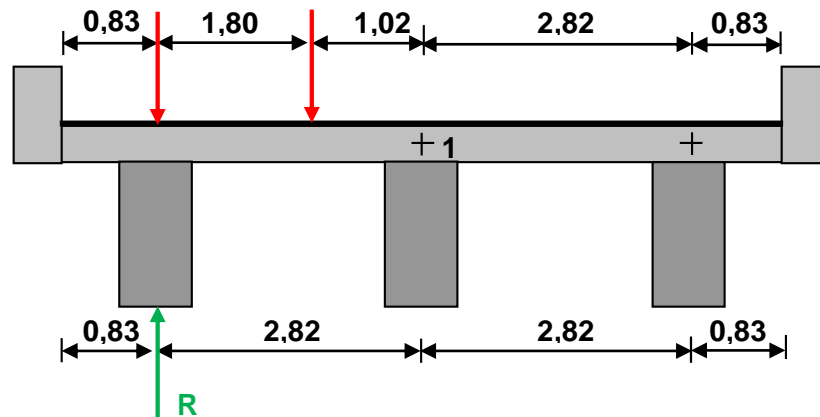
$$mg \frac{MI}{M} = 0,075 + \left(\frac{2820}{3600}\right) - \left(\frac{2820}{10700}\right)^2 = 0,79$$

Para un carril cargado	$mg \frac{SE}{M}$	0,73	
Para dos carriles cargados	$mg \frac{ME}{M}$	0,79	Gobierna

VIGAS EXTERIORES

Para un carril cargado

Ley de Momentos:



$$R * 2,82 - (P/2) * 2,82 - (P/2) * 1,02 = 0$$

$$R = ((P/2) * 2,82 + (P/2) * 1,02) / 2,82 = 0,68 * P$$

$$mg \frac{SE}{M} = 0,68 \quad SE = \text{Único carril exterior}$$

$$mg \frac{SE}{M} = 1,2 * (0,68) = 0,82$$

Para dos carriles cargados

$$mg \frac{ME}{M} = e * mg \frac{MI}{M}$$

$$e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$$

$$e = 0,6 + \frac{830}{3000} = 0,877 > 1$$

$$mg \frac{ME}{M} = e * mg \frac{MI}{M} = 0,877 * 0,74 = 0,65$$

Para un carril cargado	$mg \frac{SE}{M}$	0,88	Gobierna
Para dos carriles cargados	$mg \frac{ME}{M}$	0,65	

Distribución de momento por carga viva:

VIGAS INTERIORES

$$V_{LL+IM} = mg * \left[V_{CAMION \text{ o } TAMDEM} * \left(1 + \frac{IM}{100}\right) + V_{carril} \right]$$

$$V_{Camion+imp.} = 0,79 * \left[(25866,00) * \left(1 + \frac{33}{100}\right) + 8137,50 \right] = 33606,0312 \text{ Kg}$$

VIGAS EXTERIORES

$$V_{LL+IM} = mg * \left[V_{CAMION \text{ o } TAMDEM} * \left(1 + \frac{IM}{100}\right) + V_{carril} \right]$$

$$V_{Camion+imp.} = 0,88 * \left[(25866,00) * \left(1 + \frac{33}{100}\right) + 8137,50 \right] = 37434,5664 \text{ Kg}$$

Los resultados muestran que la viga exterior, camión más carril genera mayor cantidad de Cortante de sobrecarga vehicular.

$$s = \frac{A_v * f_y}{(V_u - V_c) * b_w}$$

s = Separación del estribo recto (cm.)

A_v = Área de la armadura de corte (cm²)

f_y = Límite de fluencia del acero de corte (Kg/cm²)

b_w = Ancho de la viga (cm.)

La norma también limita la separación máxima de los estribos

$$S_{max} = \frac{d}{2}$$

$$S_{max} = 24" = 60 \text{ cm.}$$

Para la viga del puente se asume estribos de $\emptyset = 8 \text{ mm.}$

$$A_s = \frac{\pi}{4} * d^2 = \frac{\pi}{4} * 8^2 = 50,27 \text{ mm}^2 = 0,503 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2 * A_s = 2 * (0,503 \text{ cm}^2) = 1,005 \text{ cm}^2$$

Para x = 1.25 m donde X = d **Qu = 99366,8887 kg**

$$V_c = 7,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u = 24,98 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s = 6,10 \text{ cm}$$

Usar estribos de $\emptyset = 8 \text{ mm. C/ 6,50 cm}$

Para x = 5.00 m **Qu = 68292,983 kg**

$$V_c = 7,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u = 17,17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$s = 11,12 \text{ cm}$$

Usar estribos de $\phi = 8 \text{ mm}$. C/ 11,50 cm

Para $x = 7.00 \text{ m}$

$$Q_u = 50830,408 \text{ kg}$$

$$V_c = 7,68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u = 12,78 \text{ Kg/cm}^2$$

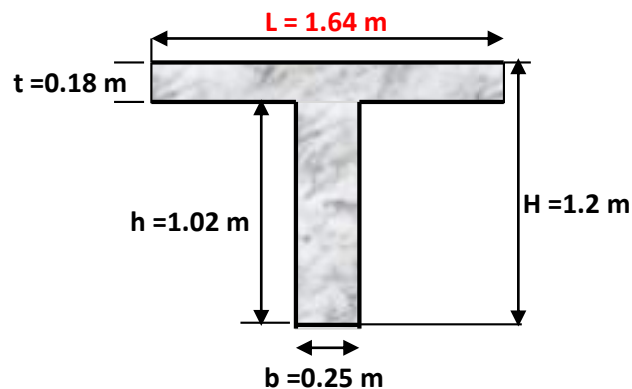
$$s = 20,69 \text{ cm}$$

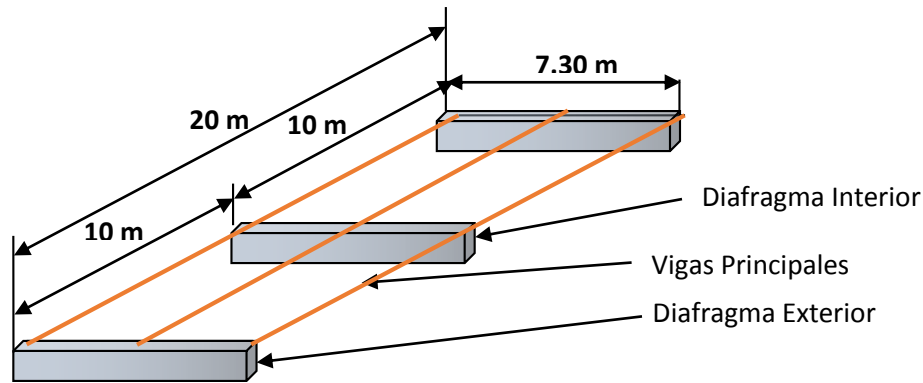
Usar estribos de $\phi = 8 \text{ mm}$. C/ 21,00 cm

Long (m)	1,25	5,00	7,00
Vcm Kg	27356,58	14006,73	8666,79
Vu Kg	99366,8887	68292,983	50830,408
S (cm)	6,5	11,5	21,0

Diseño del diafragma

Los diafragmas son vigas transversales, que por su relación de luz y altura son consideradas como vigas de rigidez infinita (gran rigidez), cuya función principal es la de arriostrar a las vigas principales.





La base de las vigas transversales debe ser por lo menos de 25 cm para que se pueda colocar doble armadura. La altura se lo adopta descontando la losa y una altura libre de 25 cm.

Ancho tributario del diafragma

$$b \leq 6t + b_w = 6(0.18m) + 0.25m = 1.33m$$

$$b \leq \frac{L}{4} = \frac{5.64 m}{4} = 1.41 m$$

Adoptamos $b = 1.4 m$

Momentos y Cortantes por Carga Muerta.-

Cálculo de la carga muerta

$$\text{Peso del diafragma} = 0,25 * 1,02 * 2400 = 612 \text{ (Kg/m)}$$

$$M = \frac{q * l^2}{8} = 608,36 \text{ Kg * m}$$

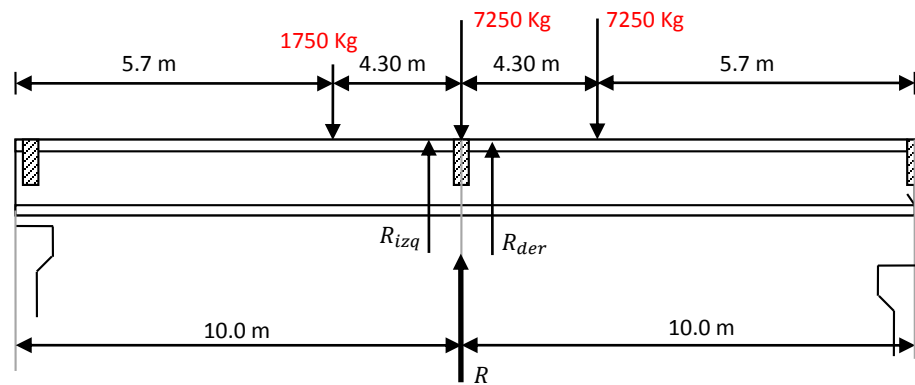
El cortante se calcula a una distancia igual al peralte. $d = h - d' \rightarrow d = 1,0m - 0,05m = 0,95 m$

$$x = 0 \quad Q = 862,92 \text{ Kg}$$

$$x = 0.95 m \quad Q = 281,52 \text{ Kg}$$

Momento por Carga Viva

1°.- Se determina la reacción máxima de una fila de ruedas en un diafragma interior



$$R_{izq} = \frac{1750 * (5,7m) + 7250 * (10m)}{10,0 m} = 8247,50 Kg$$

$$R_{der} = \frac{7250 * (5,7m)}{10,0 m} = 4132,50 Kg$$

$$R = R_{izq} + R_{der} = 8247,50 + 4132,50 = 12380,00 Kg$$

Añadimos el impacto un porcentaje del 33%

$$IM = 12380,00 Kg * 0,33 = 4085,40 Kg$$

$$R + (IM) = 12380,00 Kg + 4085,40 Kg = 16465,40 Kg$$

La reacción generalizada en estas vigas transversales será:

$$Ri = \frac{P}{n} * \left[1 + 6 * \left(\frac{n + 1 - 2i}{n^2 - 1} \right) * \frac{\alpha}{s} \right]$$

