

CAPÍTULO I

1 ANTECEDENTES

1.1 El problema

La comunidad de San Telmo en la actualidad es una zona de bajos recursos cuya principal fuente de ingresos es la agricultura, donde el cultivo dominante es la caña de azúcar, cuya producción es materia prima para la elaboración de azúcar en el Ingenio de Bermejo ubicado en la segunda sección de la provincia Arce (Bermejo); también se siembra en forma complementaria maíz, maní, papa, hortalizas, frutales como cítricos, en algunos caso bajo riego y empleo de algunos insumos que permite más de una cosecha por año.

1.1.1 Planteamiento

Las actividades agrícolas en la comunidad de San Telmo se ven perjudicadas por la falta de vías accesos, debido a la dificultad de tráfico vehicular y peatonal en época de estiaje además de la Interrupción temporal en épocas de lluvia en el camino comunal San Telmo – cooperativa agrícola Kennedy progresiva 4+086,83 zona el “VADO”.

Las causas que generan este problema para la comunidad son

- Crecidas del río en épocas de lluvias
- El camino atraviesa obligatoriamente por el lecho del río
- Caudales considerables en épocas de estiaje

Si se continua con esta situación la comunidad de San Telmo será afectada gravemente viéndose impedida de poder comercializar sus productos hacia las principales fuentes de abastos de la ciudad de Bermejo e inclusive a la ciudad de Tarija dejando que la producción del lugar se vea frenada, debido a las pérdidas económicas y de tiempo que se producirían. Además de crear inseguridad a los vehículos y peatones que transitan constantemente por el lugar. Por lo que es necesario plantear las siguientes alternativas de solución.

- Construcción de una variante para evitar el río
- Construcción de un badén
- Construcción de una presa reguladora de aguas
- Construcción de un puente vehicular

1.1.2 Formulación

La construcción de una variante para evitar cruzar el río es inviable ya que se necesitaría un movimiento de tierras considerable. A su vez la construcción de una presa reguladora de aguas no es viable en razón al alto costo de su construcción además que inundaría la mayoría de los terrenos que se usan actualmente para la producción agrícola.

Por estas causas de las alternativas de solución planteadas sólo es posible el puente vehicular y el badén.

1.1.3 Sistematización

De las dos alternativas posibles vemos que la construcción de un badén no es la mejor alternativa, debido a que el lecho del río tiene una vasta longitud, además que presenta caudales con arrastre de material pétreo. Por lo cual tomamos como la alternativa más conveniente el puente vehicular. En el análisis de alternativas se definió que el puente de hormigón con vigas pretensadas es la mejor alternativa.

1.2 Objetivos

Los objetivos que tiene el proyecto de ingeniería civil son los siguientes:

1.2.1 Objetivo general

- ✓ Realizar el diseño estructural del puente vehicular El Vado, de hormigón armado con vigas pretensadas.

1.2.2 Objetivos específicos

Se plantean los siguientes fines

- ✓ Realizar el levantamiento topográfico de la zona de estudio.
- ✓ Efectuar un estudio hidrológico de la cuenca del río San Telmo.
- ✓ Realizar el estudio de suelo del lugar de emplazamiento del puente.
- ✓ Llevar a cabo el diseño estructural de la superestructura del puente.

- ✓ Realizar el diseño estructural de la infraestructura del puente.
- ✓ Realizar el diseño de fundación de la infraestructura.
- ✓ Realizar planos estructurales del puente.

1.3 Justificación

1.3.1 Académica

Profundizar conocimientos adquiridos en el diseño de puentes vehiculares, además de poder alcanzar la titulación profesional de la carrera de ingeniera civil

1.3.2 Técnica

Demostrar la confiabilidad de la nueva estructura, además de su buen cálculo, cumpliendo con los parámetros y sugerencias instauradas en las normativas de puentes vigentes.

1.3.3 Social - Institucional

Aportar con una solución apropiada al problema que genera la dificultad e interrupción temporal de tráfico vehicular y peatonal en el camino comunal San Telmo – Cooperativa Agrícola Kennedy zona el “VADO”, de esta manera facilitar el transporte de los productos agrícolas al mercado, reduciendo las pérdidas económicas y de tiempo, consiguiendo así un transporte más económico.

1.4 Alcance del proyecto

Con información secundaria, en el perfil de proyecto se han analizado varias alternativas, se eligió la opción más viable, además se planteo los resultados a lograr.

1.4.1 Análisis de alternativas

ALTERNATIVA “A”

Puente de hormigón armado: Se descarto económica y financieramente, por no ser la mas económica, técnicamente por falsa estructura – encofrado de madera y por la inestabilidad ya que el lecho de río tiene caudales considerables en épocas de estiaje y grandes crecidas en épocas de lluvia.

ALTERNATIVA “B”

Puente de madera: Proyecto inviable económicamente y financieramente, por no ser el más módico, jurídicamente ya que existe una prohibición de explotar maderas en la zona del proyecto y lugares aledaños.

ALTERNATIVA “C”

Puente de mampostería de piedra: Opción inviable económicamente y financieramente por no ser la más barata, técnicamente por la luz que hay que salvar, además de las grandes crecidas en épocas de lluvias.

ALTERNATIVA “D”

Puente de hormigón pretensado; Disyuntiva viable económicamente y financieramente por ser la más ahorrativa, además de tener una durabilidad superior que las demás alternativas y de que en la zona este tipo de estructuras ya sean comportado de modo muy eficiente

En consecuencia con el análisis de problemas materializado en el perfil del proyecto, se definió que la alternativa viable es el proyecto: Diseño estructural de un puente vehicular con estructura de hormigón armado con vigas pretensadas.

1.4.2 Resultados a lograr

Una vez desarrollando el proyecto de ingeniería civil se espera alcanzar los siguientes resultados:

- a. Recopilación y procesamiento de información técnica disponible en el Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya, Gobernación y comunarios del lugar.
- b. Levantamiento topográfico: El levantamiento topográfico se practicará 100 metros aguas arriba y 100 metros aguas abajo, además de 100 metros en ambos accesos (Estudiante - laboratorio de topografía de la carrera de Ingeniería Civil).
- c. Estudio hidrológico: Cálculo de caudales máximos, tirantes máximos y así también el estudio de la socavación (Estudiante – trabajo de gabinete).
- d. Estudio de suelos: Se determinará la capacidad portante, estratificación del suelo (Estudiante – laboratorio de suelos de la carrera de Ingeniería Civil).
- e. Diseño y cálculo estructural del puente vehicular de hormigón armado con vigas pretensadas, infraestructura y superestructura (Estudiante – trabajo de gabinete).
- f. Planos estructurales del puente vehicular de hormigón armado con vigas pretensadas (Estudiante – trabajo de gabinete).

1.5 Localización

El puente vehicular se localizará en el camino comunal San Telmo – Cooperativa Agrícola Kennedy en la progresiva 4+086,83 desde el cruce de la carretera Tarija – Bermejo, cuyas coordenadas son: Latitud 22°30'48.61" Sud y Longitud 64°23'14.41" Oeste, ubicado en el distrito 12 del municipio de Padcaya, Primera Sección de la Provincia Arce del Departamento de Tarija.

La comunidad de San Telmo limita: Al norte con la comunidad de La Goma, al sur con la comunidad de Los Posos, al este con la Cooperativa Agrícola Kennedy y al oeste con el río Bermejo.



FIGURA N°1 MAPA DE BOLIVIA



FIGURA N°2 MAPA DE TARIJA



FIGURA N°3 MAPA DE UBICACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

1.5.1 Información socioeconómica relativa al lugar de emplazamiento del proyecto

Los habitantes de la comunidad beneficiaria tiene en común la actividad agrícola y solo para el consumo la ganadera, la agricultura es la que se constituyen en la principal fuente de ingresos (aunque escasos); gran parte de la producción agrícola actualmente es destinada al consumo interno. Por otro lado se constituye en una fuente de ingresos la migración temporal ya que la mayoría de los emigrantes lo hacen por motivo de trabajo.

En cuanto a la producción agrícola sobresalen: La Caña de azúcar, Cítricos, Maíz y Papa, el destino final de estos productos además del consumo, es la comercialización en los mercados de Tarija, Bermejo y Padcaya, aunque según entrevistas se tiene que en promedio solo el 50 % de la producción se distribuye al mercado y lo restante queda para el consumo.

En la producción ganadera es destacable el ganado: Vacuno, porcino y caprino, sin embargo se halla igualmente aves de corral y caballar, etc.

1.5.2 Servicios básicos existentes

En la comunidad beneficiaria durante los últimos años se han realizado varios proyectos destinados a proporcionar y mejorar sustancialmente los servicios básicos como ser agua potable, electrificación y otros.

El 95% de la población es favorecida con el programa de electrificación rural durante las 24 horas del día.

Solo el 80% de la población tiene letrinas, no cuentan con servicio de alcantarillado sanitario, tampoco se ha detectado sistemas de eliminación de desechos sólidos.

CAPÍTULO II

2 MARCO TEÓRICO

2.1 Selección del lugar de emplazamiento y aspectos básicos de la obra

2.1.1 Ubicación

Para la ubicación de los puentes se deberá justificar mediante el análisis de alternativas, considerando aspectos económicos, técnicos, sociales y ambientales.

Los puentes generalmente son obras complejas, que requieren para su proyecto definitivo estudiar algunos aspectos como:

- a) Localización de la estructura o emplazamiento en cuanto a sitio, alineamiento pendiente y rasante.
- b) Tipo de puente que resulte más apropiado.
- c) Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura, cauce de la corriente y fundaciones.
- d) Los cruces sobre ríos se debe ubicar considerando los costos iniciales y por obras de corrección del cauce y medidas para minimizar la erosión.

2.1.2 Luces y gálidos

La altura libre o galibo que deber existir entre el nivel de aguas máximas y el borde inferior de la superestructura debe ser como mínimo de 1.5 a 2 m. esta dimensión deberá incrementarse en zonas donde la corriente puede arrastrar arboles de gran tamaño, con el objeto de dar espacio suficiente para su paso sin que perjudique la estabilidad de la estructura.

Se tiene que investigar posibles asentamientos de la estructura, si este asentamiento anticipado es superior que 25 mm, este asentamiento se debe sumar a la luz vertical especificada

El ancho del puente no debe ser menor que el ancho de la sección de la carretera de acceso incluyendo las banquetas o cordones, las cunetas y las aceras.

2.1.3 Ambiente

Se debe considerar el impacto de un puente y sus accesos en la localidad, ya que los accesos muchas veces invaden propiedades, asimismo se debe conceptuar la geomorfología del curso de agua, las consecuencias de la socavación del lecho, la eliminación de la vegetación estabilizadora de los taludes, etc.

2.1.4 Aspectos a tomar en cuenta en el diseño

a) Seguridad

El ingeniero sobre todas las cosas tendrá que velar por la seguridad pública.

b) Serviciabilidad

Para poder asegurar un diseño que pueda responder a la serviciabilidad se debe tomar en cuenta la calidad de los materiales que se utilizan como igualmente no se debe descuidar su mantenimiento y verificación de deflexiones.

Limites de deflexión para hormigón

A) Carga vehicular, generallongitud/800

B) Cargas vehiculares y/o peatonaleslongitud/1000

C) Carga vehicular sobre voladizoslongitud/300

D) Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizoslongitud/375

c) Constructibilidad

Los puentes se deberían diseñar de manera tal que su fabricación y erección se puedan obrar sin dificultades ni esfuerzos indebidos.

d) Economía

Los tipos estructurales, longitudes de tramo y materiales se deben seleccionar estimando debidamente el costo proyectado, además considerar factores regionales

tales como las restricciones relacionadas con la disponibilidad de materiales, fabricación, ubicación, transporte y erección.

e) Estética del puente

Los puentes deberían complementar sus alrededores, ser de forma elegante y presentar un aspecto de resistencia apropiado.

2.2 Ingeniería básica

2.2.1 Estudio topográfico

El estudio topográfico comprende un plano de ubicación, planimetría con curvas de nivel cada metro si el terreno es accidentado o menos juntas se el terreno es poco escabroso.

Asimismo son necesarias las secciones transversales en el eje propuesto, así como las situadas 100 m aguas arriba y aguas abajo.

Lo anterior debe ir complementado con el perfil longitudinal de la vía.

Se debe realizar el levantamiento topográfico del proyecto, el cual debe mostrar de:

- Plano general de localización que contenga el eje del proyecto y sus respectivos accesos se deberán representar a escala 1:500
- El plano de planta y perfil detallados, a la misma escala y en sus proyección (1:100 a 1:200) abarcando una zona que permita cubrir la información completa.

2.2.2 Estudio de suelos.

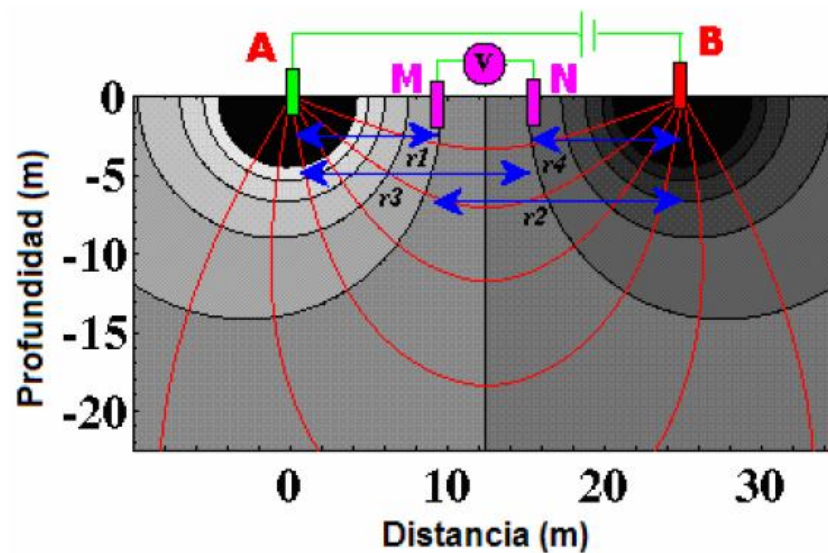
Se debe estudiar la estratigrafía, reconocer las propiedades físicas y mecánicas de los suelos para el diseño de cimentaciones estables.

Los estudios deben contemplar ensayos de campo, como el ensayo SPT para precisar la resistencia portante del suelo al nivel de la fundación.

En casos más exigentes se debe realizar ensayos de sondeos geofísicos más la perforación de pozos en los probables emplazamientos de la infraestructura para la clasificación de los mismos y obrar algunos ensayos.

Los métodos de resistividad eléctrica estudian, por medio de mediciones efectuadas en superficie, la distribución en profundidad de alguna magnitud eléctrica de los materiales del subsuelo. Uno de los métodos aplicados para realizar este tipo de estudios, es el Sondeo Eléctrico Vertical o SEV.

FIGURA N°4



Fuente: Internet.

La figura nos muestra un esquema del arreglo tetraelectrodico. Las líneas rojas representan líneas equipotenciales generadas por la corriente inyectada.

Se conoce como sondeo eléctrico vertical (SEV) a una serie de determinaciones resistividad aparente, consumadas con el mismo tipo de dispositivos y separación creciente entre los electrodos de emisión y recepción de corriente. En las configuraciones de adquisición, dos electrodos son usados para energizar el suelo y dos electrodos para medir la diferencia de potencial. La correlación entre la corriente inyectada, la diferencia de potencial medida y un coeficiente geométrico relativo a la disposición de los 4 electrodos determinan el valor de la resistividad aparente en sitio. Este valor de resistividad aparente corresponde a una cierta profundidad, función de la separación entre los electrodos (y configuración usada) y

de la secuencia electro estratigráficas investigadas. Estos factores y los objetos de investigación determinan la programación de la longitud o extensión del sondeo. Los datos de resistividad aparente obtenidos en cada SEV se representan por medio de una curva bi logarítmica, en función de las distancias crecientes entre electrodos. La finalidad del SEV es averiguar la distribución vertical de resistividades bajo el punto sondeado.

2.2.3 Estudio hidrológico – hidráulico

El estudio hidrológico debe incluir por lo menos las crecidas máximas y mínimas, las velocidades del cauce en una riada y su material de arrastre.

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

Estos estudios deben posibilitar instaurar:

- Ubicación óptima del cruce.
- Área de flujo a ser confinado por el puente.
- Nivel mínimo recomendado para el tablero del puente.
- Profundidad mínima aconsejable para la ubicación de la cimentación.
- Obras de protección imprescindible.

2.2.4 Estudio de tráfico

Es recomendable lograr realizar un estudio de tráfico, para así poder saber el tipo de carga a la que será expuesta la estructura y tomar los requisitos mínimos necesarios para su diseño.

Pues con este estudio se podrá determinar tanto el volumen de tráfico como el tipo de vehículos que transitan.

2.2.5 Estudio de trazo y diseño vial de los accesos

Estos estudios nos permiten definir las características geométricas y técnicas del tramo de carretera o camino vecinal que enlaza el puente en su nueva ubicación con el camino existente.

Se deberá alcanzar los alineamientos horizontales y perfiles longitudinales del eje de los tramos de los accesos definiendo su geometría y sus zonas de corte y relleno.

2.3 Normas de diseño

2.3.1 Norma para diseño de puentes.

Debido que en nuestro país Bolivia no se cuenta con una norma para el diseño de puentes se nos admite hacer uso de las recomendaciones de la norma AASHTO LRFD (2004).

Los requisitos de diseño de estas especificaciones emplean la metodología del diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)

2.3.2 Norma para diseño de elementos de hormigón armado

Nuestro país cuenta con una norma propia para el diseño de elementos de hormigón armado pero, es aconsejable diseñar piezas de hormigón armado con una norma americana ya que la norma para puentes lo es, de esa manera conseguimos una mayor compatibilidad entre normas. Por eso los elementos de hormigón se diseñaran con la norma ACI – 318 (2005) en combinación de la norma AASHTO LRFD.

2.4 Materiales

2.4.1 Hormigones

La norma AASHTO clasifica a los hormigones según su resistencia a la compresión de acuerdo con lo mostrado en la siguiente tabla.

TABLA N°1 Clasificación de Hormigones

Clase de hormigón	Mínimo contenido de cemento	Máxima relación agua - cemento	Agregado grueso según ASSHTO M 43 (ASTM D448)	Resistencia a la compresión a 28 días	Uso
	Kg/m ³	Kg por kg	Tamaño aberturas cuadradas en (mm)	MPa	
A	362	0,49	25-4,75	28	Generalmente se aprovecha para todos los elementos de las estructuras, excepto cuando otra clase de hormigón resulta más apropiada, y específicamente para hormigón expuesto al agua salada.
B	307	0,58	50-25	17	Se aplica en zapatas, pedestales, fustes de pilotes macizos y muros de gravedad.
C	390	0,49	12,5-4,75	28	se maneja en secciones delgadas, tales como barandas armadas de menos de 100 mm de espesor, como relleno en pisos de emparrillado de acero, etc.
P	334	0,49	25-4,75	Según especificación	Explotando cuando se requieren resistencias superiores a 28 MPa. En el caso del hormigón pretensado se debería considerar limitar el tamaño nominal de los agregados a 20 mm.
S	390	0,58	25-4,75	-	Se utiliza cuando es necesario colocar bajo agua en compartimentos estancos para adquirir un sello impermeable al agua.
Baja densidad	334	Según se especifique en la documentación técnica			

Fuente: Norma AASHTO

Observando la tabla nos damos cuenta de que la norma AASHTO ya no se permite usar hormigones tipo A con resistencia a la compresión a los 28 días menor a 28 MPa, *sin embargo en nuestro medio todavía se usa hormigones de 21 MPa*, por lo cual para nuestro caso tomaremos como hormigones tipo A de 21 MPa.

Modulo de elasticidad

El valor del modulo de elasticidad para un hormigón de una densidad normal es:

$$E_v = 15100 * \sqrt{f'c}$$

Donde:

E_v = módulo de elasticidad en kg/cm^2

$f'c$ = resistencia del hormigón a la compresión a los 28 días en kg/cm^2 .

Esfuerzos permisibles del hormigón para miembros pretensados sujetos a flexión.

Según la norma AASHTO:

En transferencia

$$f_{ti} = 0,8 * \sqrt{f'c_i}$$

$$f_{ci} = -0,6 * f'c_i$$

En servicio

$$f_{ts} = 1,16 * \sqrt{f'c}$$

$$f_{cs} = -0,45 * f'c$$

Donde:

f_{ti} = esfuerzo admisible del hormigón en tracción en etapa de transferencia. (Valor +) kg/cm^2

f_{ci} = esfuerzo admisible del hormigón en compresión en etapa de transferencia. (Valor -) kg/cm^2

f_{ts} = esfuerzo admisible del hormigón en tracción en etapa de servicio. (Valor +) kg/cm^2

f_{cs} = esfuerzo admisible del hormigón en compresión en etapa de servicio. (Valor -) kg/cm^2

$f'c_i$ = resistencia del hormigón en tiempo de carga, kg/cm^2

$f'c$ = resistencia del hormigón a los 28 días. kg/cm^2

2.4.2 Acero de refuerzo.

La tensión de fluencia nominal deberá ser la mínima especificada para el grado de acero seleccionado, excepto que para propósitos de diseño no se deberán utilizar tensiones de fluencia superiores a 520 MPa. En el presente proyecto se utilizaran acero con fluencia de 420 MPa (4200 kg/cm²) o acero de grado 60.

2.4.3 Acero de pretensado.

Los cables de siete alambres no recubiertos, aliviados de tensiones o de baja relajación, o las barras de alta resistencia lisas o conformadas no recubiertas, deberán satisfacer las normas para materiales.

Restricciones de tesado de los cables

Según AASHTO se tiene la siguiente tabla

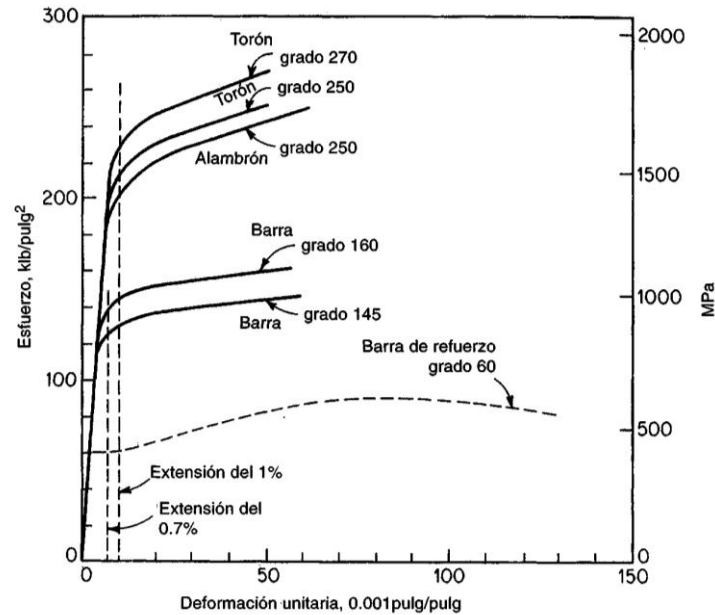
TABLA N°2: Restricciones de los esfuerzos del cable

Operaciones de tesado	
σ tracción	0,90* f_{py}
En transferencia	
σ tracción Extremo anclado	0,70* f_{pu}
σ tracción Extremo no anclado	0,74* f_{pu}
Servicio	
σ tracción	0,80* f_{py}

Fuente: Norma AASHTO

Curva esfuerzo deformación del acero de pretensado

FIGURA N°5: Curva esfuerzo deformación unitaria de aceros de pretensado



Fuente; Estructuras de concreto de Arthur H. Nilson

2.5 Cargas actuantes

2.5.1 Cargas permanentes

La carga 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 sobrecargas y ensanchamientos previstos.

Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

Consiste en el peso de la estructura (DC) en donde la norma nos aconseja un peso del hormigón armado de 2392 kg/m^3 , sin embargo para el proyecto se tomara un peso igual a 2400 kg/m^3

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 diseñará con una capa de pavimento rígido (hormigón) el cual ya se especifico su peso, en caso de utilizar otro material la norma nos da una tabla de densidades recomendadas según el material. Ver norma AASHTO tabla 3.5.1-1.

Empuje horizontal del suelo.

Para determinación del empuje horizontal del suelo (EH), pues es más aconsejable tomar los criterios que se plasman en el libro de Hormigón Armado de Jiménez Montoya que se desarrollo con un mayor detalle e importancia.

Sobrecarga de suelo

El valor de la sobrecarga de suelo (ES) que se recomienda es de 10 KN/m². La notación que se utiliza en este proyecto será (LS).

Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.

El empuje vertical de suelo (EV) se determina con la siguiente formula:

$$P_v = \left(\gamma_s * \frac{h^2}{2} + W_s / c * h \right) * \lambda_v$$

2.5.2 Cargas transitorias.

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

Fuerza de frenado en los vehículos.

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

- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o
- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril o 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

En nuestro medio es recomendable tomar un valor del 5 por ciento del peso total del camión de diseño, se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar solicitaciones extremas. Todos los carriles de diseño deberán estar cargados simultáneamente si se prevé que en el futuro el puente puede tener tráfico exclusivamente en una dirección.

Fuerza de colisión de un vehículo

Las fuerzas de colisión de un vehículo, (CT) mostradas en la norma AASHTO LRFD, son muy exigentes es por esto que se tomó las fuerzas de colisión que nos da la norma AASHTO estándar de 45 KN que es menos exigente, esta fuerza se aplicará en el barandado a una altura de 0,46 m desde la superficie de la acera según la norma LRFD para vehículos livianos, además se considerara una fuerza de colisión lateral en el bordillo de 7.5 KN/m ubicada a una altura de 0.25 m desde la calzada. Ver tabla A13.2-1 de la norma AASHTO LRFD y la página 69 del libro de puentes de Hugo E, Belmonte González.

Incremento por carga vehicular

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

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

TABLA N°3: Incremento por carga dinámica

Componente	IM
Juntas del tablero – todos los estados limites	75 %
Todos los demás componentes	
➤ Estado límite de fatiga y fractura	15 %
➤ Todos los demás estados limites	33 %

Fuente; Norma AASHTO

Sobrecarga viva.

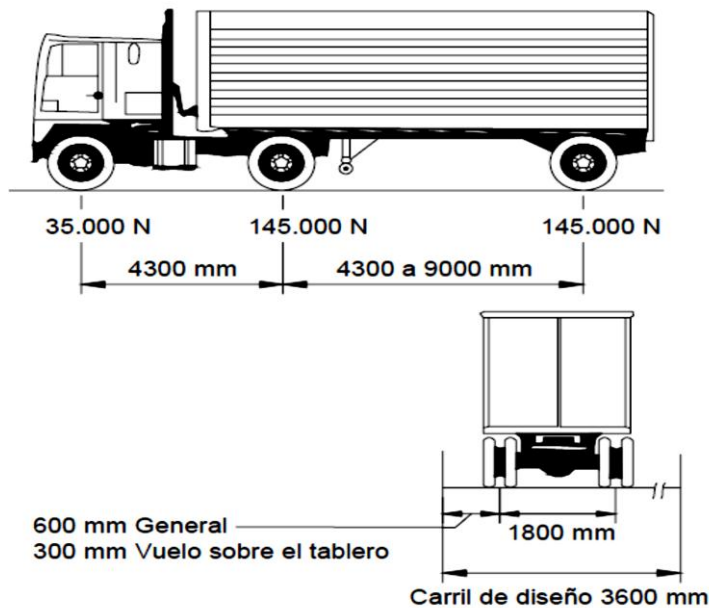
Deberá aplicarse la sobrecarga vehicular llamada HL-93 que consiste en una combinación de:

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

a) Camión de diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión serán:

FIGURA N°6 Camión tipo



Fuente: Norma AASHTO

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

b) Tándem 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 tendrá que tomar como 1800 mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica.

c) Carga de carril de diseño.

La carga del 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 supondrá uniformemente distribuida en un ancho de 3000 mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

Sobrecarga peatonal

Se deberá 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 podrá considerar simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño.

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

Si las aceras, puentes peatonales o puentes para ciclistas asimismo han de ser aplicados por vehículos de mantenimiento y/u otros vehículos, estas cargas se deberán considerar en el diseño. Para estos vehículos no es necesario considerar el incremento por carga dinámica.

La sobrecarga de diseño para las barandas para peatones se habrá de 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.

Los postes se diseñan con una carga concentrada P_{LL} , en N, ubicada en el centro del pasamano superior, que se deberá tomar como:

$$P_{LL} = 890 + 0.73*L$$

Donde:

L = separación entre postes (mm)

Asentamiento.

Se deberán considerar las solicitaciones provocadas por los valores extremos de los asentamientos diferenciales entre subestructuras y entre unidades de una misma subestructura. Estas deformaciones provocadas por los asentamientos diferenciales se deben considerar con importancia cuando se está diseñando puentes hiperestáticos que forman un sólo elemento entre vigas y pilas, en nuestro caso no se conceptúa esta carga por ser un puente isostático.

Cargas sísmicas

Para los puentes de un sólo tramo no se requiere análisis sísmico, independientemente de la zona sísmica en la cual estén colocados.

Carga hidráulica y presión del flujo de agua.

a) Presión hidrostática.

Se asumirá que la presión hidrostática actúa de forma perpendicular a la superficie que la retiene el agua. La presión se podría calcular como el producto de la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y la aceleración de la gravedad (g)

b) Flotabilidad.

La flotabilidad se tendría que considerar como una fuerza de levantamiento, tomada como la sumatoria de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas.

c) Presión de flujo

Es la presión debida a un flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras, esta se determinará a partir de una fórmula que esta plasmada en los escritos de la norma.

Fuerza centrífugas.

Las fuerzas centrífugas se deberán tomar como el producto entre los pesos por eje del camión o tándem de diseño y el siguiente factor C:

$$C = \frac{4 v^2}{3 gR}$$

Donde:

v = velocidad de diseño de la carretera (m/s)

g = aceleración de la gravedad: 9,807 (m/s²)

R = radio de curvatura del carril de circulación (m)

Las fuerzas centrífugas se deberán aplicar horizontalmente a una distancia de 1800 mm sobre la superficie de la calzada.

Esta fuerza centrífuga se considera únicamente cuando se esta diseñando un puente de geometría curva lo cual no es nuestro caso.

Carga de viento sobre la estructura.

Si el viento no se considera normal a la estructura, la presión básica del viento (PB), para diferentes ángulos de dirección del viento se puede tomar como se especifica en la Tabla 3.8.1.2.2-1 de la norma AASHTO, y se tendrá que aplicar a una única ubicación de área expuesta. El ángulo de oblicuidad se deberá medir a partir de una perpendicular al eje

longitudinal. Para el diseño la dirección del viento será aquella que produzca la sollicitación extrema en el componente investigado. Las presiones transversal y longitudinal se deberán aplicar simultáneamente.

Hay que considerar que la velocidad básica del viento varia considerablemente dependiendo de las condiciones locales. Para las estructuras pequeñas y/o de baja altura el viento generalmente no resulta determinante. En el caso de puentes de grandes dimensiones y/o gran altura se deberían investigar las situaciones locales.

2.6 Factores de carga y combinaciones de cargas.

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

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

$$\sum n_i y_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Donde:

y_i = factor de carga: multiplicador de base estadística que se aplica a las sollicitaciones mostradas en la TABLA N°4

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

n_i = factor de modificación de las cargas: factor relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa. En nuestro medio se adopta un valor de 1.

Q_i = sollicitaciones

R_n = resistencia nominal

R_r = resistencia reducida

En el diseño de puentes se tiene varios estados límites de servicio.

Estados límites de servicio.

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 tienen 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 de las estructuras metálicas enterradas, revestimientos de túneles y tuberías termoplásticas y con el control del ancho de fisuración 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 relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.

SERVICIO IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la figuración.

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 fracturación durante el periodo de vida útil del puente y 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 anteriormente.

Estados límites de resistencia.

Bajo el estado límite de resistencia se pueden producir tensiones muy elevadas y daños estructurales, pero se espera que la integridad estructural global se mantenga. Este estado garantiza que se provee 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 estructural 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 carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.

TABLA N°4 : Combinaciones de cargas y factores de carga

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

Fuente; Norma AASHTO

TABLA N°5: factores de carga para cargas permanentes

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

Fuente: Norma AASHTO

2.7 Análisis y diseño del hormigón armado

2.7.1 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 desplegado grandes deformaciones.

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

Cuantías máximas:

$$\rho_b = \beta_1 * 0,85 * \frac{f'c}{f_y} * \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right) \quad \rho_{\max} = 0,75 * \rho_b$$

Donde:

ρ_b = Cuantía balanceada

$\beta_1 = 0,85$ si la resistencia del hormigón es menor que 280 Kg/cm²

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. 4200 kg/cm²

$f'c$ = Resistencia de compresión del hormigón a los 28 días

Cuantías mínimas:

Se tomara el valor de las dos siguientes expresiones:

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad \rho_{\min} = 0,8 * \frac{\sqrt{f'c}}{f_y}$$

Donde:

Se deberá hacer cumplir la siguiente condición:

$$M_u \leq \phi M_n$$

Donde:

M_u = Momento solicitados mayorados.

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 es simple, se lo realizó con las dos siguientes formulas que resultaron de un análisis del equilibrio del par de fuerzas internas, con una distribución de compresiones en el hormigón de forma rectangular. (Método simplificado)

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2,614 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right] \quad A_s = \frac{0,85 * f'_c * a * b}{f_y}$$

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.

A_s = cantidad de acero necesario en cm^2

Los demás términos ya fueron definidos anteriormente

2.7.2 Diseño por fuerza cortante.

La fuerza cortante que resiste un elemento de hormigón armado será las que proporcionan el hormigón y el acero transversalmente, es decir:

$$V_n = V_c + V_s$$

Con el mismo criterio anterior para flexión:

$$V_u \leq \phi V_n$$

Donde:

V_u = Es la fuerza cortante última mayorada ubicada en una sección crítica.

V_n = Resistencia de 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:

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

Donde:

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.

Al momento de dimensionar se tiene que realizar las siguientes verificaciones:

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

$$A_v \min = 3,5 * b * \frac{s}{f_y} \quad s \leq \frac{d}{2} \quad s \leq 60\text{cm}$$

- ✓ Si $V_u \geq \phi V_c$, entonces se tiene:
 - Si $V_s \leq 1,06 * \sqrt{f'c} * b * d$, 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 $s \leq \frac{d}{4}$
- ✓ $V_s > 2,12 * \sqrt{f'c} * b * d$, entonces
 - Cambiar sección
 - Mejorar la calidad del concreto ($f'c$)

2.8 Análisis y diseño del hormigón pretensado.

2.8.1 Aspectos generales del hormigón pretensado

Variedades de hormigón pretensado

En el hormigón pretensado se diferencian dos tipos de armaduras:

- **Armaduras activas**, son de acero de alta resistencia mediante las cuales se introduce el esfuerzo de pretensado;
- **Armaduras pasivas**, son las armaduras habituales del hormigón armado, asociadas a las anteriores. En elementos a flexión se disponen longitudinalmente, coadyuvan en la disposición de la armadura transversal o de corte y eventualmente colaboran a para resistir fracciones del momento flector de diseño.

Según la fase del proceso de ejecución en la que se introduce el esfuerzo de pretensado en las armaduras activas, se distinguen dos tipos de hormigón pretensado:

- hormigón pretensado con armadura pretesa (según ACI: hormigón pretensado)
- hormigón pretensado con armadura postesa (según ACI: hormigón postesado)

a) Hormigón pretensado con armaduras pretesas

Hormigón pretensado en el cual los tendones o cables se tensan antes de colocar el hormigón. Los tendones o cables, que generalmente son de cable torcido con varios torones de varios alambres cada uno, se tesan entre apoyos que forman parte permanente de las instalaciones de una planta de fabricación.

Se mide el alargamiento de los tendones, así como la fuerza de tensión aplicada por los gatos hidráulicos.

Con la cimbra en su lugar, se vacía el hormigón en torno al tendón esforzado. A menudo se usa hormigón de alta resistencia a edades tempranas, a la vez que curado con vapor de agua, para acelerar el endurecimiento del hormigón. Después de haberse logrado suficiente resistencia, se alivia la presión en los gatos, los torones tienen a acortarse, adicionando resistencia en la viga. Este presfuerzo es transferido al hormigón por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga, y no se necesita de ningún anclaje especial.

Características:

- ✚ Pieza prefabricada
- ✚ El presfuerzo se aplica antes que las cargas de servicio
- ✚ El anclaje se da por adherencia.
- ✚ La acción del presfuerzo es interna
- ✚ El acero tiene trayectorias rectas
- ✚ Las piezas son generalmente simplemente apoyadas (elemento isostático)

b) Hormigón pretensado con armaduras postesas

Contrario al anterior el postensado es un método de hormigón pretensado en el cual el tendón o cable que va dentro de unos conductos es tensado después de que el hormigón ha fraguado. Así el postensado es casi siempre ejecutado externamente contra el hormigón endurecido, y los tendones o cables se anclan contra el hormigón inmediatamente después del tesado.

Generalmente se colocan en los moldes de la viga conductos huecos que contienen a los tendones o cables, y que siguen el perfil deseado (parabólico), antes de vaciar el hormigón.

Características:

- ✚ Piezas colocadas en sitio.
- ✚ Se aplica el presfuerzo después del fraguado del hormigón.
- ✚ El anclaje requiere de dispositivos mecánicos.
- ✚ La acción del presfuerzo es externa.
- ✚ La trayectoria de los cables son curvos.
- ✚ La pieza admite continuidad en los apoyos

Ventajas del hormigón pretensado

- ✓ El esfuerzo del pretensado reducen las tracciones en las vigas, incrementando tanto su capacidad para resistir cargas como la longitud de la misma.
- ✓ Una viga de hormigón pretensado generalmente tiene un menor volumen de hormigón con respecto a una viga de hormigón reforzado, bajo las mismas condiciones de luz y carga.
- ✓ Soluciones viables en puentes viga de hasta 45 m de luz

- ✓ La reducción de peso propio de la estructura es el efecto más importante en los puentes de hormigón pretensado.
- ✓ Admite la utilización de materiales de alta resistencia, lo cual repercute haciendo que el hormigón sea más durable debido a las siguientes razones.
 - Pocas fisuras
 - Menores flechas
 - Muy resistente a la fatiga
- ✓ Mayor control de calidad en elementos pretensados (producción en serie). Siempre se tendrá un control de calidad mayor en una planta ya que se trabaja con mas comodidad y el control a los trabajadores es mas riguroso
- ✓ Superior rapidez en la fabricación de elementos pretensados.

Desventajas del hormigón pretensado.

- ✓ Se requiere transporte y montaje para elementos pretensados. Esto puede ser desfavorable según la distancia a la que se encuentre la obra de la planta, aumentando los costos de la obra.
- ✓ Diseño más complejo y especializado.
- ✓ Planeación cuidadosa del proceso constructivo, sobre todo en etapas de montaje.
- ✓ Detalles en conexiones, uniones, dispositivos de cables y cuñas, etc.

Pérdidas de pretensado.

Dentro de las pérdidas de pretensado están las pérdidas instantáneas que se dan al inicio del pretensado y las pérdidas diferidas que se dan a lo largo del tiempo, estas pérdidas deben ser calculadas.

a) Pérdidas instantáneas

- I. Por fricción**, la tensión se reduce a lo largo de la longitud del cable, por lo general los tendones se anclan en un extremo y se estiran mediante los gatos desde el otro. A medida en que el acero se desliza a través de la vaina, se desarrolla la resistencia friccionante, con el resultado de que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato.
- II. Por incrustación de anclaje**, inmediatamente después de la transferencia de fuerzas se reduce la tensión en los cables por el deslizamiento en los anclajes en los miembros postensados.
- III. Por acortamiento elástico**, cuando la fuerza pretensora se transfiere a un miembro, existirá un acortamiento elástico en el hormigón a medida en que este se comprime causará una pérdida de tensión en los tendones.

b) Pérdidas diferidas

- I. Por contracción**, el hormigón es sujeto a un esfuerzo de compresión constante, primero se deforma elásticamente, y después continuara deformándose en el tiempo.
- II. Por flujo plástico**, el hormigón es sujeto a un esfuerzo de compresión constante, primero se deformará y después continuara deformándose en el tiempo.
- III. Por relajación**, los tendones o cables de pretensado se mantienen esforzados esencialmente con longitud constante durante la vida de un miembro, a pesar de que existe alguna reducción de longitud debido al flujo plástico y la contracción del hormigón. Existirá una aminoración gradual del esfuerzo en el acero bajo estas condiciones en razón al relajamiento, aun cuando la longitud se mantenga casi constante.

2.8.2 Análisis y diseño.

El procedimiento de cálculo del hormigón pretensado se resume en el siguiente diagrama:

FIGURA N°7: Procedimiento de cálculo de una viga pretensada



Fuente:

Elaboración propia

2.8.3 Sistema de pretensado.

En nuestro medio existen varios sistemas de pretensado, tales como:

- PROTENDE
- FREYSSINET
- OVM
- DYWIDAG

A continuación se mostrara algunas propiedades del sistema PROTENDE ya que este es el sistema que se tomo como referencia. Cualquier otra cuestión se puede obtener del catalogo de PROTENDE.

Torones de 7 hilos.

TABLA N°6: Propiedades de los aceros de 7 hilos

Designação ABNT NBR-7483	Diâmetro Nominal	Área Nominal do Aço	Massa Nominal	Carga de Ruptura Mínima	Carga Mínima a 1% de Alongamento	Relaxação Máxima após 1.000 H a 20°C p/ Carga Inicial de	
						70% da Carga de Ruptura	80% da Carga de Ruptura
	mm	mm ²	g/m	kn	kn	%	%
CP. 175 RB	12,7	94,2	744	165,7	149,1	2,5	3,5
CP. 190 RB		98,7	775	187,3	168,6		
CP. 190 RB	15,2	140,0	1.102	265,8	239,2	2,5	3,5

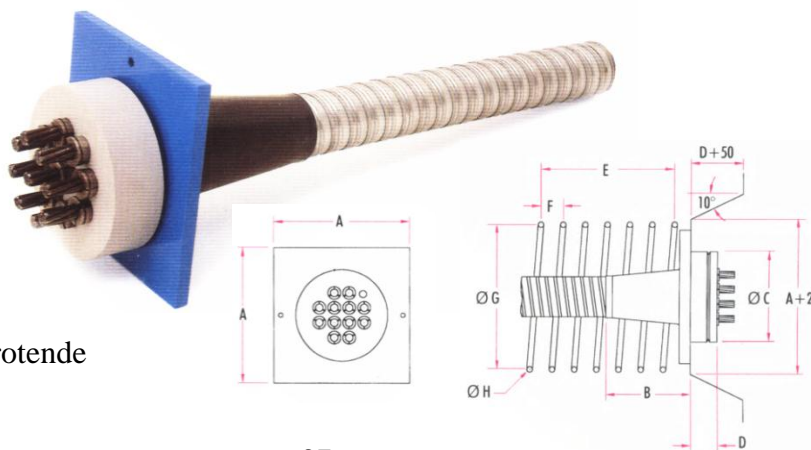
• Módulo de elasticidade - $195 \pm 10 \text{ kn/mm}^2$

• Carga mínima a 1% de alongamento, é considerada equivalente a carga a 0,2% da deformação permanente, e corresponde a 90% da carga de ruptura mínima especificada.

Fuente: Manual de Protende

Anclaje

FIGURA N°8: Anclaje tipo MTC de PROTENDE



Fuente: Manual de protende

TABLA N°7: Dimensiones de los anclajes de tipo MTC

Tipo	Placa	Funil	Bloco de Ancoragem		Fretagem (Aço CA-25)			
	A mm	B mm	C mm	D mm	E mm	F mm	G mm	H mm
4 MTC 12.7	150	200	100	45	200	50	140	10
6 MTC 12.7	180	200	120	50	200	50	170	10
7 MTC 12.7	190	200	127	50	250	50	180	10
8 MTC 12.7	210	250	139	50	300	50	190	10
9 MTC 12.7	220	250	152	55	300	50	200	10
10 MTC 12.7	240	250	165	55	300	50	220	10
12 MTC 12.7	240	250	165	55	350	50	220	12
15 MTC 12.7	290	300	197	60	350	50	270	12
19 MTC 12.7	320	300	215	60	400	50	290	12
22 MTC 12.7	350	300	235	60	450	60	320	16
27 MTC 12.7	400	430	267	75	600	70	410	20
31 MTC 12.7	420	430	279	85	600	70	430	20

Fuente: Manual de Protende

2.9 Estrategia para la ejecución del proyecto

En todo proyecto es importante tener una estrategia clara, detallada, para que la ejecución no presente contratiempo y se prevean los posibles problemas. Dicha estrategia debe basarse en los siguientes aspectos:

2.9.1 Especificaciones técnicas

Las especificaciones técnicas son los documentos en los cuales se definen las normas, exigencias y procedimientos a ser empleados y aplicados en todos los trabajos de construcción de obras, elaboración de estudios, fabricación de equipos.