Ri = Reacción en el apoyo que se esté considerando

P = Carga puntual unitaria

n = Número de vigas principales (apoyos)

s = Separación entre ejes de las vigas principales

i = Número del apoyo (numerado de derecha a izquierda)

α = Abscisa de la carga P con respecto al centro de la viga

Para el cálculo de las reacciones se tiene 4 vigas longitudinales, las cuales están separadas $S = 2,82$ metros, $n = 3$ vigas principales:

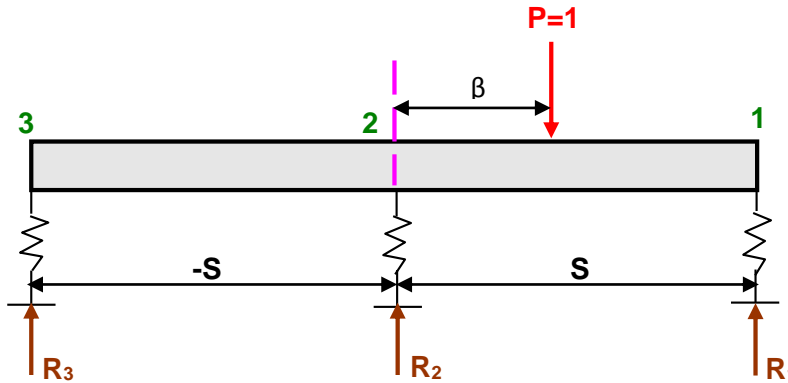


Fig. 75 Reacción en los apoyos

$$R_1 = \frac{P}{3} * \left(1 + \frac{3}{2} * \frac{\beta}{S} \right) =$$

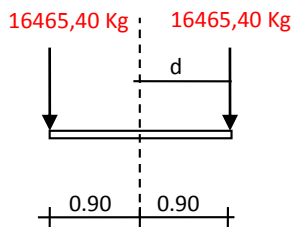
$$R_2 = \frac{P}{3} (\text{constante}) = 0,333 * P$$

$$R_3 = \frac{P}{3} * \left(1 - \frac{3}{2} * \frac{\beta}{S} \right) =$$

2° Determinar los máximos esfuerzos en el diafragma por carga viva. Definido por teorema de Courbon

x = distancia donde se produce el M_{max}

Para 1 faja de tráfico



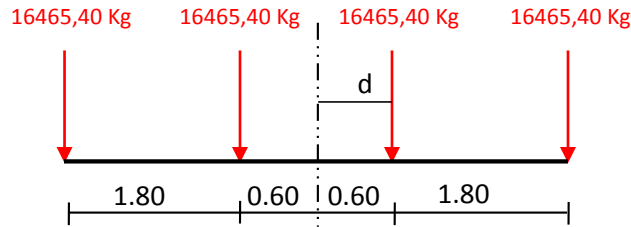
$$e = \frac{S}{6} - \frac{d}{2} = \frac{2,82 \text{ m}}{6} - \frac{0,90 \text{ m}}{2} = 0,02 \text{ m}$$

$$x = e + d = 0,02 \text{ m} + 0,90 \text{ m} = 0,92 \text{ m}$$

d = distancia de la fila de rueda interior al centro de gravedad

e = excentricidad promedio.

Para 2 fajas de tráfico



$$e = \frac{S}{6} - \frac{d}{2} = \frac{2,82 \text{ m}}{6} - \frac{0,60 \text{ m}}{2} = 0,17 \text{ m}$$

$$x = e + d = 0,17 \text{ m} + 0,60 \text{ m} = 0,77 \text{ m}$$

Para la línea de influencia del momento flector en x , se discuten los siguientes puntos:

$$\beta = -s \qquad M = \frac{P}{6} * (s - x)$$

$$\beta = 0 \qquad M = \frac{P}{3} * (s - x)$$

$$\beta = x \qquad M = \frac{P}{3} * \left(1 + \frac{3 * x}{2 * s}\right) * (s - x)$$

$$\beta = s \qquad M = -\frac{P}{6} * (s - x)$$

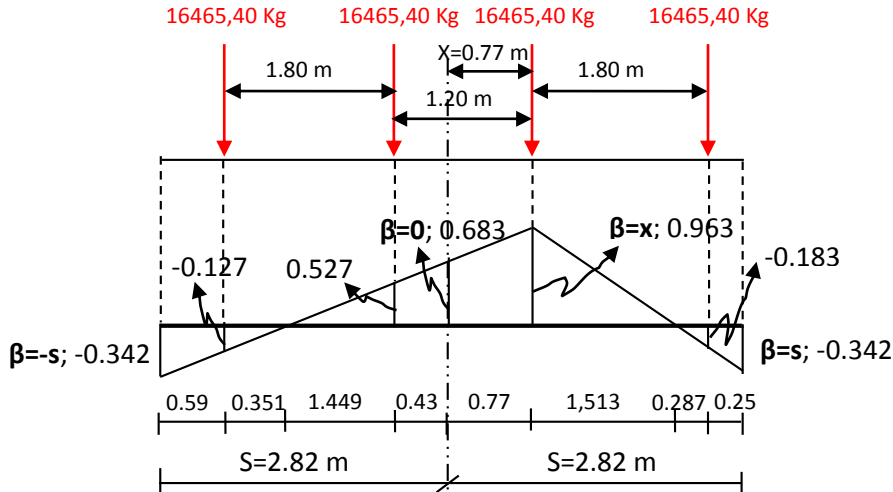
Reemplazando:

$$\beta = -s \qquad M = \frac{P}{6} * (2,82 - 0,77) = -0,34 * P$$

$$\beta = 0 \qquad M = \frac{P}{3} * (2,82 - 0,77) = 0,683 * P$$

$$\beta = x \qquad M = \frac{P}{3} * \left(1 + \frac{3 * 0,77}{2 * 2,82}\right) * (2,82 - 0,77) = 0,963 * P$$

$$\beta = s \qquad M = -\frac{P}{6} * (2,82 - 0,77) = -0,342 * P$$



$$M_{CV+impacto} = 16465,40 * (0,963 + 0,527 - 0,127 - 0,183) = 19429,17 \text{ Kg} * m$$

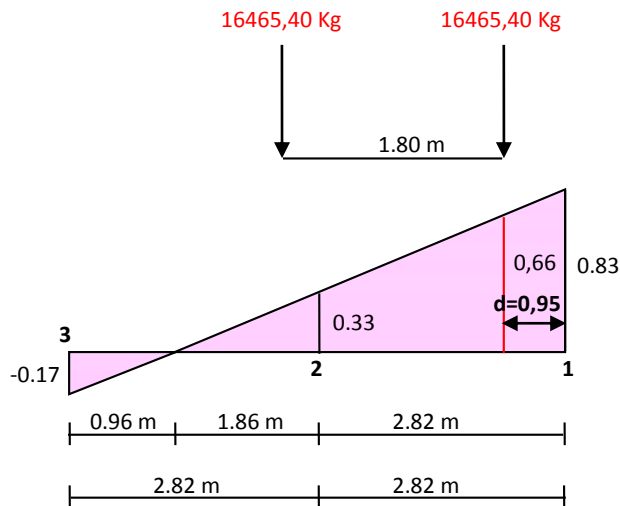
Cortante por Carga Viva

Para $x = d = 2,82 \text{ m}$

$$R_1 = \frac{P}{3} * \left(1 + \frac{3}{2} * \frac{\beta}{S}\right) = \frac{P}{3} * \left(1 + \frac{3}{2} * \frac{2,82}{2,82}\right) = 0,833 * P$$

$$R_2 = \frac{P}{3} (\text{constante}) = 0,333 * P$$

$$R_3 = \frac{P}{3} * \left(1 - \frac{3}{2} * \frac{\beta}{S}\right) = \frac{P}{3} * \left(1 - \frac{3}{2} * \frac{2,82}{2,82}\right) = -0,167 * P$$



$$R_1 = \frac{P}{3} * \left(1 + \frac{3}{2} * \frac{\beta}{S}\right) = \frac{P}{3} * \left(1 + \frac{3}{2} * \frac{1,87}{2,82}\right) = 0,665 * P$$

$$Q_{CV+impacto} = 0,6294 * 16465,40 = 10947,739 \text{ Kg}$$

Combinación de cargas para flexión en diafragma

Dónde:

DC=peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

LS=Sobrecarga viva

IM=incremento por carga vehicular dinámica.

Resistencia I

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$M_u = 1,25 * DC + 1,5 * DW + 1,75 * (LL + PL + IM)$$

$$M_u = 34761,4975 \text{ Kg} * m$$

Cálculo de la armadura a flexión positiva

$$M_u = 3476149,75 \text{ Kg} * \text{cm}$$

h = 100 cm altura de la sección

b = 25 cm ancho de la sección

d` = 5 cm altura adoptado para encontrar

Øv = 20 mm diámetro de la varilla adoptado

Altura Útil

$$d = h - d` \Rightarrow 100 - 5 = 95 \text{ cm}$$

Altura de compresión

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2.6144 \frac{Mu}{f_c * b * d^2}} \right] = 95 \left[1 - \sqrt{1 - 2.6144 \frac{3476149,75}{210 * 25 * 95^2}} \right]$$

$$a = 9,60 \text{ cm}$$

Armadura necesaria

$$A_s = \frac{0.9 * f_c * b * a}{f_y} = \frac{0,9 * 210 * 25 * 9,60}{4200} = 10,80 \text{ cm}^2$$

Armadura mínima

$$A_{s_{min}} = 0.0033 * b * d = 0,0033 * 25 * 95 = 7,84 \text{ cm}^2$$

Armadura máxima

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d = 0.75 * 0.021 * 25 * 95 = 37,41 \text{ cm}^2$$

$A_s = 10,80 \text{ cm}^2$ Armadura necesaria para el caso más desfavorable

Se recomienda usar **4 Φ 20mm**

Armadura de piel:

Se recomienda utilizar armadura de piel debida, a la altura de la viga de Ho Ao, esto con la finalidad de evitar fisuras:

$$A_s \text{ piel} = 0.1 * 10,80 \text{ cm}^2 = 1,08 \text{ cm}^2 \quad \text{separación máxima de 30 cm}$$

Por construcción asumimos **3 Φ 8mm c/25cm**

Cálculo de la Armadura por Corte**Combinación de Cargas****Resistencia I**

Combinaciones de carga y factores de carga para la resistencia I

$$V_u = 1,25 * DC + 1,75 * LS$$

$$V_u = 19510,44 \text{ Kg}$$

Para el cálculo de armaduras de corte sólo se tomará en cuenta $V = 19510.44 \text{ Kg}$

La Norma AASHTO en el artículo 8.16.6 considera que el cortante en un elemento de hormigón armado se calce de la siguiente manera:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} = 0.53 * \sqrt{210} = 7.68 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo de corte último es:

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} = \frac{19510.44 \text{ Kg}}{0.85 * 25\text{cm} * 95\text{cm}} = 9.66 \text{ Kg/cm}^2$$

La separación de los estribos rectos está dada por la siguiente fórmula:

$$s = \frac{(A_v) * (f_y)}{(V_u - V_c) * (b_w)}$$

Donde:

$s(\text{cm})$ = Separación del estribo recto

$A_v(\text{cm}^2)$ = Área de la armadura de corte

$f_y(\text{Kg/cm}^2)$ = Límite de fluencia del acero de corte

$$s = \frac{(0,28) * (4200)}{(9,66 - 7,68) * (25)} = 23.99 \cong 25 \text{ cm}$$

Usar estribos de $\Phi 6\text{mm}$ C/25 cm

3.5.2 Infraestructura (Anexo A-4)

Diseño del estribo

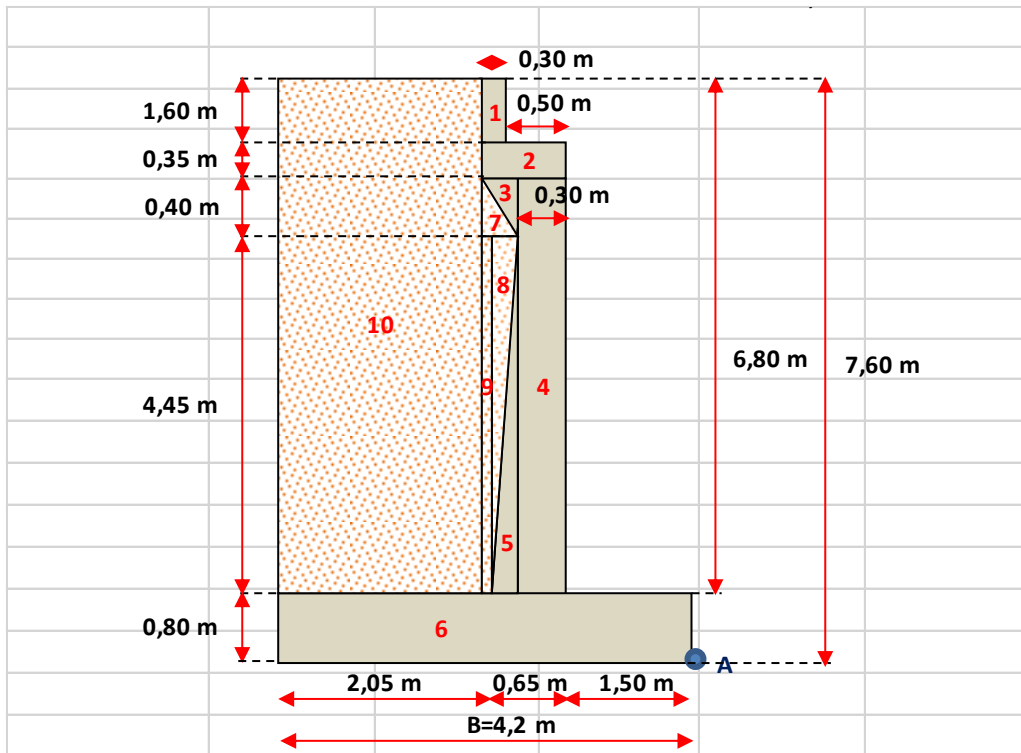
Los estribos serán analizados en tres estados: el primero trabajando sólo sin el puente como muro de contención y la segunda considerando el empuje del suelo y el tercero con puente y con empuje de suelo.

El predimensionamiento se lo realiza según el libro de Braja M. Das, descrito en la pág. 447

Dimensión	Calculado	Redondeado	Observación	Parte del estribo
H	7,60	7,60	Dato	Altura del estribo
h socavación	2,00	2,00	Dato	Altura de socavación
h tirante	2,50	2,50	Dato	Altura de tirante
$B=(0,4H - 0,7H)$	4,18	4,20	Criterio	Base de la zapata
$hb=(0,1H)$	0,76	0,80	Criterio	Altura de zapata
e losa	0,18	0,18	Dato	Espesor losa
h viga	1,20	1,20	Dato	Altura viga
e neopreno	0,06	0,06	Dato	Espesor neopreno
h dado	0,10	0,10	Dato	Altura dado
hm	1,54	1,60	elosa+hviga+eneop+hdado	Altura de murete
$n=(0,15H-0,25H)$	1,52	1,50	Criterio	Longitud de puntera
$a= (0,4 - 0,6) m$	0,50	0,50	Criterio	Base de superestructura
$hc= 0,4 m$	0,40	0,40	Dato	Altura de coronamiento
$l=(1/8-1/12)H$	0,63	0,65	Criterio	Ancho de elevación
$i=(\text{ángulo } 60^\circ)$	0,17	0,20	Dato	Angulo según Leonhardt
$C=(\text{min. } 0,3m)$	0,30	0,30	Dato	Ancho de murete

Datos iniciales

Esfuerzo característico del Hormigón a los 28 días	$f_{ck} =$	210 kg/cm ²
Peso específico del Hormigón	$\gamma_{HoAo} =$	2400 kg/m ³
Peso específico del relleno de los accesos	$\gamma_{suelo} =$	1800 kg/m ³
Tensión admisible del suelo	$\sigma_{adm} =$	2,5 kg/cm ²
Luz de calculo	$L =$	20 m
Altura total	$H =$	7,6 m
Sobrecarga del terraplén	$Ws/c =$	kg/m ³



Verificación de la estabilidad del estribo

ESTADO I (Estribo sometido sólo al empuje de suelo)

Determinación de cargas y efectos

Peso propio estructura de Ho Ao

CARGA	F _A (Kg)	X _A (m)	M _A (Kg*m)
P ₁	1,15	2,15	2,48
P ₂	0,67	1,90	1,28
P ₃	0,24	2,05	0,49
P ₄	3,64	1,65	6,00
P ₅	1,95	1,98	3,86
P ₆	8,06	2,10	16,93
ΣF_p=F_v	15,72	ΣM_p	31,04

Peso del suelo sobre la estructura

CARGA	F_A(Kg)	X_A(m)	M_A
P ₇	0,18	2,05	0,37
P ₈	1,46	1,98	2,90
P ₉	1,26	2,23	2,79
P ₁₀	23,26	3,33	77,33
ΣFr=Fv	26,16	ΣMr	83,39

Momento estabilizante total

ΣFr=Fv	41,87	ΣM estab.=	114,43	TN*m
---------------	-------	-------------------	--------	------

Fuerzas desestabilizadoras

Coefficiente de empuje activo Ka $\phi = 33$

$$Ka = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 0,29$$

Empuje de relleno E1

$$E1 = \frac{1}{2} * \gamma_s * Ka * H^2 = \frac{1}{2} * 1,8 * 0,29 * 7,6^2 = 15,32$$