Estas especificaciones también fijan condiciones y características constructivas relacionadas con el empleo de los materiales; cualquier omisión de las presentes especificaciones no exime de responsabilidad al Contratista, ni podrá tomarse como base para reclamaciones posteriores.

Obligaciones del Contratista:

Las especificaciones, planos y anexos que se entregan al Contratista se complementan entre sí y tienen por objeto explicar las condiciones y características constructivas exigidas, relacionadas con el empleo de los materiales, equipos y otros recursos con el fin de que

sirvan de normas al Contratista para ejecutar la obra de acuerdo con los requerimientos de la entidad contratante.

Cualquier detalle que se haya omitido en las especificaciones, en los planos, o en ambos, pero que constituye práctica corriente de la construcción, no exime al Contratista de su obligación de una correcta ejecución del trabajo.

Cualquier cambio que proponga el Contratista, deberá ser consultado previamente y por escrito a la supervisión y no podrá proceder a su ejecución sin la autorización escrita de éste. En caso contrario, cualquier trabajo ejecutado y sus consecuencias serán por cuenta y riesgo del Contratista.

En el contenido de cada especificación están involucrados varios aspectos como sigue:

- Descripción: Precisar el trabajo a realizar.
- Materiales: Se enumeran los diferentes materiales y productos que intervienen en el proceso constructivo. Todos los materiales aquí especificados se consideran de primera calidad y su aplicación y comportamiento son responsabilidad del contratista.

Cuando se especifica un material o producto de fabricación por su nombre específico, debe entenderse siempre que se trata sólo de una referencia indicativa de la calidad deseada, pero puede ser otro similar aprobado por la supervisión. Cualquier cambio de materiales que proponga el Constructor, deberá ser previamente aprobado por la supervisión a cargo del control y coordinación de la obra.

- Ejecución: Describe el método o procedimiento que la entidad contratante sugiere como el más adecuado a seguir, así como las condiciones de suministro, montaje, operación, tolerancia, etc.

Esto no constituye en ningún caso un manual de construcción, entendiéndose claramente que el constructor es profesional, idóneo, competente y experimentado y

cuenta con los equipos necesarios para la construcción, con sus propios métodos y procedimientos.

- Equipos y Herramientas. El supervisor comprobará que el Contratista tenga el equipo y herramienta necesaria para el tipo de obra. En caso de no encontrarse alguno de los elementos por no ser estrictamente necesarios para el inicio de la obra, el supervisor fijará un plazo de acuerdo con el programa de trabajo, para que el contratista los lleve a la obra.

2.9.2 Precios unitarios

El precio Unitario puede definirse como el importe de la remuneración o pago total, que debe cubrirse al contratista por unidad de obra de cada uno de los conceptos de trabajo que realice. Así mismo, unidad de obra puede definirse como la unidad de medición que se señala en las especificaciones técnicas, como base para cuantificar cada concepto de trabajo para fines de medición y pago. El concepto de trabajo o concepto de obra, podrá quedar definido como el conjunto de operaciones y materiales que, de acuerdo con las especificaciones respectivas, integran cada una de las partes de una obra en que esta se divide convencionalmente para fines de medición y pago.

Resumiendo en un sola expresión los conceptos tratados anteriormente, se puede establecer en una forma más amplia que el precio unitario es la remuneración que recibe el contratista por las operaciones que realiza y los materiales que emplea en la ejecución de las distintas partes de una obra, considerando la unidad que de acuerdo con las especificaciones respectivas, se fija para efectos de medición de la ejecución.

Lo anterior, lógicamente, coincide con lo que tradicionalmente se ha considerado como Precio Unitario y además, cabe hacer notar que se ha establecido una liga íntima entre el precio unitario y la especificación, pues esta última es preponderante en el proyecto, aun cuando no sea lo único que lo determina.

2.9.3 Cómputos métricos

Los cómputos métricos son formas de medición de longitudes, áreas y volúmenes que requieren el manejo de fórmulas geométricas; los términos cómputo, cubicación y metrado son palabras equivalentes. No obstante de su simplicidad, el cómputo métrico requiere del conocimiento de procedimientos constructivos y de un trabajo ordenado y sistemático. La responsabilidad de la persona encargada de los cómputos, es de mucha importancia, debido a que este trabajo puede representar pérdidas o ganancias a los propietarios o contratistas.

El objeto que cumplen los cómputos métricos dentro una obra son:

- 1) Establecer el costo de una obra o de una de sus partes.
- 2) Determinar la cantidad de material necesario para la ejecutar una obra.
- 3) Establecer volúmenes de obra y costos parciales con fines de pago por avance de obra.

El trabajo de medición puede ser efectuado de 2 maneras:

Sobre la obra o sobre los planos, puesto que la obra debe ser teóricamente igual a los planos, podría pensarse que los criterios que se aplican a la primera forma, son valederos para la otra, pero sin embargo no es así y ocurre que el riesgo de la exactitud que se exige para la medición conforme a la obra desaparece en el estudio de proyectos, donde prima el criterio del calculista que debe suplir con su conocimiento y experiencia la falta de información, que es característica en todos los proyectos.

Aunque cada obra presenta particularidades que la diferencian de los demás y obliga a un estudio especial en cada caso, puede darse algunos trabajos y principios generales que deben ser respetados y que servirán como guía para la realización del proyecto.

2.9.4 Presupuesto

La estimación de costos y la elaboración de presupuestos, representa uno de los pasos más importantes en lo que se refiere la planificación de una obra. En cada etapa de la

construcción, el presupuesto representa la base para la toma de decisiones y, en los que se refiere en obras de carácter público (licitaciones), es el factor más importante en la adjudicación de contratos. Actualmente, la gran competitividad en el sector de la construcción, hace que la estimación de costos sea una de las causas del éxito o fracaso de empresas.

La estimación del costo de construcción es necesariamente el resultado de un proceso de cálculo de cantidades (volúmenes de obra) y Valores (precios unitarios) de todos los ítems y/o actividades que forman parte de una construcción, en ningún caso deben considerarse probabilidades porque estas no siempre podrán dar un resultado positivo. Indiscutiblemente no es posible hablar de valores perfectos, ya que estos dependen de una serie de factores entre los que podríamos citar: Variaciones de precios en el mercado, ausencia o carencia de materiales, bajos rendimientos de mano de obra, errores en los cómputos métricos, etc. Autores de una misma nacionalidad consideran rendimientos diferentes en el cálculo de costos, igualmente existen discrepancias de opinión relativas a la aplicación de gastos generales, imprevistos, utilidad, etc. Es por esta razón que el cálculo de costos obliga al profesional a adquirir una serie de conocimientos, cualidades y factores que le permitan analizar detalles y generalidades del trabajo, experiencia en la construcción, información permanente sobre el valor de los materiales, rendimientos sobre la mano de obra, maquinaria y equipo apropiado, problemas de administración, financiamiento, medios de transporte, clasificación y calificación de prioridades en las compras, acumulación racional de materiales, además de las cualidades personales de capacidad, método y seguridad en el cálculo.

2.9.5 Planeamiento y cronograma

En el planeamiento y programación de la ejecución de una obra, se trata de definir el calendario de ejecución de un conjunto de actividades (cronograma).

Al hacerlo es lógico que pensemos en primer lugar en todas aquellas actividades de obra productivas, que afectan directamente a la empresa responsable de la ejecución, es decir el constructor.

No obstante el constructor no actúa sólo. Sus actividades condicionan, y a la vez son condicionadas por las actividades de otros agentes que intervienen en el proceso: El promotor, equipo redactor del proyecto, equipo de dirección de las obras, subcontratista e industriales, proveedores de materiales y elementos, la administración, compañías de servicio, etc.

Por lo tanto, el programar la ejecución de una obra, no significa planificar y programar exclusivamente las actividades de uno sólo de estos participantes. El programa ha de asumir una función de síntesis, integrando la intervención de los participantes y ha de ser el instrumento que asegure la coordinación de las actividades a realizar por todos ellos, de acuerdo con unos objetivos generales predefinidos.

CAPÍTULO III

3 INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1 Estudio topográfico

Se realizó un levantamiento topográfico según lo especificado en el capítulo anterior, se realizó un levantamiento abarcando una superficie más o menos 100m aguas arriba y 100 metros aguas abajo del río, de igual forma en dirección de los accesos.

La metodología que se utilizó fue un levantamiento a detalle con ayuda de una estación total y dos alarifes, con transversales cada 5 m aproximadamente teniendo especial cuidado el los puntos de inflexión del terreno.

De dicho levantamiento topográfico tubo como resultado la obtención de 158 puntos que fueron procesados con un software de computador y plasmados en planos, estos puntos se expresan a continuación en la tabla N°9

TABLA N°8
Puntos obtenidos en Campo

COORDENADAS			
PUNTO	NORTE	ESTE	COTA
1	7471022,452	330423,474	571,506
2	7471026,923	330431,352	573,124
3	7471023,008	330426,378	571,583
4	7471018,380	330430,469	571,308
5	7471020,219	330433,310	572,912
6	7471007,447	330438,312	570,711
7	7471009,054	330439,894	572,312
8	7470996,162	330441,203	569,538
9	7471002,724	330435,136	570,119
10	7471011,556	330430,302	570,956
11	7471010,842	330425,774	571,328
12	7471004,001	330427,699	569,441
13	7471008,768	330419,848	569,430
14	7471012,657	330421,207	571,070
15	7471029,299	330417,288	571,747

16	7471027,083	330413,872	571,553
17	7471030,080	330417,779	572,211
18	7471038,740	330409,469	571,970
19	7471039,266	330410,205	572,659
20	7471047,422	330405,312	572,149
21	7471026,660	330412,948	572,527
22	7471042,369	330403,173	572,267
23	7471052,181	330401,218	572,345
24	7471043,892	330404,505	572,147
25	7470982,032	330453,085	569,128
26	7470973,511	330457,899	568,860
27	7470939,075	330446,934	573,000
28	7471046,282	330407,079	572,994
29	7471049,439	330399,505	573,609
30	7471046,488	330409,556	573,312
31	7471047,034	330397,273	573,332
32	7471068,799	330400,233	572,830
33	7471068,944	330396,241	572,845
34	7471069,284	330401,798	573,879
35	7471069,108	330394,870	573,890
36	7471086,846	330399,366	573,192
37	7471087,701	330395,241	573,205
38	7471087,942	330393,561	574,194
39	7471081,168	330400,444	574,092
40	7471095,862	330394,719	573,578
41	7471095,669	330399,146	573,412
42	7471095,227	330394,356	574,237
43	7471103,793	330395,275	573,690
44	7471110,000	330398,747	573,804
45	7471104,792	330394,692	574,449
46	7471103,027	330393,396	573,791
47	7471008,792	330419,949	569,403
48	7471012,980	330412,540	569,457
49	7471011,159	330420,245	570,278
50	7471001,063	330417,461	569,168
51	7471006,240	330409,755	569,241
52	7470992,347	330414,879	569,085
53	7470998,195	330404,853	569,121
54	7470987,779	330411,918	569,084
55	7470991,760	330404,584	569,079
56	7470980,638	330409,793	568,576
57	7470986,268	330400,516	568,492

58	7470982,579	330400,068	570,210
59	7471021,512	330397,088	569,758
60	7471008,009	330389,735	569,068
61	7470992,043	330389,124	568,672
62	7470990,215	330394,576	568,408
63	7470989,065	330391,763	569,674
64	7471016,868	330371,286	569,216
65	7470991,706	330383,166	569,684
66	7471032,115	330378,885	569,844
67	7470995,458	330372,967	571,362
68	7471008,818	330363,758	568,909
69	7471043,093	330361,495	570,284
70	7471043,912	330361,875	570,287
71	7471007,467	330359,778	570,365
72	7471029,775	330352,113	569,284
73	7471020,047	330346,766	569,036
74	7471041,696	330334,509	569,368
75	7471018,439	330340,166	570,396
76	7471055,656	330341,630	570,380
77	7471030,711	330327,971	569,425
78	7471066,893	330322,891	570,577
79	7471029,304	330327,960	569,864
80	7471055,448	330315,326	569,524
81	7471047,725	330311,660	569,271
82	7471043,360	330306,153	570,450
83	7470987,609	330427,330	569,021
84	7471002,370	330431,907	569,572
85	7470974,906	330425,099	568,823
86	7470981,296	330438,366	568,792
87	7470968,845	330419,959	571,316
88	7470980,327	330442,013	568,813
89	7470955,940	330434,596	569,964
90	7470973,526	330453,391	568,536
91	7470959,293	330439,045	569,214
92	7470971,252	330438,188	568,730
93	7470969,749	330441,948	568,743
94	7470958,792	330441,898	569,154
95	7470983,741	330458,301	569,120
96	7470950,673	330453,781	568,719
97	7470990,875	330464,364	571,446
98	7470958,777	330458,898	568,422
99	7470944,635	330450,069	570,152

100	7470979,890	330475,880	570,378
101	7470979,978	330476,077	570,430
102	7470932,650	330467,502	570,385
103	7470963,589	330464,369	568,375
104	7470940,082	330468,823	568,363
105	7470948,469	330474,992	568,424
106	7470965,923	330483,084	568,076
107	7470942,432	330485,209	568,353
108	7470956,711	330478,952	568,232
109	7470931,566	330480,243	568,269
110	7470945,182	330490,583	568,374
111	7470927,424	330475,722	568,949
112	7470925,526	330474,312	571,153
113	7470957,289	330500,027	567,643
114	7470959,684	330503,649	567,279
115	7470935,555	330494,453	568,335
116	7470941,668	330507,792	568,285
117	7470952,551	330442,561	569,501
118	7470953,052	330439,009	569,586
119	7470943,399	330440,238	570,764
120	7470941,582	330438,558	572,614
121	7470939,313	330443,911	571,544
122	7470928,886	330432,667	572,813
123	7470931,979	330440,089	572,322
124	7470933,339	330430,539	572,665
125	7470927,671	330429,293	573,057
126	7470928,389	330413,302	574,498
127	7470932,179	330414,263	574,353
128	7470934,992	330388,378	576,404
129	7470935,896	330385,841	576,681
130	7470936,086	330424,285	574,926
131	7470934,634	330405,900	574,867
132	7470940,009	330390,882	576,293
133	7470951,386	330397,469	576,568
134	7470940,416	330403,500	575,616
135	7470968,094	330410,052	575,882
136	7470945,246	330415,262	575,703
137	7470950,796	330418,257	575,357
138	7470956,302	330416,015	575,638
139	7470976,346	330402,364	576,769
140	7470981,458	330396,953	577,104
141	7470944,010	330384,895	577,116

142	7470965,180	330393,281	577,160
143	7470960,931	330388,193	579,427
144	7470967,593	330373,696	587,342
145	7470960,582	330381,444	582,930
146	7470971,235	330364,499	588,096
147	7470951,048	330373,116	580,659
148	7470973,969	330348,398	589,745
149	7470943,685	330363,059	579,625
150	7470966,798	330351,196	585,655
151	7470943,690	330349,047	579,641
152	7470940,508	330348,171	579,255
153	7470937,980	330354,541	579,296
154	7470937,176	330346,340	579,260
155	7470940,821	330356,708	578,198
156	7470940,135	330374,726	576,764
157	7470937,324	330372,912	576,964
158	7470939,073	330383,549	575,845

Fuente: Elaboración propia.

3.2 Estudio de suelos (Sondeo Eléctrico Vertical).

3.2.1 Introducción

Este estudio geofísico tiene como objetivos determinar la estratificación del terreno bajo estas ubicaciones, anticipar su naturaleza geotécnica, estimar su cualificación como terreno de fundación para soporte del puente e inferir los aspectos técnicos imprescindibles para el diseño de fundaciones.

3.2.2 Descripción geológica de la zona

Desde el punto de vista geológico regional el área se halla en la transición entre dos grandes unidades morfoestructurales: la Faja Subandina y la llanura chaco beniana. La prospección geofísica afecta a la Formación Cuaternaria, Formación Terciaria Miocena.

En superficie se pueden observar afloramientos de bloques metamórficos y de sedimentos consolidados pertenecientes al cenozoico, al periodo Cuaternario y, específicamente, al pleistoceno. Estos sedimentos son de origen metamórfico y fluvial y están compuestos por arenas con intercalación de limos y arcillas. Aunque el contacto entre el Cuaternario con los

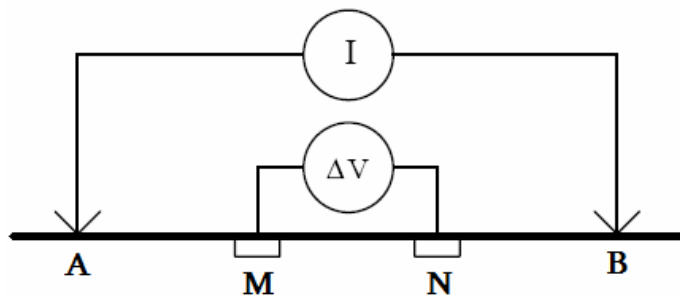
sedimentos Terciarios es ciertamente difícil de diferenciar, esto últimos, presentan mayor compactación y en algunos casos están cementados por material calcáreo.

3.2.3 Descripción del dispositivo eléctrico

La realización de un SEV tetra-electródico, dependerá del objetivo del estudio y de éste la selección del dispositivo a utilizarse. Para cada uno de estos arreglos existen cuatro (4) electrodos: Dos (2) de inyección de corriente denominados A y B y dos (2) para medir el potencial eléctrico, denominados M y N. Estos cuatro electrodos deben estar lo más alineados posible con la finalidad de mantener las restricciones teóricas al margen y no cometer errores de medición.

Esquemáticamente un SEV se realiza como se muestra en la figura N°9.

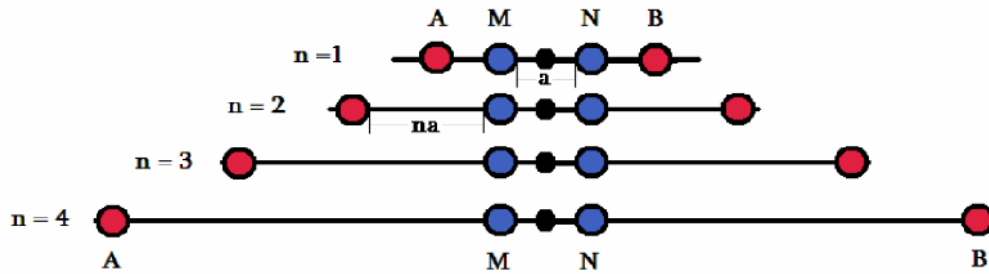
FIGURA N°9 Esquema de un SEV.



Fuente: Internet

El arreglo aplicado en nuestro proyecto fue el Arreglo Schlumberger, el cual consisten que la distancia de los electrodos MN se mantiene constante, distanciando sólo la distancia entre AB. Sin embargo hay medidas que se denominaran “de empalme” donde se busca hacer un recuperación de la medida de potencial para valores de AB mucho mayores a MN (ver figura 10).

FIGURA N°10 Arreglo Shlumberger



Fuente: Internet

3.2.4 Descripción de los sondeos Geoeléctricos efectuados

La metodología de trabajo ha consistido en la selección de los enclaves de ubicación de los dispositivos geoeléctricos y en el posterior estudio geofísico de las áreas preseleccionadas.

El método geofísico de investigación utilizado es el de Sondeo Eléctrico Vertical (SEV). Se han efectuado un total de tres sondeos eléctricos verticales con una apertura de alas de hasta 60 metros cada uno de ellos, con el objeto de estudiar el perfil geoeléctrico de cada punto hasta la profundidad de 15 m.

En la Tabla N°9 se detalla los sondeos efectuados.

TABLA N°9

N°	Código	Ubicación	Coordenadas			Tipo de sondeo
			Y	X	Z (msnm)	
1	SEV-10	Estribo izquierdo	S:22°30'47,4"	W:64°23'14,6"	585	Longitudinal
2	SEV-11	Estribo derecho	S:22°30'47,7"	W:64°23'15,1"	571	Longitudinal
3	SEV-12	Externo	S:22°30'49,3"	W:64°23'13,5"	572	Longitudinal

Fuente: Informe de Estudio Geofísico (Ing. Ricardo Cox)

En la Tabla N°10 se expresan los datos relevados en campo:

TABLA N°10

Estribo Izquierdo				Punto intermedio				Estribo derecho			
AB/2 (m)	MN (m)	V (mV)	I (mA)	AB/2 (m)	MN (m)	V (mV)	I (mA)	AB/2 (m)	MN (m)	V (mV)	I (mA)
0.5	0,6	1037.30	11.60	0.5	0.6	3596.10	18.45	0.5	0.6	2401.95	22.60
1	0,6	184.30	10.05	1	0.6	713.10	738.55	1	0.6	378.65	14.65
1.5	0,6	84.65	8.75	1.5	0.6	139.35	9.55	1.5	0.6	197.30	20.90
2	0,6	77.65	12.10	2	0.6	44.60	7.40	2	0.6	86.95	16.95
2.5	0,6	41.95	8.55	2.5	0.6	107.65	28.35	2.5	0.6	95.00	28.10
3	1	40.55	8,10	3	0.6	58.35	27.90	3	0.6	31.95	14.65
3.5	1	35.10	8.20	3.5	0.6	22.80	23.20	3.5	0.6	37.35	24.00
4	1	33.90	9.20	4	3	158.75	30.35	4	0.6	8.35	10.85
5	2	30.95	7.20	5	3	49.85	26.30	4.5	0.6	20.05	27.10
8	2	7.90	9.50	8	3	5.90	28.90	5	0.6	11.85	20.35
10	2	3.55	4.40	10	3	3.85	34.95	8	0.6	4.95	23.70
13	2	3.15	9.50	13	4	2.35	11.95	10	0.6	1.40	13.60
15	2	3.45	17.80	15	4	1.35	13.95	13	0.6	0.35	10.50
20	2	0.90	15.15	20	4	0.90	15.95	15	0.6	0.10	6.45
25	2	0.15	8.30	25	4	0.65	17.80	18	0.6	0.15	12.75
30	2	0.15	12.60	30	4	0.30	7.55	20	2	0.50	16.60
Fuente: Informe de Estudio Geofísico (Ing. Ricardo Cox)								25	2	0.10	16.70
								30	2	8.80	18.50

3.2.5 Proceso de inversión

A continuación se presentan nueve tablas de inversión para cada sondeo efectuado (27 tablas en total), para cantidad variable de estratos desde tres hasta doce, con el objeto de efectuar el análisis paramétrico en función de la cantidad teórica de estratos.

La cantidad de estratos real se infiere luego de conjuncionar los estratos contiguos con valores de resistividades similares y se adopta como perfil estratigráfico el con menor valor de error de inversión subsecuente y con estratos mejor contrastados. Sobre el perfil así obtenido se aplican los criterios geotécnicos y eléctricos descritos para inferir la estratificación y la cualificación geotécnica de cada estrato.

Se debe tener presente que la máxima profundidad de prospección para todos los sondeos es de 15m.

ESTRIBO IZQUIERDO (SONDEO LONGITUDINAL).

TABLA N° 11

4 Estratos.					5 Estratos.					6 Estratos.																																																																																																																																																																																																							
<table border="1"> <thead> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th>Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>1116</td><td>0.1863</td><td>0.1863</td><td>0.1863</td></tr> <tr><td>2</td><td>27.64</td><td>0.259</td><td>0.4453</td><td>0.4453</td></tr> <tr><td>3</td><td>494.7</td><td>0.6307</td><td>1.076</td><td>-1.076</td></tr> <tr><td>4</td><td>105.6</td><td>7.156</td><td>8.232</td><td>-8.2316</td></tr> <tr><td>5</td><td>0.1172</td><td></td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>					N	p	h	d	Alt	1	1116	0.1863	0.1863	0.1863	2	27.64	0.259	0.4453	0.4453	3	494.7	0.6307	1.076	-1.076	4	105.6	7.156	8.232	-8.2316	5	0.1172				<table border="1"> <thead> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th>Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>1080</td><td>0.1886</td><td>0.1886</td><td>-0.1886</td></tr> <tr><td>2</td><td>27.69</td><td>0.2686</td><td>0.4572</td><td>0.4572</td></tr> <tr><td>3</td><td>580.3</td><td>0.6805</td><td>1.138</td><td>-1.1377</td></tr> <tr><td>4</td><td>48.75</td><td>0.87</td><td>2.008</td><td>-2.0077</td></tr> <tr><td>5</td><td>128</td><td>4.915</td><td>6.923</td><td>-6.923</td></tr> <tr><td>6</td><td>0.1172</td><td></td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>					N	p	h	d	Alt	1	1080	0.1886	0.1886	-0.1886	2	27.69	0.2686	0.4572	0.4572	3	580.3	0.6805	1.138	-1.1377	4	48.75	0.87	2.008	-2.0077	5	128	4.915	6.923	-6.923	6	0.1172				<table border="1"> <thead> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th>Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>1091</td><td>0.1888</td><td>0.1888</td><td>0.1887</td></tr> <tr><td>2</td><td>22.8</td><td>0.2227</td><td>0.4115</td><td>0.4114</td></tr> <tr><td>3</td><td>816.3</td><td>0.439</td><td>0.8504</td><td>0.8504</td></tr> <tr><td>4</td><td>66.03</td><td>0.9827</td><td>1.833</td><td>-1.8332</td></tr> <tr><td>5</td><td>132.8</td><td>1.626</td><td>3.459</td><td>-3.459</td></tr> <tr><td>6</td><td>99.84</td><td>4.295</td><td>7.754</td><td>-7.754</td></tr> <tr><td>7</td><td>0.1471</td><td></td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>					N	p	h	d	Alt	1	1091	0.1888	0.1888	0.1887	2	22.8	0.2227	0.4115	0.4114	3	816.3	0.439	0.8504	0.8504	4	66.03	0.9827	1.833	-1.8332	5	132.8	1.626	3.459	-3.459	6	99.84	4.295	7.754	-7.754	7	0.1471																																																																																													
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																													
1	1116	0.1863	0.1863	0.1863																																																																																																																																																																																																													
2	27.64	0.259	0.4453	0.4453																																																																																																																																																																																																													
3	494.7	0.6307	1.076	-1.076																																																																																																																																																																																																													
4	105.6	7.156	8.232	-8.2316																																																																																																																																																																																																													
5	0.1172																																																																																																																																																																																																																
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																													
1	1080	0.1886	0.1886	-0.1886																																																																																																																																																																																																													
2	27.69	0.2686	0.4572	0.4572																																																																																																																																																																																																													
3	580.3	0.6805	1.138	-1.1377																																																																																																																																																																																																													
4	48.75	0.87	2.008	-2.0077																																																																																																																																																																																																													
5	128	4.915	6.923	-6.923																																																																																																																																																																																																													
6	0.1172																																																																																																																																																																																																																
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																													
1	1091	0.1888	0.1888	0.1887																																																																																																																																																																																																													
2	22.8	0.2227	0.4115	0.4114																																																																																																																																																																																																													
3	816.3	0.439	0.8504	0.8504																																																																																																																																																																																																													
4	66.03	0.9827	1.833	-1.8332																																																																																																																																																																																																													
5	132.8	1.626	3.459	-3.459																																																																																																																																																																																																													
6	99.84	4.295	7.754	-7.754																																																																																																																																																																																																													
7	0.1471																																																																																																																																																																																																																
<table border="1"> <thead> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th>Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>1067</td><td>0.1908</td><td>0.1908</td><td>-0.1908</td></tr> <tr><td>2</td><td>18.24</td><td>0.1765</td><td>0.3673</td><td>0.3672</td></tr> <tr><td>3</td><td>699.7</td><td>0.3087</td><td>0.676</td><td>0.6759</td></tr> <tr><td>4</td><td>288.4</td><td>0.7471</td><td>1.423</td><td>-1.4231</td></tr> <tr><td>5</td><td>33.87</td><td>0.8055</td><td>2.229</td><td>-2.2286</td></tr> <tr><td>6</td><td>190</td><td>2.756</td><td>4.984</td><td>-4.9843</td></tr> <tr><td>7</td><td>26.81</td><td>3.244</td><td>8.228</td><td>-8.2284</td></tr> <tr><td>8</td><td>0.1186</td><td></td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>					N	p	h	d	Alt	1	1067	0.1908	0.1908	-0.1908	2	18.24	0.1765	0.3673	0.3672	3	699.7	0.3087	0.676	0.6759	4	288.4	0.7471	1.423	-1.4231	5	33.87	0.8055	2.229	-2.2286	6	190	2.756	4.984	-4.9843	7	26.81	3.244	8.228	-8.2284	8	0.1186				<table border="1"> <thead> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th>Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>1060</td><td>0.1915</td><td>0.1915</td><td>0.1914</td></tr> <tr><td>2</td><td>16.02</td><td>0.1566</td><td>0.3481</td><td>0.3480</td></tr> <tr><td>3</td><td>893.5</td><td>0.1971</td><td>0.5452</td><td>-0.5452</td></tr> <tr><td>4</td><td>385.9</td><td>0.6231</td><td>1.168</td><td>-1.1683</td></tr> <tr><td>5</td><td>39.06</td><td>0.7443</td><td>1.913</td><td>-1.9127</td></tr> <tr><td>6</td><td>114.9</td><td>0.7847</td><td>2.697</td><td>-2.6973</td></tr> <tr><td>7</td><td>159.1</td><td>3.003</td><td>5.7</td><td>-5.7004</td></tr> <tr><td>8</td><td>19.01</td><td>2.955</td><td>8.656</td><td>-8.6558</td></tr> <tr><td>9</td><td>0.09763</td><td></td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>					N	p	h	d	Alt	1	1060	0.1915	0.1915	0.1914	2	16.02	0.1566	0.3481	0.3480	3	893.5	0.1971	0.5452	-0.5452	4	385.9	0.6231	1.168	-1.1683	5	39.06	0.7443	1.913	-1.9127	6	114.9	0.7847	2.697	-2.6973	7	159.1	3.003	5.7	-5.7004	8	19.01	2.955	8.656	-8.6558	9	0.09763				<table border="1"> <thead> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th>Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>1051</td><td>0.1924</td><td>0.1924</td><td>0.1923</td></tr> <tr><td>2</td><td>13.37</td><td>0.1303</td><td>0.3227</td><td>0.3226</td></tr> <tr><td>3</td><td>652.8</td><td>0.2693</td><td>0.5919</td><td>0.5919</td></tr> <tr><td>4</td><td>587.2</td><td>0.354</td><td>0.946</td><td>0.9459</td></tr> <tr><td>5</td><td>92.98</td><td>0.5354</td><td>1.481</td><td>-1.4814</td></tr> <tr><td>6</td><td>33.82</td><td>0.6751</td><td>2.156</td><td>-2.1565</td></tr> <tr><td>7</td><td>198.4</td><td>2.053</td><td>4.209</td><td>-4.2094</td></tr> <tr><td>8</td><td>93.52</td><td>2.035</td><td>6.244</td><td>-6.2442</td></tr> <tr><td>9</td><td>4.17</td><td>3.468</td><td>9.712</td><td>-9.7122</td></tr> <tr><td>10</td><td>0.2413</td><td></td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>					N	p	h	d	Alt	1	1051	0.1924	0.1924	0.1923	2	13.37	0.1303	0.3227	0.3226	3	652.8	0.2693	0.5919	0.5919	4	587.2	0.354	0.946	0.9459	5	92.98	0.5354	1.481	-1.4814	6	33.82	0.6751	2.156	-2.1565	7	198.4	2.053	4.209	-4.2094	8	93.52	2.035	6.244	-6.2442	9	4.17	3.468	9.712	-9.7122	10	0.2413																																																
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																													
1	1067	0.1908	0.1908	-0.1908																																																																																																																																																																																																													
2	18.24	0.1765	0.3673	0.3672																																																																																																																																																																																																													
3	699.7	0.3087	0.676	0.6759																																																																																																																																																																																																													
4	288.4	0.7471	1.423	-1.4231																																																																																																																																																																																																													
5	33.87	0.8055	2.229	-2.2286																																																																																																																																																																																																													
6	190	2.756	4.984	-4.9843																																																																																																																																																																																																													
7	26.81	3.244	8.228	-8.2284																																																																																																																																																																																																													
8	0.1186																																																																																																																																																																																																																
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																													
1	1060	0.1915	0.1915	0.1914																																																																																																																																																																																																													
2	16.02	0.1566	0.3481	0.3480																																																																																																																																																																																																													
3	893.5	0.1971	0.5452	-0.5452																																																																																																																																																																																																													
4	385.9	0.6231	1.168	-1.1683																																																																																																																																																																																																													
5	39.06	0.7443	1.913	-1.9127																																																																																																																																																																																																													
6	114.9	0.7847	2.697	-2.6973																																																																																																																																																																																																													
7	159.1	3.003	5.7	-5.7004																																																																																																																																																																																																													
8	19.01	2.955	8.656	-8.6558																																																																																																																																																																																																													
9	0.09763																																																																																																																																																																																																																
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																													
1	1051	0.1924	0.1924	0.1923																																																																																																																																																																																																													
2	13.37	0.1303	0.3227	0.3226																																																																																																																																																																																																													
3	652.8	0.2693	0.5919	0.5919																																																																																																																																																																																																													
4	587.2	0.354	0.946	0.9459																																																																																																																																																																																																													
5	92.98	0.5354	1.481	-1.4814																																																																																																																																																																																																													
6	33.82	0.6751	2.156	-2.1565																																																																																																																																																																																																													
7	198.4	2.053	4.209	-4.2094																																																																																																																																																																																																													
8	93.52	2.035	6.244	-6.2442																																																																																																																																																																																																													
9	4.17	3.468	9.712	-9.7122																																																																																																																																																																																																													
10	0.2413																																																																																																																																																																																																																
<table border="1"> <thead> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th>Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>1053</td><td>0.1924</td><td>0.1924</td><td>0.1923</td></tr> <tr><td>2</td><td>11.99</td><td>0.1178</td><td>0.3102</td><td>0.3102</td></tr> <tr><td>3</td><td>775.7</td><td>0.3458</td><td>0.656</td><td>0.6560</td></tr> <tr><td>4</td><td>785</td><td>0.1043</td><td>0.7603</td><td>0.7602</td></tr> <tr><td>5</td><td>163.1</td><td>0.4291</td><td>1.189</td><td>-1.1894</td></tr> <tr><td>6</td><td>35.88</td><td>0.6712</td><td>1.861</td><td>-1.8606</td></tr> <tr><td>7</td><td>107.2</td><td>0.6324</td><td>2.493</td><td>-2.493</td></tr> <tr><td>8</td><td>194.5</td><td>2.12</td><td>4.613</td><td>-4.6129</td></tr> <tr><td>9</td><td>60.56</td><td>2.137</td><td>6.75</td><td>-6.7498</td></tr> <tr><td>10</td><td>3.854</td><td>3.394</td><td>10.14</td><td>-10.144</td></tr> <tr><td>11</td><td>0.3708</td><td></td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>					N	p	h	d	Alt	1	1053	0.1924	0.1924	0.1923	2	11.99	0.1178	0.3102	0.3102	3	775.7	0.3458	0.656	0.6560	4	785	0.1043	0.7603	0.7602	5	163.1	0.4291	1.189	-1.1894	6	35.88	0.6712	1.861	-1.8606	7	107.2	0.6324	2.493	-2.493	8	194.5	2.12	4.613	-4.6129	9	60.56	2.137	6.75	-6.7498	10	3.854	3.394	10.14	-10.144	11	0.3708				<table border="1"> <thead> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th>Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>1046</td><td>0.1929</td><td>0.1929</td><td>0.1929</td></tr> <tr><td>2</td><td>10.52</td><td>0.1028</td><td>0.2957</td><td>0.2957</td></tr> <tr><td>3</td><td>674.6</td><td>0.3927</td><td>0.6884</td><td>0.6883</td></tr> <tr><td>4</td><td>858.7</td><td>0.0488</td><td>0.7372</td><td>0.7371</td></tr> <tr><td>5</td><td>298.2</td><td>0.3534</td><td>1.091</td><td>-1.0905</td></tr> <tr><td>6</td><td>50.48</td><td>0.6852</td><td>1.776</td><td>-1.7757</td></tr> <tr><td>7</td><td>33.03</td><td>0.3641</td><td>2.14</td><td>-2.1398</td></tr> <tr><td>8</td><td>185.6</td><td>1.983</td><td>4.123</td><td>-4.123</td></tr> <tr><td>9</td><td>144.8</td><td>1.194</td><td>5.317</td><td>-5.3173</td></tr> <tr><td>10</td><td>33.05</td><td>1.911</td><td>7.228</td><td>-7.2279</td></tr> <tr><td>11</td><td>1.915</td><td>3.283</td><td>10.51</td><td>-10.511</td></tr> <tr><td>12</td><td>0.1997</td><td></td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>					N	p	h	d	Alt	1	1046	0.1929	0.1929	0.1929	2	10.52	0.1028	0.2957	0.2957	3	674.6	0.3927	0.6884	0.6883	4	858.7	0.0488	0.7372	0.7371	5	298.2	0.3534	1.091	-1.0905	6	50.48	0.6852	1.776	-1.7757	7	33.03	0.3641	2.14	-2.1398	8	185.6	1.983	4.123	-4.123	9	144.8	1.194	5.317	-5.3173	10	33.05	1.911	7.228	-7.2279	11	1.915	3.283	10.51	-10.511	12	0.1997				<table border="1"> <thead> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th>Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>1</td><td>1041</td><td>0.1933</td><td>0.1933</td><td>0.1932</td></tr> <tr><td>2</td><td>9.59</td><td>0.09292</td><td>0.2862</td><td>0.2861</td></tr> <tr><td>3</td><td>584.4</td><td>0.4586</td><td>0.7448</td><td>-0.7448</td></tr> <tr><td>4</td><td>986.6</td><td>0.04419</td><td>0.789</td><td>-0.789</td></tr> <tr><td>5</td><td>408</td><td>0.2301</td><td>1.019</td><td>-1.0191</td></tr> <tr><td>6</td><td>61.68</td><td>0.5121</td><td>1.531</td><td>-1.5312</td></tr> <tr><td>7</td><td>37.19</td><td>0.5604</td><td>2.092</td><td>-2.0916</td></tr> <tr><td>8</td><td>107.4</td><td>0.4309</td><td>2.523</td><td>-2.5225</td></tr> <tr><td>9</td><td>209.7</td><td>1.776</td><td>4.299</td><td>-4.2986</td></tr> <tr><td>10</td><td>104.5</td><td>1.308</td><td>5.606</td><td>-5.6064</td></tr> <tr><td>11</td><td>25.55</td><td>1.933</td><td>7.54</td><td>-7.5397</td></tr> <tr><td>12</td><td>2.017</td><td>3.287</td><td>10.83</td><td>-10.827</td></tr> <tr><td>13</td><td>0.2511</td><td></td><td></td><td></td></tr> </tbody> </table>					N	p	h	d	Alt	1	1041	0.1933	0.1933	0.1932	2	9.59	0.09292	0.2862	0.2861	3	584.4	0.4586	0.7448	-0.7448	4	986.6	0.04419	0.789	-0.789	5	408	0.2301	1.019	-1.0191	6	61.68	0.5121	1.531	-1.5312	7	37.19	0.5604	2.092	-2.0916	8	107.4	0.4309	2.523	-2.5225	9	209.7	1.776	4.299	-4.2986	10	104.5	1.308	5.606	-5.6064	11	25.55	1.933	7.54	-7.5397	12	2.017	3.287	10.83	-10.827	13	0.2511			
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																													
1	1053	0.1924	0.1924	0.1923																																																																																																																																																																																																													
2	11.99	0.1178	0.3102	0.3102																																																																																																																																																																																																													
3	775.7	0.3458	0.656	0.6560																																																																																																																																																																																																													
4	785	0.1043	0.7603	0.7602																																																																																																																																																																																																													
5	163.1	0.4291	1.189	-1.1894																																																																																																																																																																																																													
6	35.88	0.6712	1.861	-1.8606																																																																																																																																																																																																													
7	107.2	0.6324	2.493	-2.493																																																																																																																																																																																																													
8	194.5	2.12	4.613	-4.6129																																																																																																																																																																																																													
9	60.56	2.137	6.75	-6.7498																																																																																																																																																																																																													
10	3.854	3.394	10.14	-10.144																																																																																																																																																																																																													
11	0.3708																																																																																																																																																																																																																
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																													
1	1046	0.1929	0.1929	0.1929																																																																																																																																																																																																													
2	10.52	0.1028	0.2957	0.2957																																																																																																																																																																																																													
3	674.6	0.3927	0.6884	0.6883																																																																																																																																																																																																													
4	858.7	0.0488	0.7372	0.7371																																																																																																																																																																																																													
5	298.2	0.3534	1.091	-1.0905																																																																																																																																																																																																													
6	50.48	0.6852	1.776	-1.7757																																																																																																																																																																																																													
7	33.03	0.3641	2.14	-2.1398																																																																																																																																																																																																													
8	185.6	1.983	4.123	-4.123																																																																																																																																																																																																													
9	144.8	1.194	5.317	-5.3173																																																																																																																																																																																																													
10	33.05	1.911	7.228	-7.2279																																																																																																																																																																																																													
11	1.915	3.283	10.51	-10.511																																																																																																																																																																																																													
12	0.1997																																																																																																																																																																																																																
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																													
1	1041	0.1933	0.1933	0.1932																																																																																																																																																																																																													
2	9.59	0.09292	0.2862	0.2861																																																																																																																																																																																																													
3	584.4	0.4586	0.7448	-0.7448																																																																																																																																																																																																													
4	986.6	0.04419	0.789	-0.789																																																																																																																																																																																																													
5	408	0.2301	1.019	-1.0191																																																																																																																																																																																																													
6	61.68	0.5121	1.531	-1.5312																																																																																																																																																																																																													
7	37.19	0.5604	2.092	-2.0916																																																																																																																																																																																																													
8	107.4	0.4309	2.523	-2.5225																																																																																																																																																																																																													
9	209.7	1.776	4.299	-4.2986																																																																																																																																																																																																													
10	104.5	1.308	5.606	-5.6064																																																																																																																																																																																																													
11	25.55	1.933	7.54	-7.5397																																																																																																																																																																																																													
12	2.017	3.287	10.83	-10.827																																																																																																																																																																																																													
13	0.2511																																																																																																																																																																																																																

Fuente: Informe de Estudio Geofísico (Ing. Ricardo Cox)

PUNTO INTERMEDIO (SONDEO LONGITUDINAL).