Empuje de la sobrecarga E2

$$E2 = SC * Ka * H = 1,0 * 0,29 * 7,6 = 2,24$$

Momento de volteo por efecto del empuje del relleno

$$M1 = \frac{H}{3} * E1 = \frac{7,6}{3} * 15,32 = 38,32$$

Momento de volteo por efecto del empuje de la sobrecarga

$$M2 = \frac{H}{2} * E2 = \frac{7,6}{2} * 2,24 = 8,51$$

Empuje de volteo total

$$ET \text{ volteo} = E1 + E2 = 15,32 + 2,24 = 17,57$$

Momento de volteo total

$$MT \text{ volteo} = M1 + M2 = 38,82 + 8,51 = 47,34$$

ESTADO II (Estribo con puente sometido al empuje del suelo y cargas)

Fuerzas Estabilizadoras

q viga =	0,4*1,2*20,00*2400*3	=	69120,00 Kg
q losa =	0,23*7,3*20,00*2400	=	80592 Kg
q bordillo =	0,20*0,40*20,00*2*2400	=	7680,00 Kg
q acera =	0,80*0,15*20,00*2*2400	=	11520,00 Kg
q pasam. =	0,12*0,12*2*4*20,00*2400	=	5529,60 Kg
q poste =	68,76*22	=	1512,72 Kg
q diafr. Int =	(0,25*4,84*0,8*2400)*1	=	2323,20 Kg
q diafr. Ext =	(0,25*4,84*0,8*2400)*2	=	5575,68 Kg

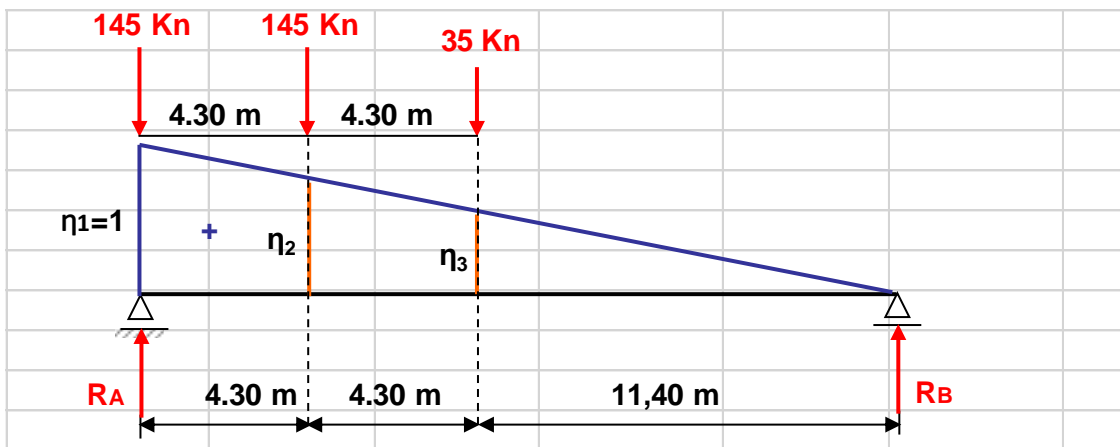
q total = 183853,20 Kg

Carga por estribo

$$q \text{ estribo} = \frac{q \text{ total}}{2} = \frac{183853,20}{2} = 91,93 \text{ Kg.}$$

$$DC \text{ metro de ancho} = \frac{\text{Peso propio} * 2 \text{ vias}}{7,30 + (2 * 1)} = 9,88 \text{ Kg.}$$

Carga debido al camión de diseño



$$\frac{\eta_1}{20} = \frac{\eta_2}{15,7} = \frac{\eta_3}{11,4} \quad \eta_1 = 1$$

$$\frac{1}{20} = \frac{\eta_2}{15,7} = \frac{\eta_3}{11,4} \quad \eta_1 = 0,785$$

$$\frac{1}{20} = \frac{\eta_2}{15,7} = \frac{\eta_3}{11,4} \quad \eta_1 = 0,447$$

$$R_A = 1 * 145 + 0,785 * 145 + 0,447 * 35 = 27448,58 \text{ Kg}$$

Peso vehicular

$$R_A = 27,44858 \text{ Tn}$$

$$P \text{ vehicular} = \frac{R_A * 2 \text{ vias}}{7,30 + (2 * 1)} = 5,90 \text{ Tn} * \text{metro de ancho}$$

Fuerzas estabilizadoras

DESCRIPCIÓN	PESO	BRAZO	MOMENTO
Peso Estribo + Peso Relleno	41,87		114,43
Reacción por Superestructura	9,83	1,75	17,21
Reacción por Carga Vehicular	5,90	1,75	10,33
ΣF_v	57,61	$\Sigma M \text{ estab.}$	141,97

Fuerzas desestabilizadoras

DESCRIPCIÓN	PESO	BRAZO	MOMENTO
Empuje de Relleno + S/C	17,57		47,34
Fuerza de Frenado (5% de Carga Vehicular)	0,30	9,40	2,77
$\Sigma ET \text{ volteo}$	17,86	$\Sigma MT \text{ volteo}$	50,11

ESTADO III (Estribo con puente y sin empuje de suelo)

Fuerzas estabilizadoras

DESCRIPCIÓN	PESO	BRAZO	MOMENTO
Peso Estribo	15,72		31,04
Reacción por Superestructura	9,83	1,65	16,23
Reacción por Carga Vehicular	5,90	1,65	9,74
ΣF_v	31,45	$\Sigma M \text{ estab.}$	57,00

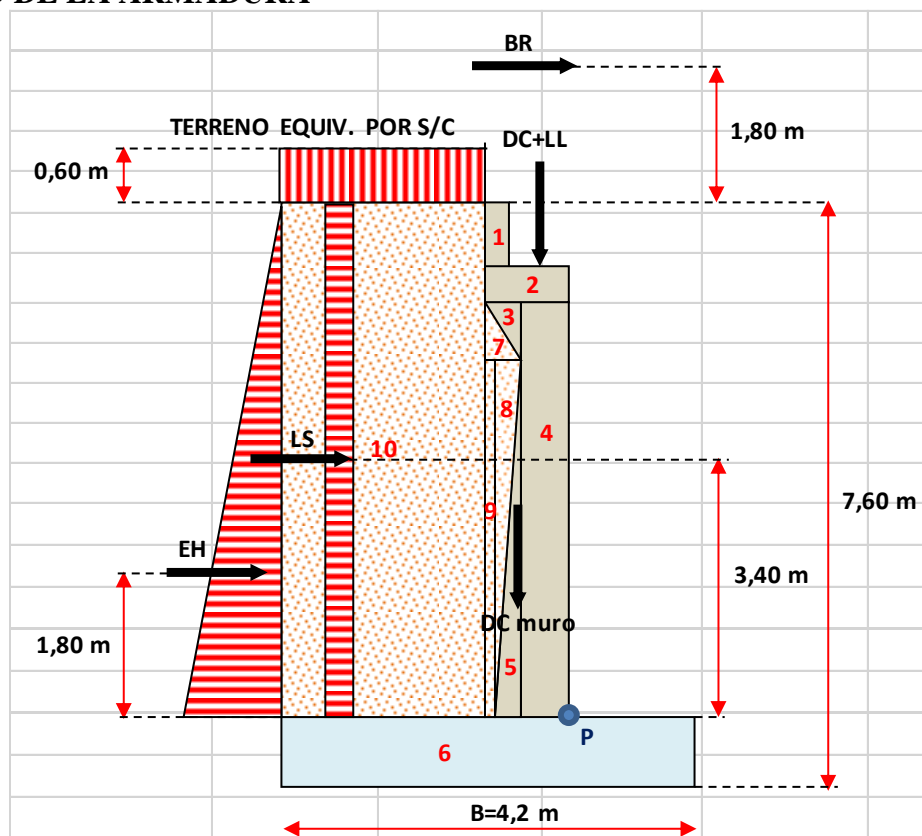
Fuerzas desestabilizadoras

DESCRIPCIÓN	PESO	BRAZO	MOMENTO
Empuje de Sobrecarga	2,24		8,51
Fuerza de Frenado (5% de Carga Vehicular)	0,30	9,40	2,77
$\Sigma ET \text{ volteo}$	2,54	$\Sigma MT \text{ volteo}$	11,29

Tabla de resumen de la verificación a estabilidad

ESTADO	Seguridad al deslizamiento	Seguridad al volcamiento	Presiones sobre el terreno	
	F.S.D.	F.S.V.	σ_{max}	σ_{min}
I	1,43 > 1,50 (CUMPLE)	2,42 > 2,00 (CUMPLE)	2,50 > 1,71	2,50 > 0,29
II	1,92 > 1,50 (CUMPLE)	2,82 > 2,00 (CUMPLE)	2,50 > 2,35	2,50 > 0,38
III	7,33 > 1,50 (CUMPLE)	4,98 > 2,00 (CUMPLE)	2,50 > 1,42	2,50 > 0,05

DISEÑO DE LA ARMADURA



Resumen de armaduras del Estribo

	FLEXIÓN		CORTE
	PRINCIPAL	TRANSVERSAL	
CUERPO DEL ESTRIBO	5 ϕ 25mm c/20cm	3 ϕ 16mm c/33,5cm	No requiere
PARAPETO DEL ESTRIBO	6 ϕ 16mm c/15cm	3 ϕ 10mm c/33,5cm	No requiere