TABLA N°12

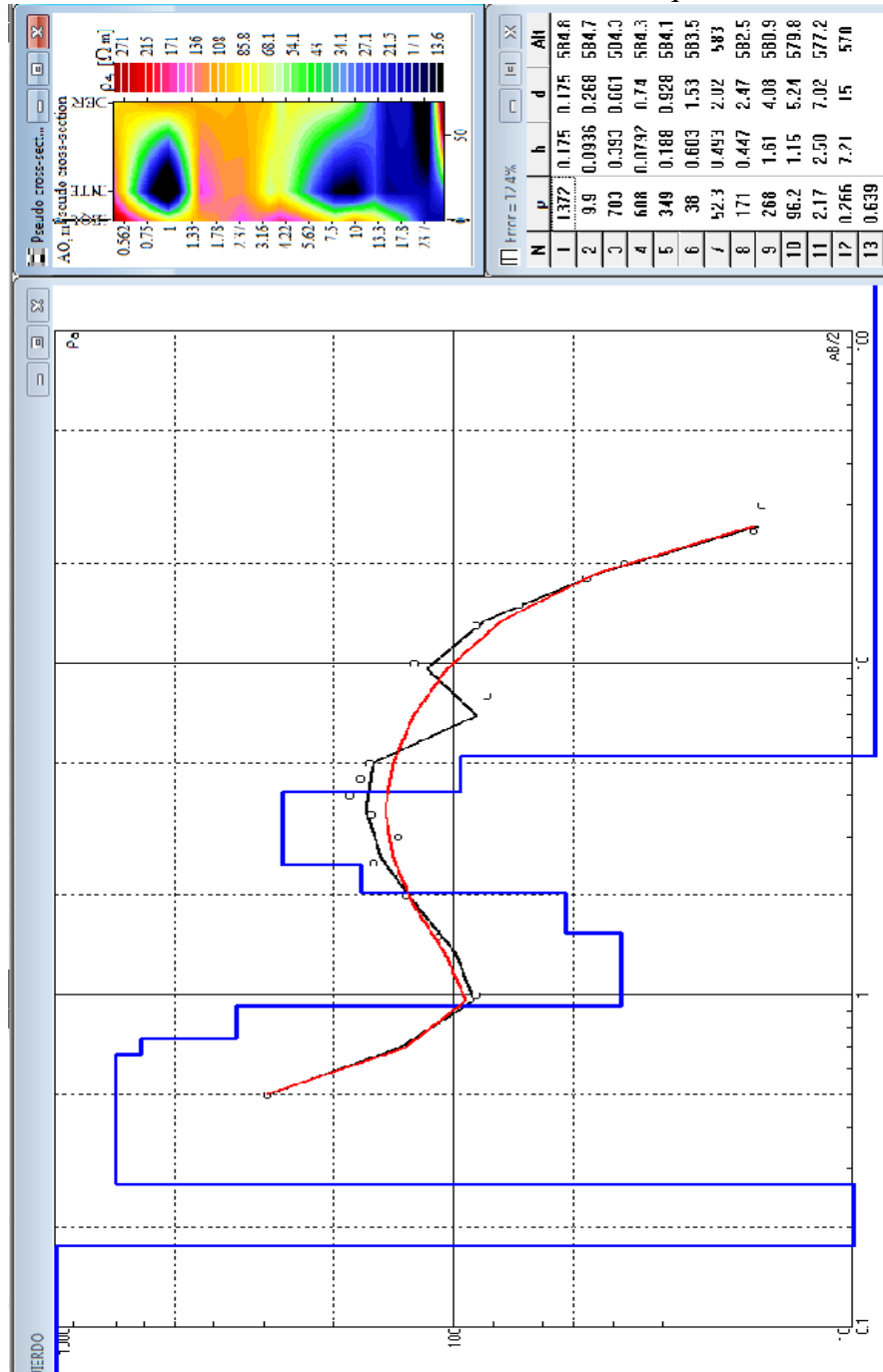
3 Estratos.						4 Estratos.						5 Estratos.																																																																																																																																																																																																																																															
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="6">Error = 35.3%</th> </tr> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th colspan="2">Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>7.9E+6</td> <td>0.0512</td> <td>0.0512</td> <td colspan="2">0.0512</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>14.7</td> <td>0.283</td> <td>0.334</td> <td colspan="2">-0.3338</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>698</td> <td>0.137</td> <td>0.471</td> <td colspan="2">-0.4707</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>14.1</td> <td></td> <td></td> <td colspan="2"></td> </tr> </tbody> </table>						Error = 35.3%						N	p	h	d	Alt		1	7.9E+6	0.0512	0.0512	0.0512		2	14.7	0.283	0.334	-0.3338		3	698	0.137	0.471	-0.4707		4	14.1					<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="6">Error = 34.8%</th> </tr> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th colspan="2">Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>7.9E+6</td> <td>0.0514</td> <td>0.0514</td> <td colspan="2">0.0514</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>12.2</td> <td>0.236</td> <td>0.287</td> <td colspan="2">-0.2871</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>628</td> <td>0.176</td> <td>0.463</td> <td colspan="2">-0.4629</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>4.87</td> <td>1.02</td> <td>1.48</td> <td colspan="2">-1.481</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>17.8</td> <td></td> <td></td> <td colspan="2"></td> </tr> </tbody> </table>						Error = 34.8%						N	p	h	d	Alt		1	7.9E+6	0.0514	0.0514	0.0514		2	12.2	0.236	0.287	-0.2871		3	628	0.176	0.463	-0.4629		4	4.87	1.02	1.48	-1.481		5	17.8					<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="6">Error = 32.7%</th> </tr> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th colspan="2">Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>8.6E+6</td> <td>0.0514</td> <td>0.0514</td> <td colspan="2">0.0513</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>15.1</td> <td>0.275</td> <td>0.326</td> <td colspan="2">-0.3264</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>361</td> <td>0.363</td> <td>0.689</td> <td colspan="2">-0.6892</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>1.08</td> <td>1.16</td> <td>1.85</td> <td colspan="2">-1.851</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>817</td> <td>4.36</td> <td>6.21</td> <td colspan="2">-6.206</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>1.37</td> <td></td> <td></td> <td colspan="2"></td> </tr> </tbody> </table>						Error = 32.7%						N	p	h	d	Alt		1	8.6E+6	0.0514	0.0514	0.0513		2	15.1	0.275	0.326	-0.3264		3	361	0.363	0.689	-0.6892		4	1.08	1.16	1.85	-1.851		5	817	4.36	6.21	-6.206		6	1.37																																																																																																																
Error = 35.3%																																																																																																																																																																																																																																																											
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																																																																							
1	7.9E+6	0.0512	0.0512	0.0512																																																																																																																																																																																																																																																							
2	14.7	0.283	0.334	-0.3338																																																																																																																																																																																																																																																							
3	698	0.137	0.471	-0.4707																																																																																																																																																																																																																																																							
4	14.1																																																																																																																																																																																																																																																										
Error = 34.8%																																																																																																																																																																																																																																																											
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																																																																							
1	7.9E+6	0.0514	0.0514	0.0514																																																																																																																																																																																																																																																							
2	12.2	0.236	0.287	-0.2871																																																																																																																																																																																																																																																							
3	628	0.176	0.463	-0.4629																																																																																																																																																																																																																																																							
4	4.87	1.02	1.48	-1.481																																																																																																																																																																																																																																																							
5	17.8																																																																																																																																																																																																																																																										
Error = 32.7%																																																																																																																																																																																																																																																											
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																																																																							
1	8.6E+6	0.0514	0.0514	0.0513																																																																																																																																																																																																																																																							
2	15.1	0.275	0.326	-0.3264																																																																																																																																																																																																																																																							
3	361	0.363	0.689	-0.6892																																																																																																																																																																																																																																																							
4	1.08	1.16	1.85	-1.851																																																																																																																																																																																																																																																							
5	817	4.36	6.21	-6.206																																																																																																																																																																																																																																																							
6	1.37																																																																																																																																																																																																																																																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="6">Error = 36.3%</th> </tr> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th colspan="2">Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>9.4E+6</td> <td>0.0521</td> <td>0.0521</td> <td colspan="2">0.0520</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>14.1</td> <td>0.269</td> <td>0.321</td> <td colspan="2">-0.3212</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>462</td> <td>0.266</td> <td>0.587</td> <td colspan="2">-0.5872</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>1.71</td> <td>1.41</td> <td>1.99</td> <td colspan="2">-1.995</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>9.53</td> <td>1.03</td> <td>3.03</td> <td colspan="2">-3.028</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>212</td> <td>6.01</td> <td>9.03</td> <td colspan="2">-9.033</td> </tr> <tr> <td>7</td> <td>0.646</td> <td></td> <td></td> <td colspan="2"></td> </tr> </tbody> </table>						Error = 36.3%						N	p	h	d	Alt		1	9.4E+6	0.0521	0.0521	0.0520		2	14.1	0.269	0.321	-0.3212		3	462	0.266	0.587	-0.5872		4	1.71	1.41	1.99	-1.995		5	9.53	1.03	3.03	-3.028		6	212	6.01	9.03	-9.033		7	0.646					<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="6">Error = 30.9%</th> </tr> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th colspan="2">Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>8.5E+6</td> <td>0.0513</td> <td>0.0513</td> <td colspan="2">0.0512</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>20.8</td> <td>0.401</td> <td>0.453</td> <td colspan="2">-0.4527</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>1038</td> <td>0.122</td> <td>0.575</td> <td colspan="2">-0.575</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>1.61</td> <td>0.552</td> <td>1.13</td> <td colspan="2">-1.127</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>2</td> <td>1.38</td> <td>2.51</td> <td colspan="2">-2.505</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>223</td> <td>1.85</td> <td>4.35</td> <td colspan="2">-4.351</td> </tr> <tr> <td>7</td> <td>1216</td> <td>3.31</td> <td>7.66</td> <td colspan="2">-7.663</td> </tr> <tr> <td>8</td> <td>2.11</td> <td></td> <td></td> <td colspan="2"></td> </tr> </tbody> </table>						Error = 30.9%						N	p	h	d	Alt		1	8.5E+6	0.0513	0.0513	0.0512		2	20.8	0.401	0.453	-0.4527		3	1038	0.122	0.575	-0.575		4	1.61	0.552	1.13	-1.127		5	2	1.38	2.51	-2.505		6	223	1.85	4.35	-4.351		7	1216	3.31	7.66	-7.663		8	2.11					<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="6">Error = 31.8%</th> </tr> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th colspan="2">Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>9.6E+6</td> <td>0.0504</td> <td>0.0504</td> <td colspan="2">0.0504</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>8.03</td> <td>0.161</td> <td>0.211</td> <td colspan="2">-0.2109</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>533</td> <td>0.237</td> <td>0.448</td> <td colspan="2">-0.4484</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>2.22</td> <td>0.569</td> <td>1.02</td> <td colspan="2">-1.017</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>1.22</td> <td>0.638</td> <td>1.66</td> <td colspan="2">-1.655</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>4.44</td> <td>1.41</td> <td>3.07</td> <td colspan="2">-3.067</td> </tr> <tr> <td>7</td> <td>1096</td> <td>2.64</td> <td>5.71</td> <td colspan="2">-5.712</td> </tr> <tr> <td>8</td> <td>140</td> <td>3.11</td> <td>8.82</td> <td colspan="2">-8.818</td> </tr> <tr> <td>9</td> <td>0.539</td> <td></td> <td></td> <td colspan="2"></td> </tr> </tbody> </table>						Error = 31.8%						N	p	h	d	Alt		1	9.6E+6	0.0504	0.0504	0.0504		2	8.03	0.161	0.211	-0.2109		3	533	0.237	0.448	-0.4484		4	2.22	0.569	1.02	-1.017		5	1.22	0.638	1.66	-1.655		6	4.44	1.41	3.07	-3.067		7	1096	2.64	5.71	-5.712		8	140	3.11	8.82	-8.818		9	0.539																																																										
Error = 36.3%																																																																																																																																																																																																																																																											
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																																																																							
1	9.4E+6	0.0521	0.0521	0.0520																																																																																																																																																																																																																																																							
2	14.1	0.269	0.321	-0.3212																																																																																																																																																																																																																																																							
3	462	0.266	0.587	-0.5872																																																																																																																																																																																																																																																							
4	1.71	1.41	1.99	-1.995																																																																																																																																																																																																																																																							
5	9.53	1.03	3.03	-3.028																																																																																																																																																																																																																																																							
6	212	6.01	9.03	-9.033																																																																																																																																																																																																																																																							
7	0.646																																																																																																																																																																																																																																																										
Error = 30.9%																																																																																																																																																																																																																																																											
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																																																																							
1	8.5E+6	0.0513	0.0513	0.0512																																																																																																																																																																																																																																																							
2	20.8	0.401	0.453	-0.4527																																																																																																																																																																																																																																																							
3	1038	0.122	0.575	-0.575																																																																																																																																																																																																																																																							
4	1.61	0.552	1.13	-1.127																																																																																																																																																																																																																																																							
5	2	1.38	2.51	-2.505																																																																																																																																																																																																																																																							
6	223	1.85	4.35	-4.351																																																																																																																																																																																																																																																							
7	1216	3.31	7.66	-7.663																																																																																																																																																																																																																																																							
8	2.11																																																																																																																																																																																																																																																										
Error = 31.8%																																																																																																																																																																																																																																																											
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																																																																							
1	9.6E+6	0.0504	0.0504	0.0504																																																																																																																																																																																																																																																							
2	8.03	0.161	0.211	-0.2109																																																																																																																																																																																																																																																							
3	533	0.237	0.448	-0.4484																																																																																																																																																																																																																																																							
4	2.22	0.569	1.02	-1.017																																																																																																																																																																																																																																																							
5	1.22	0.638	1.66	-1.655																																																																																																																																																																																																																																																							
6	4.44	1.41	3.07	-3.067																																																																																																																																																																																																																																																							
7	1096	2.64	5.71	-5.712																																																																																																																																																																																																																																																							
8	140	3.11	8.82	-8.818																																																																																																																																																																																																																																																							
9	0.539																																																																																																																																																																																																																																																										
<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="6">Error = 35%</th> </tr> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th colspan="2">Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>9.3E+6</td> <td>0.052</td> <td>0.052</td> <td colspan="2">0.05201</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>11.8</td> <td>0.233</td> <td>0.285</td> <td colspan="2">-0.2853</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>544</td> <td>0.195</td> <td>0.481</td> <td colspan="2">-0.4806</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>69.2</td> <td>0.234</td> <td>0.714</td> <td colspan="2">-0.7143</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>1.29</td> <td>0.566</td> <td>1.28</td> <td colspan="2">-1.28</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>2.07</td> <td>1.14</td> <td>2.42</td> <td colspan="2">-2.42</td> </tr> <tr> <td>7</td> <td>56.1</td> <td>1.24</td> <td>3.66</td> <td colspan="2">-3.658</td> </tr> <tr> <td>8</td> <td>964</td> <td>3.12</td> <td>6.77</td> <td colspan="2">-6.774</td> </tr> <tr> <td>9</td> <td>40.3</td> <td>2.94</td> <td>9.71</td> <td colspan="2">-9.712</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>0.526</td> <td></td> <td></td> <td colspan="2"></td> </tr> </tbody> </table>						Error = 35%						N	p	h	d	Alt		1	9.3E+6	0.052	0.052	0.05201		2	11.8	0.233	0.285	-0.2853		3	544	0.195	0.481	-0.4806		4	69.2	0.234	0.714	-0.7143		5	1.29	0.566	1.28	-1.28		6	2.07	1.14	2.42	-2.42		7	56.1	1.24	3.66	-3.658		8	964	3.12	6.77	-6.774		9	40.3	2.94	9.71	-9.712		10	0.526					<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="6">Error = 31.7%</th> </tr> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th colspan="2">Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>9.3E+6</td> <td>0.0503</td> <td>0.0503</td> <td colspan="2">0.05031</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>10.2</td> <td>0.206</td> <td>0.256</td> <td colspan="2">-0.256</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>296</td> <td>0.224</td> <td>0.48</td> <td colspan="2">-0.4797</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>204</td> <td>0.283</td> <td>0.763</td> <td colspan="2">-0.7627</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>1.21</td> <td>0.424</td> <td>1.19</td> <td colspan="2">-1.187</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>1.34</td> <td>0.682</td> <td>1.87</td> <td colspan="2">-1.869</td> </tr> <tr> <td>7</td> <td>5.73</td> <td>0.886</td> <td>2.76</td> <td colspan="2">-2.755</td> </tr> <tr> <td>8</td> <td>267</td> <td>1.49</td> <td>4.25</td> <td colspan="2">-4.246</td> </tr> <tr> <td>9</td> <td>1296</td> <td>2.53</td> <td>6.78</td> <td colspan="2">-6.777</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>47.8</td> <td>3.15</td> <td>9.92</td> <td colspan="2">-9.924</td> </tr> <tr> <td>11</td> <td>0.771</td> <td></td> <td></td> <td colspan="2"></td> </tr> </tbody> </table>						Error = 31.7%						N	p	h	d	Alt		1	9.3E+6	0.0503	0.0503	0.05031		2	10.2	0.206	0.256	-0.256		3	296	0.224	0.48	-0.4797		4	204	0.283	0.763	-0.7627		5	1.21	0.424	1.19	-1.187		6	1.34	0.682	1.87	-1.869		7	5.73	0.886	2.76	-2.755		8	267	1.49	4.25	-4.246		9	1296	2.53	6.78	-6.777		10	47.8	3.15	9.92	-9.924		11	0.771					<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="6">Error = 32.8%</th> </tr> <tr> <th>N</th> <th>p</th> <th>h</th> <th>d</th> <th colspan="2">Alt</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>8.0E+6</td> <td>0.0514</td> <td>0.0514</td> <td colspan="2">0.0513</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>11.9</td> <td>0.229</td> <td>0.28</td> <td colspan="2">-0.2801</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>341</td> <td>0.171</td> <td>0.452</td> <td colspan="2">-0.4515</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>222</td> <td>0.3</td> <td>0.752</td> <td colspan="2">-0.752</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>5.95</td> <td>0.414</td> <td>1.17</td> <td colspan="2">-1.166</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>1.02</td> <td>0.561</td> <td>1.73</td> <td colspan="2">-1.727</td> </tr> <tr> <td>7</td> <td>2.25</td> <td>0.712</td> <td>2.44</td> <td colspan="2">-2.439</td> </tr> <tr> <td>8</td> <td>55.5</td> <td>0.897</td> <td>3.34</td> <td colspan="2">-3.336</td> </tr> <tr> <td>9</td> <td>1560</td> <td>1.06</td> <td>4.39</td> <td colspan="2">-4.391</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>194</td> <td>3.42</td> <td>7.81</td> <td colspan="2">-7.808</td> </tr> <tr> <td>11</td> <td>29.2</td> <td>2.7</td> <td>10.5</td> <td colspan="2">-10.51</td> </tr> <tr> <td>12</td> <td>1.05</td> <td></td> <td></td> <td colspan="2"></td> </tr> </tbody> </table>						Error = 32.8%						N	p	h	d	Alt		1	8.0E+6	0.0514	0.0514	0.0513		2	11.9	0.229	0.28	-0.2801		3	341	0.171	0.452	-0.4515		4	222	0.3	0.752	-0.752		5	5.95	0.414	1.17	-1.166		6	1.02	0.561	1.73	-1.727		7	2.25	0.712	2.44	-2.439		8	55.5	0.897	3.34	-3.336		9	1560	1.06	4.39	-4.391		10	194	3.42	7.81	-7.808		11	29.2	2.7	10.5	-10.51		12	1.05				
Error = 35%																																																																																																																																																																																																																																																											
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																																																																							
1	9.3E+6	0.052	0.052	0.05201																																																																																																																																																																																																																																																							
2	11.8	0.233	0.285	-0.2853																																																																																																																																																																																																																																																							
3	544	0.195	0.481	-0.4806																																																																																																																																																																																																																																																							
4	69.2	0.234	0.714	-0.7143																																																																																																																																																																																																																																																							
5	1.29	0.566	1.28	-1.28																																																																																																																																																																																																																																																							
6	2.07	1.14	2.42	-2.42																																																																																																																																																																																																																																																							
7	56.1	1.24	3.66	-3.658																																																																																																																																																																																																																																																							
8	964	3.12	6.77	-6.774																																																																																																																																																																																																																																																							
9	40.3	2.94	9.71	-9.712																																																																																																																																																																																																																																																							
10	0.526																																																																																																																																																																																																																																																										
Error = 31.7%																																																																																																																																																																																																																																																											
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																																																																							
1	9.3E+6	0.0503	0.0503	0.05031																																																																																																																																																																																																																																																							
2	10.2	0.206	0.256	-0.256																																																																																																																																																																																																																																																							
3	296	0.224	0.48	-0.4797																																																																																																																																																																																																																																																							
4	204	0.283	0.763	-0.7627																																																																																																																																																																																																																																																							
5	1.21	0.424	1.19	-1.187																																																																																																																																																																																																																																																							
6	1.34	0.682	1.87	-1.869																																																																																																																																																																																																																																																							
7	5.73	0.886	2.76	-2.755																																																																																																																																																																																																																																																							
8	267	1.49	4.25	-4.246																																																																																																																																																																																																																																																							
9	1296	2.53	6.78	-6.777																																																																																																																																																																																																																																																							
10	47.8	3.15	9.92	-9.924																																																																																																																																																																																																																																																							
11	0.771																																																																																																																																																																																																																																																										
Error = 32.8%																																																																																																																																																																																																																																																											
N	p	h	d	Alt																																																																																																																																																																																																																																																							
1	8.0E+6	0.0514	0.0514	0.0513																																																																																																																																																																																																																																																							
2	11.9	0.229	0.28	-0.2801																																																																																																																																																																																																																																																							
3	341	0.171	0.452	-0.4515																																																																																																																																																																																																																																																							
4	222	0.3	0.752	-0.752																																																																																																																																																																																																																																																							
5	5.95	0.414	1.17	-1.166																																																																																																																																																																																																																																																							
6	1.02	0.561	1.73	-1.727																																																																																																																																																																																																																																																							
7	2.25	0.712	2.44	-2.439																																																																																																																																																																																																																																																							
8	55.5	0.897	3.34	-3.336																																																																																																																																																																																																																																																							
9	1560	1.06	4.39	-4.391																																																																																																																																																																																																																																																							
10	194	3.42	7.81	-7.808																																																																																																																																																																																																																																																							
11	29.2	2.7	10.5	-10.51																																																																																																																																																																																																																																																							
12	1.05																																																																																																																																																																																																																																																										

Fuente: Informe de Estudio Geofísico (Ing. Ricardo Cox)

3.2.6 Interpretación gráfica de los Sondeos

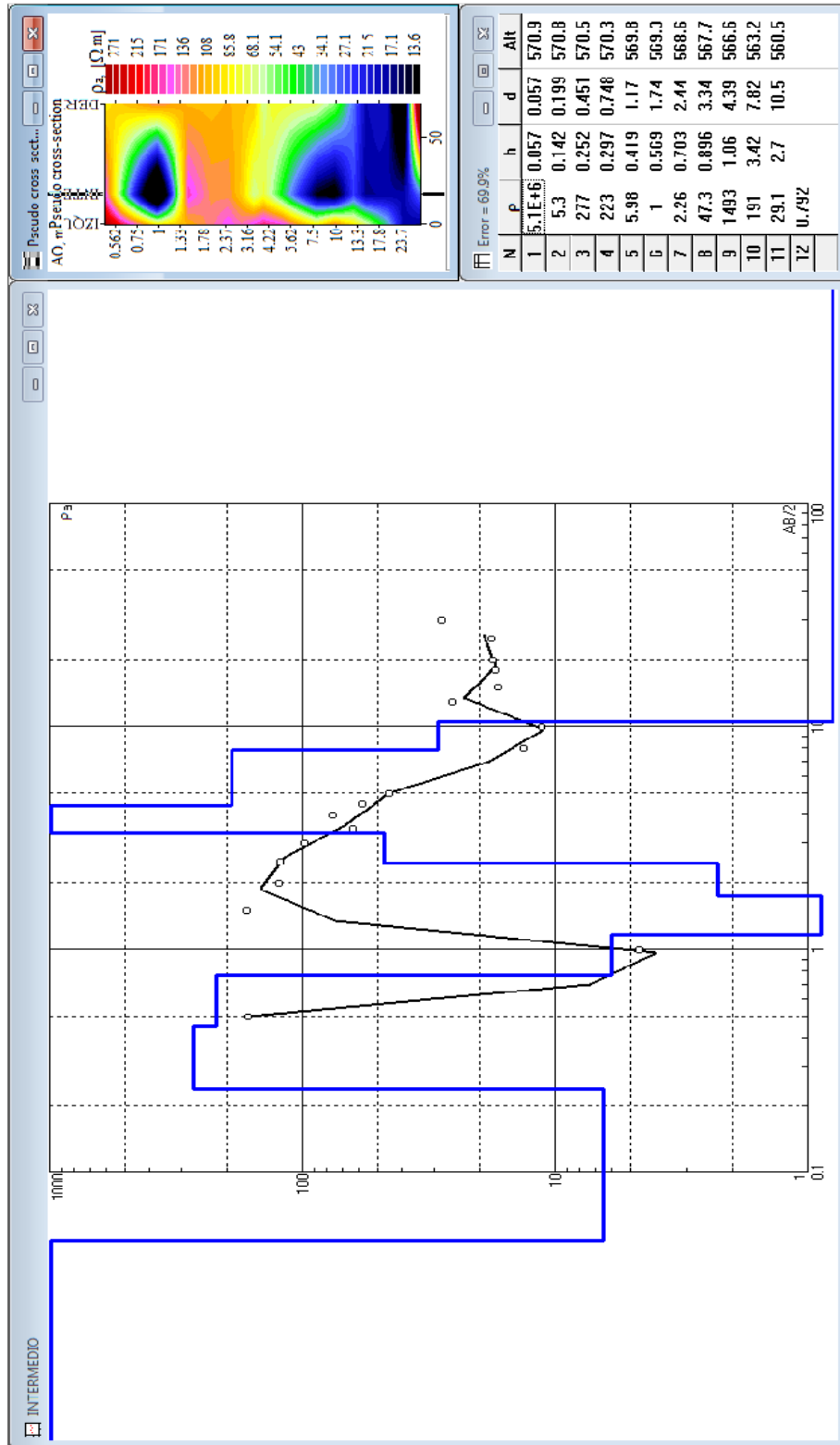
Con base en los criterios descritos, en las siguientes páginas se presentan figuras y tablas de resultados:

FIGURA N°11 Resistividades Estribo Izquierdo



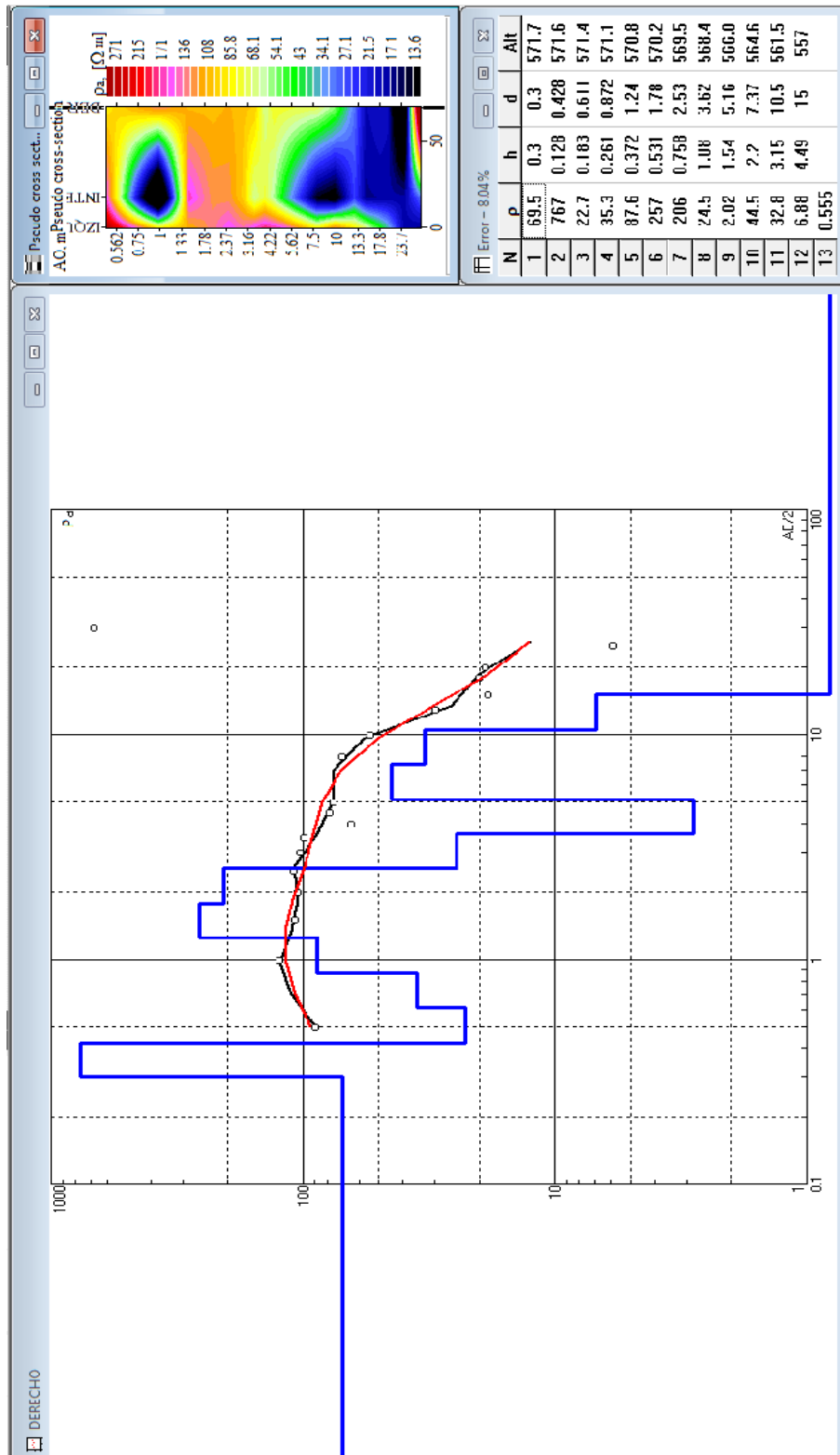
Fuente: Informe de Estudio Geofísico (Ing. Ricardo Cox)

FIGURA N°12 Resistividades Punto Intermedio



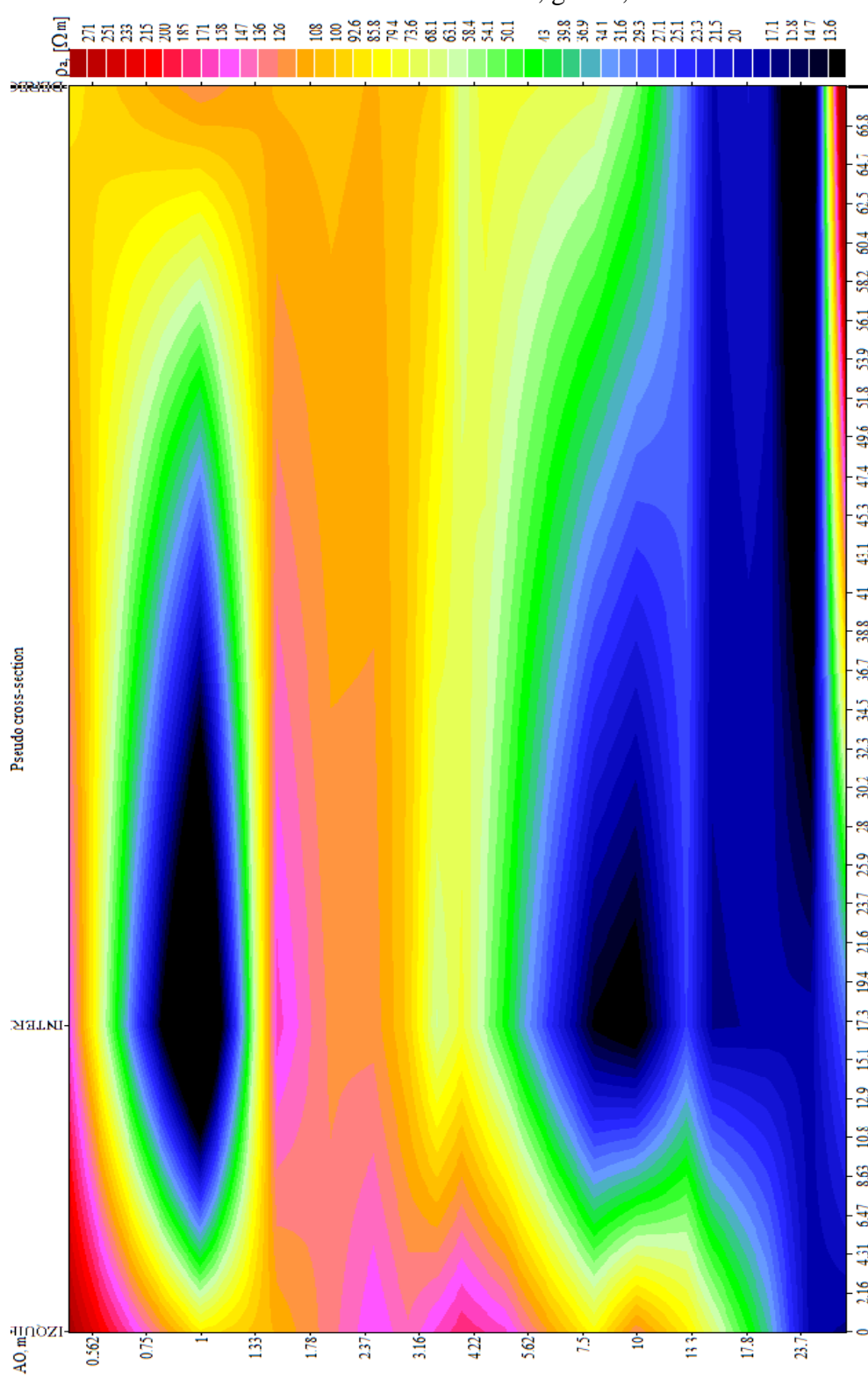
Fuente: Informe de Estudio Geofísico (Ing. Ricardo Cox)

FIGURA N°13 Resistividades Estribo Derecho



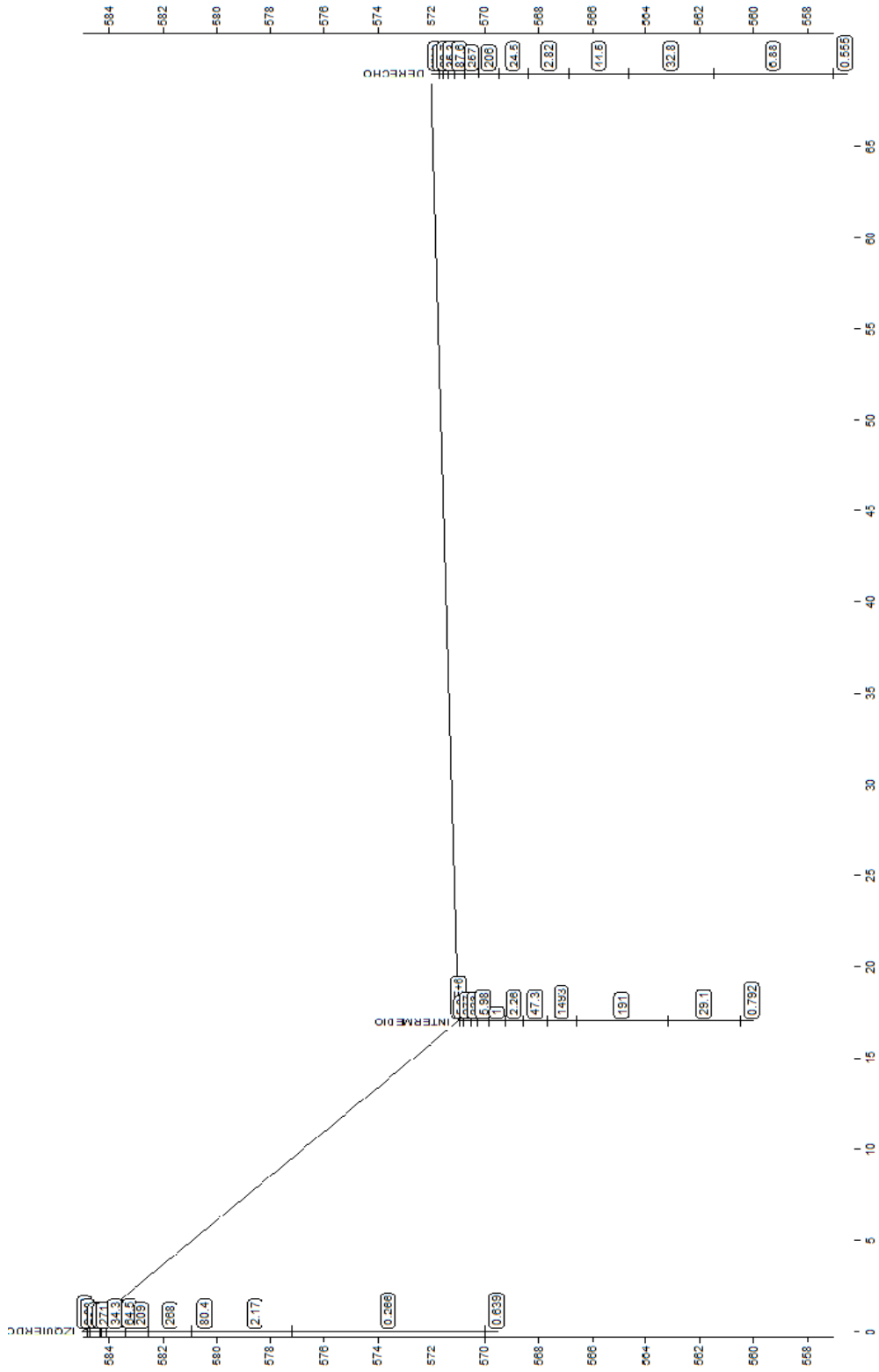
Fuente: Informe de Estudio Geofísico (Ing. Ricardo Cox)

FIGURA N°14 Sección Transversal virtual, global, de Resistividades.



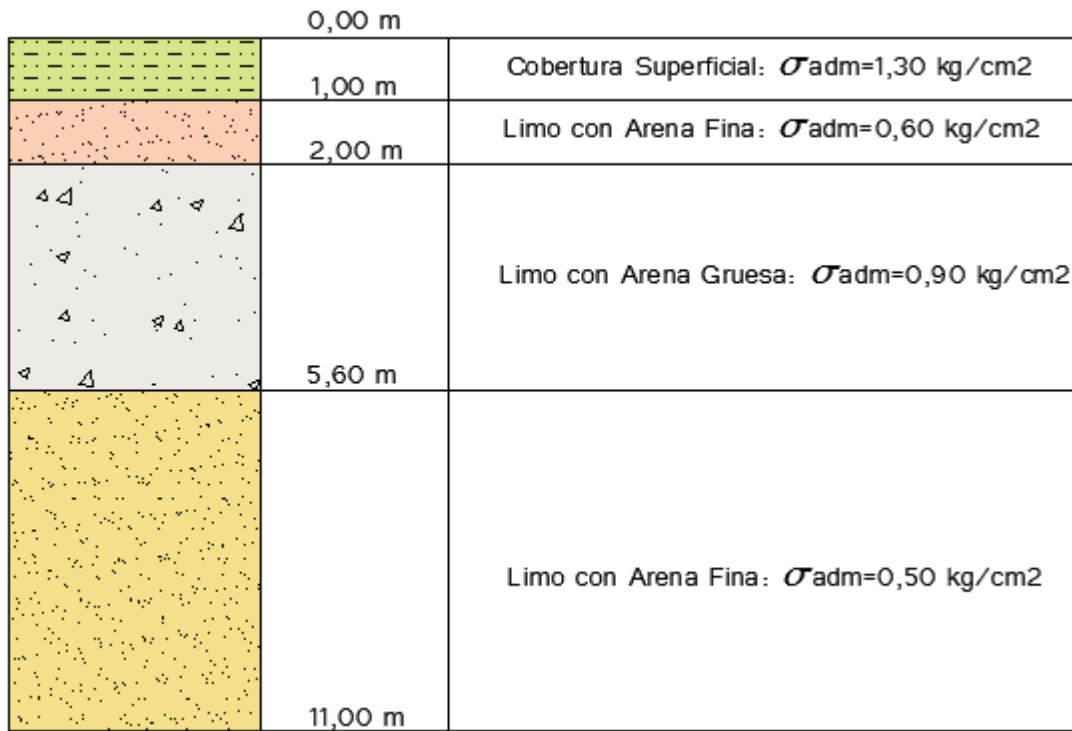
Fuente: Informe de Estudio Geofísico (Ing. Ricardo Cox)

FIGURA N°15 Sección Transversal de resistividades del Perfil Global.



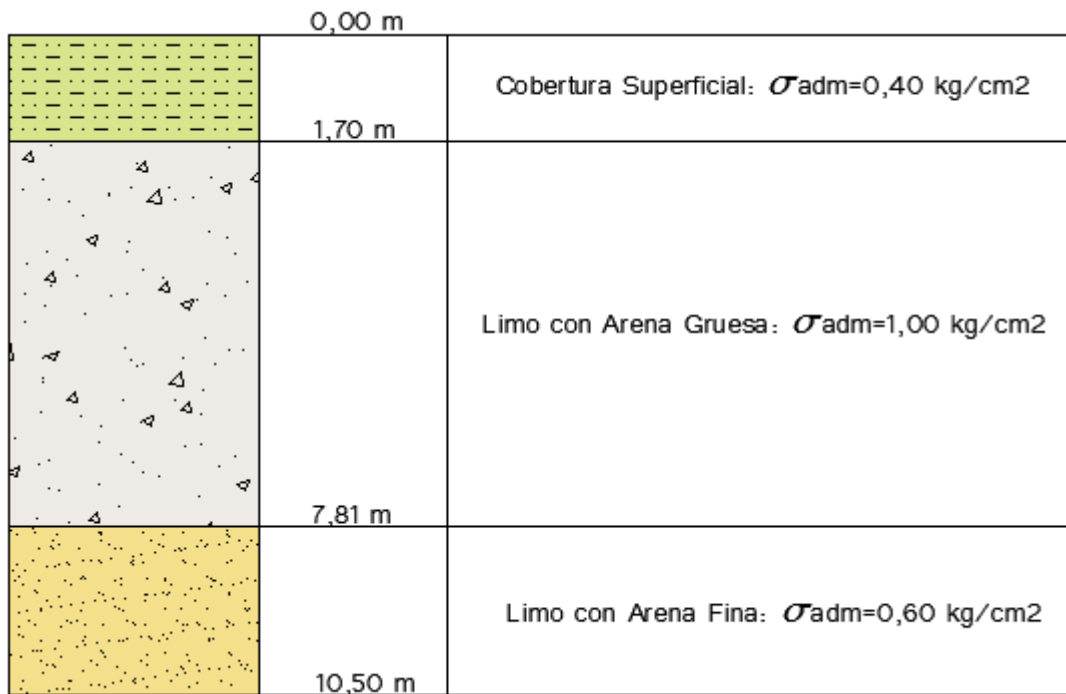
Fuente: Informe de Estudio Geofísico (Ing. Ricardo Cox)

FIGURA N°16 Perfil Estratigráfico Estribo Izquierdo



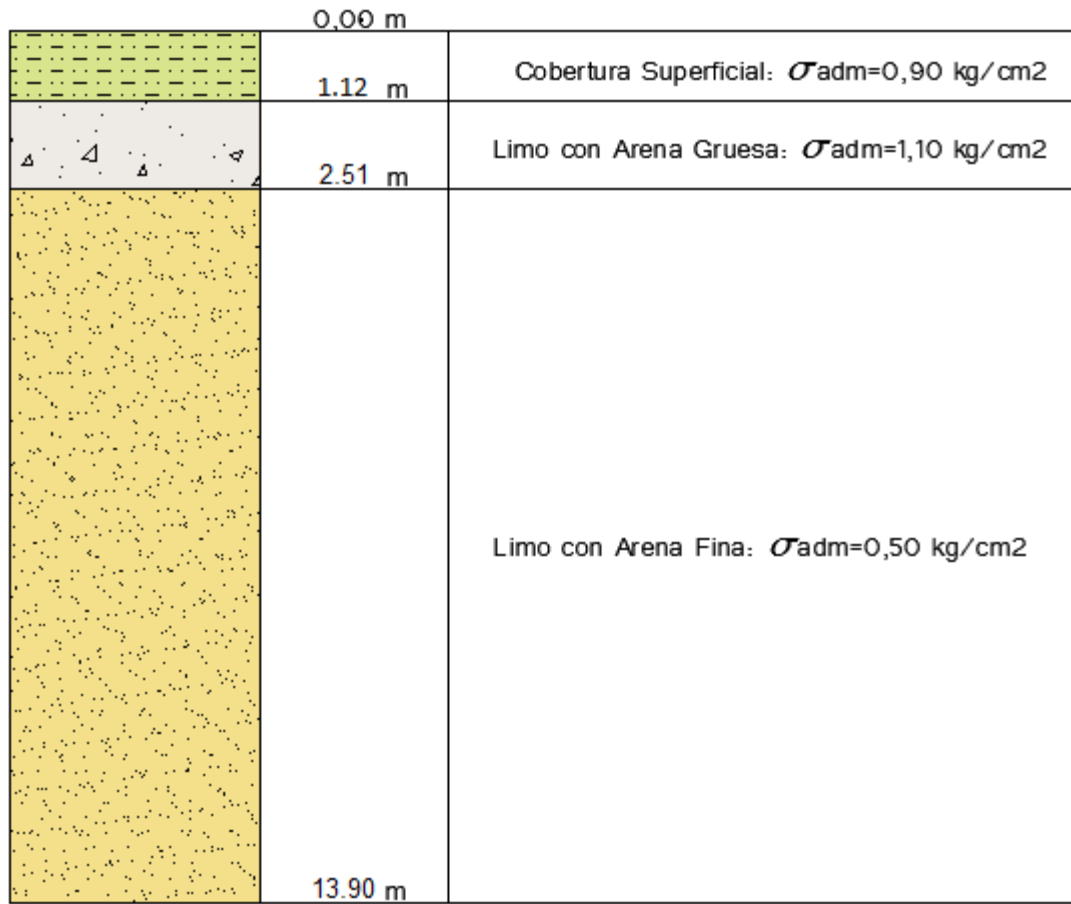
Fuente: Informe de Estudio Geofísico (Ing. Ricardo Cox)

FIGURA N°17 Perfil Estratigráfico Punto Intermedio



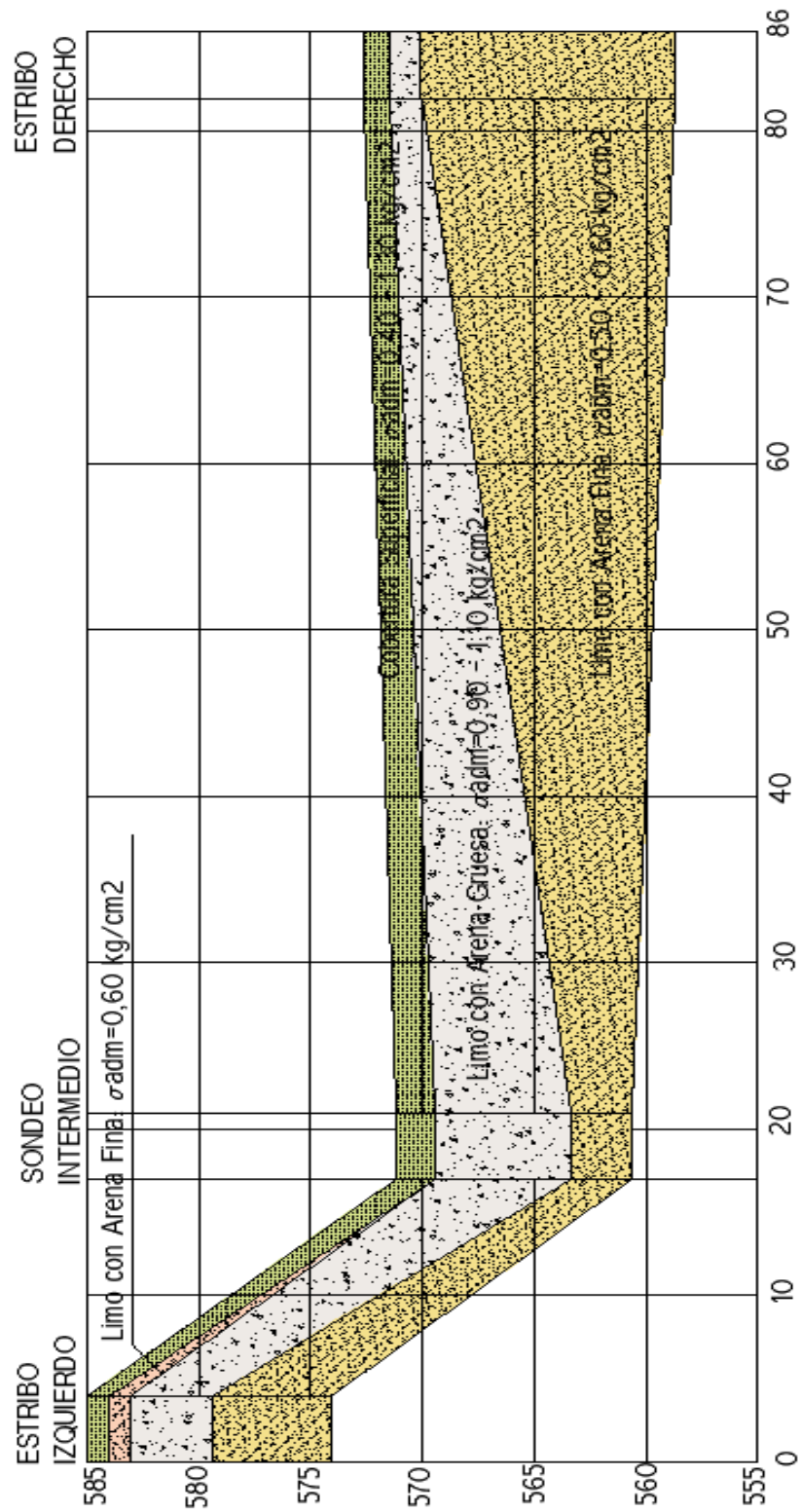
Fuente: Informe de Estudio Geofísico (Ing. Ricardo Cox)

FIGURA N°18 Perfil Estratigráfico Estribo Derecho



Fuente: Informe de Estudio Geofísico (Ing. Ricardo Cox)

FIGURA N°19 Perfil Estratigráfico General



Fuente: Informe de Estudio Geofísico (Ing. Ricardo Cox)

3.2.7 Interpretación de los SEVs Realizados en el sitio del proyecto

Las siguientes son las propiedades que se infieren con los estudios geofísicos tanto para el estribo izquierdo como para el derecho.

Estribo Izquierdo

- El sondeo llegó hasta los 11 metros de profundidad.
- El nivel freático es superficial, con horizontes saturados.
- Presenta un delgado encape superficial de suelo Limo – arenoso de mala calidad geotécnica hasta 1m de profundidad.
- El horizonte de material aluvial más grueso, de importantes propiedades geotécnicas, se ubica a partir de los 2 m de profundidad, tiene un espesor total de 3,60 metros, y esta conformado por mezclas mal clasificadas de limo, arena gruesa y posiblemente contenga una pequeña porción de grava.
- Finalmente, por debajo de todo este conjunto, y a partir de los 5,60 m de profundidad y hasta los 11 m sondeados existe un estrato limo-arenoso de pésimas características geotécnicas.
- Es decir, se tiene un estrato geotécnicamente interesante, que totaliza los 3,60 m de espesor, flotante sobre un estrato de pésima cualificación geotécnica con fines de fundación.

Estribo Derecho

- Este enclave expone características similares al anterior por lo que se trata de un zona de continuidad geotécnica, pero con leves variaciones en las cotas de los estratos, que se describen a continuación.
- El sondeo llegó hasta los 13.9 metros de profundidad.
- El nivel freático es superficial, con horizontes saturados.
- Presenta un delgado encape superficial de suelo Limo – arenoso de mala calidad geotécnica hasta 1.12 m de profundidad.

- El horizonte de material aluvial grueso, de importantes propiedades geotécnicas, se ubica a partir de los 1.12 m de profundidad, tiene un espesor total de 1.39 metros, y esta conformado por mezclas mal clasificadas de limo, arena gruesa y posiblemente contenga una pequeña porción de grava.
- Finalmente, por debajo de todo este conjunto, y a partir de los 2.51 m de profundidad y hasta los 13.90 m sondeados existe un estrato limo-arenoso de pésimas características geotécnicas.
- Es decir, se tiene un estrato geotécnicamente interesante, que totaliza los 3,60 m de espesor, flotante sobre un estrato de pésima cualificación geotécnica con fines de fundación.

3.3 Estudio hidrológico e hidráulico.

3.3.1 Introducción

El estudio de la cuenca del río San Telmo desarrollado en las siguientes páginas, no se realizó en toda el área de la cuenca, sino a partir de la sección donde se emplazará un puente situado en la comunidad de San Telmo.

3.3.1.1 Ubicación

El río San Telmo es un afluente de la cuenca del río Bermejo, ubicado en la margen izquierda de este último, la cuenca esta conformada por un valle extremo y muy accidentado.

Las aguas de su curso principal van de noreste a sudoeste más o menos por el centro de la cuenca, esta cuenca tiene como drenes principales el Río del Filo Conchas y el propio río San Telmo y numerosas quebradas.

El río San Telmo nace en el Filo Conchas con el río Filo Conchas y la quebrada de San Telmo juntándose y formando el río San Telmo, hasta la sección de estudio del río, la cuenca encierra un área mediana, pero con precipitaciones considerables, observando que será posible tener grandes caudales.

La cuenca del río San Telmo presenta una cota máxima de 1916 m.s.n.m. en el nacimiento Este del río, y una cota mínima de hasta 635 m.s.n.m. y esta situada en los paralelos 22°25' y 22°31' de latitud sur 64°20' y 64°25' de longitud oeste.

3.3.2 La cuenca

3.3.2.1 Selección de estaciones

Una vez definida la línea de divortio aquarum se procedió a ubicar las estaciones existentes con el objetivo de poder realizar el estudio de precipitaciones.

Según información del SENAMHI se tienen cinco estaciones de las cuales tres son nacionales y dos son argentinas. Además se tiene como estación índice a la estación de AASANA.

La información que se tiene de cada estación en cuanto a su ubicación, se presentan en la TABLA N°14.

TABLA N°14
Estaciones pluviométricas

N°	Estación	Latitud S	Longitud W	Altura m.s.n.m.	Años de observación
1	BALAPUCA	22° 31'	64° 26'	530	22
2	AGUAS BLANCAS	22° 43'	64° 22'	405	38
3	BERMEJO	22° 46'	64° 18'	385	14
4	GUANDACAY	22° 21'	64° 28'	850	17
5	EL SALADO	22° 28'	64° 30'	690	14

Fuente: SENAMHI

3.3.2.2 Zonificación

A continuación se tienen datos de precipitaciones medias anuales de todas las estaciones con las que se realizará la zonificación mostradas en la tabla N°15.

TABLA N°15
PRECIPITACIONES MEDIA ANUAL

AÑO	Aguas Blancas	Balapuca	Bermejo	Guandacay	El Salado
1945					
1946	1007,1				
1947	837,5				
1948	916,4				
1949	1287,7				
1950	871,0				
1951	1380,4				
1952	1022,9				
1953	911,5				
1954	1134,1				
1955	1163,6				
1956	1368,9				
1957					
1958					
1959					
1960					
1961					
1962					
1963					
1964					
1965	1003,3				
1966	1311,9				
1967	836,7				
1968	1265,6				
1969	1105,3				
1970					
1971	1099,3				

1972	1102,3	1332,6			
1973	1193,2	1222,1			
1974	1430,0	2032,0			
1975	1317,1	1633,4			
1976	1218,5	1668,7		754	1055,7
1977	1448,3	2024,4		802,4	
1978	922,9	1233,1		1372,9	1168,9
1979	1528,5	1936,3		1471	1404
1980	1317,1	1548,6		1415,9	870,9
1981	1481,7	1980,5		1639	1952,5
1982	1752,4	1738,3		1702,5	1417,1
1983	940,6	1102,1		665,9	754,5
1984	1361,9	2078,6			1526,5
1985		2146,0			
1986	1234,9	1782,6		500,7	
1987	1698,4	1728,8		424	1315,5
1988	1089,7	1267,1			1110,1
1989	1045,3	1489,7			1432
1990	1698,8	1760,9		1419,3	1700,5
1991	1968,9	1460,4		1973,1	1342
1992	1416,4	1628,9		1607,7	1582
1993	1161,8	1126,0		1059	
1994					
1995				1420	
1996				1173,2	
1997				927	
1998			678,8		
1999			1018,7		
2000			1379,5		
2001			1005,7		
2002			873,5		
2003			1284,6		
2004			1151,3		
2005			967,0		
2006			1550,2		
2007			1118,5		

2008			1217,6		
2009			1318,5		
2010			928,9		
2011			976,8		

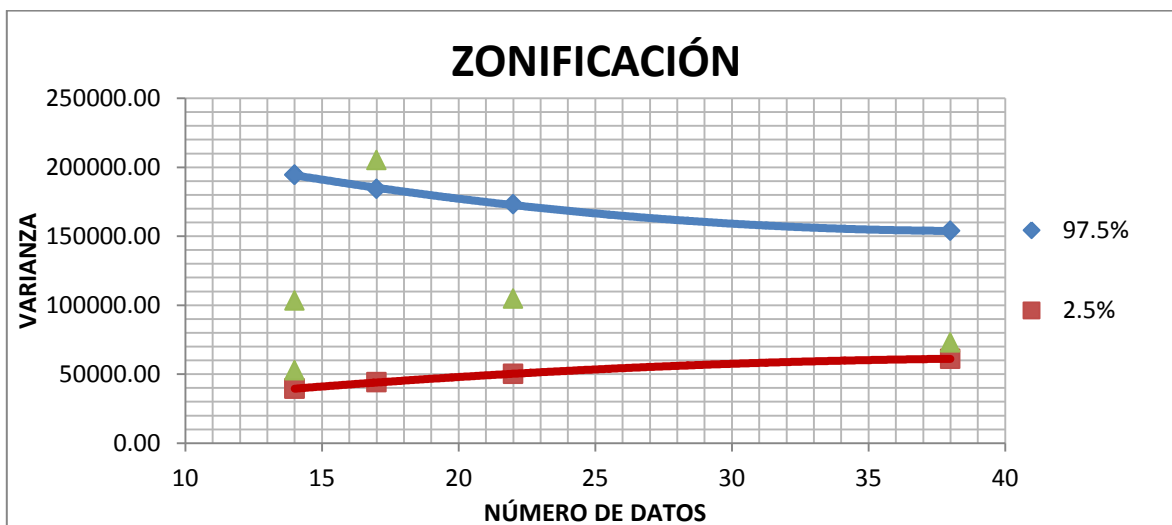
Fuente: SENAMHI

TABLA N°16
Cálculo de la zonificación

ESTACIONES	N° DE DATOS	MEDIA	DESVIACION	VARIANZA	VARIANZA PONDERADA	V=N-1	EC 97,5	EC 2,5	COLUM 97,5%	COLUMN A 2,5%
BALAPUCA	22	1627.9	323.40	104590.46	102352.41	21.00	35.50	10.30	173024.31	50201.42
AGUAS BLANCAS	38	1260.3	270.15	72981.24		37.00	55.61	22.12	153832.90	61190.14
BERMEJO	14	1108.2	229.62	52725.67		13.00	24.70	5.01	194469.58	39445.04
GUANDACAY	17	1182.8	453.04	205240.74		16.00	28.80	6.91	184234.34	44203.45
EL SALADO	14	1347.7	321.32	103248.12		13.00	24.70	5.01	194469.58	39445.04

Fuente: Elaboración propia

FIGURA N°20



Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a la zonificación tenemos que existen dos zonas pluviométricas divididas por serranías en la primera zona tenemos a: Guandacay. En la segunda zona tenemos a: El Salado; Aguas Blancas; Bermejo y Balapuca, de las cuáles por la lejanía de las demás estaciones tomaremos los datos de la estación El Salado.

3.3.3 Estudio de la cuenca

3.3.3.1 Propiedades fisiográficas (geométricas).

Las características fisiográficas de la cuenca pueden ser explicadas de ciertos parámetros o constantes que se obtienen del procesamiento de la información cartográfica y conocimiento de la topografía de la zona de estudio.

Para poder entender el sistema hidrológico de nuestra cuenca se nos hace imprescindible poder determinar algunos de los parámetros que nos permiten estudiar nuestra cuenca que carece de datos necesarios previos.

3.3.3.1.1 Área (A).

La superficie que encierra el divortio aquarum desde la sección en donde se emplazara el puente “El Vado” tiene una dimensión de:

$$\mathbf{A = 53,48 \text{ km}^2}$$

3.3.3.1.2 Perímetro (P).

La longitud de la línea de divotio aquarum se pudo determinar mediante un software de sistema digitalizado obteniendo una longitud de:

$$\mathbf{P = 34,64 \text{ km}}$$

3.3.3.1.3 Perímetro estilizado (Pe).

Eliminando todas las sinuosidades a través de líneas rectas se consigue una longitud de:

$$\mathbf{Pe = 31,58 \text{ km}}$$

3.3.3.1.4 Factor de forma (F).

Según el cálculo del factor de forma se obtiene de la siguiente expresión:

$$F = \frac{A}{L^2}$$

$$A = 53,48 \text{ km}^2$$

$$L = 13,06 \text{ km}$$

$$L = \text{longitud del máximo recorrido} \quad F = 0,31$$

Como el factor de forma es un valor bajo entonces nos indica que nuestra cuenca tiene una tendencia a crecidas lentas y sostenidas además nos permite considerarla como una cuenca de forma alargada.

3.3.3.1.5 Índice de compacidad o Gravelius (Kc).

La relación del perímetro estilizado de la cuenca y el perímetro de un círculo de igual área que el de la cuenca es:

$$A = 53,48 \text{ km}^2$$

$$Kc = 0,282 \frac{Pe}{\sqrt{A}}$$

$$Pe = 31,58 \text{ km}$$

$$Kc = 1,22$$

Observando nuestro índice de compacidad se define que la cuenca tiene una forma oval más o menos alargada, con gastos picos atenuados y recesiones prolongada, por tanto tiempos de concentración prolongados.

3.3.3.1.6 Rectángulo equivalente (Kc).

$$A = L * l \quad 53,48 = L * l \quad \text{Ec.1}$$

$$P = 2(L + l) \quad 34,64 = 2(L+l) \quad \text{Ec.2}$$

Resolviendo las ecuaciones 1 y 2 se tiene:

$$L = 13,29 \text{ km}$$

$$L = 4,02 \text{ km}$$

Obteniendo los lados del rectángulo equivalente que representa el área y el perímetro igual al de nuestra cuenca observamos que su lado mayor es 3 veces su lado menor, por lo tanto se corrobora que la cuenca tiene forma alargad.

3.3.3.2 Propiedades de relieve.

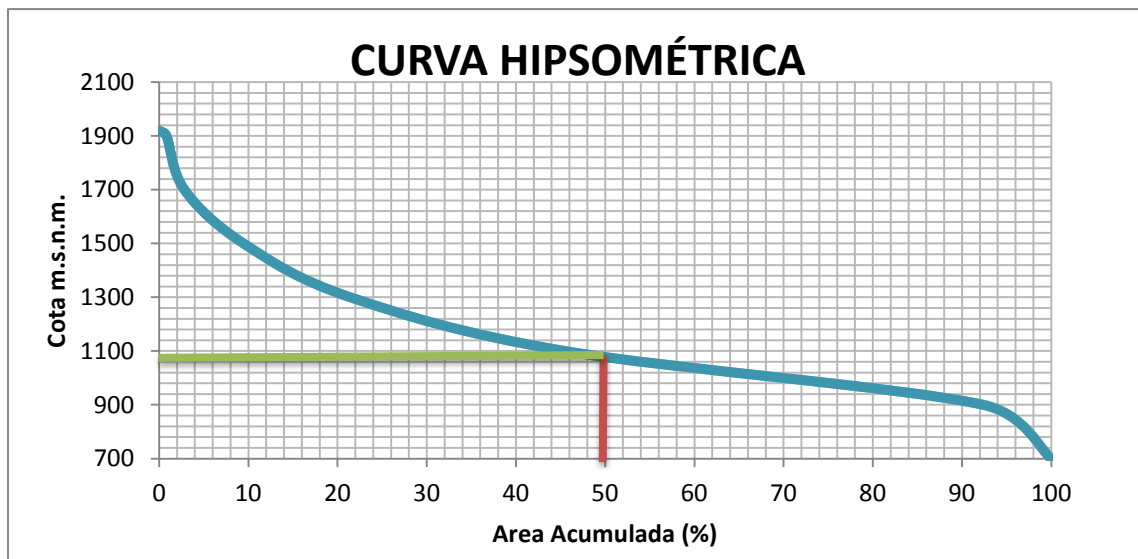
3.3.3.2.1 Curva hipsométrica.

TABLA N°17
Datos de la cuenca

Cota (m)		Área (m ²)	Área (Km ²)	Área acumulada (km ²)	% Área
1919		-	-	-	-
1919	1900	2175.0	0.00217502	0.002175025	0.004066348
1900	1700	437786.8	0.43778682	0.439961841	0.822536815
1700	1500	1071082.5	1.07108251	1.511044352	2.824994106
1500	1300	3552828.6	3.55282863	5.063872982	9.467234574
1300	1100	6398532.2	6.39853215	11.46240513	21.42969987
1100	900	12874937.4	12.8749374	24.33734249	45.50021911
900	700	25082352.9	25.0823529	49.41969543	92.39328295
700	635	4068711.8	4.06871179	53.48840722	100
TOTAL		53488407.2	53.4884072	ok	

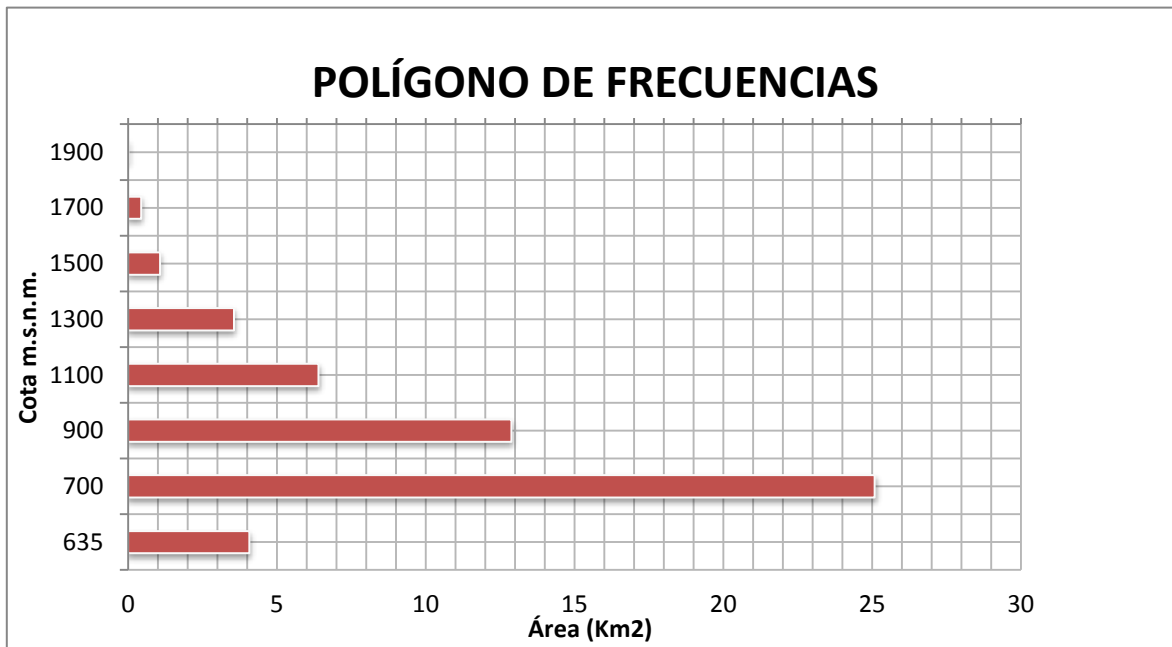
Fuente: Elaboración propia

FIGURA N°21



Fuente: Elaboración propia

FIGURA N°22



Fuente: elaboración propia

La altura de la cuenca de San Telmo en la que alberga el mayor porcentaje de área es 700 m.s.n.m. ver figura N°22.

3.3.3.2.2 Pendiente de la cuenca (I_p)

La pendiente media de la cuenca nos permite apreciar más o menos el grado potencial de degradación de la cuenca y además corroborar el tiempo de concentración posible a obtener influenciando así a las máximas crecidas, es por esto que:

$$I_p = \frac{h}{L}$$

$$h = 1,281 \text{ km}$$

$$L = 13,29 \text{ km}$$

$$I_p = 9,63 \%$$

Donde:

h = desnivel de la cuenca

L = longitud mayor del rectángulo equivalente

La pendiente media de la cuenca de San Telmo nos lleva a clasificarla como una cuenca de superficie con relieves más o menos suaves.

3.3.4 Estimación de lluvias máximas

3.3.4.1 Tiempo de concentración (Tc)

Existen varios métodos para calcular el tiempo de concentración, algunos de ellos son los siguientes.

Datos:

$$L = 13,05 \text{ km}$$

L = longitud del río principal (km)

$$H = 1,09 \text{ km}$$

H = desnivel del curso principal (m)

$$J = 0,083$$

J = pendiente media del río principal en decimal

$$A = 53,48 \text{ km}^2$$

A = Área de la cuenca (Km²)

Para el cálculo del tiempo de concentración utilizaremos los siguientes autores que nos facilitan sus fórmulas empíricas

CHEREKE.-

$$T_c = \left[0.871 * \frac{(L)^3}{H} \right]^{0.385}$$

$$T_c = 1,24 \text{ Hrs}$$

GIANDOTTI.-

$$T_c = \frac{4 * \sqrt{A} + (1.5 * L)}{25.3 * j * L}$$

$$T_c = 1,76 \text{ Hrs}$$

CALIFORNIA.-

$$T_c = 0.066 * \left[\frac{L}{j^{0.5}} \right]^{0.77}$$

$$T_c = 1,23 \text{ Hrs}$$

VENTURA HERAS.-

$$T_c = 0.05 * \sqrt{\frac{A}{j}} \quad T_c = 1,26 \text{ Hrs}$$

KIRPICH.-

$$T_c = 0.06626 * \left[\frac{L^2}{j} \right]^{0.385} \quad T_c = 1,26 \text{ Hrs}$$

El tiempo de concentración de la cuenca del río San Agustín hasta la sección en la que se emplazará el puente es:

$$T_c = 1,35 \text{ hrs}$$

3.3.4.2 Altura de lluvia máxima.

A partir de las precipitaciones máximas diarias, se extrajo las precipitaciones máximas diarias de cada año, de la estación que utilizamos a partir de la zonificación, dicha estación es “El Salado”, los resultados se muestran en el tabla N°18.

TABLA N°18

Precipitaciones máximas en 24 hrs.

AÑO	MÁXIMA
1975	
1976	100,0
1977	
1978	100,6
1979	220,7
1980	48,9
1981	180,7
1982	62,0
1983	82,2
1984	91,5
1985	
1986	
1987	108,5
1988	61,5

1989	116,5
1990	165,5
1991	111,0
1992	109,5

Fuente: SENAMHI

De acuerdo a la experiencia los datos de precipitaciones máximas se ajustan mejor a la ley de Gumbel, por lo tanto a continuación se calculan los parámetros para cada estación. Ver tabla N°19.

TABLA N°19

Parámetros

MEDIA (\bar{x})	111,4
DESVIACIÓN (Sd)	48,1
MODA (Ed)	89,7
CARACT. (Kd)	1,0

Fuente: Elaboración propia

Como se mencionó anteriormente las lluvias máximas se calculan a través de un modelo matemático y el que mejor se ajusta es la ley de Gumbel con la siguiente expresión.

Donde:

$$h_{dt} = Ed_p * (1 + kd_p * \log T)$$

Hdt = Altura de lluvia máxima diaria.

Edp = Moda ponderada.

Kdp = Característica ponderada.

T = Periodo de retorno.

Lluvias máximas diarias para un periodo de retorno (T) de 10; 20; 50; 100; 150; 200. Años
Ver tabla N°20.

TABLA N°20

T (años)	Hdt	Unidad
10	176,0	mm
20	202,0	mm

30	217,2	mm
40	228,0	mm
50	236,4	mm
80	254,0	mm
100	262,4	mm
150	277,6	mm
200	288,3	mm

Fuente: Elaboración propia

Las lluvias máximas de corta duración deben ser menores a 24 hrs. para lo cual acudimos a la ley de Gumbel modificada que es definido por la siguiente expresión.

$$h_{tt} = Ed_p * \left(\frac{D}{\alpha}\right)^\beta * (1 + kd_p * \log T)$$

Donde:

Edp = Moda ponderada

Kdp = Característica ponderada

T = Periodo de retorno

htt = Altura de lluvia máxima horaria

D = Es el tiempo de duración de la lluvia

β = Es una constante que en nuestro medio se adopta generalmente 0.2

α = Equivalente de lluvia diaria que depende de la magnitud de la cuenca

Para:

Ac > 20 km² $\alpha = 12$

Ac < 20 km² $\alpha = 2$

En el tabla N°21 se determinarán las lluvias máximas horarias en (mm) para diferentes periodos de retorno y diferentes, tomando los datos de la tabla N°19, y con $\alpha = 12$ y $\beta = 0,2$

TABLA N°21

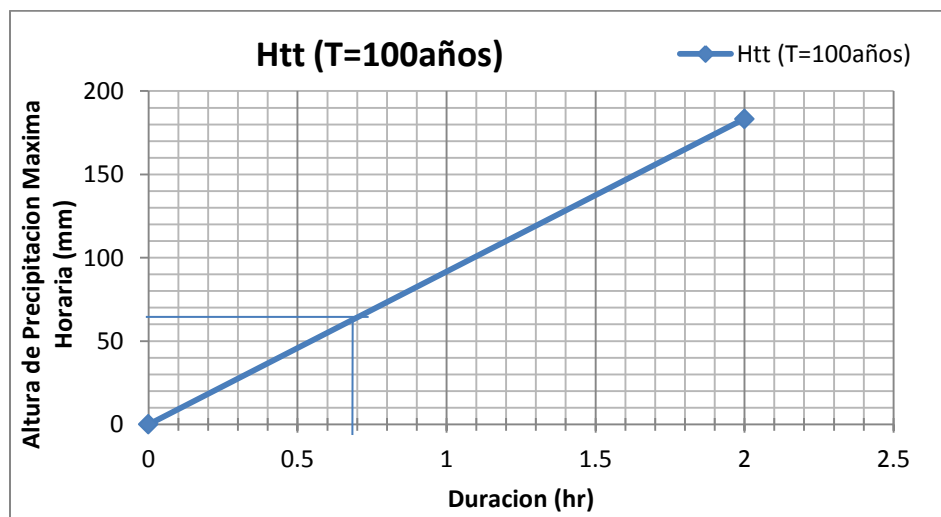
T (años)	Altura de Precipitación Máxima Horaria					Unidad
	Hrs.					
	2	4	6	8	10	
10	123,02243	141,31567	153,2528523	162,32907	169,7377	mm

20	141,17946	162,17262	175,8716242	186,28742	194,78949	mm
30	151,80064	174,37315	189,1027575	200,30215	209,44385	mm
40	159,33649	183,02956	198,490396	210,24576	219,84128	mm
50	165,18175	189,744	205,7720141	217,95862	227,90616	mm
80	177,49352	203,88651	221,1091679	234,2041	244,89307	mm
100	183,33878	210,60095	228,390786	241,91697	252,95795	mm
150	193,95996	222,80148	241,6219194	255,9317	267,61231	mm
200	201,4958	231,4579	251,0095579	265,87531	278,00974	mm

Fuente: Elaboración propia

Pero al ser el tiempo de concentración menor a dos horas debemos recurrir al método gráfico, Como se muestra en la figura N°23.

FIGURA N°23



Fuente: Elaboración propia

Del gráfico obtenemos un valor de htt para un T=100 años, de:

$$htt = 64 \text{ mm}$$

La intensidad máxima de lluvia para un periodo de retorno T = 100 años es igual a:

$$i_{\max} = \frac{h_{tt}}{T_c}$$

$$I_{\max} = 47,4 \text{ mm/hrs}$$

3.3.5 Estimación de caudales máximas

No se dispone de datos de aforación de caudales es por esto que se tienen que obtener a partir de las precipitaciones máximas horarias, para ello se cuentan con varios métodos de los cuáles se utilizará el método racional, el método del hidrógrafa unitario, y método passenti.

3.3.5.1 Método racional.

El caudal obtenido mediante el método racional se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_{\max} = \frac{C * i * A}{3.6}$$

Datos

C = 0,47 C = Coeficiente de escorrentía tomado de la TABLA N°22
A = 53,48 km² A = área de la cuenca en Km²
I = 47,4 mm/hrs i = intensidad máxima en mm/hrs

$$Q_{\max} = 330,78 \text{ m}^3/\text{s}$$

TABLA N°22
Coeficientes de escorrentía

Tipo de superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Zonas urbanas							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.85	0.90	0.95	1.00
Cemento, tejados	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (céspedes, parques, etc.)							
<i>Condición pobre (cobertura vegetal inferior al 50% de la superficie)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Pendiente media (2-7%)	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente alta (> 7%)	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
<i>Condición media (cobertura vegetal entre el 50% y el 75% del área)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Pendiente media (2-7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente alta (> 7%)	0.37	0.40	0.42	0.45	0.49	0.53	0.60
<i>Condición buena (cobertura vegetal superior al 75%)</i>							
Pendiente baja (0-2%)	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Pendiente media (2-7%)	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente alta (> 7%)	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Zonas rurales							
Campos de cultivo							
Pendiente baja (0-2%)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Pendiente media (2-7%)	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente alta (> 7%)	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales, prados, dehesas							
Pendiente baja (0-2%)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Pendiente media (2-7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente alta (> 7%)	0.37	0.40	0.42	0.45	0.49	0.53	0.60
Bosques, montes arbolados							
Pendiente baja (0-2%)	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Pendiente media (2-7%)	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente alta (> 7%)	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Fuente: Chow et al. (1988)

3.3.5.2 Método del hidrograma unitario.

Por falta de datos se calcula caudales máximos mediante un hidrograma unitario triangular y se aplicara el método de SCS.

Donde:

Htt = Precipitación máxima horaria
C = Coeficiente adimensional
A = Área de la cuenca
Tl = Tiempo de retardo
tp = Tiempo al pico
tb = Tiempo base
D = Duración de la precipitación efectiva
Pn = Precipitación neta

Datos:

Htt = 64,0 mm
C = 0,53
A = 53,48 Km²

Calculando el precipitación neta

$$Pn = Htt * C \quad Pn = 33,9 \text{ mm}$$

Existen dos formas de considerar la duración de la precipitación efectiva (D), que son las siguientes:

$$Tc = D \quad \text{Para cuencas pequeñas}$$

$$D = 2 * \sqrt{Tc} \quad \text{Para cuencas grandes}$$

Después de definir los valores se presenta que las cuencas grandes se consideran de esta manera a partir de los 250 km², por lo que tomaremos la primera opción.

Por lo tanto:

$$Tl = 0.6 * Tc = 0,81 \text{ hrs}$$

$$Tp = \frac{D}{2} + Tl = 1,48 \text{ hrs}$$

$$Tb = 2.67 * Tp = 3,97 \text{ hrs}$$

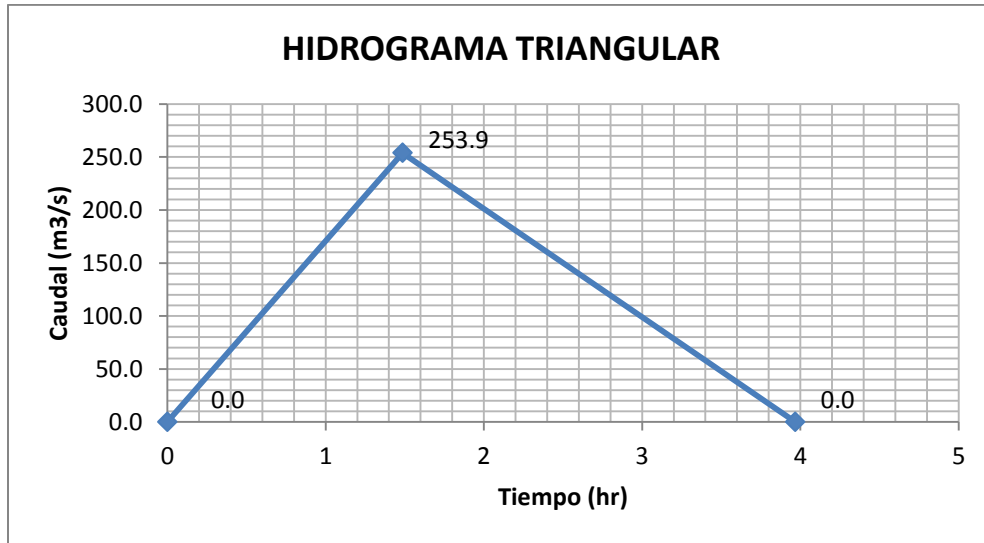
Finalmente el caudal pico es:

$$Qp = \frac{2.08 * A * h}{Tp}$$

$$\boxed{Qp = 253,90 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Por lo que el hidrograma unitario se lo puede expresar en la figura N° 24

FIGURA N°24



Fuente: Elaboración propia

3.3.5.3 Método Passenti.

Este método se basa en la siguiente expresión deducida por Passenti.

$$Q = C * h * \frac{A}{L}$$

Donde:

- Q = Caudal máximo (m³/s)
- C = Coeficiente que varia entre 700 – 800
- A = Área de la cuenca (km²)
- h = Altura de lluvia máxima horaria (m)
- L = Longitud del río principal (km)

Datos:

- C = 800
- A = 53,48 **Km²**
- h = 0,064 **m**
- L = 13,06 **km**

Entonces finalmente

$Q_{max} = 209,72 \text{ m}^3/\text{s}$

Resumen de resultados

MÉTODO	VALOR (m ³ /s)
Racional	330,80
Hidrógrafa unitario	253,90
Passenti	209,72

En conclusión para el presente diseño se tomo el caudal más desfavorable de 330,8 m3/s

3.3.6 Cálculo del tirante máximo.

3.3.6.1 Características de la sección de emplazamiento.

A partir del levantamiento topográfico se obtuvo la sección de emplazamiento, tomando en cuenta la ubicación de los estribos. El área y perímetro mojado de la sección en función de su profundidad, como se muestran en la tabla N°23

TABLA N°23

Profundidad (Y); área (A); perímetro mojado (P)

cota	Y	ΔA	A	ΔP	P
m.s.n.m	m	m2	m2	m	m
647,14	-	-	-	-	-
647,64	0,5	1,920	1,920	7,540	7,540
648,14	1	11,860	13,780	24,250	31,790
648,64	1,5	16,230	30,010	2,140	33,930
649,14	2	16,842	46,852	1,243	35,173
649,64	2,5	17,046	63,898	1,112	36,285
650,14	3	17,245	81,143	1,156	37,441
650,64	3,5	17,328	98,471	1,000	38,441
651,14	4	17,328	115,799	1,000	39,441
651,64	4,5	17,328	133,127	1,000	40,441

Fuente: Elaboración propia

3.3.6.2 Cálculo de caudales en función a la sección de emplazamiento.

Recurriendo a la fórmula de Manning se obtiene lo presentado en el Tabla N°24.

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

Datos:

$n = 0,030$

$n =$ Coeficiente de Manning

$S = 0,0106$ m/m

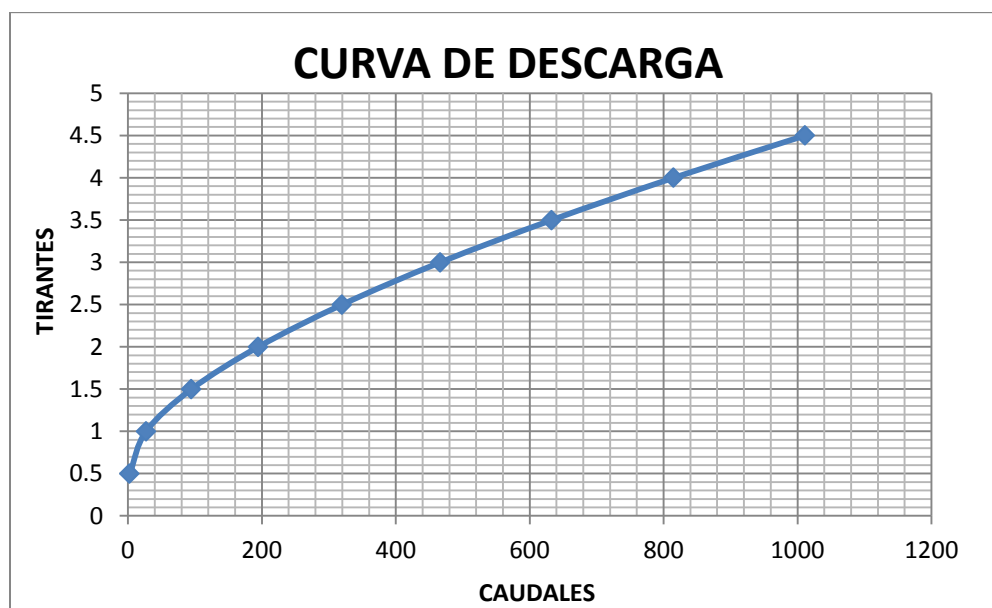
$S =$ Pendiente en la sección de estudio

TABLA N°24

t	Rh	Q	V
m	m	m³/s	m/s
0,5	0,255	2,648	1,379
1	0,433	27,098	1,966
1,5	0,884	94,937	3,163
2	1,332	194,740	4,156
2,5	1,761	319,922	5,007
3	2,167	466,556	5,750
3,5	2,562	632,946	6,428
4	2,936	815,189	7,040
4,5	3,292	1011,449	7,598

Fuente: Elaboración propia

FIGURA N°25



Fuente: Elaboración propia.

De la curva de descarga de la figura N°25, Para un caudal de 330 m³/s, que es el caudal correspondiente para 100 años de periodo de retorno se sabe que el río tendrá una profundidad (tirante) aproximada de 2,53 m pero asumiremos:

$$Y_{\max} = 2,55 \text{ m.} \quad \text{Cota} = 571,08 \text{ m.s.n.m}$$

3.3.7 Cálculo de la forma de socavación.

La socavación puede ser de lecho móvil o agua clara, esto si el río arrastra o no sedimento. Al observar tanto el lecho del río como las laderas aguas arriba del puente, se determina que el río San Telmo sedimenta y además en su lecho contiene bastante piedra lo cual limita la socavación.

Para su verificación se realizarán los siguientes cálculos:

Agua clara	$V < V_c$	Donde:
Lecho móvil	$V > V_c$	$V =$ Velocidad media del cauce principal.
		$V_c =$ Velocidad critica de inicio de arrastre de sedimento.

Datos:

$R = 1,57 \text{ m}$	$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * S^{1/2}$	$V_c = 6,19 * h^{1/6} * D_{50}^{1/3}$
$S = 0,0106 \text{ m/m}$		
$h = 2,55 \text{ m}$		
$D_{50} = 0,0009 \text{ m}$		
$n = 0,030 \text{ m}$	$V = 5,06 \text{ m/s}$	$V_c = 0,69 \text{ m/s}$

Donde:

$V_c =$ Velocidad critica por encima de la cual el material de lecho con tamaño D_{50} o mas pequeño es transportado (m/s)

$h =$ Profundidad del flujo (m)

$D_{50} =$ Diámetro de la partícula de lecho en una mezcla cuyo 50 % es menor (m)

$n =$ Coeficiente de rugosidad de Manning.

3.3.8 Cálculo de la socavación general.

3.3.8.1 Método de Lacey.

El método de Lacey nos determina directamente la socavación máxima para el caudal de diseño.

Datos:

$$Q = 330 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$S = 0,0106 \text{ m/m}$$

$$Be = 35,79 \text{ m}$$

$$q = 9,22 \text{ m}^3/\text{s/m}$$

$$ksa = 1,5$$

$$y = 2,55 \text{ m}$$

$$Q = \text{Caudal de diseño (m}^3/\text{s)}$$

$$S = \text{Pendiente de la sección de estudio (m/m)}$$

$$Be = \text{Ancho del río (m)}$$

$$q = \text{Caudal unitario (m}^3/\text{s/m)}$$

$$Ksa = \text{Factor de ajuste TABLA N}^\circ\text{25}$$

$$y = \text{Tirante de agua (m)}$$

$$dsa = \text{Altura de socavación}$$

TABLA N°25

Factor de ajuste de socavación, Ksa.	
i) Tramo recto/ curvas moderadas	1,5
ii) Ángulos rectos/ curvas pronunciadas	2
iii) Aguas arriba de la pilas	2
iv) Aguas arriba de deflectores	2,5

Fuente: CAT-PRONAR, 2001

$$f = \left(\frac{S * Q^{1/6}}{0,0003} \right)^{3/5}$$

$$f = 15,16$$

$$Dsa = Ksa * Ds$$

$$Dsa = 3,79 \text{ m}$$

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

$$Ds = 2,40$$

$$dsa = Dsa - y$$

$$dsa = 1,24 \text{ m}$$

3.3.9 Cálculo de la socavación local en los estribos.

3.3.9.1 Método de Froehlich.

La ecuación dada por Froehlich está basada en análisis dimensional y de regresión de datos de laboratorio para 170 mediciones de socavación en lecho móvil. HEC-18 (1993)

recomienda su uso para socavación tanto en lecho móvil como en agua clara, para estribos que se proyectan dentro del cauce principal o no y para flujo concentrado en el cauce principal o combinado con flujo sobre las zonas de inundación. Este método utiliza la siguiente expresión:

$$ds = 2,27 * he * K_f * K_\theta * \left(\frac{L}{he}\right)^{0,43} * Fre^{0,61} + 1$$

Donde:

ds = Profundidad de socavación, medida desde la superficie libre de la corriente.

he = Profundidad media del flujo (profundidad hidráulica) en la zona de inundación obstruida por el estribo aguas arriba del puente $he = Ae/L$ [m]

Kf = Coeficiente que depende de la forma del estribo. TABLA N°26. FIGURA N°26

Kθ = Coeficiente que depende del ángulo de ataque del flujo. FIGURA N°27.

L = Longitud del estribo y accesos al puente que se opone al paso del agua proyectada normalmente al flujo [m]

Fre = Número de Froude en la sección de aproximación obstruida por el estribo.