FUNDACIONES DEL ESTRIBO	PUNTA	5 ϕ 20mm c/20cm	3 ϕ 16mm c/33,5cm	No requiere
	TALON	8 ϕ 20mm c/12,5cm	3 ϕ 16mm c/33,5cm	No requiere

Diseño de Aleros

Los Aleros tienen una altura de 7,60 m, y va disminuyendo hasta una altura de 4,00 m considerando un talud de 1:2(Hz) llegando a tener una longitud de 8,37 m (largo), Las zapatas tiene 4,20 m de ancho. (Anexo A-4)

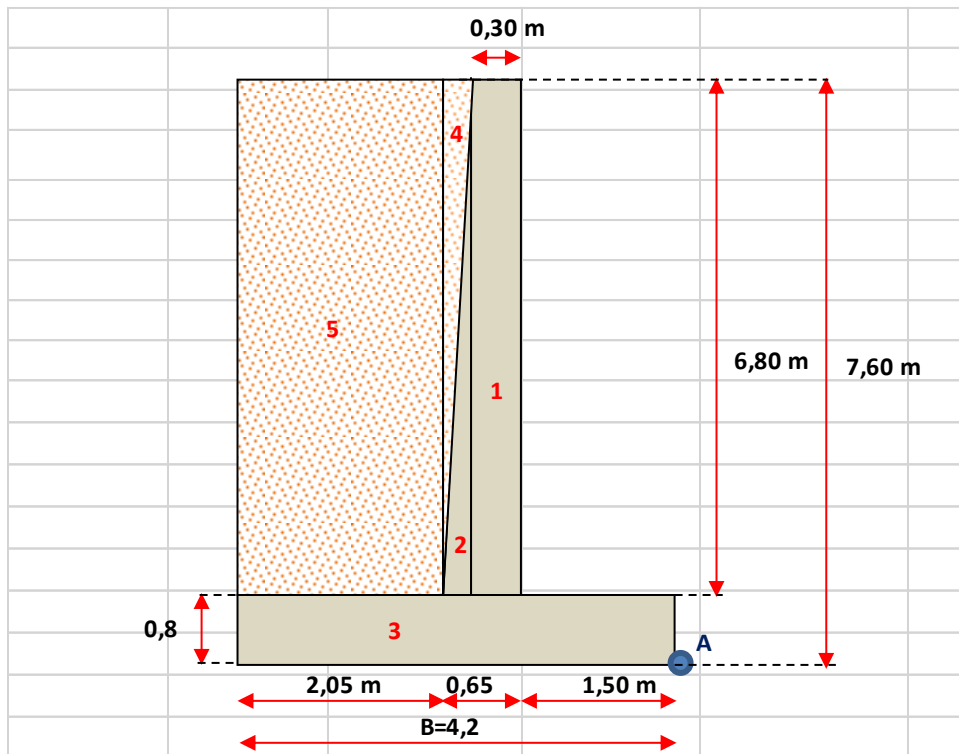
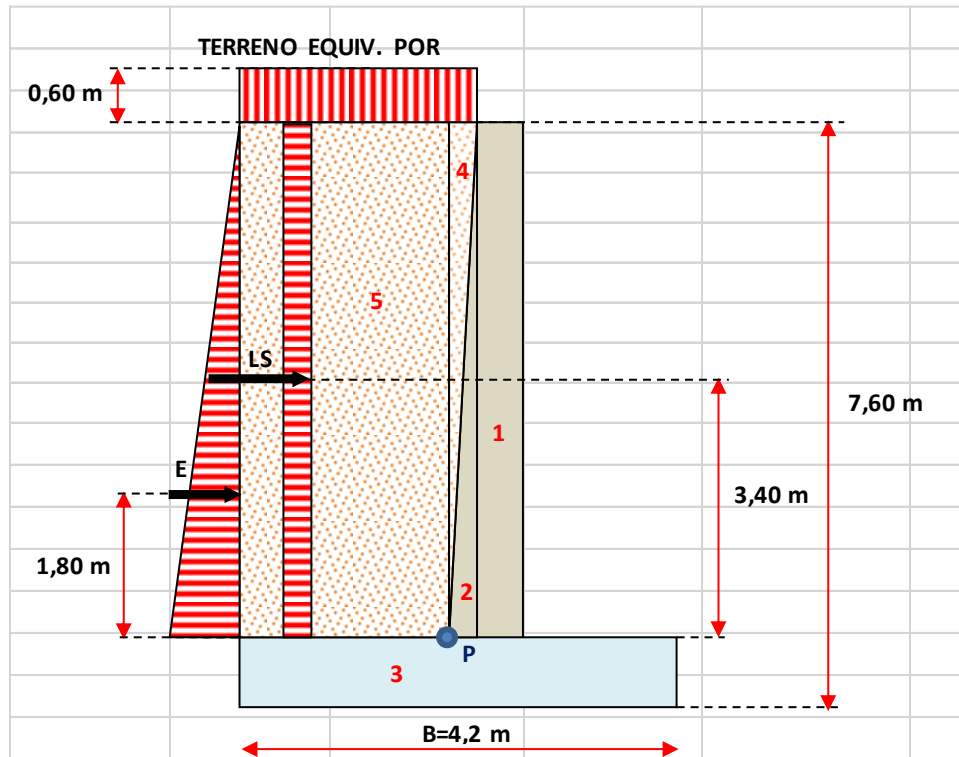


Tabla de resumen de la verificación a estabilidad

ESTADO	Seguridad a deslizamiento	Seguridad a volcamiento	Presiones sobre terreno	
	F.S.D.	F.S.V.	σ_{max}	σ_{min}
I	1,47 > 1,50 (CUMPLE)	2,42 > 2,00 (CUMPLE)	2,50 > 1,81	2,50 > 0,24

DISEÑO DE LAS ARMADURAS



Resumen de armaduras del Aleros

		FLEXIÓN		CORTE
		PRINCIPAL	TRANSVERSAL	
CUERPO DEL ESTRIBO		5 ϕ 20mm c/20cm	3 ϕ 16mm c/30,0cm	No requiere
FUNDACIONES DEL ESTRIBO	PUNTA	4 ϕ 20mm c/25cm	3 ϕ 16mm c/33,5cm	No requiere
	TALON	7 ϕ 20mm c/14,5cm	3 ϕ 16mm c/33,5cm	No requiere

3.5.3 Obras de protección

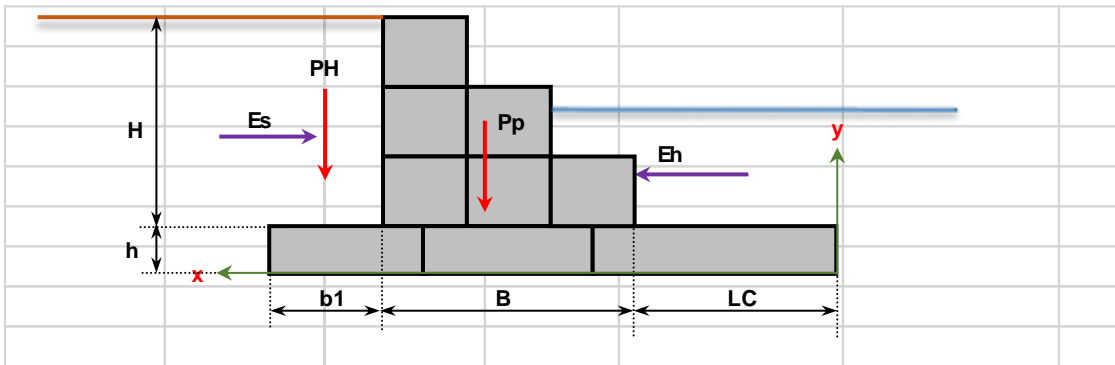
DISEÑO DE GAVIONES

Dimensiones :

Ancho =	1,00	m
Alto =	1,00	m
Largo =	1,00	m
H =	3,00	m

$h = 0,30 \text{ m}$

Geometría del gavión



Determinación de la longitud del colchón

La longitud del colchón deberá ser mayor o igual a la longitud de profundidad de socavación.