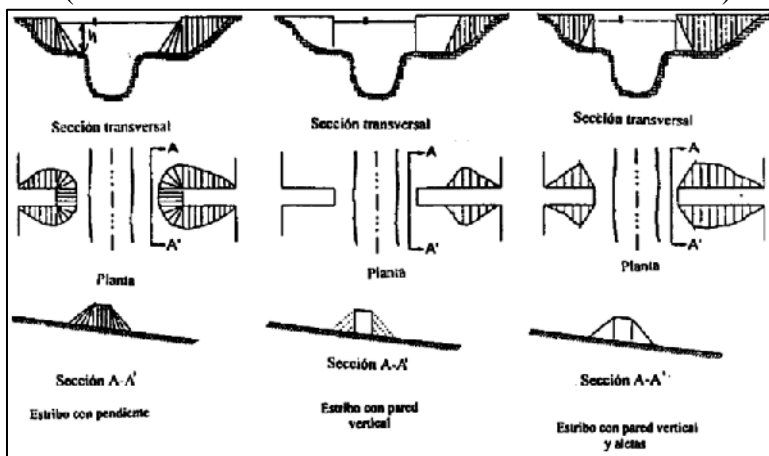
TABLA N°26

Descripción	K_f
Estribo con pared vertical	1.00
Estribo con pared vertical y aletas	0.82
Estribo con pendiente hacia el cauce	0.55

Fuente: HEC-18. 1993

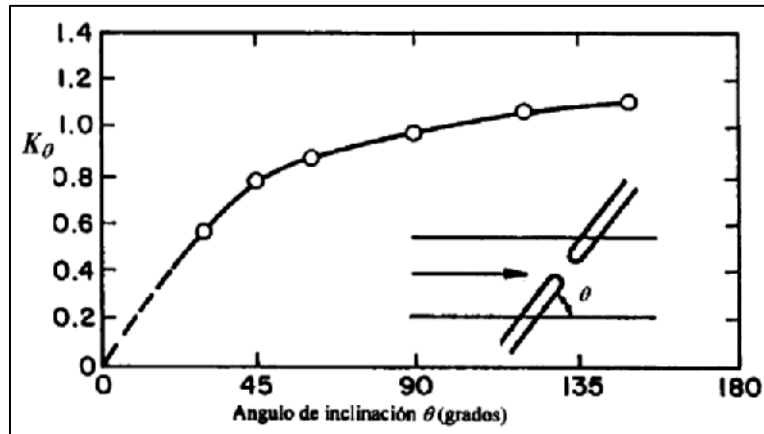
FIGURA N°26

(Formas comunes de estribos. Método de Froehlich)



Fuente: HEC-18. 1993

FIGURA N°27



Fuente: HEC-18. 1993

A_e = Área del flujo de la sección de aguas arriba obstruida por los estribos [m²]

d_{sa} = Altura de socavación $d_{sa} = d_s - y$

y = Tirante en la sección de estudio

Datos:

$h_e = 0,33$ m

$K_f = 0,82$

$K_\theta = 1$

$L = 3,87$ m

$Fr_e = 0,88$

$d_s = 3,85$ m

$d_{sa} = 1,30$ m

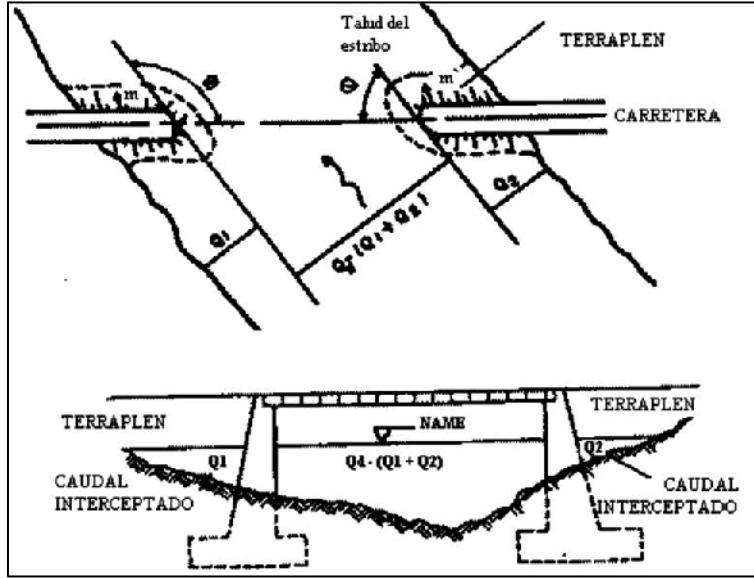
3.3.9.2 Método de Artamonov.

Este método permite determinar no solamente la profundidad de socavación al pie de estribos sino también al pie de espigones. Depende de los siguientes factores:

- Porción del caudal que es interceptado por la estructura al meterse dentro de la corriente Q_1 o Q_2 (FIGURA N°28).
- Talud que tienen los lados del estribo ($mH:1.0V$).
- Ángulo entre el eje longitudinal de la obra y la corriente (θ).

FIGURA N° 28

Intersección del flujo por los estribos. Método de Artamonov.



Fuente: Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez, A. (1992).

El presente método utiliza la siguiente expresión:

$$H_T = K_\theta * K_Q * K_m * h$$

Donde:

H_T = Profundidad del agua al pie del estribo o espigón medida desde la superficie libre de la corriente.

K_θ = Coeficiente que depende del ángulo que forma el eje de la obra con la corriente. TABLA N°27

K_Q = Coeficiente que depende de la relación entre el gasto teórico interceptado por el estribo Q_1 o Q_2 y el caudal total Q_d que escurre por la sección transversal. TABLA N°28.

K_m = Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo. TABLA N°29.

h = Tirante de agua en la zona cercana al espigón o estribo antes de la socavación.

TABLA N°27
Coeficiente de corrección K_θ .

θ	20°	60°	90°	120°	150°
K_θ	0.84	0.94	1.00	1.07	1.19

Fuente: Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

TABLA N°28
Coeficiente de corrección KQ

Q_1/Q_d	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
K_Q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

Fuente: Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

TABLA N°29
Coeficiente de corrección Km

Talud m	0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
K_m	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Fuente: Juárez B., E. y Rico R., A. (1992).

Datos:

$K_\theta = 1$

$K_Q = 0,6$

$K_m = 0,98$

$h = 0,99 \text{ m}$

$H_T = 3,75 \text{ m}$

$dsa = 1,20 \text{ m}$

Resumen de resultados:

MÉTODO	Socavación general (m)	Socavación local en estribos (m)
Lacey	1,24	-
Froehlich	-	1,30
Artamonov	-	1,20
Socavación adoptada	1,24	1,30

Conclusión:

En conclusión la altura total de socavación es igual a la socavación general más la socavación local en los estribos. Por lo que tenemos una socavación general de:

$H_{\text{socavación}} = 2,54 \text{ m}$

En consecuencia tendremos una profundidad medida desde el espejo de agua igual a:

$\text{Profundidad} = 5,09 \text{ m}$

Pero para el diseño de los estribos se tomara una profundidad de socavación igual a 3,5 m que medida desde el espejo de agua es igual a 6,05 m con una cota fundación de 565,03 m.s.n.m.

3.4 DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.

3.4.1.- DISEÑO DEL BARANDADO (PEATONAL)

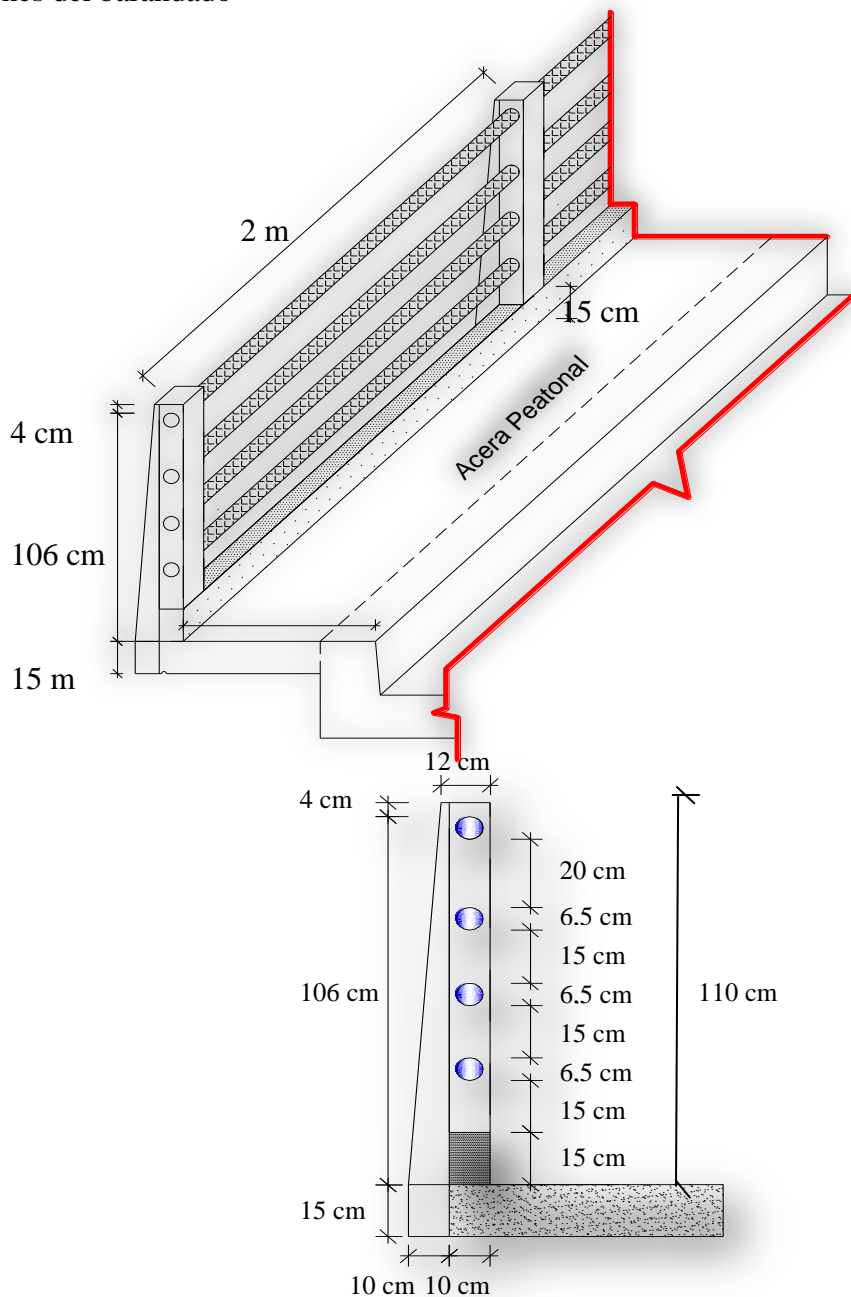
3.4.1.1.- Pasamanos de tubo galvanizado:

3.4.1.1.1.- Datos:

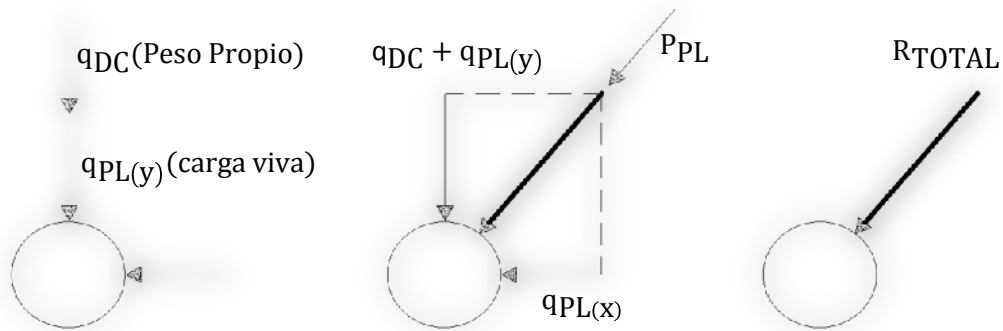
Materiales:

Tubo de F°G° con $\varnothing = 2.00$ plg 6.50 cm diametro ext.
separacion entre postes = 2.00 m (luz del pasamanos)

Dimensiones del barandado



3.4.1.1.2.- Cargas aplicadas en el Pasamanos



Peso Propio

$$q_{DC} = 10.00 \text{ kg/m}$$

Cargas vivas

$$q_{PL(x)} = 0.73 \text{ N/mm} \quad \longrightarrow \quad q_{PL(x)} = 74.49 \text{ kg/m}$$

$$q_{PL(y)} = 0.73 \text{ N/mm} \quad \longrightarrow \quad q_{PL(y)} = 74.49 \text{ kg/m}$$

peso aproximado de una persona

$$P_{PL(45^\circ)} = 890 \text{ N} \quad \longrightarrow \quad P_{PL(45^\circ)} = 90.82 \text{ kg/m}$$

3.4.1.1.3.- Calculo de las solicitaciones

Resultante inclinada de fuerzas uniformemente distribuidas

$$Q_R = \sqrt{(q_{PL(y)})^2 + (q_{PL(x)})^2} \quad R_1 = 112.64 \text{ kg/m}$$

Carga viva en centro luz

$$P_{PL} = 90.82 \text{ kg/m}$$

carga muerta uniformemente distribuida

$$q_{DC} = 10.00 \text{ kg/m}$$

3.4.1.1.4.- Solicitaciones de Diseño

Momento por carga viva

$$M_{PL} = \frac{Q_R * L^2}{8} + \frac{P_{PL} * L}{4} \quad M_{PL} = 101.727 \text{ kg*m}$$

$$M_{DC} = \frac{q_{DC} * L^2}{8} \quad M_{DC} = 5 \text{ kg*m}$$

$$M_u = 1,25 * M_{DC} + 1,75 * M_{PL} \quad M_u = 184.272 \text{ kg*m}$$

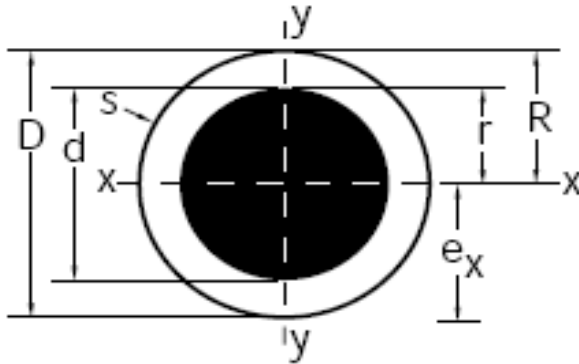
3.4.1.1.5.- Verificación en estados límites ultimos:

El límite último de fluencia del T°G° es: $f_{yu} = 3500 \text{ kg/cm}^2$

Factor de seguridad según norma $(\phi) = 0.9$

Resistencia admisible del T°G° es: $\sigma_{adm} = \phi \cdot f_y \quad \sigma_{adm} = 3150 \text{ kg/cm}^2$

Características de la sección transversal



$$D = 6.50 \text{ cm}$$

$$d = 5.08 \text{ cm}$$

$$I = \frac{\pi}{64} (D^4 - d^4) = 54.93 \text{ cm}^4$$

$$y = 3.25 \text{ cm}$$

$$\sigma_{adm} = \frac{M_{res} * y}{I}$$

$$\Rightarrow M_{res} = \frac{\sigma_{adm} * I}{y}$$

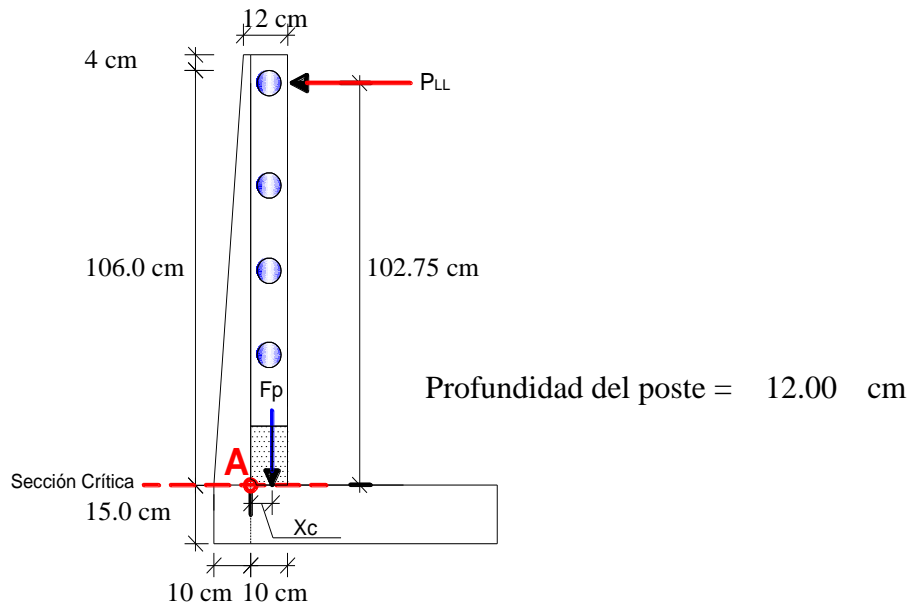
$$M_{res} = 532.431 \text{ kg*m}$$

$$M_u \leq M_{res}$$

$$184.27 \leq 532.431 \text{ cumple!!}$$

3.4.1.2.- Postes de Hormigón Armado

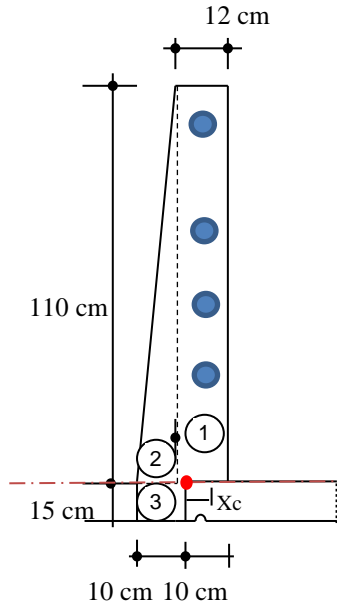
3.4.1.2.1.- cargas de diseño



Carga Muerta:

$$\gamma_{HA} = 2400 \text{ kg/m}^3 \quad \text{Peso específico del H}^\circ\text{A}^\circ$$

Análisis de áreas



N°	Area	δ_i	$A_i \delta_i$	Peso	
1	1320	4	5280	38.016	
2	440	-5.3333	-2346.7	12.672	
3	150	-5	-750	4.32	
4	132.732	4	530.929	80	
		2042.73	1.3287	2714.26	135.008

Fuerza resultante del peso de barandas y postes

$$F_p = 135.01 \text{ kg}$$

Ubicación de la fuerza:

$$X_c = 1.33 \text{ cm}$$

Como la resultante de las fuerzas por carga muerta cae al lado derecho de la sección crítica, entonces el momento estará a nuestro favor; es por eso que no sera tomado en cuenta para ir por el lado de la seguridad.

Carga Viva:

los postes de las barandas peatonales se deben diseñar para una sobrecarga concentrada de diseño aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior, con la siguiente expresion:

$$P_{LL} = 890 + 0,73 * L$$

$$P_{LL} = 2350 \text{ N}$$

$$P_{LL} = 239.55 \text{ kg}$$

$$\text{Brazo} = 1.03 \text{ m}$$

3.4.1.2.2.- Cálculo de solicitaciones:

Momentos

Momento por Peso Propio: $M_{DC} = 0.00 \text{ kg} * \text{m}$

Momento por Carga Viva: $M_{PL} = 246.14 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Cortantes

Cortante por Peso Propio: $V_{DC} = 0.00 \text{ kg}$

cortante por Carga Viva $V_{PL} = 239.55 \text{ kg}$

3.4.1.2.3.- Solicitaciones de Diseño:

Momento último: $M_u = 1,25 \cdot M_{DC} + 1,75 \cdot M_{PL}$

$M_u = 430.74 \text{ kg}\cdot\text{m}$

Cortante último: $V_u = 1,25 \cdot V_{DC} + 1,75 \cdot V_{PL}$

$V_u = 419.215 \text{ kg}$

3.4.1.2.4.- Cortante por Flexión:

Datos:

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

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

$\gamma_{HA} = 2400 \text{ kg/m}^3$

$E_s = 2050000 \text{ kg/cm}^2$

$b = 12.00 \text{ cm}$

$h = 20.00 \text{ cm}$

$Rec = 2.50 \text{ cm}$

$d = h - Rec - \phi/2$

$d = 17.10 \text{ cm}$

Asumo:

$\phi = 8 \text{ mm}$

$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_u}{f_c \cdot b \cdot d^2}} \right]$

$a = 1.36 \text{ cm}$

$\rho_b = \alpha \cdot \frac{f_c \cdot 0,003 \cdot E_s}{f_y \cdot 0,003 \cdot E_s + f_y}$ cuantía balanceada $\rho_b = 0.0253$

$\rho_{min} = 14/f_y$ cuantía mínima $\rho_{min} = 0.0033$

$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b$ cuantía máxima $\rho_{max} = 0.0189$

$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot b \cdot a}{f_y}$ Área necesaria $A_s = 0.6940 \text{ cm}^2$

$A_{min} = \rho_{min} \cdot b \cdot d$ Área mínima $A_{min} = 0.6840 \text{ cm}^2$

$A_{max} = \rho_{max} \cdot b \cdot d$ Área máxima $A_{max} = 3.8865 \text{ cm}^2$

ϕ	Nº Fierros	$A\phi$ (cm ²)
6	4	1.13
8	2	1.01
10	2	1.57

Usamos 2 ϕ 8 mm

3.4.1.2.5.- Diseño por Cortante:

$$V_u \leq \phi * V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante mayorada en la seccion considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

ϕ = Factor de reduccion de resistencia.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo

Cálculo de la Tensión Cortante:

$$\phi = 0.9 \quad \text{para corte de Norma}$$

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

$$v_u = 2.270 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$v_c = 0,53 * \sqrt{f'_c}$$

$$v_c = 7.680 \quad \text{kg/cm}^2$$

Condiciones

1°	Si	$V_u \leq 0,5 (V_c + V_s)$ 2.27 ≤ 3.84	No coloco armadura CUMPLE
2°	Si	$0,5(V_c + V_s) < V_u \leq 1,0(V_c + V_s)$ 3.84 < 2.27 ≤ 7.68	Coloco armadura mínima Verificar las demas condiciones
3°	SI	$V_u > 0,5(V_c + V_s)$ 2.270 > 3.84	Coloco armadura necesaria Verificar las demas condiciones

Como cumple la 1° condicion **NO REQUIERE ARMADURA DE CORTE**

Pero constructivamente asumimos armadura mínima.-

$$2 \phi 6\text{mm} \quad A_s = 0.57 \quad \text{cm}$$

como:

$$v_u \leq 1,1\sqrt{f'_c}$$

El espaciamiento máximo será el menor de los siguientes valores:

$$S_{\max} = \frac{A_v \min * f_y}{3,5 * b}$$

$$S_{\max} = 56.55 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm}$$

cumple

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

$$S_{\max} = 8.55 \text{ cm}$$

Como para nuestro caso no se requiere ni la mínima armadura transversal entonces tomaremos un espaciamiento constructivo de 20 cm

armadura =

Ø 6 mm C/20 cm

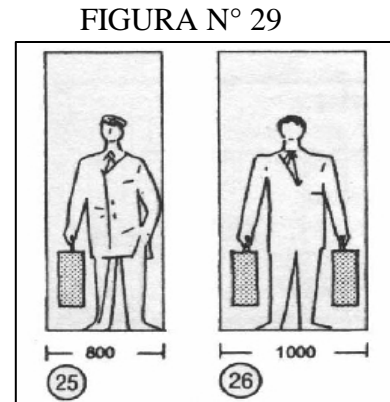
3.4.2.- DISEÑO DE LA ACERA PEATONAL

3.4.2.1.- Predimensionamiento

Para el predimensionamiento de la acera peatonal se tomó las referencia del libro "EL ARTE DE PROYECTAR EN ARQUITECTURA" de "Nuefert". Del mismo tomamos la siguiente imagen:

Por ser un puente que está ubicado en una zona rural, donde la presencia de peatones es muy baja; se diseñará una acera para que pueda circular un peaton con su bolso en una mano :

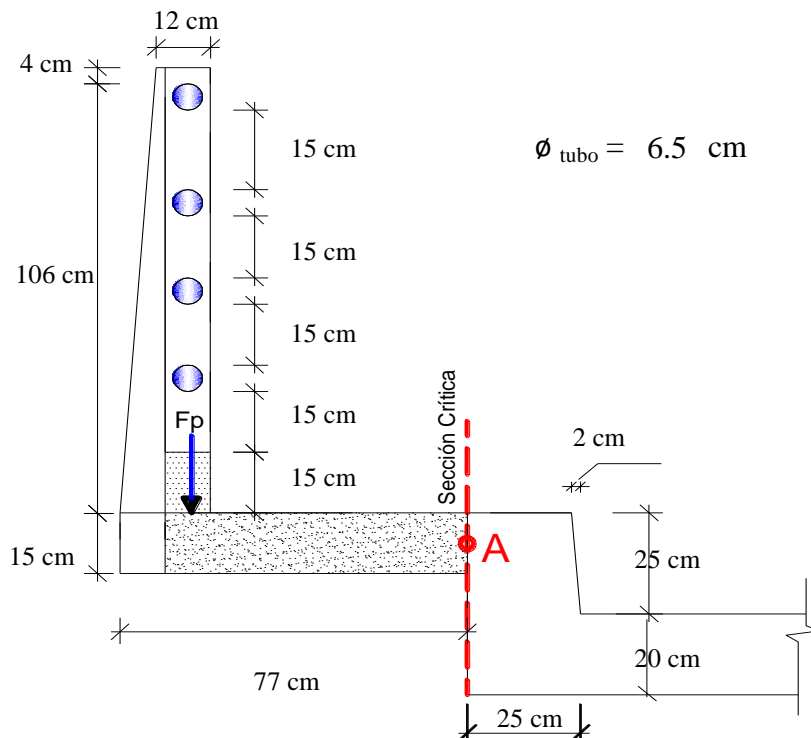
$$\text{Ancho} = 0.80 \text{ m}$$



Fuente: Nuefert

Para el diseño de la acera se tomara como losa en voladizo se le restara el ancho de la viga de borde y se le sumara 20 cm que es utilizado por los postes para su empotramiento a la losa.

$$\text{Ancho de diseño} = 77.00 \text{ cm}$$



Altura de la Acera

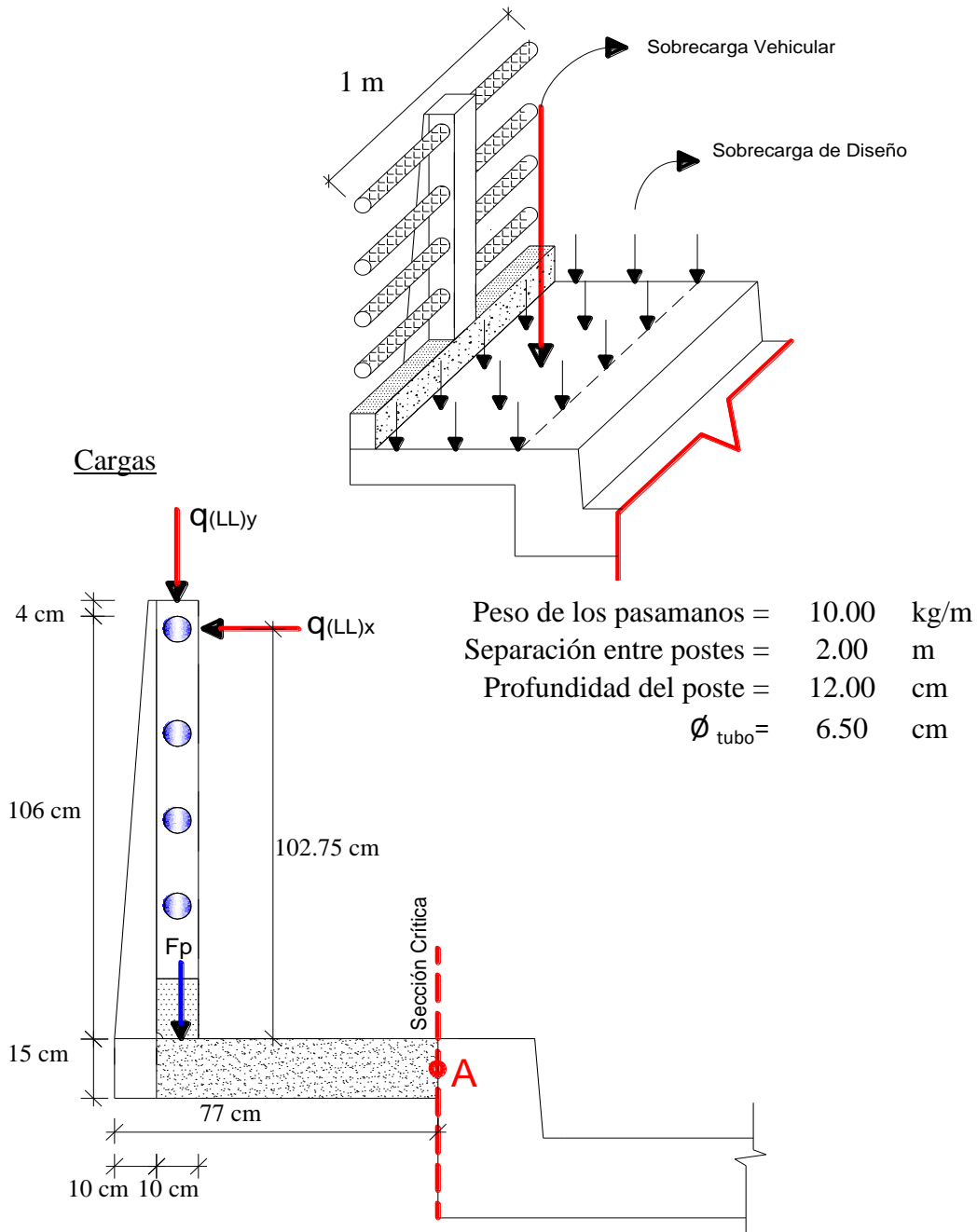
Para losa en Voladizo.- $h > \frac{L}{10}$ $h = 7.70$ cm

Según norma:

Espesor mínimo para voladizo = 12.00 cm

Asumimos = 15.00 cm

3.4.2.2.- Cargas a considerar en el Diseño:



Carga muerta

la carga muerta esta compuesta por la carga del peso propio del barandado y el peso propio de la acera.

FUERZA	Vol (m3)	γ_{HA} (kg/m3)	Carga (kg)	Brazo (m)	Momento (kg*m)
Fp	Reacciones del barandado		135.008	0.657	88.661
Fz	Peso de Zócalo		36	0.62	22.320
P (acera)	0.1155	2400	277.2	0.385	106.722
TOTAL					217.703

Carga Viva:

1° Hipotesis.-

Considerando que sólo hay peatones en la acera, es decir que no se subio la rueda del camión.

$$E1 = q_{\text{barandado (DC y PL)}} + q_{\text{vereda (DC y PL)}} \quad \text{Acera con peatones}$$

FUERZA	Descripcion	Carga (kg)	Brazo (m)	Momento (kg*m)
P	Peso de una persona	90.724	0.62	56.249
q_y	Sobre carga del barandado	148.828	0.62	92.273
q_x	Sobre carga del barandado	148.828	1.10	164.083
TOTAL				312.605

Simultáneamente a la anterior se debe considerar la sobre carga de la acera debida a los peatones.

$$\text{Carga Peatonal (CP)} = 0.0036 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad 360 \text{ kg/m}^2$$

FUERZA	Carga	Largo (m)	Ancho (m)	Brazo (m)	Momento (kg*m)
CP	360	1	0.57	0.285	58.482

2° Hipotesis.-

Considerando que el camión se sube a la acera con la rueda delantera:

$$E2 = q_{\text{DC barandado (DC y PL)}} + q_{\text{rueda camión}} \quad \text{Acera sin peatones}$$

$$\text{Sobre carga vehicular (SD)} = 17500 \text{ N} \quad \longrightarrow \quad 1750 \text{ kg}$$

Correspondiente al peso de una rueda del eje delantero del camion de Diseño HL-93. La carga se ubica a una distancia de 30 cm de la cara del barandado

FUERZA	Carga	Largo (m)	Ancho (m)	Brazo (m)	Momento (kg*m)
SD	1750	-	-	0.27	472.500

Como podemos ver el estado 2 es el que nos produce las mayores solicitaciones lo cual hace que la acera sea diseñada en este estado.

3.4.2.3.- Cálculo de Solicitaciones:

Momentos:

$$M_{DC} = 217.703 \text{ kg*m} \quad M_{PL} = 472.500 \text{ kg*m}$$

Cortantes:

$$V_{DC} = 448.208 \text{ kg} \quad V_{PL} = 1750 \text{ kg}$$

3.4.2.4.- Solicitaciones de Diseño:

Cálculo del momento último:

$$M_U = 1,25.M_{DC} + 1,75.M_{PL} \quad M_u = 1099 \text{ kg*m}$$

Cálculo del cortante último:

$$V_U = 1,25.V_{DC} + 1,75.V_{PL} \quad V_u = 3622.76 \text{ kg}$$

3.4.2.5.- Diseño de la Acera idealizada como losa en Voladizo

La losa se calculará por metro de ancho.-

Datos

$$\begin{aligned} f'_c &= 210 \text{ kg/cm}^2 & b &= 100 \text{ cm} \\ f_y &= 4200 \text{ kg/cm}^2 & Rec &= 2.5 \text{ cm} \\ E_s &= 2050000 \text{ kg/cm}^2 & d &= h - Rec - \frac{\phi}{2} \\ h &= 15 \text{ cm} & & \\ \text{Asumo: } \phi &= 8 \text{ mm} & d &= 12.1 \text{ cm} \end{aligned}$$

3.4.2.5.1.- Diseño por Flexión:

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f'_c * b * d^2}} \right] \quad a = 0.579 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{0,85 * f'_c * b * a}{f_y} \quad \text{Área necesaria} \quad A_s = 2.462 \text{ cm}^2$$

Armadura por retracción de fraguado y Temperatura:

$$\boxed{A_{s_t} = 0,0018 * b * d} \quad A_{s_t} = 2.178 \text{ cm}^2$$

Entonces usamos: $A_s = 2.462 \text{ cm}^2$

ϕ	Nº Fierros	$A\phi \text{ (cm}^2\text{)}$
6	9	2.5447
8	5	2.51328
10	4	3.1416

Separación entre fierros (S)

$$\boxed{S = \frac{b}{N^\circ \text{Fierros} - 1}} \quad S = 25 \text{ cm}$$

As principal.- Usaremos ϕ 8 mm C/25 cm

As secundaria.- Usaremos ϕ 8 mm C/25 cm

3.4.2.5.2.- Verificación a Corte:

$$\boxed{V_u \leq \phi * V_n}$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

$$\boxed{V_n = V_c + V_s}$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo

Cálculo de la Tensión Cortante:

$\phi = 0.9$ para corte de Norma

$$\boxed{v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d}} \quad v_u = 3.327 \text{ kg/cm}^2$$

$$\boxed{v_c = 0,53 * \sqrt{f_c}} \quad v_c = 7.680 \text{ kg/cm}^2$$

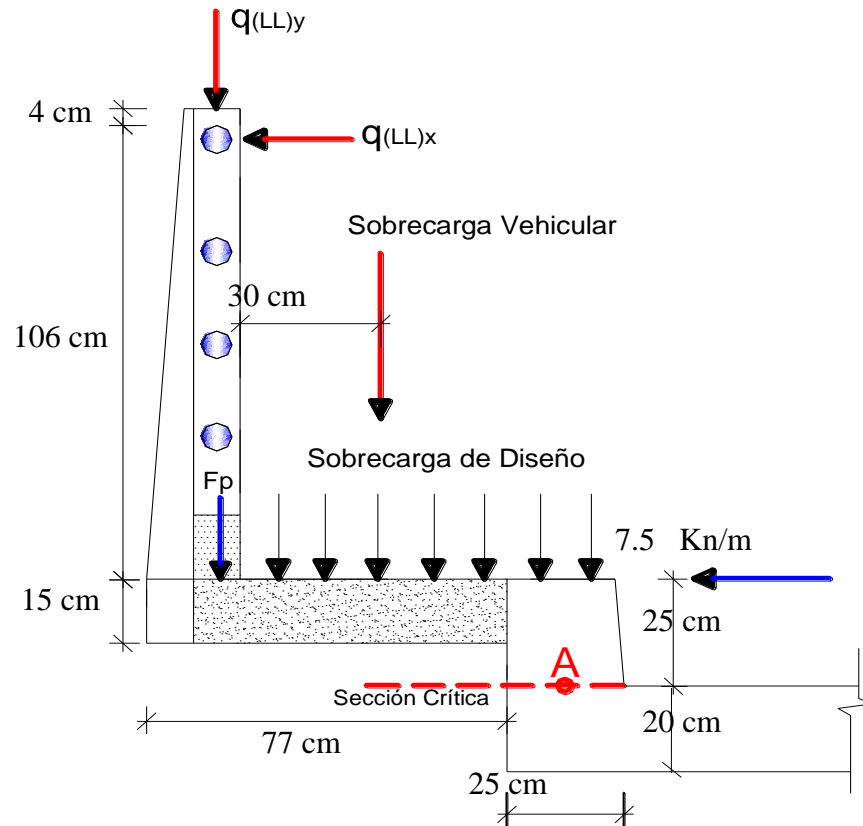
Condiciones

1°	Si	$V_u \leq 0,5 (V_c + V_s)$		No coloco armadura
		3.33	\leq	3.84
2°	Si	$0,5(V_c + V_s) < V_u \leq 1,0(V_c + V_s)$		Coloco armadura mínima
		3.84	$<$	$V_u \leq$
				7.68
3°	SI	$V_u > 0,5(V_c + V_s)$		Coloco armadura necesaria
		3.327	$>$	3.84
				CUMPLE

Como cumple la 1° condición NO REQUIERE ARMADURA DE CORTE

3.4.3.- DISEÑO DE LA VIGA DE BORDE (BORDILLO)

3.4.3.1.- Cargas a considerar en el Diseño:



Carga Muerta:

La carga muerta esta compuesta por a carga del barandado, y el peso propio de la acera.

FUERZA	Vol (m3)	γ_{HA} (kg/m3)	Carga (kg)	Brazo (m)	Momento (kg*m)
Fp	Reacciones del barandado		135.008	0.782	105.537
Fz	Peso de Zócalo		36	0.745	26.820
P (acera)	0.1155	2400	277.2	0.510	141.372
			TOTAL		273.729

Carga Viva:

1° Hipotesis.-

Considerando que sólo hay peatones en la acera, es decir que no se subió la rueda del camión.

$$E1 = q_{\text{barandado (DC y PL)}} + q_{\text{vereda (DC y PL)}} \quad \text{Acera con peatones}$$

FUERZA	Descripción	Carga (kg)	Brazo (m)	Momento (kg*m)
P	Peso de una persona	90.724	0.745	67.589
q _y	Sobre carga del barandado	148.828	0.745	110.877
q _x	Sobre carga del barandado	148.828	1.278	190.128
TOTAL				368.594

Simultáneamente a la anterior se debe considerar la sobre carga de la acera debida a los peatones.

$$\text{Carga Peatonal (CP)} = 0.0036 \text{ Mpa} \quad \longrightarrow \quad 360 \text{ kg/m}^2$$

FUERZA	Carga	Largo (m)	Ancho (m)	Brazo (m)	Momento (kg*m)
CP	360	1	0.80	0.295	84.960

2° Hipotesis.-

Considerando que el camión se sube a la acera con la rueda delantera:

$$E2 = q_{\text{DC barandado (DC y PL)}} + q_{\text{rueda camión}} \quad \text{Acera sin peatones}$$

$$\text{Sobre carga vehicular (SD)} = 17500 \text{ N} \quad \longrightarrow \quad 1750 \text{ kg}$$

Correspondiente al peso de una rueda del eje delantero del camión de Diseño HL-93. La carga se ubica a una distancia de 30 cm de la cara del barandado

FUERZA	Carga	Largo (m)	Ancho (m)	Brazo (m)	Momento (kg*m)
SD	1750	-	-	0.395	691.250

3° Hipotesis.-

También debemos considerar la fuerza de choque horizontal del vehículo:

$$\text{Fuerza de choque} = 7.5 \text{ Kn/m} \quad \longrightarrow \quad 750 \text{ kg/m}$$

FUERZA	Carga	Largo (m)	Ancho (m)	Brazo (m)	Momento (kg*m)
Choque	750	1	-	0.25	187.500

Como podemos observar sólo el estado 3 produce cortantes por lo cual se tomará este estado para el tomado en cuenta para flexión corte, en cuanto a momentos flextores el estado 2 es el más desfavorable, así que este estado será

3.4.3.2.- Cálculo de Solicitaciones:

Momentos: $M_{DC} = 273.729 \text{ kg*m}$ $M_{PL} = 691.250 \text{ kg*m}$
 Cortantes: $V_{DC} = 0 \text{ kg}$ $V_{PL} = 750 \text{ kg}$

3.4.3.3.- Solicitaciones de Diseño:

Cálculo del momento último:

$M_U = 1,25.M_{DC} + 1,75.M_{PL}$ $M_u = 1551.85 \text{ kg*m}$

Cálculo del cortante último:

$V_U = 1,25.V_{DC} + 1,75.V_{PL}$ $V_u = 1312.5 \text{ kg}$

3.4.3.4.- Diseño de la Viga de Borde:

La losa se calculará por metro de ancho.-

Datos

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ $b = 100 \text{ cm}$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $Rec = 2.5 \text{ cm}$
 $E_s = 2050000 \text{ kg/cm}^2$ $d = h - Rec - \frac{\phi}{2}$
 $h = 45 \text{ cm}$ $d = 42 \text{ cm}$
 Asumo: $\phi = 10 \text{ mm}$

3.4.3.4.1.- Diseño por Flexión:

$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f'c * b * d^2}} \right]$ $a = 0.231 \text{ cm}$

$As = \frac{0,85 * f'c * b * a}{f_y}$ Área necesaria $As = 0.980 \text{ cm}^2$

Armadura por retracción de fraguado y Temperatura:

$As_t = 0,0018 * b * d$ $As_t = 7.56 \text{ cm}^2$

Entonces usamos: $As = 7.560 \text{ cm}^2$

ϕ	Nº Fierros	A ϕ (cm ²)
10	10	7.854
12	7	7.91683
16	4	8.0425

Separación entre fierros (S)

$$S = \frac{b}{N^{\circ}\text{Fierros}-1}$$

S = 16.66667 cm

As principal.-

Usaremos ϕ 12 mm C/15 cm

3.4.3.4.2.- Armadura Mínima Longitudinal:

El momento por carga viva se calcula a partir de la siguiente expresión

$$M_{\max} = 0,1 * Pll * Lc$$

Donde:

Pll: Es la carga debido a la rueda delantera del camion de diseño.

Lc: Es la luz de calculo del bordillo: se consideran diafragmas uvicados a cada 7,2 m

Lc= 7.2 m

Mmax = 1260 kg*m

Solicitaciones de Diseño:

Cálculo del momento último:

$$M_U = 1,25 * M_{DC} + 1,75 * M_{PL} \quad M_u = 2547.16 \text{ kg*m}$$

Diseño longitudinal de la Viga de Borde:

La losa se calculará por metro de ancho.-

Datos

f`c = 210 kg/cm2

b = 25 cm

fy = 4200 kg/cm2

Rec = 2.5 cm

Es = 2050000 kg/cm2

$$d = h - \text{Rec} - \frac{\phi}{2}$$

h = 45 cm

Asumo: ϕ = 10 mm

d = 42 cm

3.4.3.4.1.- Diseño por Flexión:

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f`c * b * d^2}} \right]$$

a = 1.538 cm

$$A_s = \frac{0,85 * f`c * b * a}{f_y}$$

Área necesaria

As = 1.634 cm²

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y}$$

Cuantia mínima

$\rho_{\min} = 0.0033$

$$A_{\min} = \rho_{\min} * b * d$$

Área mínima

A_{min} = 3.500 cm²

ϕ	Nº Fierros	A ϕ (cm ²)
10	4	3.1416
12	3	3.39293
16	2	4.02125

As. Longitudinal.-

Usamos 3 ϕ 12 mm

3.4.3.4.3.- Diseño por Cortante:

$$V_u \leq \phi * V_n$$

Donde:

V_u = Fuerza cortante mayorada en la seccion considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

ϕ = Factor de reduccion de resistencia.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo

Cálculo de la Tensión Cortante:

$\phi = 0.9$ para corte de Norma

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad v_u = 0.347 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{f_c} \quad v_c = 7.680 \text{ kg/cm}^2$$

Condiciones

1°	Si	$V_u \leq 0,5 (V_c + V_s)$	No coloco armadura
		$0.35 \leq 3.84$	CUMPLE
2°	Si	$0,5(V_c + V_s) < V_u \leq 1,0(V_c + V_s)$	Coloco armadura mínima
		$3.84 < V_u \leq 7.68$	Verificar las demas condiciones
3°	SI	$V_u > 0,5(V_c + V_s)$	Coloco armadura necesaria
		$0.347 > 3.84$	Verificar las demas condiciones

Como cumple la 1° condicion NO REQUIERE ARMADURA DE CORTE; pero constructivamente se puede asumir la armadura secundaria de la acera.