$L_c = 2,00 \text{ m}$ adoptado

- γ arenisca = 2,30 Tn/m³
- γ tierra = 1,80 Tn/m³
- $n = 30,00 \%$
- $b_1 = 1,50 \text{ m}$
- $B = 3,00 \text{ m}$

$\gamma_{gavion} = \gamma_{arenisca} * (1 - n) = 1,61 \text{ Tn/m}^3$

Fuerzas que actúan:

CUERPO No	BRAZO X m	BRAZO Y m	PESO Kg/m	PESO*BRAZO*X Kg-m/m	PESO*BRAZO*Y Kg-m/m
1	1,50	0,50	6,90	10,35	3,45
2	2,00	1,50	4,60	9,20	6,90
3	2,50	2,50	2,30	5,75	5,75
4	3,25	0,25	1,95	6,34	0,49
SUMA			15,75	31,64	16,59

Centro de gravedad

$X_{cg} =$	2,01 m	$Y_{cg} =$	1,05 m
------------	--------	------------	--------

Fuerzas verticales:

$$P \text{ tierra} = 10,35 \text{ Tn/m}$$

$$P \text{ propio} = 15,75 \text{ Tn/m}$$

Supresión:

C =	1,00	Es la proporción del área donde actúa la presión
h1 =	2,00 m.	
h2 =	0,00 m.	
ξ =	1,00	Es la proporción de la red de carga
A =	3,00 m ²	
γ_w =	1,00 Tn/m	

$$E_S = C * \gamma_w * \left[h_2 + \frac{1}{2} * \xi * (h_1 - h_2) \right] * A = 3,00 \text{ Tn/m}$$

$\Sigma_{vert} = 29,10 \text{ Tn/m}$

Fuerzas horizontales

Empuje activo:

H =	3,00 m.
γ_{suelo} =	1,80 Tn/m ³
ϕ =	33,00 grados

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) = 0,29$$

$$E_a = \frac{1}{2} * \gamma_{suelo} * K_a * H^2 = 2,39 \text{ Tn/m}$$

Aplicando a H/3=1,00 m. desde la base del muro

Empuje hidrostático:

γ_{agua} =	1,20 Tn/m ³	(Peso específico del agua con sedimentos)
Y =	2,00 m.	(Tirante de agua)

$$E_w = 0,5 * \gamma_{agua} * Y = 1,2 \text{ Tn/m}$$

Empuje de impacto:

$$\begin{array}{llll} Q = & 79,81 & \text{m}^3/\text{s} & \\ A = & 30,17 & \text{m}^2 & V = 2,65 \text{ m/s} \\ \mu = & 0 & \text{grados} & \text{(Angulo formado entre el rio el gavi3n)} \end{array}$$

$$E_d = 2 * \gamma_{agua} * Y^2 * V^2 * \text{sen}^2 \mu = 0,00 \text{ Tn/m}$$

Σhoriz=	3,59 Tn/m.
----------------------------------	-------------------

Verificaciones de estabilidad

Seguridad contra el deslizamiento:

$$F.S.D. = \frac{\Sigma F_{vert} * C}{\Sigma F_{horiz}} > 1,5 \qquad C = 0,6$$

F.S.D. = 8,11 Cumple Okk

Seguridad contra el volcamiento:

Momento estabilizante

$$M_p = P_p * X_{cg} = 31,6375 \text{ Tn} * \text{m}$$

$$M_h = E_w * \frac{Y}{3} = 0,80 \text{ Tn} * \text{m}$$

$$M_d = E_d * \frac{Y}{3} = 0,00 \text{ Tn} * \text{m}$$

$$M (+) = M_e = 32,44 \text{ Tn} * \text{m}$$

Momento desestabilizante

$$M_a = \frac{1}{3} * H * E_a = 2,39 \text{ Tn} * \text{m}$$

$$M_s = E_s * \frac{B}{2} = 4,50 \text{ Tn} * \text{m}$$

$$M (-) = M_d = 6,89 \text{ Tn} * \text{m}$$

$$F.S.V. = \frac{M_e}{M_d} > 2,00$$

F.S.V. = 4,71 **Cumple Okk**

3.6 Estrategia para la ejecución del proyecto

3.6.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas se desarrollaron de forma general, de acuerdo a los siguientes puntos:

Descripción.- Define el tipo de trabajo que se realizará dando algunos detalles del ítem a ejecutarse.

Materiales, herramientas u equipo.- Describe todos los materiales, herramientas y equipos que se utilizarán durante la ejecución de cada ítem.

Procedimiento para la ejecución.- Describe todo el procedimiento de ejecución de cada ítem de acuerdo a normas y criterios de ejecución para el desarrollo de cada ítem.

Medición.- Menciona las unidades que se aplica a la medición realizada a cada ítem.

Forma de Pago.- El ítem ejecutado en un todo de acuerdo con los planos de detalle y las presentes especificaciones, medido según lo señalado y aprobado por el supervisor de obra, será cancelado de acuerdo al precio unitario de la propuesta aceptada.

Dicho precio será compensación total por los materiales, mano de obra herramienta, equipo y otros gastos que sean necesarios para la adecuada y correcta ejecución de los trabajos.

Los requisitos mínimos que se tendrán que cumplir, además mencionar que se deben aplicar las normas correspondientes tanto de hormigones como las estructurales. (Anexo A-6)

3.6.2 Precios unitarios

Los precios unitarios se los desarrollaron por ítems donde se utilizaron precios actuales de materiales, mano de obra y maquinaria, los cuales se consideraron en el formato 2007 del Documento Base de Contratación: (Anexo A-7)

Materiales.

1. Mano de obra.

Cargas sociales, 55% al 71.18% de la mano de obra.

Impuestos IVA, 14,94% de la mano de obra + Cargas sociales.

2. Equipo, maquinaria y herramientas

Herramientas menores, 5% del total de la mano de obra con cargas sociales e IVA.

3. Gastos generales y administrativos, 10% de 1+2+3.

4. Utilidad, 10% de 1+2+3+4.

5. Impuestos IT, 3.09% de 1+2+3+4+5.

6. Total precio unitario, la suma de 1+2+3+4+5+6.

3.6.3 Cómputos métricos

Sobre la base la topografía y los planos estructurales y la geometría del puente existente se calcularon los volúmenes de la obra (Anexo A-7)

3.6.4 Presupuesto

El presupuesto necesario para poder construir este proyecto será de: (Anexo A-7)

Bs. 2.100.562,60

Esta cantidad se distribuirá en los siguientes módulos:

1. Infraestructura y actividades preliminares
2. Superestructura del puente
3. Obras de protección

3.6.5 Planeamiento y cronograma

La obra demandara de 119 días calendario para su ejecución incluido el tiempo de fraguado de 28 días de la losa y vigas de Ho Ao. (Anexo A-8)

Esquema general

Planificar la ejecución o construcción del Puente Vehicular, requiere delinear las soluciones, en sistemas de construcción, que permitan concretar los trabajos.

En primer lugar hay que tener en cuenta que las actividades de la construcción se suceden en el tiempo, aproximadamente en el siguiente orden:

1era. Etapa

Se realizan las instalaciones generales, que se llaman también trabajos de movilización o instalación de faenas, es decir, se construyen los campamentos, talleres, almacenes, oficinas, etc.

2da. Etapa

En cuanto se dispone de un mínimo de instalaciones se suele iniciar las excavaciones en los frentes necesarios de trabajo para fundar estribos de Hormigón Armado

3era. Etapa

Una vez concluidas las excavaciones, se procederá a la construcción de la infraestructura es decir estribos del puente, luego se realizará el relleno y compactado de las fundaciones para obtener un lecho del río de forma regular, con características similares a la superficie original del lecho del río.

4ta. Etapa

Concluida la infraestructura se procederá a la construcción del tablero y las vigas principales del puente con el previo encofrado necesario y la construcción del sistema de aceras y barandado.

5ta. Etapa

Se realizara la construcción de accesos y el sistema de defensivos, obteniendo de esta manera la culminación de la obra con la limpieza general.

CAPÍTULO IV

4. APORTE ACADÉMICO

4.1 Marco teórico del aporte académico.

El objetivo de este capítulo es mostrar la visión y el propósito para crear una nueva forma de facilitar el trabajo de cálculo con la ayuda Microsoft Excel 2010, que ofrezca a los usuarios más ventajas y sobre todo la agilidad y facilidad en el manejo de las aplicaciones de Office 2010.

La **hoja Excel diseño de armaduras para vigas principales de puente de Ho Ao** es una herramienta de cálculo de fácil manejo (para uso profesional y del estudiante), que dimensiona las armaduras de las vigas principales de un puente de sección T sometidas a diversas solicitaciones; siempre siguiendo los criterios establecidos por la normativa AASTHO LRFD (cálculo del momento de diseño) y ACI (cálculo de armaduras).

Para ello se ha creado 1 hoja de cálculo en formato Microsoft Excel 2010, que se complementan con un Manual de Uso.

Los objetivos que se pretendían cumplir en este aporte académico han sido los procedimientos utilizados para los cálculos, las dificultades encontradas en el desarrollo del trabajo y cómo se han afrontado, también se realiza una comparativa con la memoria cálculos realizados durante el cálculo de las vigas del puente de Ho Ao del presente proyecto ejecutado.

Marco teórico de cálculo de armaduras.

En el momento de plantear este proyecto no existía ningún programa de cálculo de armaduras para vigas principales de un puente por ese motivo se propuso realizar este trabajo como aporte académico y que, además, sirviera para el uso académico y profesional al mismo tiempo.

Los requisitos especificados en el **AASTHO LRFD Artículo 5.7.3.4** se deberán aplicar a la armadura de todos los elementos de hormigón.

Análisis y Diseño de armaduras del Hormigón Armado.

Análisis y diseño por flexión

Para el diseño por flexión debemos saber que el tipo de falla deseable es la falla dúctil con la cual la sección ha desarrollado grandes deformaciones.

El código ACI nos da los siguientes límites de cuantía para el diseño:

Cuantías máximas:

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \qquad \rho_{max} = 0,75 * \rho_b$$

Donde:

ρ_b = Cuantía balanceada

β_1 = 0.85 si la resistencia del hormigón es menor que 280 kg/cm

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

f_c = Resistencia de compresión del hormigón a los 28 días.

Cuantías mínimas:

Se toma el valor mayor de las siguientes expresiones:

$$\rho_{min} = \frac{14}{f_y} \qquad \rho_{min} = 0,8 * \frac{f'_c}{f_y}$$

Para el diseño por flexión, se deberá hacer cumplir la siguiente condición:

$$M_u \leq \phi * M_n$$

Donde:

M_u = momentos solicitados mayoradas.