Resumen de armado:

ACERA

As principal.- Usaremos \emptyset 8 mm C/25 cm

As secundaria.- Usaremos \emptyset 8 mm C/25 cm

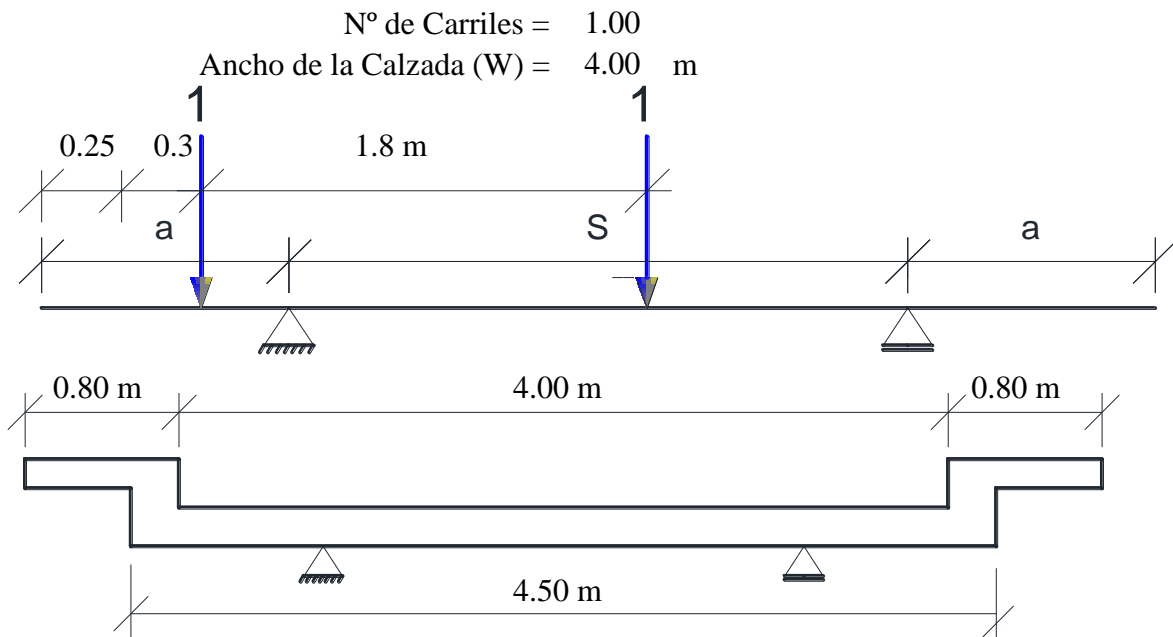
BORDILLO

As principal.- Usaremos \emptyset 12 mm C/15 cm

As. Longitudinal.- Usamos 3 \emptyset 12 mm

3.4.4. DISEÑO DE LA LOSA DEL TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO.

3.4.4.1.- Predimensionamiento:



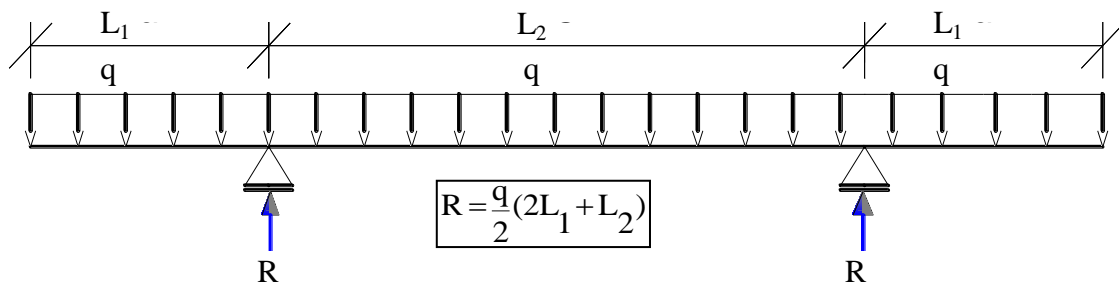
La altura de la losa de un tablero de hormigón armado deberá ser mayor o igual que 17,5 cm.

Asumiendo una altura de losa $h_f = 20.00$ cm

De la fórmula que nos plantea la norma para losas continuas, podemos encontrar el espaciamiento máximo que deben tener las vigas:

$$\boxed{\frac{S+3000}{30} \leq 180\text{mm}} \quad \text{Entonces; } S \leq 3.00 \text{ m}$$

Suponiendo que se usará 2 vigas y aplicando condiciones de estáticas tenemos:



Donde:

$$\boxed{M_{(-)} = \frac{qL_1^2}{2}}$$

en el apoyo y

$$\boxed{M_{(+)} = R \frac{L_2}{2} - \frac{\left(qL_1 + \frac{L_2}{2}\right)^2}{2}}$$

en centro luz

para obtener espaciamientos adecuados tenemos que hacer cumplir:

$$M_{(+)} = M_{(-)}$$

de donde obtenemos

y de la grafica tenemos

$$L_1^2 = (L_2 + 2L_1) \left(\frac{L_2}{2} \right) - \left(L_1 + \frac{L_2}{2} \right)^2 \quad (1)$$

$$2L_1 + L_2 = 4,5 \quad (2)$$

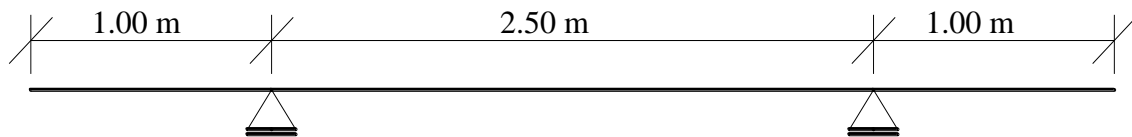
Resolviendo el sistema tenemos:

$$L_1 = 0.9319 \text{ m}$$

$$L_2 = 2.636 \text{ m}$$

Entonces Asumimos una separación entre vigas de:

asumido	2.50	m
$L_2 =$	1.00	m



3.4.4.2.- Materiales:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{H^o} = 2400 \text{ kg/m}^3 \quad E_s = 2E+06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\gamma_{CR} = 2200 \text{ kg/m}^3$$

Tamaño máximo del Agregado Grueso; $\emptyset_{\text{max-agregado}} = 2.00 \text{ cm}$

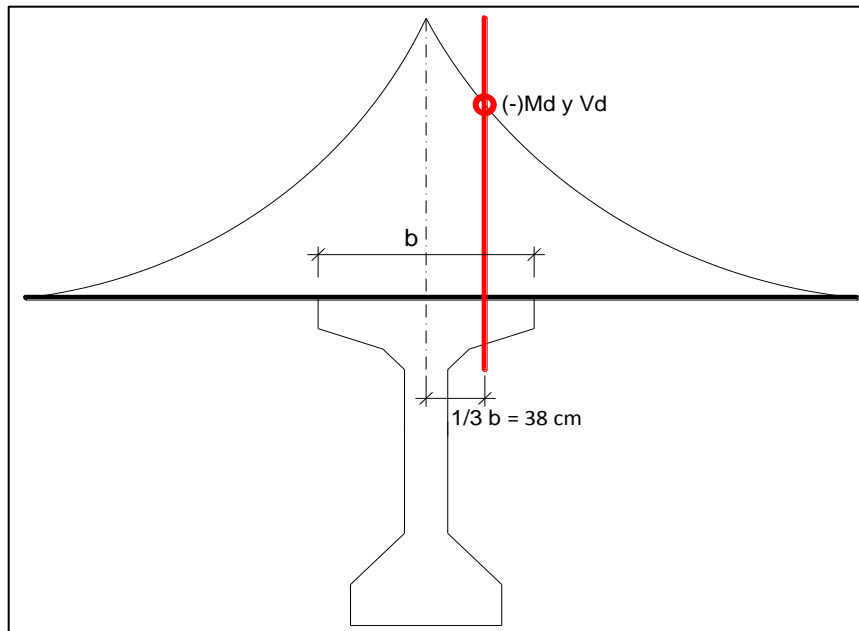
3.4.4.3.- Cálculo de las Solicitaciones Máximas Transversales:

3.4.4.3.1.- Momentos y Cortantes por Cargas Vivas.-

Los momentos máximos positivos se calculan en las secciones donde se produzca el máximo al mover transversalmente la carga de carril.

La sección de diseño para momentos negativos y esfuerzos de corte, en vigas de hormigón prefabricadas en forma de Te o doble Te, se puede tomar a un tercio del ancho del ala,

pero no más de 380 mm, a partir del eje de apoyo.
 AASHTO 2004 LRFD (4.6.2.1.6 Cálculo de solicitaciones)



Para encontrar los momentos de diseño para la losa, se debe cargar el camión y no así el tándem. debe hacer correr el tren de cargas transversalmente con un carril cargado y con dos carriles cargados y encontrar los máximos momentos positivos, negativos y los esfuerzos de corte.

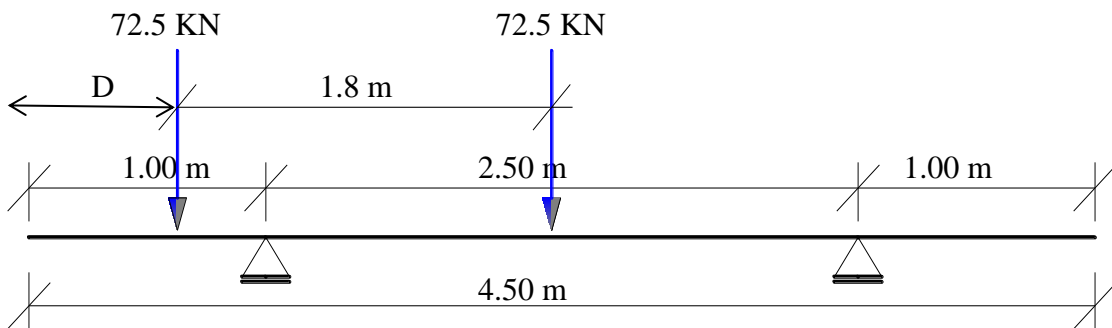
Losa Interior.- Se debe ubicar el camión de manera que ninguno de los centros de las cargas de rueda este a menos de 0,6m a partir de la viga de borde (bordillo)

Momento Máximo Positivo.-

Tomamos el peso de las Rueda del eje trasero del camión por ser la más desfavorable;

$$P = 72.5 \text{ KN}$$

a) Con un camión cargado.- Debemos mover el camión en la luz de cada claro entre viga y viga tal que obtengamos la máxima solicitación. Para lo cual me apoyo en la línea de influencia.



Para D 0.9 m

$$(+M) = 3712 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Mayorando por Impacto IM; 33%

$$(+M) = 3712 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Distancia a la que se produce el (+M)

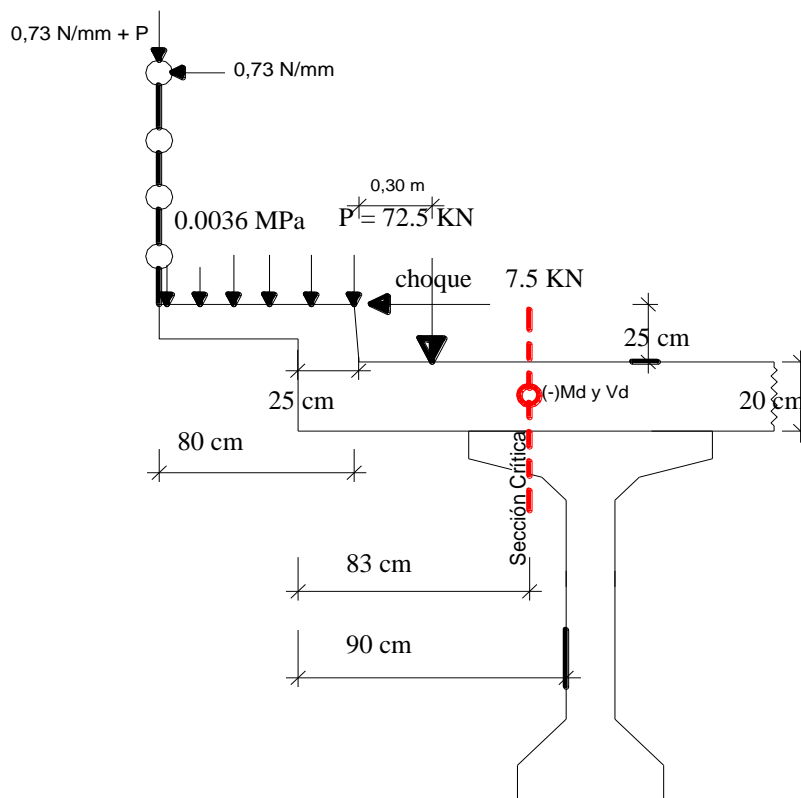
$$X = 2.70 \text{ m}$$

Distancia a la que se produce el (+M)

$$X = 2.70 \text{ m}$$

Losa Exterior.- Se debe ubicar la rueda trasera del camión a 0,30m de la cara del borde.

Momento Máximo Negativo en la losa Exterior.-



Como se trata de un puente que se encuentra en área rural, donde la circulación de peatones y de vehículos es demasiado baja, entonces para el diseño del vuelo del tablero no consideramos la actuación simultánea de peatones y vehículos.

1• Hipótesis

Consideramos la acera con peatones y el carril exterior vacío.

$$EI = q_{\text{barandado}} (DC \text{ y } PL) + q_{\text{acera}} (DC \text{ y } PL) \quad \text{Vereda con peatones}$$

Momento por sobrecarga peatonal.-

N° de veces	q _{distribuida}	Longitud	q _{puntual}	Brazo	Momento
	N/mm	m	kg	m	Kg*m
1	0.73	2	146	1.38	201.9618
1	P= 890 N		89	1.38	123.1137
1	0.73	2	146	1.38	201.115
1	carga vereda		288	0.98	283.1904
TOTAL					809.3809

V
V
H
V

2° Hipótesis

La rueda del camión está a 0,30m de la cara del bordillo y la acera está vacía.

$$E2 = q_{\text{rueda camión}}$$

Vereda sin peatones

Momento por carga de camión.-

N° de veces	tipo de carga	q _{puntual}	Brazo	Momento
		kg	m	Kg*m
1	Rueda del camión	7250.00	0.28	2053.925
TOTAL				2053.925

3° Hipótesis

La rueda del camión choca a la cara del bordillo y la acera está vacía.

$$E3 = q_{\text{choque camión}}$$

Vereda sin peatones

Momento por carga de camión.-

N° de veces	tipo de carga	q _{puntual}	Brazo	Momento
		kg	m	Kg*m
1	Rueda del camión	750.00	0.35	262.5
TOTAL				262.5

MÁXIMOS

$$(-M) = 2053.93 \text{ kg*m}$$

$$(V) = 7250.0 \text{ kg}$$

Mayoración por impacto 33%

$$(-M) = 2731.72 \text{ kg*m}$$

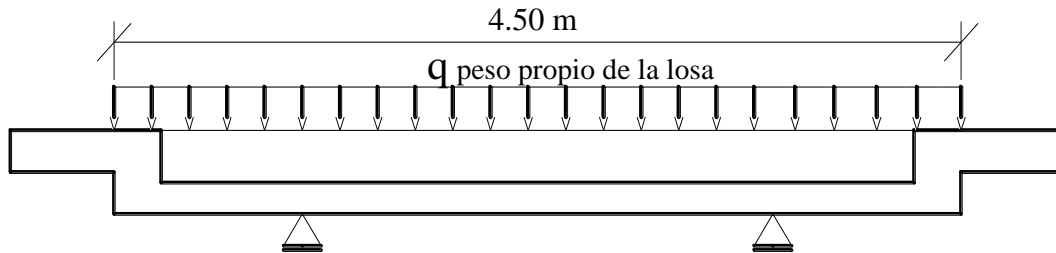
$$(V) = 9642.5 \text{ kg}$$

3.4.4.3.2.- Momentos y Cortantes por Cargas Peso Propio.-

3.4.4.3.2.1.- Momento y Cortante por peso propio de la losa:

Los esfuerzos por peso propio se calculan por metro de ancho:

$$q_{PP \text{ LOSA}} = 480 \text{ kg/m}$$



Losa Interior

Distancia a la que se produce el (+M) por carga viva

$$(+M) = 86.40 \text{ kg*m}$$

$$X = 2.70 \text{ m}$$

Vuelo del Tablero

Distancia a la que se produce el (-M) por carga viva

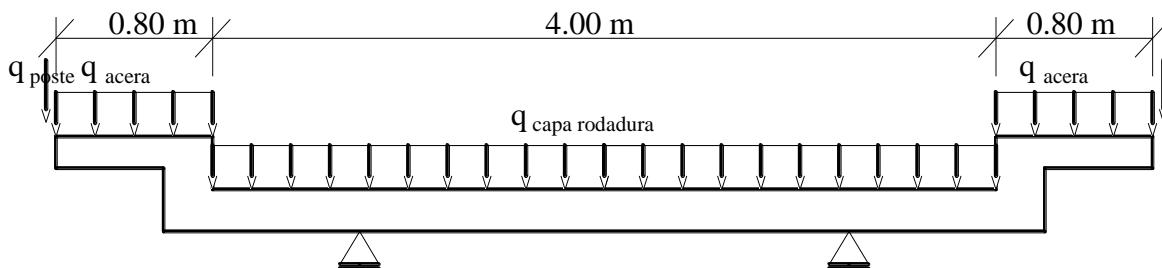
$$(-M) = 165.34 \text{ kg*m}$$

$$X = 0.83 \text{ m}$$

$$(V) = 398.40 \text{ kg}$$

$$X = 0.83 \text{ m}$$

4.3.2.2.- Momento y Cortante por peso propio de los accesorios:



$$P_{ACERA} = 360.00 \text{ kg/m}$$

$$\text{Espesor CR} = 5.00 \text{ cm}$$

$$PP_{POSTE} = 37.50 \text{ kg}$$

$$q_{PP \text{ CR}} = 110.00 \text{ kg/m}$$

Carga distribuida transversalmente por accesorios: 308.75 kg/m

Losa Interior

Distancia a la que se produce el (+M) por carga viva

$$(+M) = 55.58 \text{ kg*m}$$

$$X = 2.70 \text{ m}$$

Vuelo del Tablero

Distancia a la que se produce el (-M) por carga viva

(- M) =	106.34	kg*m
(V) =	256.26	kg

$$X = 0.83 \text{ m}$$

$$X = 0.83 \text{ m}$$

3.4.4.3.3.- Ancho de Faja Equivalente:

Fajas Interiores.-

Vuelo.- $E_{\text{vuelo}} = 1140 + 0,833.X$ $E_{\text{vuelo}} = 1.38 \text{ m}$

$$X = 0.28 \text{ m}$$

Losa interior

$$E_{(+M)} = 660 + 0,55.S$$
 $E_{(+M)} = 2.04 \text{ m}$

3.4.4.3.4.- Resumen de Solicitaciones:

MOMENTOS Y CORTANTES POR CARGA VIVA:

Divididos por el ancho de faja.-

Vuelo del Tablero:

Losa Interior:

$$(-M) = 1985.28 \text{ kg*m}$$

$$(+M) = 1824.08 \text{ kg*m}$$

$$(V) = 7007.69 \text{ kg}$$

MOMENTOS Y CORTANTES POR PESO PROPIO DE LA LOSA:

Vuelo del Tablero:

Losa Interior:

$$(-M) = 165.34 \text{ kg*m}$$

$$(+M) = 86.40 \text{ kg*m}$$

$$(V) = 398.40 \text{ kg}$$

MOMENTOS Y CORTANTES POR PESO PROPIO DE LOS ACCESORIOS:

Vuelo del Tablero:

Losa Interior:

$$(-M) = 106.34 \text{ kg*m}$$

$$(+M) = 55.58 \text{ kg*m}$$

$$(V) = 256.26 \text{ kg}$$

3.4.4.3.5.- Solicitaciones de Diseño:

El diseño se realizará con el criterio de **RESISTENCIA I** L.R.F.D. 3.4.1

$$M_u = 1,25.M_{DC} + 1,5.M_{DW} + 1,75.(M_{LL} + M_{IM} + M_{PL})$$

$$V_u = 1,25.V_{DC} + 1,5.V_{DW} + 1,75.(V_{LL} + V_{IM} + V_{PL})$$

Vuelo del Tablero:

Losa Interior:

$$(-M) = 3840.42 \text{ kg*m}$$

$$(+M) = 3383.50 \text{ kg*m}$$

$$(V) = 13145.8 \text{ kg}$$

$$d = h - \text{rec} - \frac{\phi}{2}$$

3.4.4.4.- Diseño de la Losa:

DATOS:

$b = 100.00 \text{ cm}$	Asumo;
$h_f = 20.00 \text{ cm}$	$\phi_{inf} = 10 \text{ mm}$
$\text{recub inf} = 2.50 \text{ cm}$	$\phi_{sup} = 10 \text{ mm}$
$\text{recub sup} = 2.50 \text{ cm}$	$f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
$d_1 = 17.00 \text{ cm}$	$E_s = 2E+06 \text{ kg/cm}^2$
$d_2 = 17.00 \text{ cm}$	$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

3.4.4.4.1.- Diseño por Flexión:

3.4.4.4.1.1.- Armadura Negativa.-

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{M_u}{f_c * b * d^2}} \right] \quad a = 1.47 \text{ cm}$$

$$\rho_b = \alpha \frac{f_c * 0,003 * E_s}{f_y * 0,003 * E_s + f_y} \quad \text{Cuantía balanceada} \quad \rho_b = 0.0214$$

$$\rho_{max} = 0,75 * \rho_b \quad \text{Cuantía máxima} \quad \rho_{max} = 0.0160$$

$$A_s = \frac{0,85 * f_c * b * a}{f_y} \quad \text{Área necesaria} \quad A_s = 6.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,0018 * b * d \quad \text{Área mínima} \quad A_{min} = 3.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{max} = \rho_{max} * b * d \quad \text{Área máxima} \quad A_{max} = 27.27 \text{ cm}^2$$

ϕ (mm)	Nº Fierros	A ϕ (cm ²)	Separación
8	13	6.53	7.69
10	8	6.28	12.50
12	6	6.79	16.67

$$\text{Separación} = \frac{b}{\text{Nº Fierros}}$$

Mínima separación de la Armadura;

$$S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \leq 0.45 \text{ cm ACI 318 10.5.4}$$

As Principal.- Usamos ϕ 10 mm c/12,5 cm

3.4.4.4.1.2.- Armadura Positiva.-

$$a = d * \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 * \frac{Mu}{f'c * b * d^2}} \right]$$

$$a = 1.29 \text{ cm}$$

$$\rho_b = \alpha \frac{f'c * 0,003 * Es}{fy * 0,003 * Es + fy}$$

Cuantía balanceada $\rho_b = 0.0214$

$$\rho_{\max} = 0,75 * \rho_b$$

Cuantía máxima $\rho_{\max} = 0.0160$

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

Área necesaria $As = 5.47 \text{ cm}^2$

$$A_{\min} = 0,0018 * b * d$$

Área mínima $A_{\min} = 3.06 \text{ cm}^2$

$$A_{\max} = \rho_{\max} * b * d$$

Área máxima $A_{\max} = 27.27 \text{ cm}^2$

$$\text{Separación} = \frac{b}{\text{Nº Fierros}}$$

ϕ (mm)	Nº Fierros	A ϕ (cm ²)	Separación
10	7	5.50	14.29
12	5	5.65	20.00
8	11	5.53	9.09

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$

$$S_{\max} \leq 0.45 \text{ cm ACI 318 10.5.4}$$

As Principal.- Usamos ϕ 10 mm c/12,5 cm

3.4.4.4.2.- **Verificación al Corte:**

$$Vu \leq \phi * Vn$$

Donde:

Vu = Fuerza cortante mayorada en la seccion considerada.

Vn = Resistencia nominal al cortante.

ϕ = Factor de reduccion de resistencia.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el acero de refuerzo

Calculo de la Tension Cortante:

$$\phi = 0.9 \text{ para corte de Norma} \quad \text{LRFD 5.5.4.2}$$

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b * d} \quad v_u = 8.592 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} \quad v_c = 7.680 \text{ kg/cm}^2$$

Como $V_u \leq V_c$ falla por corte Ver R.L.F.D. 5.8.2.4

3.4.4.4.3.- Armadura de distribución:

En la parte superior e inferior de la losa, se deberá disponer de armadura en dirección secundaria; ésta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal

$$A_{s_{\text{dist}}} = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad A_{s_{\text{dist}}} = 3.6667 \text{ cm}^2$$

Armadura Mínima.-

$$A_{\text{min}} = 0.0018 * b * d \quad A_{\text{min}} = 3.06 \text{ cm}^2$$

ϕ (mm)	Nº Fierros	A ϕ (cm ²)	Separacion
10	5	3.93	20.00
12	4	4.52	25.00
8	8	4.02	12.50

$$\text{Separación} = \frac{b}{\text{N}^\circ \text{Fierros}}$$

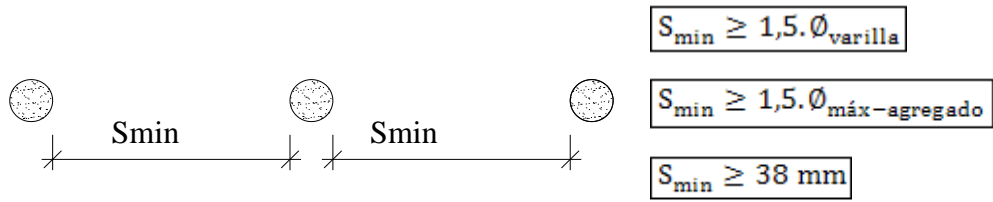
Mínima separación de la Armadura; $S_{\text{min}} \geq 3.80 \text{ cm}$
 $S_{\text{max}} \leq 0.45 \text{ cm}$ ACI 318 10.5.4

As secundaria.- Usamos ϕ 10 mm c/20 cm

3.4.4.5.- Prescripciones del LRFD:

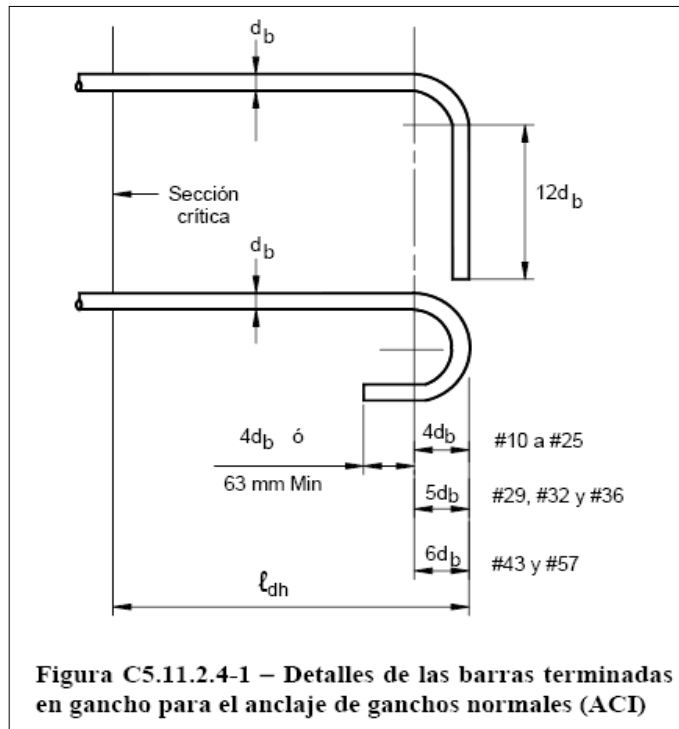
a) Mínima separación de la Armadura: LRFD 5.10.3.1

Para el hormigón colocado in situ, la distancia libre entre barras paralelas ubicadas en una capa no deberá ser menor que:



b) Detalle del Doblado:

LRFD 5.11.2.4



Resumen de armado:

As Principal.- (-) perpendicular al tráfico Usamos \varnothing 10 mm c/12,5 cm

As Principal.- (+) perpendicular al tráfico Usamos \varnothing 10 mm c/12,5 cm

As secundaria.- paralela al tráfico Usamos \varnothing 10 mm c/20 cm

3.4.5.- DISEÑO DE DIAFRAGMAS:

Los diafragmas de un puente son vigas altas en relación a su luz, lo que permite tratarlas con gran rigidez y como están apoyados en las vigas principales que son muy largas y elásticas el apoyo de los diafragmas resulta elástico.

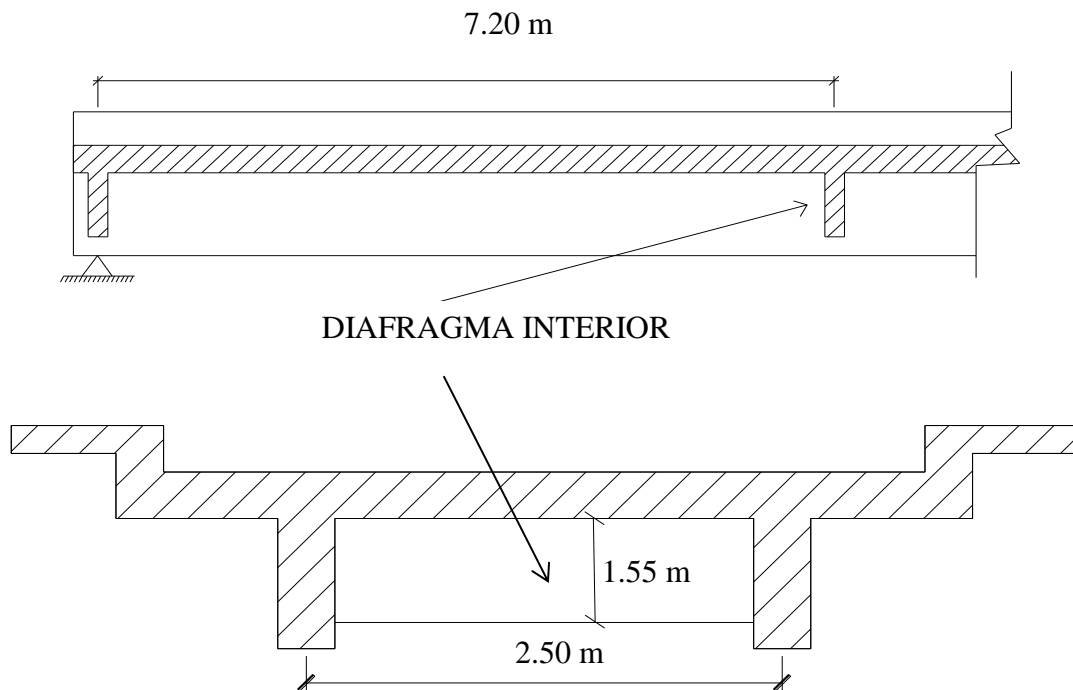
3.4.5.1.- Materiales:

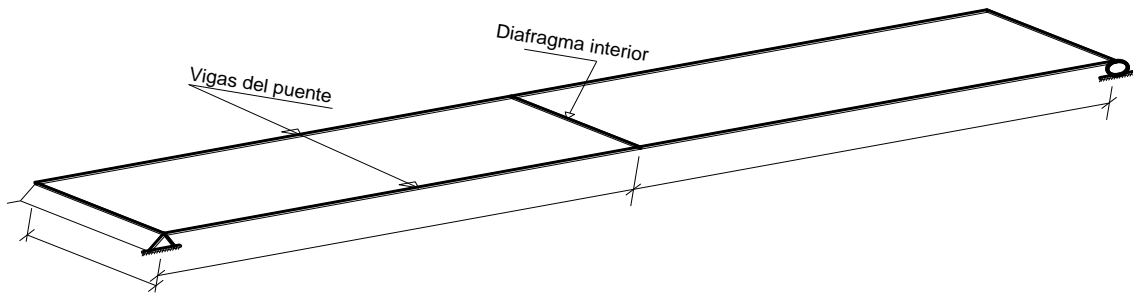
$f_c =$	210.00	kg/cm ²
$f_y =$	4200.00	kg/cm ²
$\gamma_{HA} =$	2400.00	kg/m ³
$E_s =$	2050000.00	kg/cm ²
$E_c =$	220268.93	kg/cm ²

Tamaño máximo del Agregado Grueso; $\varnothing_{\text{max-agregado}} = 2.00 \text{ cm}$

3.4.5.2.- Dimensiones previas:

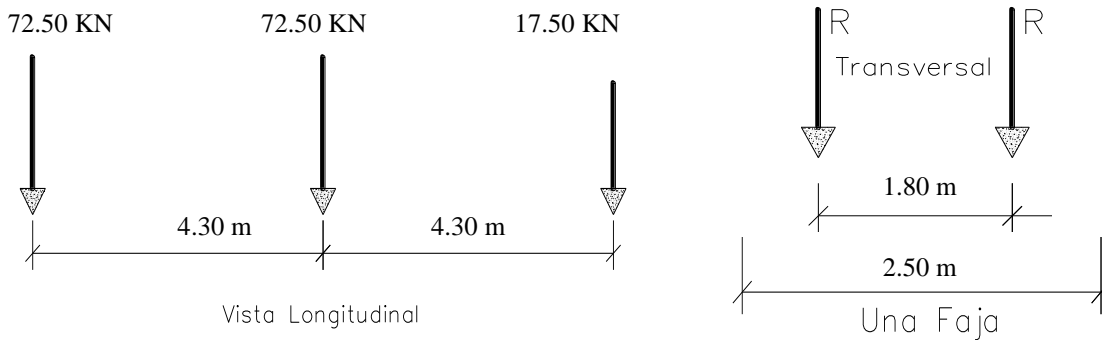
Longitud del Tramo, L =	36.00	m
Espac. Entre Diafrag. =	7.20	m
Separación Vigas, S =	2.50	m
Ancho de Calzada, a =	4.00	m



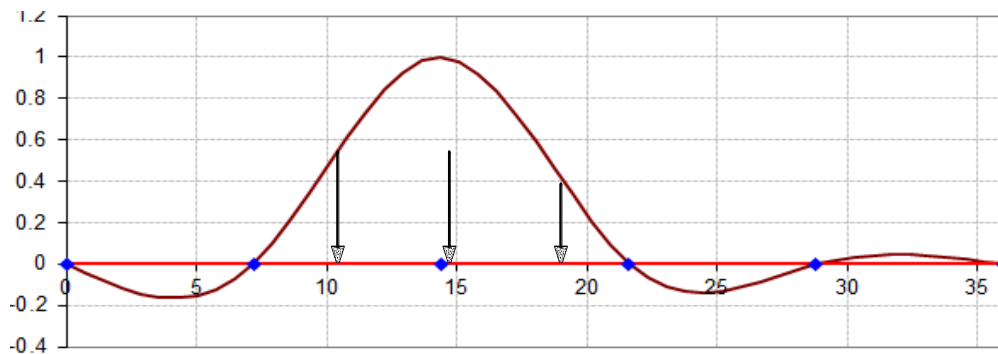


Para la Carga HL - 93 se calcula los momentos buscando la situación mas desfavorable:

Carga por rueda



LINEA DE INFLUENCIA



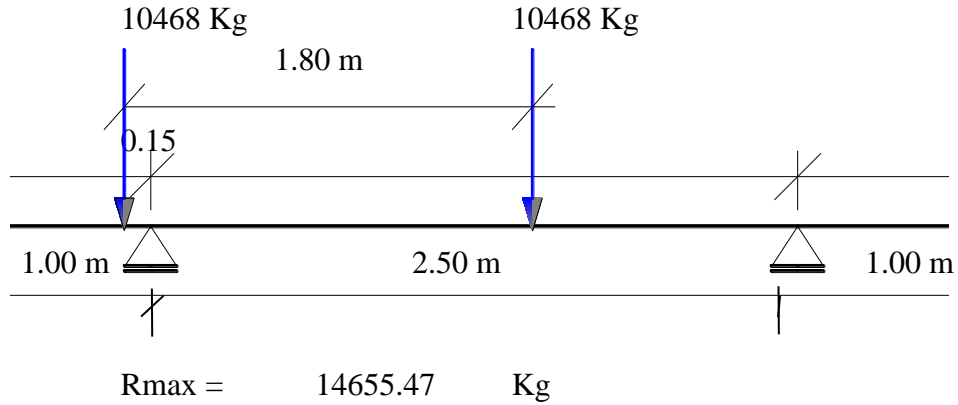
El diafragma es perpendicular al sentido del tráfico y en consecuencia es necesario calcular previamente las reacciones de las filas de ruedas que corresponden a dos fajas de tráfico, buscando la situación más desfavorable con ayuda de las líneas de influencia

Se cálculo la situación más desfavorable , con lo que R:

$$R = 104.68 \text{ KN}$$

3.4.5.3.- Cálculo de la reaccion en el diafragma Central:

REACCIÓN POR CARGA VIVA:

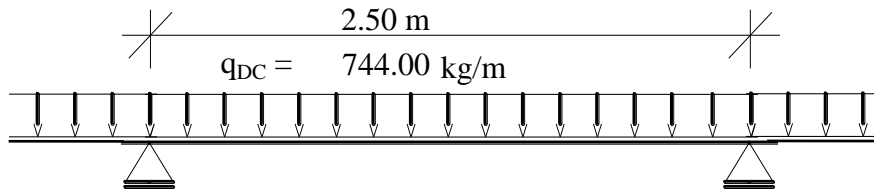


REACCIÓN POR PESO PROPIO:

La rección por peso propio se lo calculará en la misma distancia a la cuál está ubicado el momento máximo por carga viva:

b = 20.00 cm
 h = 155.00 cm

Dimensiones del Diafragma.



$R_{max} = 1674.00 \text{ Kg}$ $x = 0 \text{ m}$

RESÚMEN DE SOLICITACIONES:

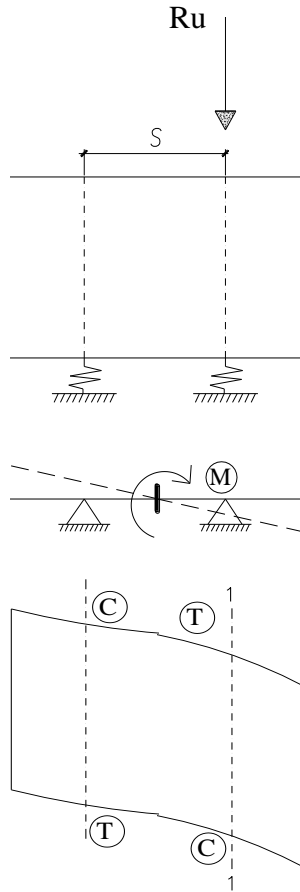
$R_{LL} = 19492 \text{ kg}$
 $R_{DC} = 1674 \text{ kg}$

SOLICITACIÓN DE DISEÑO:

$$R_u = 1,25.R_{DC} + 1,75.R_{LL}$$

$$R_u = 36203 \text{ Kg}$$

Por ser el diafragma una Viga de Grán Canto, debe ser diseñada con un par de fuerzas:



1.- Armadura para resistir tracciones:

$$\begin{aligned} \text{recub} &= 2.50 \text{ cm} \\ b &= 20.00 \text{ cm} \\ d &= 152.50 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\frac{Tu}{Ru} = \frac{\frac{S}{4}}{0.6 * S} \Rightarrow \frac{Tu}{Ru} = \frac{1}{2,4} \Rightarrow Tu = \frac{Ru}{2,4}$$

Donde:

T_U = Tracción última de diseño. (Kg)

$$T_U = 15084.6 \text{ Kg}$$

S = Espaciamiento ente apoyos (m)

R_U = Reacción última en el apoyo (Kg)

$$A_s = \frac{Tu}{f_y} \quad A_s = 3.59 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \frac{14}{f_y} \quad 0.0033 \text{ Cuantia Minima}$$

$$A_{\min} = \rho_{\min} \cdot b_w \cdot d \quad A_{\min} = 10.17 \text{ cm}^2$$

ϕ (mm)	N° Fierros	$A\phi$ (cm ²)
10	12	9.42
16	5	10.05
20	3	9.42

As. Principal.- Usamos 3Ø20 mm en ambos extremos del diafragma

Armadura de Distribución:

$$d = 152.50 \text{ cm}$$

$$b_w = 20.00 \text{ cm}$$

El área de refuerzo para cortante perpendicular al refuerzo de tracción por flexión A_v , no debe ser según recomendación de la norma ACI menor de:

$$A_v = 0,0025 \cdot b_w \cdot S$$

Donde: $S \leq 30.00 \text{ cm}$

$$S \leq \frac{d}{5} \quad S \leq 30.5 \text{ cm} \quad A_v = 1.50 \text{ cm}^2$$

ϕ (mm)	N° Fierros	$A\phi$ (cm ² /m)
8	5	2.51
10	2	1.57
25	10	49.09

As. Vertical.- Usamos Ø10 mm c/25cm en ambas caras.

El área de refuerzo para cortante paralelo al refuerzo de tracción por flexión, A_{vh} , no debe ser menos de:

$$A_{vh} = 0,0015 \cdot b_w \cdot S$$

Donde: $S \leq 30 \text{ cm}$ $S \leq \frac{d}{5}$ $S \leq 30.5 \text{ cm}$

$$A_v = 0.90 \text{ cm}^2$$

ϕ (mm)	N° Fierros	A ϕ (cm ² /m)
8	5	2.51
8	2	1.01
25	10	49.09

As. Horizontal.- Usamos ϕ 8 mm c/25cm en ambas caras.

Resumen de armado:

As. Principal.- Usamos 3 ϕ 20 mm en ambos extremos del diafragma

As. Vertical.- Usamos ϕ 10 mm c/25cm en ambas cara (As distribucion)

As. Horizontal.- Usamos ϕ 8 mm c/25cm en ambas caras. (As distribucion)

3.4.6. DISEÑO DE VIGA PRETENSADA CON ARMADURAS POSTESAS

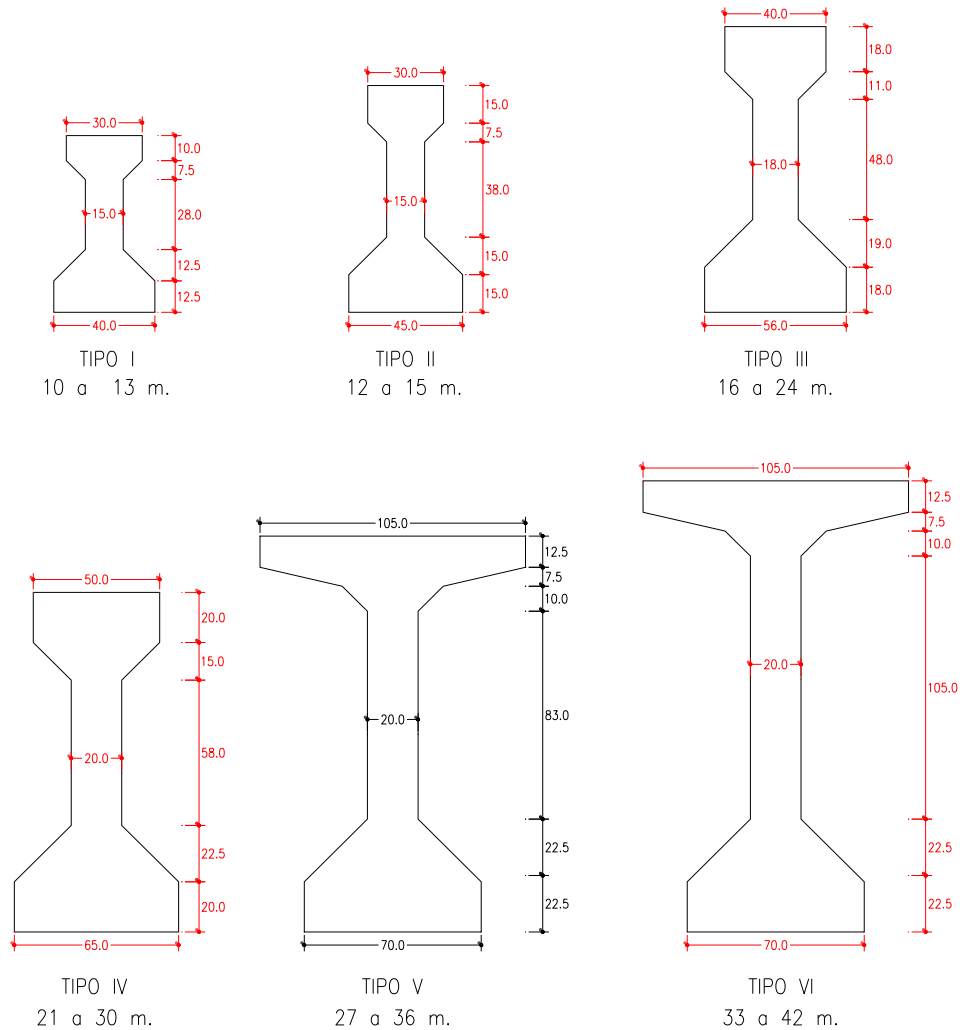
DATOS

Longitud total de la viga.	$L =$	36	m
Ancho de Carril.	$A_{\text{carril}} =$	4	m
Separación de Vigas.	$S =$	2.5	m
Vuelo del Tablero.	$a_v =$	1	m
Espesor de la Losa.	$hf =$	20	cm
Longitud del cajado.	$L_{\text{caja}} =$	90	cm
Número de Carriles.	$N =$	1	

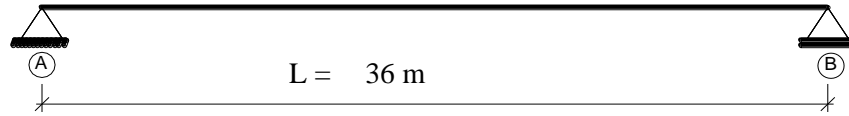
3.4.6.1.- Predimensionamiento de las vigas:

3.4.6.1.1.- Peralte:

Secciones que plantea la norma AASHTO:



Estas secciones están de acuerdo a la luz libre entre los apoyos, el puente en estudio consta de la siguiente longitud:



En este caso utilizamos la sección "Tipo VI":

Además sabemos que para hormigón pretensado la altura recomendable para el predimensionamiento de vigas es:

$$h = \frac{L}{17} \quad h = 2.12 \text{ m}$$

$$h = \frac{L}{22} \quad h = 1.64 \text{ m}$$

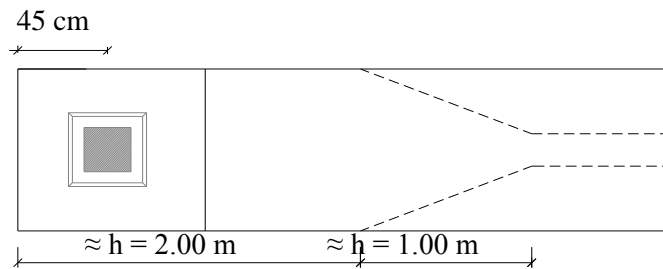
$$H = 0,045 * L \quad h = 1.62 \text{ m} \quad \text{Según LRFD 2.5.2.6.3-1}$$

Finalmente utilizamos la altura más adecuada después de varias iteraciones de cálculo

$$h = 2.00 \text{ m}$$

3.4.6.1.2.- Sección en apoyos:

$h = 2.00 \text{ m}$	Del predimensionamiento de vigas
$h = 2.00 \text{ m}$	Adoptado para la sección en apoyos.
$h/2 = 1.00 \text{ m}$	Longitud de transición.
$h/2 = 1.00 \text{ m}$	Adoptado para la transición.