M_n = momento nominal que resiste el hormigón.

ϕ = factor de reducción de capacidad con un valor de 0,9 para flexión.

El cálculo de armadura se lo calcula con las siguientes expresiones que resulta del análisis de equilibrio de un par de fuerzas internas, con una distribución de compresiones en el hormigón de forma rectangular. (Método simplificado).

$$a = d * \left(1 - \sqrt{1 - 2614 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right)$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'c * a * b}{f_y} \quad A_{s_{mín}} = 0.0033 * b * d \quad A_{s_{máx}} = 0.75 * \rho_b * b * d$$

Donde:

d = Es el canto útil en cm.

M_u = Es el momento último máximo mayorado en Kg.*cm

b = Base del elemento a diseñar en cm.

a = Profundidad del bloque de compresiones en cm.

ρ_b = Cuantía balanceada

$A_{s\ nec.}$ = Cantidad de acero necesario en cm²

$A_{s\ mín.}$ = Cantidad de acero mínimo en cm²

$A_{s\ máx.}$ = Cantidad de acero máximo en cm²

Los demás términos ya fueron definidos anteriormente.

4.2 Desarrollo del producto excel

Considero que puede ser interesante, sobre todo para aquel que quiera profundizar más o ampliar mi trabajo, el facilitar algunos criterios básicos de Excel que he ido utilizando

repetidamente durante el desarrollo del trabajo. Por lo que a continuación detallaré algunas fórmulas y explicaré cómo se utilizan, para transmitir parte de lo que he aprendido al lector.

Formulación básica:

En muchas fórmulas, para definir las casillas a las que queremos hacer referencias podemos utilizar dos modos: el primero (y más habitual) es utilizar como método de separación el punto y coma “;”, que sirve para dar valores de casillas separadas; por otro lado si queremos referirnos a un rango de casillas (por ejemplo, si queremos sumar todos los valores de una columna) deberemos utilizar los dos puntos “:” que indican que se tomarán todas las casillas situadas entre las dos casillas que se mencionen en el rango. Lo explico a continuación con el comando más básico, la suma:

=SUMA (A1; A3; A7) En este caso estamos sumando los valores que se encuentran en las casillas A1, A3 y A7.

=SUMA (A1:A7) De este modo estamos sumando todos los valores situados entre las casillas A1 y A7, es decir: A1, A2, A3, A4, A5, A6 y A7.

Sabido esto, podremos utilizar este criterio en muchos otros casos.

Otras fórmulas que pueden resultar de interés son las siguientes:

=MAX (A1; A3) En esta fórmula podemos introducir el número de casillas o el rango que queramos, y nos dará como resultado el mayor de todos esos valores.

=MIN (A1; A3) Se pueden introducir valores independientes o fórmulas en sus distintos argumentos o un rango de valores, y su resultado será el menor de todos ellos.

=ABS (A1) Facilita el resultado en valor absoluto (positivo) es muy útil si, por ejemplo tenemos que introducir un valor en una raíz cuadrada para obtener un ratio, pero sabiendo que este valor puede ser negativo en algún caso.

=RAIZ (A5) Ésta es la fórmula de la raíz cuadrada, también podemos poner la raíz de una fórmula o de un valor.

=POTENCIA (A5; 2) Ésta es la fórmula de la potencia, si tienes una raíz un tanto extraña (una raíz quinta, por ejemplo) puedes utilizarla del siguiente modo: =POTENCIA (A1; 1/5).

=PI () El valor de $\pi=3,14$ se representa siempre con la palabra PI () si no se escriben los paréntesis aparecerá el error #NOMBRE

Condicionales:

El uso de los condicionales puede dar fórmulas muy complejas y con muchas variables distintas, dado que las condicionales se pueden combinar entre sí:

=SI (prueba lógica; valor verdadero; valor falso) Con esta función podemos introducir una condicional que, de cumplirse la condición establecida en el primer argumento, su resultado será el valor verdadero, sino será el falso.

En caso de tener, por ejemplo, tres resultados distintos, podemos combinar dos condicionales “si”:

=SI (prueba lógica1; valor verdadero1; SI (prueba lógica 2; valor verdadero 2; valor falso)

=SI (A1<1; 0; SI (A1=1; 1; 2)) explicación: Si A1 es menor a 1 siempre será 0, si es igual a 1, el resultado será 1, y para cualquier valor mayor a 1 el resultado será 2)

Suele ser muy útil combinar las funciones lógicas anteriores con las funciones Y o O (and y or):

=Y (prueba lógica 1; prueba lógica 2;...) La función Y permite que el resultado pueda darse si se cumplen, a la vez, distintas condiciones. =SI (Y (A1=1; A2=2); 1; 2)

=O (prueba lógica 1; prueba lógica 2;...) La función O permite que el resultado pueda darse si se cumple al menos una de las pruebas lógicas que se muestran en cualquiera de los argumentos.

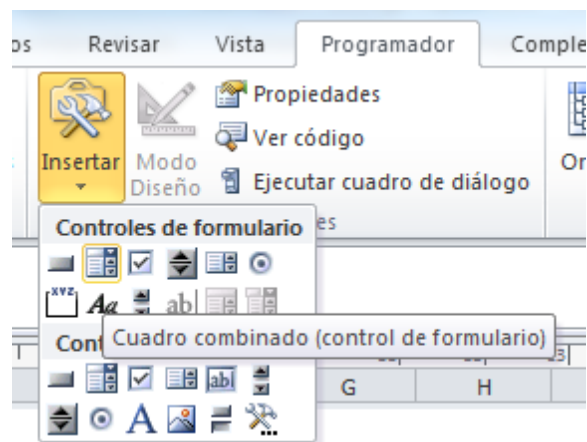
Otras herramientas

Listas desplegables:

Excel 2010 tiene un manejo relativamente sencillo, dado que es muy gráfico, y todas sus herramientas están visibles en la barra superior del programa. Si bien hay algunas herramientas que no están visibles por defecto y que puede ser útiles para la creación de una hoja de Excel.

Este es el caso del menú **Programador**, que inicialmente aparece oculto, y deberá configurarse a través del menú **Archivo**, en su botón de, **OPCIONES** deberemos clicar en “Personalizar cinta de opciones” y añadir la correspondiente a la pestaña **Programador**.

De este menú he utilizado sobre todo la opción que permite añadir listas desplegables. Con versiones más antiguas de Excel estas listas desplegables se añadían desde la pestaña de “Validación de datos”; esto aún se puede llevar a cabo, pero en el caso de hacerlo desde esa opción las listas desplegables no serán visibles como tales hasta que el usuario pinche en la casilla.



En muchas ocasiones me ha interesado mostrarle al usuario que en algunas hojas debe escoger valores de algunas listas desplegables, y por eso las he introducido de este modo:

Desde el menú programador, clicando sobre la pestaña “insertar” se pueden escoger distintos tipos de cuadros, entre ellos el **Cuadro combinado**, que corresponde a las listas desplegables.

Tal como comentaba antes, también se pueden crear otro tipo de listas desplegables que no son visibles para el usuario hasta el momento en que intenta modificar algún dato de la casilla, como es en el caso de los valores de f_{ck} , f_{yk} o los diámetros de las barras. Estos valores están normalizados, y por lo tanto se pueden incluir en una lista, pero por motivos estéticos se muestran como si fueran una casilla de datos normal:

Dimensiones de la seccion			Dimensiones de la seccion		
h (Altura viga)	= 140	cm.	h (Altura viga)	= 140	cm.
bw (Alma)	= 40	cm.	bw (Alma)	= 40	cm.
b (Ala efectivo)	= 256	cm.	b (Ala efectivo)	= 256	cm.
d' (Asumido)	= 22,65	cm.	d' (Asumido)	= 22,65	cm.
ϕ (Asumido)	= 2,5	cm.	ϕ (Asumido)	= 25	cm.
d (Altura util)	= 117,35	cm.	d (Altura util)	= 25	cm.
r (Recubr.)	= 5	cm.	r (Recubr.)	= 30	cm.

Esto se realiza con la opción **Validación de Datos** desde la pestaña de **Datos**.

Protección de las hojas.

Este Excel ha sido bloqueado para evitar que el usuario pueda romper o modificar alguna de las fórmulas que contiene. Pero no se han bloqueado todas las casillas, dado que se han dejado editables todas aquellas que pertenezcan a la introducción de datos.

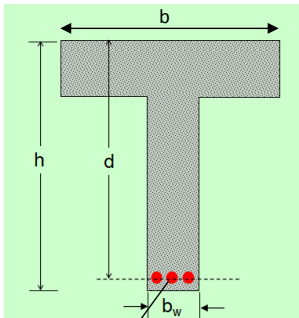
Además no se ha bloqueado el Excel entero para poderle permitir al usuario guardar los cambios que realice en las hojas de cálculo, para que si tiene que cerrar sesión, pueda volver a visualizar los mismos datos con posterioridad sin tener que volver a modificarlos.

El primer paso a realizar para proteger las hojas es seleccionar una a una las casillas que se quieren bloquear y las que no. Como en el caso de este proyecto existen más casillas bloqueadas que desbloqueadas, inicialmente se han bloqueado todas y posteriormente se han desbloqueado las que se ha considerado oportunas. Para hacer esto, se debe entrar en el menú **FORMATO DE CELDAS** que se encuentra en la lista desplegable que aparece al clicar con el botón derecho del ratón sobre cualquier casilla, en el apartado **Proteger** podremos escoger si **Bloquear** y/o **Ocultar** las fórmulas que contenga.