Entonces $L_c = 35.1 \text{ m}$

3.4.6.2.- Materiales:

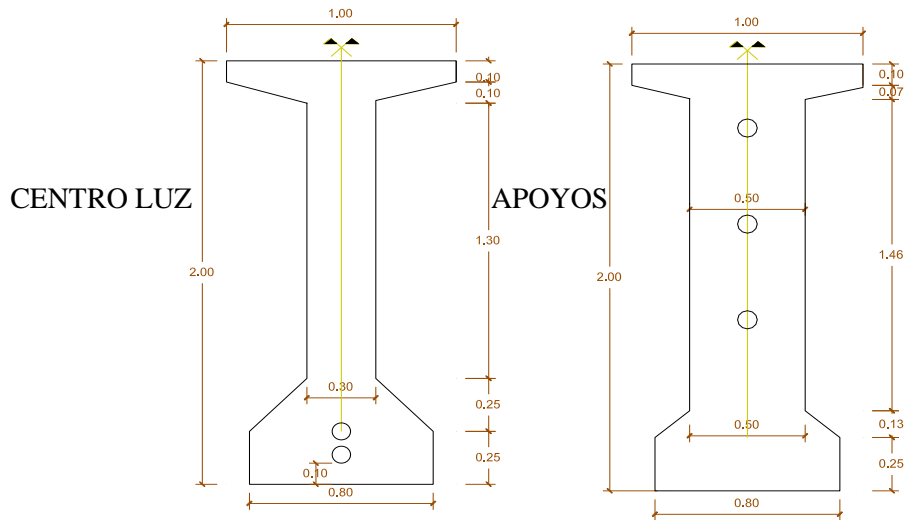
LOSA

$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
$\gamma_{H^o} = 2400 \text{ kg/m}^3$
$\gamma_{CR} = 2200 \text{ kg/m}^3$

VIGA

$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
$E_s = 2E+06 \text{ kg/cm}^2$

3.4.6.3.- Idealización de la Sección:



3.4.6.4.- Cálculo del ancho del Ala Efectiva:

Para **vigas interiores** el ancho del ala efectiva se puede tomar como el menor valor entre:

1.- Un cuarto de la longitud de tramo efectiva.

$$b_{ef} = 8.78 \text{ m}$$

2.- 12,0 veces el espesor promedio de la losa, más el ancho del alma o el semiancho del ala superior de la viga, cualquiera sea el valor que resulte mayor.

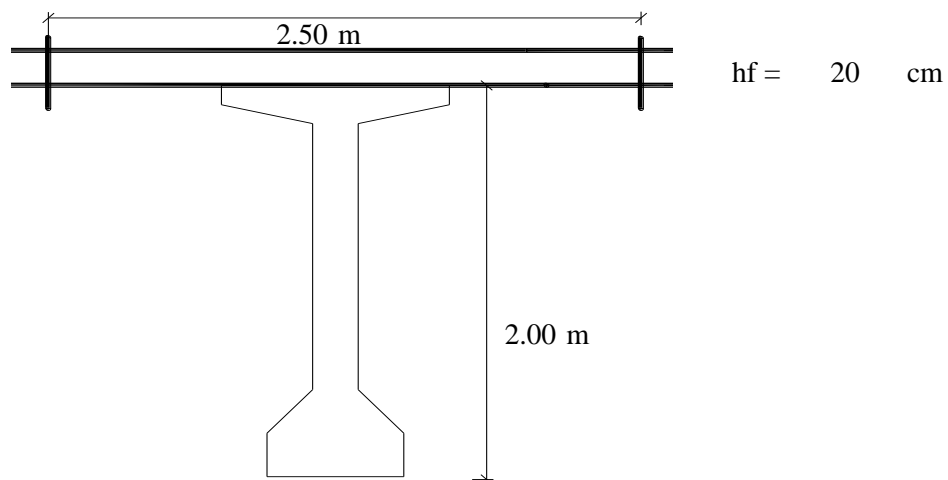
$$b_{ef} = 2.60 \text{ m}$$

3.- La separación promedio de las vigas adyacentes.

$$b_{ef} = 2.50 \text{ m}$$

Finalmente tomamos el menor valor:

$$b_{ef} = 2.50 \text{ m}$$



3.4.6.5.- Sección Homogenizada:

$b = 2.50 \text{ m}$

Módulo de elasticidad del Hormigón.

$E_{c \text{ LOSA}} = 218820 \text{ kg/cm}^2$

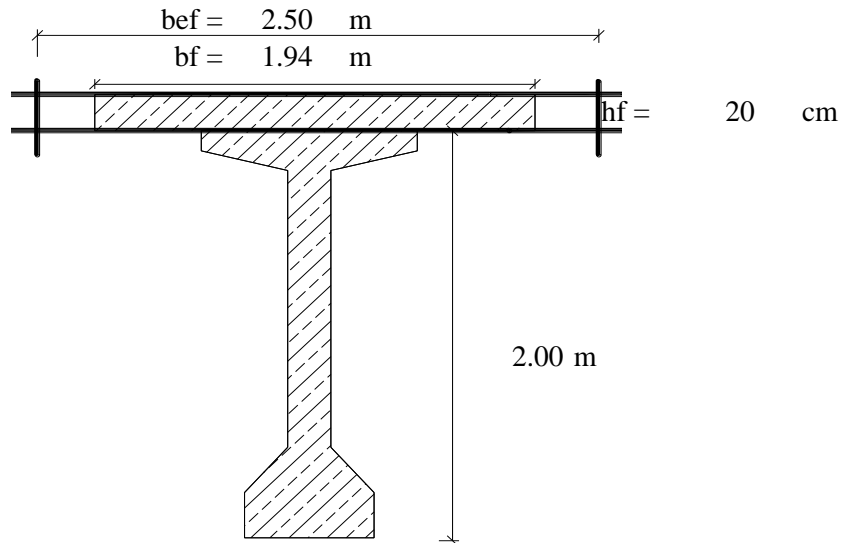
$E_c = 15100 * \sqrt{f_c}$

$E_{c \text{ VIGA}} = 282495 \text{ kg/cm}^2$

$n = \frac{E_{c \text{ LOSA}}}{E_{c \text{ VIGA}}} = 0.77$

$bf = n * b$

$bf = 1.94 \text{ m}$



3.4.6.6.- Propiedades Geométricas de la Sección:

t = 0 Viga en la Pista (seccion simple)

t = ∞ Viga en el Puente (Sección Homogenizada, compuesta)

$e_0 = 0.6851 \text{ m}$

$e_\infty = 1.3237 \text{ m}$

$C_{20} = 0.9651 \text{ m}$

$C_{2\infty} = 1.4237 \text{ m}$

$C_{10} = 1.0349 \text{ m}$

$C_{1\infty} = 0.7763 \text{ m}$

$A_0 = 0.9175 \text{ m}^2$

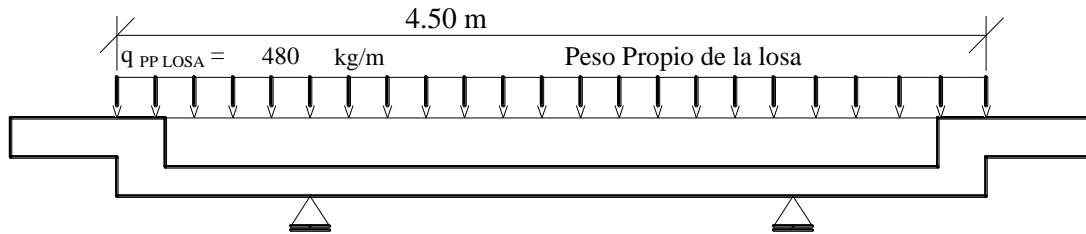
$A_\infty = 1.1925 \text{ m}^2$

$I_0 = 0.4325 \text{ m}^4$

$I_\infty = 0.7623 \text{ m}^4$

3.4.6.7.- Cargas:

3.4.6.7.1.- Losa:

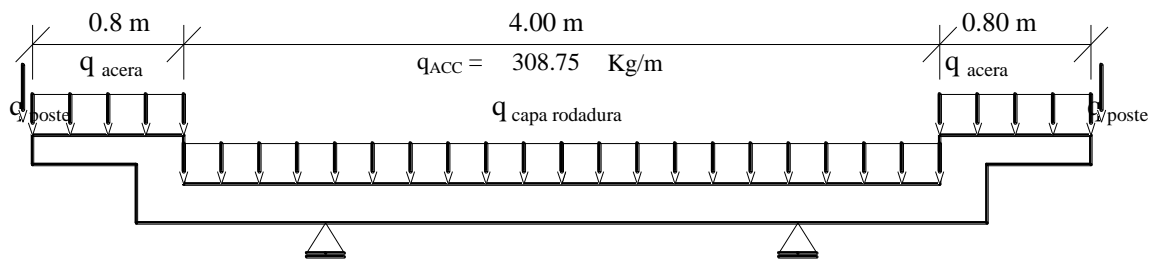


$$R_{EXT} = 1080 \text{ (kg/m)}$$

$$M_{EXT} = 166321 \text{ (kg*m)}$$

$$V_{EXT} = 17874 \text{ (kg)}$$

3.4.6.7.2.- Accesorios:



$$R_{EXT} = 694.688 \text{ (kg/m)}$$

$$M_{EXT} = 106983 \text{ (kg*m)}$$

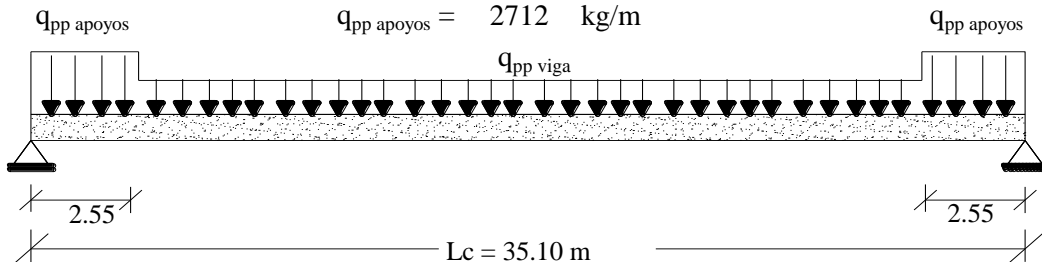
$$V_{EXT} = 11497 \text{ (kg)}$$

3.4.6.7.3.- Peso propio de la Viga:

$$\text{Seccion Apoyos} = 1.13 \text{ m}^2$$

$$q_{pp \text{ viga}} = 2202 \text{ kg/m}$$

$$q_{pp \text{ apoyos}} = 2712 \text{ kg/m}$$

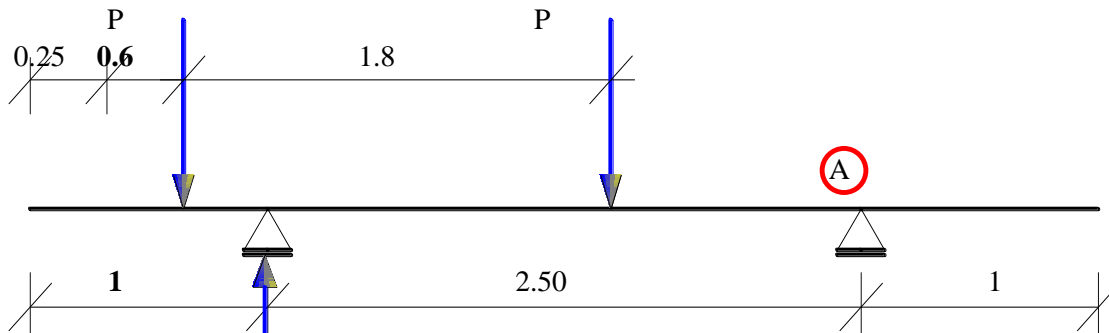


$$M_{EXT} = 340769 \text{ (kg*m)}$$

$$V_{EXT} = 39946 \text{ (kg)}$$

3.4.6.7.4.- Carga Viva:

Para la carga viva el análisis es transversal y longitudinal debido a que es de dos vigas



Donde:

$$R = K * P$$

$$\sum M_{(A)} = 0$$

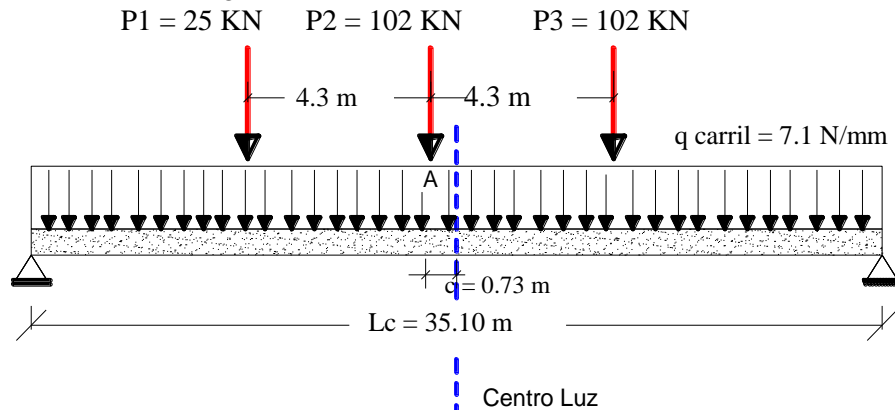
$$R * 2.50 = P * 0.85 + P * 2.65$$

$$K = R/P$$

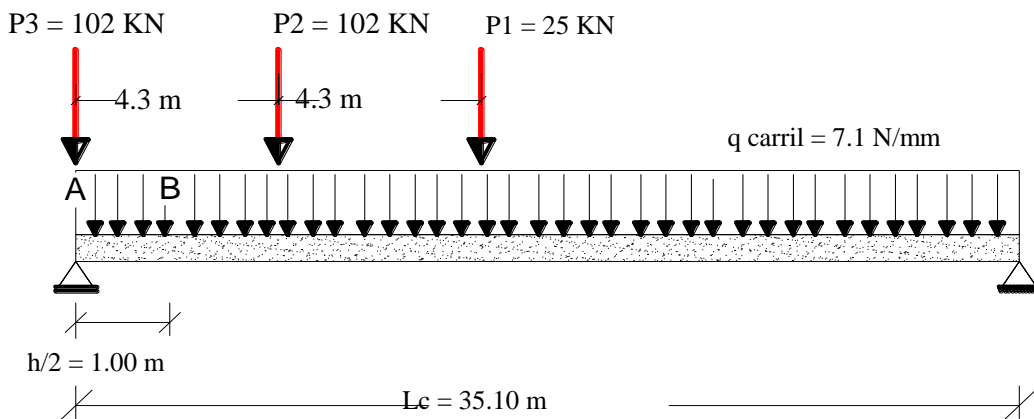
$$K = 1.4$$

CAMIÓN.-

Ubicación del camión para encontrar el máximo momento además de afectar K a la carga por RUEDA (P) del tren de cargas:

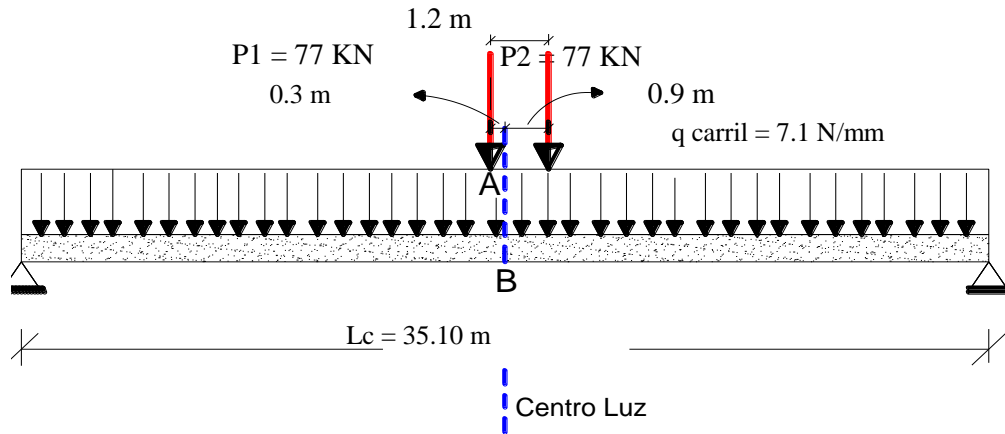


Ubicación del camión para encontrar el cortante:

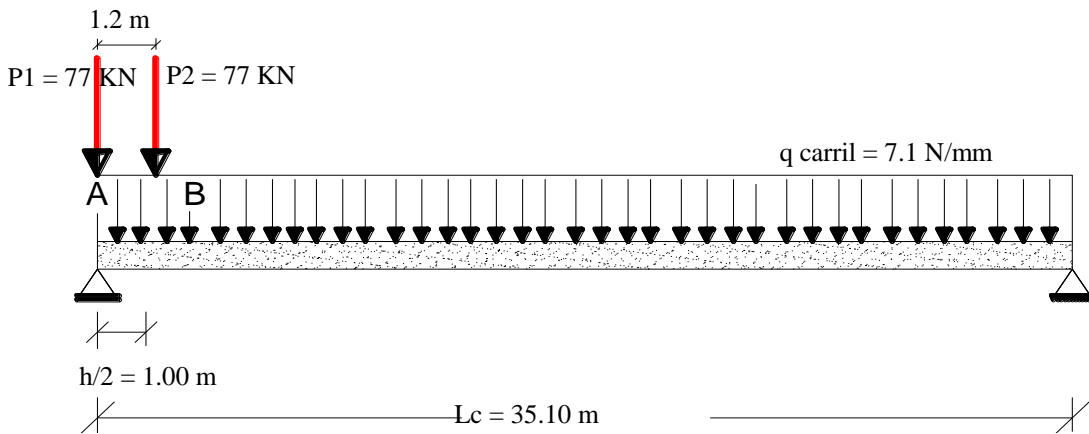


TÁNDEM.-

Ubicación del tándem para encontrar el momento tambien afectado por K a la carga por RUEDA (P):



Ubicación del tándem para encontrar el cortante:



$M_{q \text{ carril (B)}} = 111459 \text{ kg}^*\text{m}$	$V_{q \text{ carril (B)}} = 11978 \text{ kg}$
$M_{q \text{ camión (A)}} = 176233 \text{ kg}^*\text{m}$	$V_{q \text{ camión (A)}} = 10965 \text{ kg}$
$M_{q \text{ tándem (A)}} = 133083 \text{ kg}^*\text{m}$	$V_{q \text{ tándem (B)}} = 7581 \text{ kg}$

Incremento por Impacto.- 33%

$M_{q \text{ carril}} = 111459 \text{ kg}^*\text{m}$	$V_{q \text{ carril}} = 11978 \text{ kg}$
$M_{q \text{ camión}} = 234390 \text{ kg}^*\text{m}$	$V_{q \text{ camión}} = 14583 \text{ kg}$
$M_{q \text{ tándem}} = 177000 \text{ kg}^*\text{m}$	$V_{q \text{ tándem}} = 10082 \text{ kg}$

$M_{\text{máx}} = 345848 \text{ kg}^*\text{m}$	$V_{\text{máx}} = 26561 \text{ kg}$
--	-------------------------------------

RESÚMEN DE MOMENTOS Y CORTANTES TOTALES:

Peso de la Losa.-

$$M_{EXT} = 166321 \text{ (kg*m)}$$

$$V_{EXT} = 17874 \text{ (kg)}$$

Accesorios.-

$$M_{EXT} = 106983 \text{ (kg*m)}$$

$$V_{EXT} = 11497 \text{ (kg)}$$

Vigas.-

$$M_{EXT} = 340769 \text{ (kg*m)}$$

$$V_{EXT} = 39946 \text{ (kg)}$$

Carga Viva.-

$$M_{EXT} = 345848 \text{ (kg*m)}$$

$$V_{EXT} = 26561 \text{ (kg)}$$

3.4.6.8.- Requerimiento de Servicio:

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO I:

$$M_U = M_{DC} + M_{DW} + M_{LL} + M_{IM} + M_{PL} + 0,30 \times M_{WS} + M_{WL}$$

$$M_{U-EXT} = 959921 \text{ (kg*m)}$$

3.4.6.8.1.- Verificación del Módulo de sección:

DATOS

$$f_{pu} = 270 \text{ klb/plg}^2 \quad 18980 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\eta = 0.82$$

$$\gamma_{\text{horm}} = 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_C = 300000 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_o = 340769 \text{ kg*m} \quad \text{Peso propio de Vigas.}$$

$$M_d = 273304 \text{ kg*m} \quad \text{Peso del Tablero (Losa + Accesorios).}$$

$$M_L = 345848 \text{ kg*m} \quad \text{Carga Viva.}$$

$$M_t = M_o + M_d + M_L$$

$$M_t = 959921.3317 \text{ kg*m}$$

$$\boxed{f^c_{ci} = 0.7 * f^c} \quad f^c_{ci} = 245 \text{ Kg/cm}^2 \text{ Resistencia del concreto al momento de la transferencia}$$

$$T = 0$$

Esfuerzo permisible inmediatamente después de la transferencia.

fibra superior tensión

fibra inferior compresión

$$\boxed{f_{ti} = 0.8 \sqrt{f^c_{ci}}} \text{ kg/cm}^2$$

$$\boxed{f_{ci} = 0.6 * f^c_{ci}} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ti} = 12.52 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ci} = 147 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ti} = 125219.81 \text{ kg/m}^2$$

$$f_{ci} = -1470000 \text{ kg/m}^2$$

$$T = \infty$$

Esfuerzo permisible bajo carga de servicio, después de todas las pérdidas.

fibra superior compresión

fibra inferior tensión

$$\boxed{f_{cs} = 0.45 * f^c} \text{ kg/cm}^2$$

$$\boxed{f_{ts} = 1.16 * \sqrt{f^c}} \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cs} = 157.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ts} = 29.93 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{cs} = -1575000 \text{ kg/m}^2$$

$$f_{ts} = 299332.59 \text{ kg/m}^2$$

$$\boxed{R = \frac{P_e}{P_o}} \quad R = 0.82$$

$$\boxed{S_1 \geq \frac{(1-R) * M_o + M_d + M_i}{R * f_{ti} - f_{cs}}} \quad S_1 = 0.41 \text{ m}^3$$

$$\boxed{S_2 \geq \frac{(1-R) * M_o + M_d + M_i}{f_{ts} - R * f_{ci}}} \quad S_2 = 0.45 \text{ m}^3$$

$$S_{VIGA} \geq S_{1,2}$$

$$\text{Superior .-} \quad 0.98 \quad 0.41 \quad \text{Ok}$$

$$\text{Inferior .-} \quad 0.54 \quad 0.45 \quad \text{Ok}$$

3.4.6.8.2.- Cálculo de la Fuerza de Pretensado:

$$\text{Recubrimiento mínimo} = 10.00 \text{ cm}$$

Datos

$$e_o = 0.6851 \text{ m}$$

$$e_\infty = 1.3237 \text{ m}$$

$$C_{2o} = 0.9651 \text{ m}$$

$$C_{2\infty} = 1.4237 \text{ m}$$

$$C_{1o} = 1.0349 \text{ m}$$

$$C_{1\infty} = 0.7763 \text{ m}$$

$$A_o = 0.9175 \text{ m}^2$$

$$A_\infty = 1.1925 \text{ m}^2$$

$$I_o = 0.4325 \text{ m}^4$$

$$I_\infty = 0.7623 \text{ m}^4$$

$$T = 0$$

fibra superior tensión

$$P_o \leq \frac{f_{ii} + \frac{M_o * C_{10}}{I_o}}{\frac{e_o * C_{10}}{I_o} - \frac{1}{A_o}}$$

$$P_o \leq 1712257 \text{ kg}$$

fibra inferior compresión

$$P_o \leq \frac{-f_{ci} + \frac{M_o * C_{20}}{I_o}}{\frac{e_o * C_{20}}{I_o} + \frac{1}{A_o}}$$

$$P_o \leq 851757 \text{ kg}$$

$$T = \infty$$

fibra superior compresión

$$P_o \geq \frac{f_{cs} + \frac{M_t * C_{1\infty}}{I_\infty}}{\eta * \left(\frac{e_{\infty} * C_{1\infty}}{I_\infty} - \frac{1}{A_\infty} \right)}$$

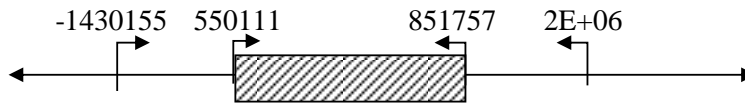
$$P_o \geq -1430155 \text{ kg}$$

fibra inferior tensión

$$P_o \geq \frac{-f_{ts} + \frac{M_t * C_{2\infty}}{I_\infty}}{\eta * \left(\frac{e_{\infty} * C_{2\infty}}{I_\infty} + \frac{1}{A_\infty} \right)}$$

$$P_o \geq 550111 \text{ kg}$$

CONJUNTO SOLUCIÓN



NÚMERO DE TORONES

$$\begin{aligned} f_{pu} &= G \quad 270 \text{ klf/plg}^2 && 18980 \text{ Kg/cm}^2 \\ A_{\text{toron}} &= 1.4 \text{ cm}^2 && \text{para } \varnothing 0,6'' \text{ (del fabricante)} \end{aligned}$$

$$\text{Fuerza por toron} = A_{\text{toron}} * 0,74 * f_{pu}$$

$$\text{Fuerza por toron} = 19663 \text{ kg}$$

$$\frac{550111}{19663} \leq N^\circ \leq \frac{851757}{19663}$$

$$28 \leq N^\circ \leq 44$$

Coloco 3 vainas de 12 torones c/u

$$N^\circ \text{ TORONES} = 36$$

$$A_{\text{total}} = 50.4 \text{ cm}^2$$

Po FINAL

$$P_o = N^{\circ}_{TORONES} * 0.74 * f_{pu} * A_{TORON}$$

$$P_o = 707878 \text{ Kg}$$

$$550111 \leq P_o \leq 851757$$

Esfuerzo final en le cable

P_o 707.9 ton 0.7400 de fpu **14046** kg/cm²
P_o 707900 kg

fibra superior tensión

fibra inferior compresión

$$f_{o1} = -\frac{M_o * C_{10}}{I_o} + \frac{P_o * e_o * C_{10}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o}$$

$$f_{o2} = -\frac{M_o * C_{20}}{I_o} - \frac{P_o * e_o * C_{20}}{I_o} - \frac{P_o}{A_o}$$

$$f_{o1} = -426516 \text{ kg}$$

$$f_{o2} = -1E+06 \text{ kg}$$

T= ∞

fibra superior compresión

fibra inferior tensión

$$f_{\infty 1} = -\frac{M_t * C_{1\infty}}{I_{\infty}} + \frac{\eta * P_o * e_{\infty} * C_{1\infty}}{I_{\infty}} - \frac{\eta * P_o}{A_{\infty}}$$

$$f_{\infty 2} = -\frac{M_t * C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{\eta * P_o * e_{\infty} * C_{2\infty}}{I_{\infty}} - \frac{\eta * P_o}{A_{\infty}}$$

$$f_{\infty 1} = -681843 \text{ kg}$$

$$f_{\infty 2} = -129034 \text{ kg}$$

COMPROBACIÓN

$$f_{o1} \leq f_{ti}$$

$$f_{o2} \geq f_{ci}$$

≤ 125220 ok

-1E+06 ≥ -1E+06 ok

$$f_{\infty 1} \geq f_{cs}$$

$$f_{\infty 2} \leq f_{ts}$$

≥ -2E+06 ok

-129034 ≤ 299333 ok

3.4.6.8.3.- Cálculo de Excentricidades:

$$\underline{\underline{T=0}}$$

Cuando $x = Lc/2$ Entonces
fibra superior tension

$$ex \leq \frac{f_{ti} * I_o}{P_o * C_{10}} + \frac{I_o}{C_{10} * A_o} + \frac{Mox}{P_o}$$

$$ex \leq 1.0108 \text{ m}$$

$Mox = 340769 \text{ kg*m}$
fibra inferior compression

$$ex \leq -\frac{f_{ci} * I_o}{P_o * C_{20}} - \frac{I_o}{C_{20} * A_o} + \frac{Mox}{P_o}$$

$$ex \leq 0.9236 \text{ m}$$

Cuando $x = 0$ y L Entonces
fibra superior tensión

$$ex \leq \frac{f_{ti} * I_o}{P_o * C_{10}} + \frac{I_o}{C_{10} * A_o} + \frac{Mox}{P_o}$$

$$ex \leq 0.5294 \text{ m}$$

$Mox = 0 \text{ kg*m}$
fibra inferior compresión

$$ex \leq -\frac{f_{ci} * I_o}{P_o * C_{20}} - \frac{I_o}{C_{20} * A_o} + \frac{Mox}{P_o}$$

$$ex \leq 0.4422 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{T=\infty}}$$

Cuando $x = Lc/2$ Entonces
fibra superior compresión

$$ex \geq \frac{f_{cs} * I_\infty}{\eta * P_o * C_{1\infty}} + \frac{I_\infty}{C_{1\infty} * A_\infty} + \frac{Mtx}{\eta * P_o}$$

$$ex \geq -0.1872 \text{ m}$$

$Mtx = 959921 \text{ kg*m}$
fibra inferior tensión

$$ex \geq -\frac{f_{ts} * I_\infty}{\eta * P_o * C_{2\infty}} + \frac{I_\infty}{C_{2\infty} * A_\infty} + \frac{Mtx}{\eta * P_o}$$

$$ex \geq 0.9286 \text{ m}$$

Cuando $x = 0$ y L Entonces
fibra superior compresión

$$ex \geq \frac{f_{cs} * I_\infty}{\eta * P_o * C_{1\infty}} + \frac{I_\infty}{C_{1\infty} * A_\infty} + \frac{Mtx}{\eta * P_o}$$

$$ex \geq -1.8409 \text{ m}$$

$Mtx = 0 \text{ kg*m}$
fibra inferior tensión

$$ex \geq -\frac{f_{ts} * I_\infty}{\eta * P_o * C_{2\infty}} + \frac{I_\infty}{C_{2\infty} * A_\infty} + \frac{Mtx}{\eta * P_o}$$

$$ex \geq -0.7251 \text{ m}$$

RESUMEN

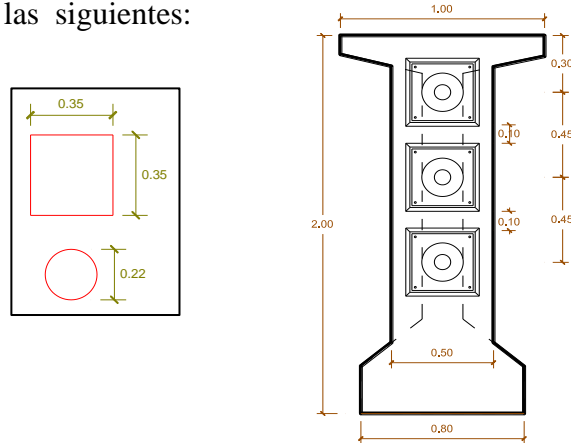
$\geq ex1$		$\geq ex2$		$\leq ex3$		$\leq ex4$	
x	y	x	y	x	y	x	y
0	-0.5294	0	-0.4422	0	2.2995	0	1.1837
18	-1.0108	18	-0.9236	18	0.6458	18	-0.4699
36	-0.5294	36	-0.4422	36	2.2995	36	1.1837

3.4.6.8.4.- Definición de la trayectoria de los cables:

Para definir la trayectoria de los cables, primero debemos posicionar los bloques de anclaje:

Ubicación de Bloques de Anclaje:

Suponiendo que se usará el anclaje tipo 12 MTC (0,6"), de PROTENDE las dimensiones son las siguientes:

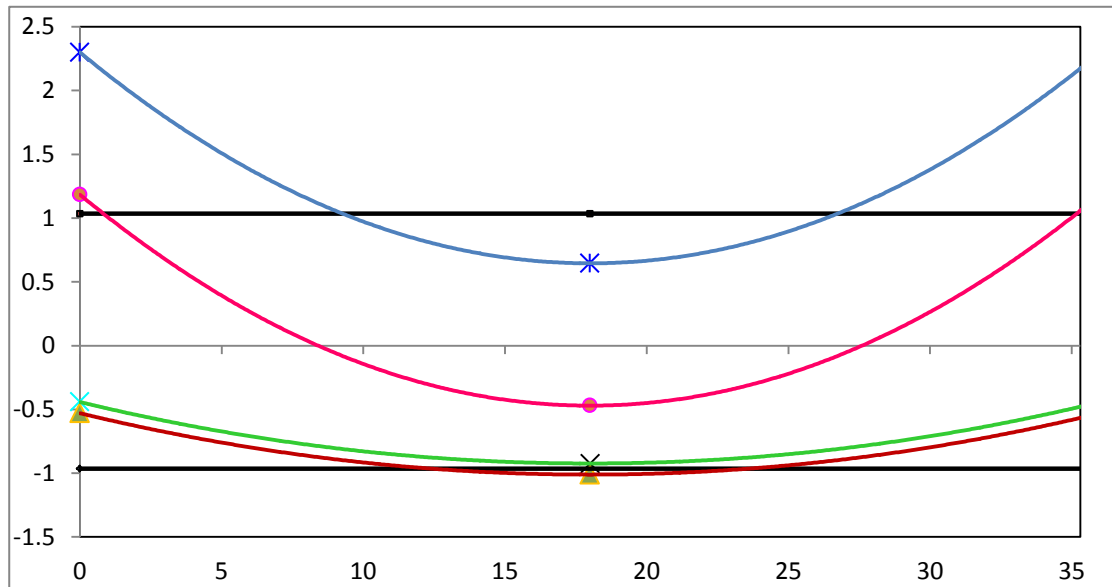


Ecuaciones de las Trayectorias.-

Para realizar el cálculo de la ecuación es importante hacer notar que nuestro eje de coordenadas tiene como origen el centroide de la sección al lado izquierdo de la viga.

Con los datos de las excentricidades graficamos las curvas donde nuestro conjunto solución esta entre las curvas centrales.

Y la viga esta representada con las líneas rectas negras.



Coordenadas de las Vainas

Distancia	Vaina A	vaina B	vaina C	cable
0	0.75	0.3	-0.15	0.3
18	-0.540	-0.720	-0.9	-0.720
36	0.75	0.3	-0.15	0.3

Ec. Vaina A

$$\begin{cases} 0.75 \\ -0.54 \\ 0.75 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + & C \\ 324 & A + & 18 & B + & C \\ 1296 & A + & 36 & B + & C \end{cases}$$

Solucion

$$A = 0.004$$

$$B = -0.1433$$

$$C = 0.75$$

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$0.004 x^2 + -0.1433 x + 0.75$$

Ec. Vaina B Y CABLE

$$\begin{cases} 0.3 \\ -0.72 \\ 0.3 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + & C \\ 324 & A + & 18 & B + & C \\ 1296 & A + & 36 & B + & C \end{cases}$$

Solucion

$$A = 0.0031$$

$$B = -0.1133$$

$$C = 0.3$$

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$0.0031 x^2 + -0.11 x + 0.3$$

Ec. Vaina C

$$\begin{cases} -0.15 \\ -0.9 \\ -0.15 \end{cases} = \begin{cases} 0 & A + & 0 & B + & C \\ 324 & A + & 18 & B + & C \\ 1296 & A + & 36 & B + & C \end{cases}$$

Solucion

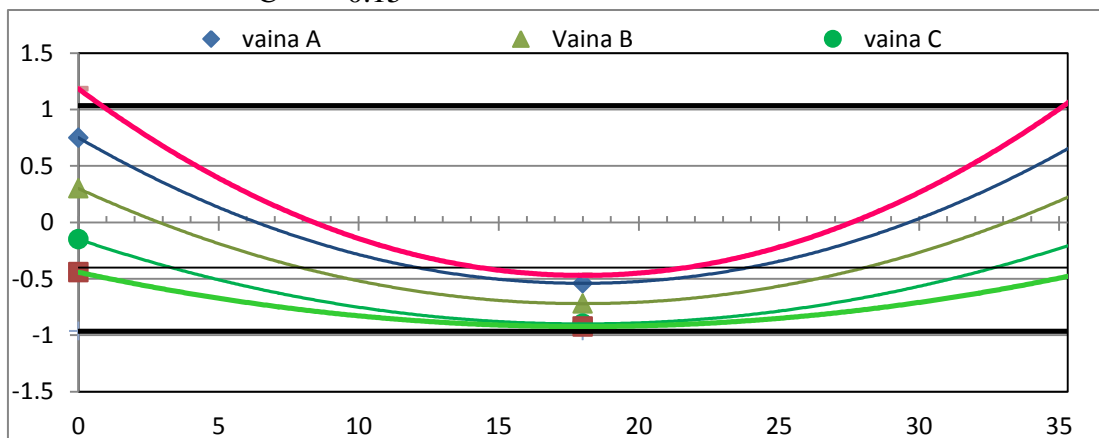
$$A = 0.0023$$

$$B = -0.0833$$

$$C = -0.15$$

$$y = Ax^2 + Bx + c$$

$$0.0023 x^2 - 0.0833 x - 0.15$$



COORDENADAS DE LOS CABLES

PARA VAINA A		PARA VAINA B Y CABLE		PARA VAINA C	
X	Y	X	Y	X	Y
0	0.75	0	0.30	0	-0.15
1	0.61	1	0.19	1	-0.23
2	0.48	2	0.09	2	-0.31
3	0.36	3	-0.01	3	-0.38
4	0.24	4	-0.10	4	-0.45
5	0.13	5	-0.19	5	-0.51
6	0.03	6	-0.27	6	-0.57
7	-0.06	7	-0.34	7	-0.62
8	-0.14	8	-0.41	8	-0.67
9	-0.22	9	-0.47	9	-0.71
10	-0.29	10	-0.52	10	-0.75
11	-0.34	11	-0.57	11	-0.79
12	-0.40	12	-0.61	12	-0.82
13	-0.44	13	-0.64	13	-0.84
14	-0.48	14	-0.67	14	-0.86
15	-0.50	15	-0.69	15	-0.88
16	-0.52	16	-0.71	16	-0.89
17	-0.54	17	-0.72	17	-0.90
18	-0.54	18	-0.72	18	-0.90
19	-0.54	19	-0.72	19	-0.90
20	-0.52	20	-0.71	20	-0.89
21	-0.50	21	-0.69	21	-0.88
22	-0.48	22	-0.67	22	-0.86
23	-0.44	23	-0.64	23	-0.84
24	-0.40	24	-0.61	24	-0.82
25	-0.34	25	-0.57	25	-0.79
26	-0.29	26	-0.52	26	-0.75
27	-0.22	27	-0.47	27	-0.71
28	-0.14	28	-0.41	28	-0.67
29	-0.06	29	-0.34	29	-0.62
30	0.03	30	-0.27	30	-0.57
31	0.13	31	-0.19	31	-0.51
32	0.24	32	-0.10	32	-0.45
33	0.36	33	-0.01	33	-0.38
34	0.48	34	0.09	34	-0.31
35	0.61	35	0.19	35	-0.23
36	0.75	36	0.30	36	-0.15

3.4.6.8.5.- ESTIMACIÓN DE LAS PÉRDIDAS DE PRETENSADO

Datos de diseño :

$$\begin{aligned}
 C1 = Y_s &= 1.035 \text{ m} \\
 C2 = Y_i &= 0.965 \text{ m} \\
 A_c &= 0.918 \text{ m}^2 \\
 A_p &= 50.400 \text{ cm}^2 \\
 I &= 0.433 \text{ m}^4 \\
 k &= 6.6E-07 \text{ 1/m} \\
 \mu &= 0.2
 \end{aligned}$$

$$P_0 = 707900.00 \text{ Kg}$$

Ppj =	707878.08	Kg	TENDON A y B
App =	50.40	cm ²	
σ_{tp} =	14045.20	Kg/cm ²	

Coefficiente de fricción por desviación de la vaina
 Coeficiente de Fricción por desviación intensionada.