Una vez hecho esto, nos dirigimos a la pestaña **Revisar** de la barra de opciones superior, y desde el apartado **Proteger Hoja** seleccionamos las opciones de bloqueo que consideremos oportunas e introducimos la contraseña. Esto deberá repetirse hoja por hoja, si no se quiere bloquear la totalidad del libro.

Hoja de cálculo excel

DISEÑO A FLEXION DE ARMADURAS PARA VIGAS PRINCIPALES DE PUENTE DE Ho Ao			
Factores de distribucion		Momentos maximos	
F.D. Vig. Interior:	0,74	POR CARGA MUERTA (DC) =	140067,30 Kg*m
F.D. Vig. Exterior:	0,82	POR RODADURA (DW) =	14600,00 Kg*m
		POR CARRIL =	46500,00 Kg*m
		POR CARGA VIVA =	124655,60 Kg*m
		CARGA POR IMPACTO =	33%
Distribución de momento por carga viva:			
VIGAS EXTERIORES =		174079,398	
VIGAS INTERIORES =		157096,043	
VIGAS INTERIORES <input type="text" value=""/>			
Combinaciones de carga v factores de carga			
Estado limite		F.C.	Mo DC
resistencia I <input type="text" value=""/>	YP= <input type="text" value="MAX"/>	1,25	140067,30
		F.C.	Mo DW
		1,5	14600,00
		F.C.	Mo LL
		1,75	157096,04
Mu = 47190219,938 Kg*cm			
Dimensiones de la seccion		Caracteristicas de los materiales	
h (Altura viga) =	140	cm.	fcd = 210 Kg/cm2
bw (Alma) =	0,4	cm.	fyd = 4200 Kg/cm2
b (Ala efectivo) =	256	cm.	
D' (Asumido) =	22,65	cm.	
φ (Asumido) =	2,5	cm.	
D (Altura util) =	117,35	cm.	
r (Recubr.) =	5	cm.	
Altura de compresion		ARMADURAS	
a =	10,22	cm.	As nec. = 117,77 cm2.
			As min. = 99,14 cm2.
			As max. = 480,67 cm2.
			As diseño = 117,77 cm2.



24 Fe φ 25 mm

4.3 Manual de operación

Introducción de datos (secciones)

Para introducir los datos de las dimensiones de las secciones, en la hoja excel se han creado celdas donde se debe introducir estos valores. En estas celdas se deben facilitar tanto los

valores geométricos de la pieza como las características de sus materiales. Esto puede ser muy ventajoso si el usuario pretende comprobar o dimensionar una misma pieza sometida a esfuerzos distintos.

La ventaja de esta opción es que si el usuario quiere hacer el dimensionado de distintas piezas sometidas al mismo esfuerzo, no tiene que salir de la hoja de cálculo para modificar los datos.

Además, de cara a la impresión de los archivos, en el caso del Excel, es mejor que todos los datos estén reflejados en la hoja de cálculo, para que al pasar el documento a papel o a PDF el usuario no deba realizar dos impresiones: la de la hoja de la sección y la de la hoja de cálculo que esté utilizando en ese momento.

Introducción de datos (cargas)

En Excel se facilitan unos esquemas muy sencillos que sirven tanto para facilitar la comprensión de la nomenclatura, como para esclarecer cuales son los valores geométricos que se solicitan, como los valores de los momentos máximos de las cargas permanentes y no permanentes.

Las armaduras

Para que el Excel sea útil tanto para el uso académico como para el uso profesional, he decidido no facilitar únicamente el resultado más óptimo de dimensionado, sino que facilito una lista donde se enseñan los resultados obtenidos de la utilización de cualquier diámetro. Es necesario decir que esto no es exclusivo de este proyecto.

Desarrollo

Datos iniciales

- Factores de distribución.
- Momentos máximos por carga muerta, rodadura, carril, viva e impacto.
- Dimensiones de la sección.
- Características de los materiales.

Desarrollo de la planilla

1. En primera instancia se deberá determinar la distribución de momentos por carga viva tanto para vigas exteriores como para las vigas interiores.
2. Luego se deberá elegir en una lista desplegable para que viga, se desea calcular el momento de diseño y la armadura a flexión.
3. Una vez elegida la viga a diseñar se deberá determinar en una lista desplegable el estado límite en el que se desea diseñar con los factores de carga correspondientes a cada carga actuante en la viga. Los factores de carga se muestran en una lista desplegable donde se tiene los máximos y mínimos donde se puede realizar una combinación de estos de acuerdo a criterio y la normativa **AASHTO LRFD**.
4. Después de realizar el anterior procedimiento se deberá calcular las armaduras a flexión de la viga en base a los datos introducidos de dimensiones de la sección de la viga.
5. Finalmente la hoja excel nos mostrará la sección del hierro que se necesitará para resistir las solicitaciones de cargas actuantes sobre el puente. Esta sección también está expresada en el número y diámetro de hierro requerido.

Resultados

- Momentos de diseño de la viga principal del puente.
- La cantidad y diámetro necesario de armadura que requiere la viga.

4.4 Aplicación de la hoja excel

Datos

Momentos máximos:

(DC) M máx. = 89660,70 Kg*m

(DW) M máx. = 8869,50 Kg*m

(Carril) M máx. = 37665,00 Kg*m

(LL) M máx. = 108431,0 Kg*m

(IM) Por impacto = 33 %

Factores de distribución:

F.D. (Vigas Interiores) = 0,55

F.D. (Vigas Exteriores) = 0,51

Dimensiones de la sección:

h (Altura de la sección) = 120 cm.

bw (Alma) = 40 cm.

b (ala efectivo) = 230 cm.

d' (asumido) = 15 cm.

ϕ (Asumido) = 2,5 cm.

r (Recubrimiento) = 5 cm.

Resultados

Estado límite de **Resistencia I** (con factores de carga máximos)

Mu = 28770644,528 Kg*cm

As diseño = 80,08 cm² \longrightarrow 16 Fe ϕ 25 mm.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones.

- Se ha realizado el proyecto del puente considerando el factor económico de la obra y la seguridad a los usuarios de la vía considerando las recomendaciones de las normas AASHTO para el diseño de puentes.
- El diseño se realizó de una manera óptima tratando de no sobrestimar las solicitaciones requeridas para el cálculo y a la vez considerando factores de seguridad, de acuerdo a las normas que rigen para este tipo de estructuras la aplicación desarrollada es muy versátil e útil para el diseño de puentes tipo losa sobre vigas.
- Obtenidos los resultados de la ingeniería básica, (estudio topográfico, geotécnico, hidrológico e hidráulico, etc.) nos muestran que es necesario la construcción de un puente vehicular, ya que el caudal de crecida y la sección del cauce de la quebrada se encuentran dentro los parámetros de diseño para la construcción de un puente.
- El diseño estructural se lo realizo basada en la norma AASHTO LRFD 2004 por razones de probabilidades de falla que la norma nos indica de 0,02 %.
- Durante el diseño estructural hubo muchas cargas que no se consideraron en el proyecto, por diferentes razones justificables tales cargas como las de sismo, cargas de viento, y otras cargas que no corresponden aplicarlas al diseño de esta estructura.
- Las armaduras obtenidas en la memoria de cálculos fueron adecuadas de acuerdo a la facilidad para el armado obedeciendo siempre las cuantías y normas, esto se lo realizo por razones de que no haya confusión durante la distribución de armaduras en la estructura.
- Cuando se requiere traslapes en el acero de refuerzo, no se deben realizar en los puntos de máximos esfuerzos, ni en paquetes enteros, lo que permitirá que la estructura funcione de una mejor manera.

5.2. Recomendaciones.

- Muchos proyectos de obras de arte sobre ríos que se realizaron, no toman mucha importancia al estudio hidrológico e hidráulico, es recomendable por seguridad realizar un estudio detallado de éste, para evitar riesgos de colapso de la estructura.

- Al momento de determinar la capacidad portante del suelo de fundación se debe asegurar que este por debajo del nivel de socavación.
- Para la correcta ejecución de la obra en especial los puentes se deben seguir todas las especificaciones técnicas para este tipo de construcciones, de esto dependerá la seguridad de la estructura.
- Es necesario trabajar con las mismas características de diseño de los materiales durante la construcción ya que estos podrían influir en la resistencia de la estructura.
- Al momento de realizar las fundaciones se debe tener cuidado que el nivel este de acuerdo al estudio de suelos donde indica la cota de fundación del estribo, para evitar la desestabilización de la estructura.
- Los encofrados y el hormigonado deben realizarse de acuerdo a normas y criterios de construcción para evitar fisuras en los elementos estructurales del puente.
- Es necesario realizar obras de protección para el puente para poder encausar bien el curso de la quebrada para evitar inundaciones de los accesos del puente.
- Hacer mantenimiento continuo de los accesos para evitar el deterioro de la estructura y para tener un tráfico fluido.
- Una recomendación importante es tener cuidado en el armado de la armadura, manteniendo la distribución y los diámetros calculados ya que esto podría incidir en la resistencia del puente.
- Es necesario un análisis refinado para este tipo de puentes ya que el ángulo de esviaje tiene influencia importante en el comportamiento estructural en los extremos del tablero.