Pérdida por Fricción. Segun ACI

Cálculo del ángulo entre tangentes (α):

Vaina A

$$\begin{aligned}
 y &= 0.004 x^2 + -0.143 x + 0.750 \\
 y' &= 0.007963 x + -0.143
 \end{aligned}$$

Vaina B Y CABLE

$$\begin{aligned}
 y &= 0.003 x^2 + -0.113 x + 0.300 \\
 y' &= 0.006296 x + -0.113
 \end{aligned}$$

Vaina C

$$\begin{aligned}
 y &= 0.002 x^2 + -0.083 x + -0.150 \\
 y' &= 0.00463 x + -0.083
 \end{aligned}$$

HALLAMOS LOS ÁNGULOS

α = esta variable esta dada en radianes con respecto a la horizontal

X	Vaina A	Vaina B	Vaina C	verificar si $k*x + \mu*\alpha \leq 0.3$			
9	0.0712	0.0416	0.0564	X	Vaina A	Vaina B	Vaina C
18	0.1424	0.0831	0.1129	9	0.0142	0.0083	0.0113
27	0.2135	0.1247	0.1693	18	0.0285	0.0166	0.0226
36	0.2847	0.1663	0.2257	27	0.0427	0.0250	0.0339
				36	0.0570	0.0333	0.0452

18.6.2.1 — P_{px} . la fuerza en los tendones de postensado a una distancia $\ell_{\mu x}$ del extremo donde se aplica la fuerza del gato, debe calcularse por medio de:

$$P_{\mu x} = P_{pj} e^{-(K\ell_{px} + \mu_p \alpha_{px})} \quad (18-1)$$

Cuando $(K\ell_{px} + \mu_p \alpha_{px})$ no es mayor que 0.3, P_{px} puede calcularse por medio de:

$$P_{px} = P_{pj} (1 + K\ell_{px} + \mu_p \alpha_{px})^{-1} \quad (18-2)$$

Entonces viendo que la mayoría cumple, utilizaremos la siguiente ecuación de la norma ACI-318

$$P_{px} = P_{pj} e^{-(K\ell_{px} + \mu_p \alpha_{px})} \quad (18-1)$$

Hallamos los Ppx para cada tramo en los diferentes cables:

X	Vaina A	Vaina B	Vaina C
9	697867.7	702012.9	699930.3
18	687998.9	696196.4	692071.8
27	678269.7	690428	684301.5
36	668678	684707.4	676618.4

Determinamos los esfuerzos finales después de la pérdida por fricción en cada tramo en los diferentes cables:

X	Esfuerzos despues de friccion			Perdidas por Fricción en %		
9	13846.58	13928.83	13887.51	1.41%	0.83%	1.12%
18	13650.77	13813.42	13731.58	2.81%	1.65%	2.23%
27	13457.73	13698.97	13577.41	4.18%	2.47%	3.33%
36	13267.42	13585.46	13424.97	5.54%	3.27%	4.42%

estos esfuerzos estan en unidades de (Kg/cm²)

Pérdida por Fricción. Segun AASHTO

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \left(1 - e^{-(kx + \mu\alpha)} \right)$$

X	Vaina A	Vaina B	Vaina C
9	198.6183	116.3722	157.6941
18	394.4279	231.7801	313.6177
27	587.4685	346.2319	467.7906
36	777.7792	459.7353	620.2325

Determinamos el % de los esfuerzos finales después de la pérdida por fricción en cada tramos en los diferentes cables:

X	Perdidas por Fricción en %		
9	1.41%	0.83%	1.12%
18	2.81%	1.65%	2.23%
27	4.18%	2.47%	3.33%
36	5.54%	3.27%	4.42%

Perdida por deslizamiento de cuñas

$$\Delta f_s = \frac{\Delta l}{L_c} * E_s$$

Donde:

Δl = hundimiento de los anclajes

Δl = 0.6 cm Valor de deslizamiento recomendado para anclajes Tipo P1

l' = 1800 cm Longitud de un extremo al eje de simetria de la viga

l = 3600 cm Longitud de la Viga

E_s = 1950000 kg/cm² Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo

Por lo tanto reemplazando
 $\Delta fs = 325 \text{ kg/cm}^2 : 2.31\%$

Calculo de la longitud que afecta el desplazamiento de Cuñas

$$\tan \alpha = \frac{P_o - P_x}{L/2} = \frac{\Delta dest}{x}$$

$$x = \frac{\Delta l * E_s}{4 * (P_o - P_x)}$$

Entonces obtenemos: $x = 25.03914 \text{ cm.}$

Verificación por el método de Alfonso Subieta O.

Se analizará el efecto que produce el deslizamiento cuando se tesa de un solo lado:

Primer Caso Cuando:

$$x = \sqrt{\frac{\Delta x * E_s * l'}{tf}}$$

Donde: x = Distancia desde el anclaje hasta donde llega el efecto del hundimiento
 tf = Pérdidas de esfuerzo por fricción kg/cm^2
 $tf = 231.78 \text{ kg/cm}^2$

Entonces: Como se puede observar
 $X = 3014.332 \text{ cm}$ Se deduce que las pérdidas por penetración de cuñas
 si afecta la pérdida por fricción en el centro luz

Por lo tanto como se encuentra dentro el segundo caso se tiene que

$$th = \frac{2\Delta x * E_s}{x} - 2 * tf$$

th = Pérdida de esfuerzo en el cable tesado por hundimiento del anclaje

Obteniéndose:

$$th = 312.7311 \text{ kg/cm}^2$$

La pérdida por deslizamiento de cuñas será: Pérdida = **2.23%**

Pérdida por Acortamiento Elástico

Segun Norma ACI

$$P_i = \lambda * P_o$$

$\lambda = 0.9$ P_i = tensión en el acero de pretensado inmediatamente antes de la transferencia como se especifica en el Libro de Estructuras de Concreto Presforzado de Arthur Nilson que es adecuado estimar más o menos el 10 % menor que el P_o

$$r^2 = \frac{I_c}{A_c} = 0.47 \quad L_c = 36 \text{ m} \quad e = 0.87 \text{ m}$$

$$P_i = 637110.00 \text{ Kg.}$$

$$M_o = 340768.89 \text{ Kg*m}$$

$$f_{cs} = -\frac{P}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2}\right) + \frac{M_o * e}{I_c}$$

$$f_{cs} = -1115183.32 \text{ kg/m}^2 \quad -111.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_p = 1950000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 284365.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = 3 \quad \text{número de tendones}$$

$$n_p = \frac{E_p}{E_c} = 6.86$$

$$n = \frac{N - 1}{2 N} * n_p = 2.29$$

$$\Delta f_{el} = n * f_{cs} = 254.9071 \text{ kg/cm}^2 = 1.81\%$$

Pérdida por Acortamiento Elástico del Concreto Según la norma AASHTO LFRD-2004

En los elementos postesados, a excepción de los sistemas de losa, la pérdida por acortamiento elástico se puede tomar como:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$$

Donde:

N = Número de tendones de pretensado idénticos

f_{cgp} = Sumatoria de las tensiones del hormigón en el centro de gravedad de los tendones de pretensado debidas a la fuerza de pretensado después del tesado y al peso propio del elemento en las secciones de máximo momento (MPa)

TABLA N° 30 Limites de tension para cables

Condición	Tipo de tendón		
	Cables aliviados de tensiones y barras lisas de alta resistencia	Cables de baja relajación	Barras de alta resistencia conformadas
Postesado			
Antes del acortamiento, se puede permitir f_i a corto plazo	0,90 f_{py}	0,90 f_{py}	0,90 f_{py}
En anclajes y acoplamientos inmediatamente después del acortamiento de los anclajes ($f_{pu} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$)	0,70 f_{pu}	0,70 f_{pu}	0,70 f_{pu}
En el extremo de la zona de pérdida por asentamiento inmediatamente después del acortamiento del anclaje ($f_{pu} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pA}$)	0,70 f_{pu}	0,74 f_{pu}	0,70 f_{pu}
Un estado limite de servicio después de las pérdidas (f_{pu})	0,80 f_{py}	0,80 f_{pu}	0,80 f_{py}

Fuente: Norma AASHTO

Segun las recomendaciones que se tiene decimos que un hormigon es tesado cuando alcanza entre el 70 - 80 % de su esfuerzo característicos F'ck

Asumimos que nuestro H⁰ tiene el 70 % de su F'ck, que se obtiene a los 7 dias de su hormigonado

$\lambda = 0.9 P_o =$ tensión en el acero de pretensado

inmediatamente antes de la transfer. como se esp. en la

Norma AASHTO LFRD-2004 en la Tabla 5.9.3-1

$$P_i = \lambda * P_o$$

$$P_i = 637110 \text{ Kg.}$$

$$M_o = 340768.89 \text{ Kg*m}$$

$$r^2 = \frac{I_c}{A_c} = 0.471404 \text{ m}^2$$

$$L_c = 36.0 \text{ m}$$

$$e = 0.9 \text{ m}$$

$$f_{cgp} = 102.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_p = 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 237917.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = 3 \text{ numero de tendones}$$

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i * e^2}{I} - \frac{M_o * e}{I} = 1024238.36 \text{ kg/m}^2$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} = 287.00 \text{ kg/cm}^2 = 2.04\%$$

Pérdida por Fluencia Lenta del Hormigón

Según la ACI

$$f_{c\text{ds}} = M_{c\text{ds}} \cdot e / I_g$$

$$K_{cr} = 1.6 \quad \text{para elementos postensados}$$

$$q_d = 240 \quad \text{kg/m.} \quad E_s = 1950000 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$M_{c\text{ds}} = 38880 \quad \text{kg}\cdot\text{m.} \quad E_c = 284366 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$f_{c\text{ds}} = 77764.55 \quad \text{kg/m}^2 \quad M_{c\text{ds}} = \text{Momento debido a cargas permanentes}$$

$$f_{c\text{ds}} = 7.776 \quad \text{kg/cm}^2 \quad e = 0.8651 \quad \text{m.} \quad \text{exentricidad}$$

$$E_s/E_c = 6.857 \quad I_g = 0.4325 \quad \text{m}^4. \quad \text{Inercia}$$

$$f_{c\text{ir}} = 102.424 \quad \text{kg/cm}^2 \quad f_{c\text{ds}} = \text{Tension debido a cargas permanentes}$$

$$f_{c\text{ir}} = \text{Tension debido a cargas iniciales}$$

$$CR = K_{cr} * \frac{E_s}{E_c} * (f_{c\text{ir}} - f_{c\text{ds}})$$

$$CR = 1038.4500 \quad \text{kg/cm}^2 \quad : \quad 7.39\%$$

Según la AASHTO

$$\Delta f_{pCR} = 12.0 f_{cgp} - 7.0 \Delta f_{cdp} \geq 0$$

f_{cgp} = Tensión del hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado en el momento de la transferencia

Δf_{cdp} = Variación de la tensión en el hormigón en el centro de gravedad del acero de pretensado debida a las cargas permanentes, a excepción de la carga que actúa en el momento que se aplica la fuerza de pretensado. Los valores de **Δf_{cdp}** se deberían calcular en la misma sección o secciones para las cuáles se calcula **f_{cgp}**

$$f_{cgp} = 102.42 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{cdp} = 7.78 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pCR} = 1174.651 \quad \text{kg/cm}^2 \quad : \quad 8.36\%$$

Perdida por Contracción del Hormigón

Según la ACI

$$SH = 8,2 \times 10^{-6} K_{sh} E_s \left(1 - 0,06 \frac{V}{S}\right) (100 - RH)$$

$$A_g = 0.918 \quad \text{Perimetro } 6.53 \text{ m}$$

$$RH = 75 \quad \text{En Tarija}$$

RH = Humedad relativa ambiente media alrededor del elemento de hormigón

V/S = Relación volumen-superficie; generalmente se toma como el área bruta de la sección transversal del elemento de hormigón dividida por su perímetro.

$$V/S = A_g / \text{Perímetro} = 0.1405$$

$$E_s = 1950000 \quad \text{kg/cm}^2$$

$$K_{sh} = 0.77$$

$$SH = 305.213 \quad \text{kg/cm}^2 \quad : \quad 2.17\%$$

TABLA N° 31 Valores de Ksh

Tiempo, días*	1	3	5	7	10	20	30	60
K _{sh}	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

*Tiempo entre el final del curado húmedo y la aplicación del pretensado.

Fuente: Norma AASHTO

Según la AASHTO

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0,85H) \text{ (MPa)}$$

H = humedad relativa ambiente anual media (porcentaje)

$$H = 75 \quad \text{En Tarija}$$

$$\Delta f_{pSR} = 29.25 \text{ Mpa} \quad : \quad 298.267 \text{ kg/cm}^2 = 2.12\%$$

Pérdida por Relajación de los cables
Según la ACI

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)]C$$

donde los valores de Kre , J y C se toman de las Tablas 32 y 33

TABLA N° 32 Valores de Kre y J

Tipo de cable	K _{re} (psi)	J
Cordón o alambre aliviado de tensiones Grado 270	20.000	0,16
Cordón o alambre aliviado de tensiones Grado 250	18.500	0,14
Alambre aliviado de tensiones Grado 240 ó 235	17.800	0,13
Cordón de baja relajación Grado 270	5000	0,040
Alambre de baja relajación Grado 250	4830	0,037
Alambre de baja relajación Grado 240 ó 235	4400	0,035
Barra aliviada de tensiones Grado 145 ó 160	6000	0,05

TABLA N° 33 Valeres de C

f _p /f _{pu}	Cordón o alambre aliviado de tensiones	Barra aliviada de tensiones, o cordón o cable de baja relajación
0,78		1,05
0,75	1,45	1,00
0,74	1,36	0,95
0,73	1,27	0,90
0,72	1,18	0,85
0,71	1,09	0,80
0,70	1,00	0,75

Fuente : Norma AASHTO

$$SH = 305.213 \text{ kg/cm}^2$$

$$CR = 1038.450 \text{ kg/cm}^2$$

$$ES = 254.907 \text{ kg/cm}^2$$

$$K_{re} = 351.535 \text{ kg/cm}^2$$

$$J = 0.040$$

$$C = 0.950$$

$$RE = 273.212 \text{ kg/cm}^2 \quad : \quad 1.95\%$$

Según la AASHTO

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24,0t)}{40,0} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pj}$$

t = tiempo estimado entre el tesado y la transferencia (días)

f_{pj} = tensión inicial en el tendón al final del tesado

f_{py} = tensión de fluencia especificada del acero de pretensado

$$f_{pj} = 13245.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{py} = 17082.00 \text{ kg/cm}^2$$

t =	7	28	365	730	1095	1460	1825
$\Delta f_{pR1} = \text{kg/cm}^2$	166.11	211.06	294.30	316.77	329.91	339.24	346.48
$\Delta f_{pR1} =$	1.18%	1.50%	2.10%	2.26%	2.35%	2.42%	2.47%

Resumen de las pérdidas por las 2 normas

	ACI	AASHTO
Fricción	3.27%	3.27%
Acuñamiento	2.31%	2.31%
Acortamiento Elástico	1.81%	2.04%
Fluencia Lenta	7.39%	8.36%
Contracción del Hormigón	2.17%	2.12%
Relajacion de los Cables	1.95%	2.47%
	18.91%	20.58%

Asumimos la Norma AASHTO como la más recomendada para puentes por ello decimos que cumple el 20 % asumido al principio

3.4.6.9.- Requerimiento de Resistencia:

3.4.6.9.1.- Cálculo de Solicitaciones Mayoradas:

Peso de la Losa.-

$$M_{EXT} = 166321 \quad (\text{kg}\cdot\text{m})$$

$$V_{EXT} = 17874 \quad (\text{kg})$$

Accesorios.-

$$M_{EXT} = 106983 \quad (\text{kg}\cdot\text{m})$$

$$V_{EXT} = 11497 \quad (\text{kg})$$

Vigas.-

$$M_{EXT} = 340769 \quad (\text{kg}\cdot\text{m})$$

$$V_{EXT} = 39946 \quad (\text{kg})$$

Carga Viva.-

$$M_{EXT} = 345848 \quad (\text{kg}\cdot\text{m})$$

$$V_{EXT} = 26561 \quad (\text{kg})$$

MOMENTOS Y CORTANTES ÚLTIMOS:

RESISTENCIA I:

$$M_U = 1,25 \times M_{DC} + 1,5 \times M_{DW} + 1,75 \times (M_{LL} + M_{IM} + M_{PL})$$

$$V_U = 1,25 \times V_{DC} + 1,5 \times V_{DW} + 1,75 \times (V_{LL} + V_{IM} + V_{PL})$$

Momentos y Cortantes de Diseño:

$$M_U = 1399572 \quad (\text{kg}\cdot\text{m})$$

$$V_U = 136002 \quad (\text{kg})$$

3.4.6.9.2.- Diseño por Cortante:

Los esfuerzos de tensión diagonal en una viga de hormigón preesforzado sometida a cargas de servicio, son considerablemente menores que en una viga de hormigón armado de las mismas características. Esto se debe esencialmente a dos factores:

- 1.- La combinación de esfuerzos longitudinales de compresión y de esfuerzos cortantes.
- 2.- La pendiente de los tendones; esta pendiente es tal que produce un cortante V_p por las fuerzas de preesfuerzo, en dirección opuesta o la del cortante generado por la carga

$$V_p = P_e \cdot \text{Sen}(\theta)$$

Donde:

- P_e = Fuerza de pretensado efectiva en la sección considerada.
- θ = Pendiente del tendón en la sección considerada.

Para cargas mayoradas y resistencia minoradas se garantiza la seguridad si:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u \quad \text{ó} \quad \phi \cdot (V_c + V_s) \geq V_u \quad V_n = V_c + V_s$$

Donde:

- V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.
- V_n = Resistencia nominal al cortante calculada mediante,
- V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto antes de la aparición de fisuras.
- V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de cortante.

$$V_u = 136002 \text{ kg}$$

3.4.6.9.2.1.- Fuerza Cortante que resiste el Concreto:

En elementos preesforzados se presentan dos tipos de agrietamientos inclinados:

- 1.- Agrietamiento por cortante por Flexión.- (V_{ci})

$$V_{ci} = 0,16\sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d_p + V_d + \frac{v_i \cdot M_{cre}}{M_{max}} \geq 0,45 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot d$$

DONDE

- V_d = Fuerza cortante en la sección debido a la carga muerta no mayorada (Cortante total producido por el peso propio de la viga, sin coeficiente de carga, (kg).
- V_i = Fuerza cortante mayorada en la sección, debido a cargas aplicadas externamente (fuerza cortante mayorada debida a las cargas muertas y vivas superpuestas) que se presentan simultáneamente con $M_{m\acute{a}x}$, (kg).
- $M_{m\acute{a}x}$ = externamente (máximo momento mayorado debido a las cargas muertas y vivas superpuestas), (kg*cm).
- M_{cre} = Momento que produce fisuración por flexión en la sección debido a las cargas aplicadas externamente, (kg*cm).
- I = Momento de inercia de la sección con respecto al eje que pasa por el centroide (cm⁴).

y_t = Distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción, sin considerar el refuerzo, (cm).

f_{pe} = preesforzado (Después de que han ocurrido todas las pérdidas del preesforzado) en la fibra extrema de una sección en la cuál los esfuerzos de tracción han sido producido por la cargas aplicadas externamente, (en vigas simplemente apoyadas la fibra extrema es la inferior), (kg*cm²).

f_d = Esfuerzo debido a la carga muerta (peso propio) no mayorada en la fibra extrema de un sección en la cuál el esfuerzo de tracción es producido por cargas externas (en vigas simplemente apoyadas la fibra extrema es la inferior), (kg*cm²).

d_p = Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero preesforzado,

d = Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción (cm).

$$\begin{array}{l} f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2 \\ bw = 30 \text{ cm} \\ V_d = 39946 \text{ kg} \end{array} \quad dp = \begin{cases} 218 \text{ cm} \\ 160 \text{ cm} \end{cases} \quad dp = 218 \text{ cm}$$

$V_i =$

$$V_i = V_u - 1,25 * V_{CD} \quad V_i = 86070 \text{ kg}$$

$M_{cre} =$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{Y_t} \right) * (1,6 * \sqrt{f'_c} + f_{pe} - f_d)$$

$$\begin{array}{l} Y_t = 142.37 \text{ cm} \quad \text{"C2" en tiempo infinito} \\ I = 76230056 \text{ cm}^4 \quad \text{inercia de la seccion infinito} \end{array}$$

$$f_{pe} = \left| \frac{P_{e1} * e * C2}{I} - \frac{P_{e1}}{A} \right| \quad 192.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{array}{l} P_o = 707900 \text{ kg} \\ A = 11925 \text{ cm}^2 \\ P_e = 580478 \text{ kg} \\ e = 132.37 \text{ cm} \end{array}$$

$$f_d = \left| \frac{M_{o(h/2)} * C2}{I} \right| \quad 63.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{o(h/2)} = 34076889 \text{ kg*cm}$$

$$M_{cre} = 73832802.69 \text{ kg*cm}$$

$M_{max} =$

$$M_{max} = M_u - 1,25 * M_{CD} \quad M_{max} = 97361041 \text{ kg*cm}$$

$$V_{ci} = 0,16 \sqrt{f'_c} * bw * dp + V_d + \frac{v_i * M_{cre}}{M_{max}} \geq 0,45 * \sqrt{f'_c} * bw * d$$

$$124747.30 \geq 54932.21$$

$$V_{ci} = 124747.30 \text{ N}$$

3.4.6.9.2.2.- Cortante de Agrietamiento por Cortante en el Alma:

$$V_{cw} = (0,93 * \sqrt{f_c} + 0,3 * f_{pc}) * b_w * d_p + V_p$$

Donde:

f_{pc} = Esfuerzo de compresión en el concreto (después de que han ocurrido todas las pérdidas de preesforzado) en el centroide de la sección transversal que resiste las cargas aplicadas externamente, o en la unión del alma y el ala cuando el centroide está localizado dentro del ala, (kg/cm²).

V_p = Componente vertical de la fuerza efectiva de preesforzado (contracortante), (kg).

$$\begin{aligned} f_c &= 350 & \text{kg/cm}^2 \\ b_w &= 30 & \text{cm} \\ d_p &= 217.5 & \text{cm} \end{aligned}$$

f_{pc}

a) Cuando el centroide se encuentra en el alma

$$f_{pc} = -\frac{Pe}{A_\infty}$$

$$\begin{aligned} Pe &= 580478 \text{ kg} \\ A_\infty &= 11925 \text{ cm}^2 \end{aligned} \quad f_{pc} = 48.677 \text{ kg/cm}^2$$

V_p

$$V_p = Pe1 * \text{sen} \alpha$$

$$\alpha = 0.0831366 \text{ rad}$$

$$V_p = 48203.414 \text{ N}$$

$$V_{cw} = 180110.9 \text{ kg}$$

Como el objetivo del diseño es evitar el agrietamiento diagonal; la resistencia nominal al cortar proporcionada por el concreto, V_c , se supone igual al menor de los valores de V_{ci} y V_{cw} .

$$V_c = 124747.30 \text{ kg}$$

3.4.6.9.2.3.- Resistencia al Cortante Proporcionada por el Acero de Refuerzo:

$$\begin{aligned} b_w &= 30.00 & \text{cm} \\ h &= 200.00 & \text{cm} \\ \text{recub} &= 2.50 & \text{cm} \\ d &= 217.50 & \text{cm} \end{aligned}$$

Cálculo de la tensión cortante

$$v_u = \frac{V_u}{\phi * b_w * d_p} \quad \Phi = 0.75 \quad \text{Según Art. 5.5.4.2 LRF}$$

$$v_u = 28 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = \frac{V_c}{b_w * d_p}$$

$$v_c = 19.12 \text{ kg/cm}^2$$

El refuerzo por cortante deberá calcularse de acuerdo a las siguientes prescripciones.-

- | | | | | | | |
|-------|--|-----------|---|----------|-----------|---|
| 1) SI | $V_u < 0,5(\phi V_c)$ | 136002 | < | 46780.24 | NO CUMPLE | { VERIFICAR
LAS OTRAS
CONDICIONES |
| 2) SI | $0,5(\phi V_c) \leq V_u \leq (\phi V_c)$ | 46780.236 | | 136002 | 93560.47 | |
| 3) SI | $V_u > (\phi V_c)$ | 136002 | > | 93560.47 | CUMPLE | { CALCULAR
A _v |

Entonces como se cumple la tercera prescripcion se colocó armadura necesaria.-

Cálculo del espaciamiento máximo de los estribos en función al Área mínima requerida:

$$\frac{1,1 * \sqrt{f'_c}}{20.58} \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{2,2 * \sqrt{f'_c}}{41.16} \text{ kg/cm}^2$$

Como;

$$1,1 * \sqrt{f'_c} < V_u \leq 2,2 * \sqrt{f'_c}$$

El espaciamiento máximo será el menor de los siguientes valores:

$$S_{\text{máx}} = 30.00 \text{ cm}$$

$$S = 30.00 \text{ cm}$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{d}{4}$$

$$S_{\text{máx}} = 54.38 \text{ cm}$$

Cálculo de la armadura necesaria

$$S = \frac{A_v * f_{yt}}{(v_u - v_c) * b_w}$$

Asumo un área de hierro y obtengo el espaciamiento necesaria para esa armadura

$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$ límite de fluencia del acero (de los estribos)

$d = 217.50 \text{ cm}$ canto util

NOTA

$$A_v = 2 * A_{\emptyset}$$

\emptyset (mm)	A_{\emptyset} (cm ²)	S (cm)
10	0.79	25.3572
12	1.13	36.5144
16	2.01	64.9144

As Transversal.- Usamos $\emptyset 12 \text{ mm c/30 cm}$

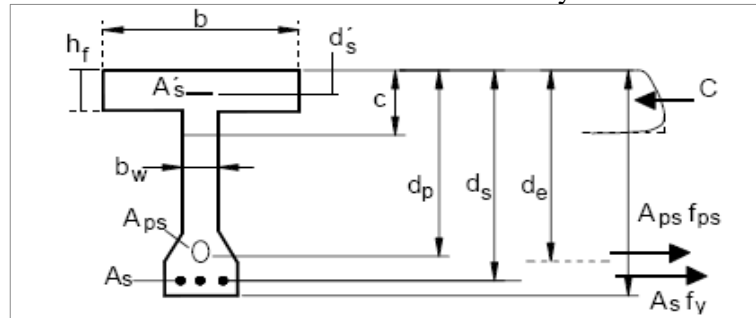
3.4.6.9.2.4.- Acero de refuerzo en las caras de la Viga (Armadura de Piel):

Si la profundidad efectiva, d_e , de un elemento de hormigón no pretensado o parcialmente pretensado es mayor que 900 mm, se deberá distribuir uniformemente armadura superficial. En cada cara lateral el área de armadura superficial A_{sk} , en mm^2/mm de altura, deberá satisfacer la siguiente condición:

$$A_{sk} = 0,001 * (d_e - 760)$$

La máxima separación de la armadura superficial no deberá ser mayor que $d/6$ ó 30 cm.

FIGURA N° 30 Relación entre armadura y d



Fuente: Norma AASHTO

$$d_e = 1900 \text{ mm}$$

$$A_{sk} = 1.14 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_{sk} = 0.114 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Como; $d/2 = 95.00 \text{ cm}$

$$A_{sk} = 10.83 \text{ cm}^2$$

Separación Máxima:

$$d/6 = 31.67 \text{ cm}$$

ó 30.00 cm

$$S_{\text{máx}} = 30.00 \text{ cm}$$

ϕ (mm)	N° Fierros	$A\phi$ (cm ²)
10	3	2.36
12	11	12.44
16	6	12.06

$$\text{Separación} = \frac{d/2}{\text{N° Fierros}} = 15.833333 \text{ cm}$$

As de Piel. Usamos 6Ø 16 mm c/15cm en ambas caras de la viga.

3.4.6.9.3. Verificación por momento último

La propiedad más importante de una estructura es su resistencia, debido a que la resistencia del miembro está relacionada directamente con su seguridad. La resistencia de un miembro de concreto preesforzado no está automáticamente asegurada por la limitación de los esfuerzos bajo cargas de servicio. Si el miembro tuviera que sobrecargarse, ocurrirían importantes cambios en su comportamiento por el agrietamiento y debido a que uno o los dos materiales alcanzarán niveles de esfuerzo dentro del rango inelástico antes de la falla. El factor de seguridad solamente puede establecerse calculando la resistencia del miembro, con un reconocimiento total de estos efectos, y comparando la carga que produciría la falla del miembro con aquella que se espera que actúe.

Para cargas mayoradas y resistencias minoradas se garantiza la seguridad si:

$$\phi M_n \geq M_u \quad M_u = M_{U1} + M_{U2}$$

M_u = Momento mayorado en la sección.

M_n = Resistencia nominal a la flexión en la sección.

ϕ = Factor de reducción de resistencia para flexión.

$$M_u = 139957152 \text{ kg*cm}$$

Una parte del momento mayorado en la sección es resistido por el acero de pretensado.

Para calcular esta resistencia a la flexión se calcula de la siguiente manera:

$$M_u = M_{U1} + M_{U2}$$

M_{U1} = Momento que resiste la armadura activa (Acero de preesfuerzo).

M_{U2} = Momento que resiste la armadura pasiva.

Si $M_u \leq M_{U1}$; No se necesita armadura para resistir la flexión.

Si $M_u > M_{U1}$; Se necesita armadura para resistir la flexión.

Cálculo de M_{U1} .

Para calcular el momento que resiste la armadura activa, antes debemos encontrar la profundidad del bloque de compresión; lo cual se determinará tomando como base la expresión aproximada del ACI para los esfuerzos en el acero en la falla:

Espesor del Patín; $hf = 20.00 \text{ cm}$

Esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión (f_{ps}).

Se calcula a partir de ecuaciones aproximadas:

Para elementos con tendones adheridos:

$$F_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p * \rho_p * f_{pu}}{\beta_1 * f'_c} \right)$$

$f_{pu} = 18980 \text{ kg/cm}^2$ Esfuerzo último en el acero de pretensado.

Factor que relaciona la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro (β_1).

β_1	Para f'_c (kg/cm ²)
0.85	≤ 280
0.80	$280 < f'_c \leq 350$
0.75	$350 < f'_c \leq 420$
0.70	$420 < f'_c \leq 490$
0.65	$f'_c > 490$

Factor por tipo de acero de preesforzado (γ_p).

γ_p	Acero
0.55	Barras de alta resistencia
0.40	Torones corrientes
0.28	Torones de baja relajación

Cuantía del Acero de Pretensado (ρ_p).

$$\rho_p = \frac{A_p}{b * d_p}$$

$A_p = 50 \text{ cm}^2$ Área del acero de pretensado.
 $b = b_{ef} = 193.65 \text{ cm}$ Ancho de la cara de compresión del elemento.
 $d_p = 210 \text{ cm}$ Distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del acero de preesforzado.

$$\rho_p = 0.001239$$

Entonces;

$$f_{ps} = 18534 \text{ kg/cm}^2$$

Usando el criterio del ACI:

$$1,4 * d * \rho_p * \frac{f_{ps}}{f'_c} = 19.29 \text{ cm} \quad \text{Entonces; } a \leq hf$$

El espesor del patín hf, es mayor que el correspondiente al criterio del Código, lo cuál indica que el eje neutro caerá en el patín colocado in situ. En consecuencia, la viga se puede tratar como rectangular con un ancho b en el cálculo de la resistencia a la flexión.

Profundidad del bloque de esfuerzo:

$$a = \frac{A_P * f_{ps}}{0,85 * f'_c * b} = 16.21 \text{ cm}$$

La resistencia nominal a la flexión es: $\phi = 1.00$ Para flexión
LRFD 5.5.4.2

$$M_{U1} = \phi * A_P * f_{ps} * \left(d_P - \frac{a}{2} \right) \quad M_{U1} = 188586329 \text{ kg*cm}$$

Entonces: **No se necesita armadura para resistir la flexión**

Según el Código ACI - 318, la armadura mínima por flexión es:

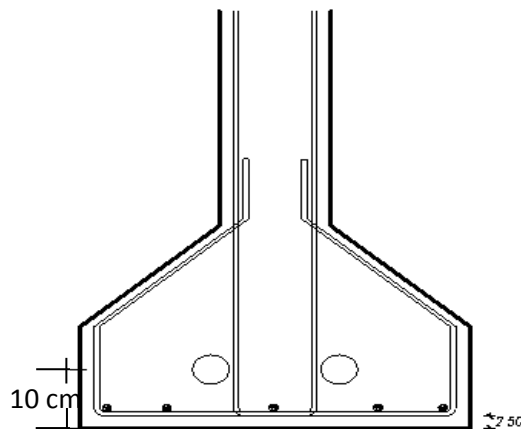
$$A_{s-\min} = \frac{14}{f_y} * b * d$$

$$A_{\min} = 21.75 \text{ cm}^2$$

ϕ (mm)	Nº Fierros	A ϕ (cm ²)
6	3	0.85
16	7	14.07
20	5	15.71

As por flexión.- Usamos 5 ϕ 20mm

Disposición del Armado:



3.4.6.10.- Resumen de armado:

As por Flexión.-

Usamos 5 Ø 20mm

As Transversal.-

Usamos Ø12 mm c/30 cm

As de Piel.-

Usamos 6Ø 16 mm c/15cm en ambas caras de la vig

3.4.6. APARATOS DE APOYO.

Geometría.-

FIGURA N° 31 Placa de neopreno

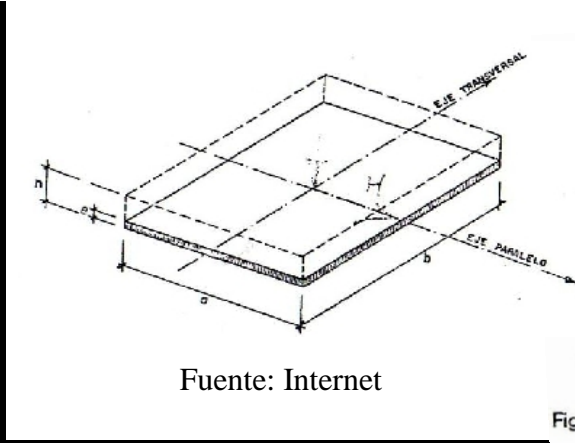


FIGURA N° 32 Deformaciones

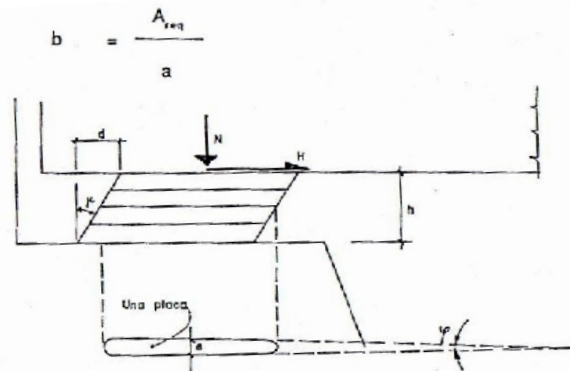


Figura 231.- Deformación horizontal del conjunto y rotación en una placa.

DATOS DE ENTRADA:

Fatiga máxima admisible en compresión para el Neopreno.-	$\beta_{n,m} =$	13.2 MPa
Módulo de elasticidad transversal.-	$G =$	0.90 MPa
Modulo de elasticidad H° .-	$E =$	285000.00 kg/cm ²
Variacion de la Temperatura.-	$\Delta T =$	25.00 °C
Coefficiente de Dilatación Térmica de Hormigón.-	$\alpha =$	0.00001 1/°C
Longitud del Puente.-	$L =$	36 m
Fuerza de Frenado.-	$F_2 =$	2460 kg.
Placa Cuadrada.-	$\emptyset =$	0.50
Dimensiones de la Placa.-	$a =$	34.68 cm
	$b =$	50.79 cm
	$a =$	25.00 cm
	$b =$	40.00 cm
Espesor Total de la Almoadilla (Calculado).-	$h =$	3.60 cm
Adoptado.-	$T =$	3.60 cm
Espesor unitario de las placas.-	$e =$	1.20 cm
Número de placas.-	$n =$	3.00
Número de placas.-	$n =$	3.00
Espesor de las placas de acero.-	$s =$	1.00 mm
Tensión admisible de las planchas de acero.-	$\sigma_{adm} =$	240.00 MPa
Reacción por Peso Propio de la Superestructura.-	$R_{DC} =$	67842.00 kg
Reacción por Peso Accesorios de la Superestructura.-	$R_{DW} =$	54496.49 kg
Reacción por Carga Viva de la Superestructura.-	$R_{LL} =$	39508.44 kg
TOTAL (ELS).-	$N =$	161846.93 kg

VERIFICACIONES:

Espesor Unitario del Neopreno.-

$$12 < \frac{a}{e} < 22$$

Cumple!!!

Fatiga Máxima Admisible.-

$$\beta_n \leq 0,60 \cdot \frac{a}{e} < 13,2 \text{ MPa}$$

Cumple!!!

Por distorsión se deben cumplir las siguientes limitaciones:

$\mu \leq$ 0.70 (Retracción, Defromación lenta, etc) **Cumple!!!**
1.20 (Frenado, Viento, ect) **Cumple!!!**

El Coeficiente de rozamiento entre la cara de la viga y la superficie de neopreno debe ser tal que:

$$\mu = \frac{H}{N} \leq 0,4$$

Cumple!!!

Resistencia admisible de las planchas de acero.-

$$\beta a \leq \sigma_{adm}$$

Cumple!!!

DISEÑO:

1.- Area de Tanteo.-

$$A \geq \frac{N}{\beta_{nm}}$$

$$A \geq 1202 \text{ cm}^2$$

Un primer valor de la menor dimensión estará dado por:

$$a = \sqrt{A} = 34.68 \text{ cm}$$

2.- Espesor Unitario del Neopreno.-

$$12 < \frac{a}{e} < 22$$

$$12 < 20.83 < 22$$

Cumple!!!

3.- Fatiga Máxima Admisible.-

Solamente trabaja al 60%

$$\beta_n \leq 0,60 \cdot \frac{a}{e} < 13,2 \text{ MPa}$$

$$\beta_n \leq 12.50 < 13,2 \text{ MPa}$$

Cumple!!!

4.- Área requerida.-

$$\boxed{A_{req} = \frac{N}{\beta_n}} \quad A_{req} = 1269.74 \text{ cm}^2$$

Con lo que ya es posible determinar la otra dimensión de la placa:

$$b = \frac{A_{req}}{a} = 50.79 \text{ cm}$$

5.- Fatiga Media en el aparato de apoyo.-

$$\boxed{\beta_m = \frac{N}{a \cdot b}} \quad \beta_m = 161.85 \text{ kg/cm}^2$$

6.- Cálculo de la Distorsión μ .-

$$\boxed{\mu = \frac{H}{a \cdot b \cdot G}}$$

Por distorsión se deben cumplir las siguientes limitaciones:

$$\mu \leq \begin{array}{l} 0.70 \text{ (Retracción, Defromación lenta, etc)} \\ 1.20 \text{ (Frenado, Viento, ect)} \end{array}$$

H = Fuerza Horizontal.

G = Módulo de elasticidad transversal del neopreno, que varia entre 0,8 y 1,0 MPa.

CARGA POR INFLUENCIAS LENTAS:

1.- Variación de Temperatura: $\boxed{\Delta = \alpha \cdot \Delta T \cdot L}$

$$\Delta_1 = 0.009 \text{ m}$$

$$\boxed{F_1 = \frac{G \cdot \Delta_1 \cdot a \cdot b}{T}} \quad F_1 = 2294 \text{ kg.}$$

CARGAS INSTANTÁNEAS:

1.- Fuerza de Frenado: $F_2 = 2460 \text{ kg.}$

$$\boxed{\Delta_2 = \frac{F_2 \cdot T}{G \cdot a \cdot b}} \quad \Delta_2 = 0.010 \text{ m}$$

$F_1 = 2294 \text{ kg}$ Por Influencias lentas.

$F_2 = 2460 \text{ kg}$ Por Cargas Instantáneas.

$d = \Delta_1 + \Delta_2 = 0.019 \text{ m}$ Deformación máxima.

a) Distorsión por influencias lentas:

$$\mu = \frac{H}{a \cdot b \cdot G} \quad \mu = 0.250 \text{ **Cumple!!!**}$$

b) Distorsión por cargas instantáneas:

$$\mu = \frac{H}{a \cdot b \cdot G} \quad \mu = 0.268 \text{ **Cumple!!!**}$$

7.- Espesor del Aparato de Apoyo.-

$$d = 0.019 \text{ m}$$

$$h = \frac{d}{\mu} = 3.60 \text{ cm}$$

8.- El número de placas sera:

$$n = \frac{h}{e} = 3.00$$

8.- Rotación de la placa.-

$$\Omega = 3,3 \cdot \left(\frac{e}{a}\right)^3 \cdot \beta_n \quad \Omega = 0.0046 \text{ rad.}$$

Máxima rotación para todo el apoyo:

$$\Omega \cdot n = 0.0137$$

9.- El Coeficiente de rozamiento entre la cara de la viga y la superficie de neopreno debe ser tal que:

$$\mu = \frac{H}{N} \leq 0,4 \quad \mu = 0.0294 \leq 0.40 \text{ **Cumple!!!**}$$

$$H = F_1 + F_2 = 4754 \text{ kg}$$

10.- Verificación de la deformación vertical del Neopreno (Compresibilidad).

Se aplica la ley de Hooke:

$$\Delta_h = \frac{\beta_m}{E_n} \cdot h$$

E_n = Módulo elástico del Neopreno.

$$E_n = \emptyset \cdot G \cdot \left(\frac{a}{e}\right)^2$$

$$\emptyset = 0.50 \text{ Placa Cuadrada.} \quad E_n = 1990.95 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta_h = 0.29 \text{ cm.}$$

La fatiga de las placas de 1mm de espesor de acero que van intercaladas en la goma es:

$$\beta_a = 0,75 \cdot \frac{e}{s} \cdot \beta_m$$

$$\beta_a = 1456.62 \text{ kg/cm}^2$$

Se debe cumplir que: $\beta_a \leq \sigma_{adm} (\leq 140 \text{ MPa})$

Cumple!!!

$$\text{Tensi3n admisible } \sigma_{adm} = 240.00 \text{ MPa} = 2446.48 \text{ kg/cm}^2.$$

3.5. DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA

DISEÑO DE LA LOSA DE APROXIMACIÓN:

Para la losa de aproximación se usa simplemente armadura mínima:

DATOS:

$$A_{s_t} = 0,0018 \times b \times d$$

$$h = 20.00 \text{ cm}$$

$$b = 100.00 \text{ cm}$$

$$\text{recub} = 5.00 \text{ cm}$$

$$d = 14.50 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90 \text{ Para flexión}$$

$$d = h - \text{rec} - \frac{\phi}{2}$$

Asumo;

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

Armadura por Temperatura:

$$A_{s_t} = 2.61 \text{ cm}^2$$

Entonces usamos: $A_s = 2.61 \text{ cm}^2$

ϕ (mm)	Nº Fierros	ϕ (cm ² /m)
8	4	2.01
10	4	3.14
25	10	49.09

Ok

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$

$$\text{Separación entre fierros} = \frac{b}{\text{Nº Fierros}} = 25.00 \text{ cm}$$

As. Mínima.- Usamos $\phi 10 \text{ mm c}/25 \text{ cm}$

3.5.1.- DISEÑO DEL ESTRIBO

3.5.1.1.- MATERIALES:

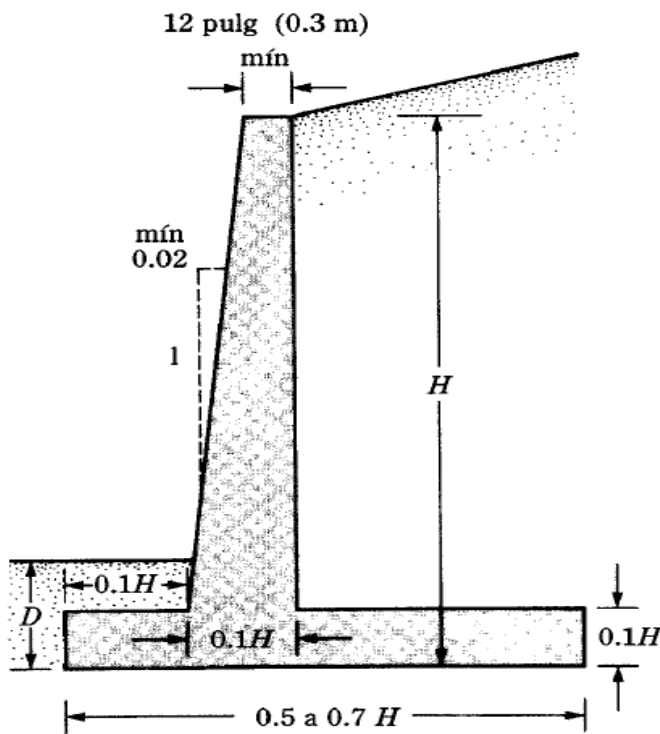
$f'_c =$	210 kg/cm ²	Resistencia Característica del Hormigón.
$\gamma_{H^o} =$	2400 kg/m ³	Peso específico del Hormigón.
$f_y =$	4200 kg/cm ²	Resistencia del Acero Estructural
$E_s =$	2050000 kg/cm ²	Módulo de elasticidad del Acero.
$\gamma_s =$	1800 kg/m ³	Peso específico del Terraplén.
$\sigma_{adm} =$	0.50 kg/cm ³	Esfuerzo admisible del suelo.
$1,25 * \sigma_{adm} =$	0.63 kg/cm ²	J. Montoya.
$1,33 * \sigma_{adm} =$	0.67 kg/cm ²	Arthur Nilson

Tamaño máximo del Agregado $\emptyset_{\text{max-agregado}} = 2.50 \text{ cm}$

3.5.1.2.- PREDIMENSIONAMIENTO:

FIGURA N° 33

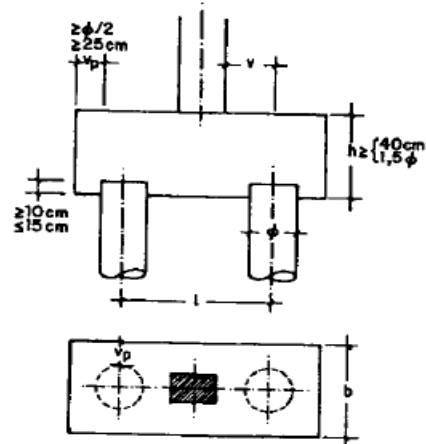
Predimensionamiento



Fuente: Braja M. Das

FIGURA N°34

Predimensionamiento

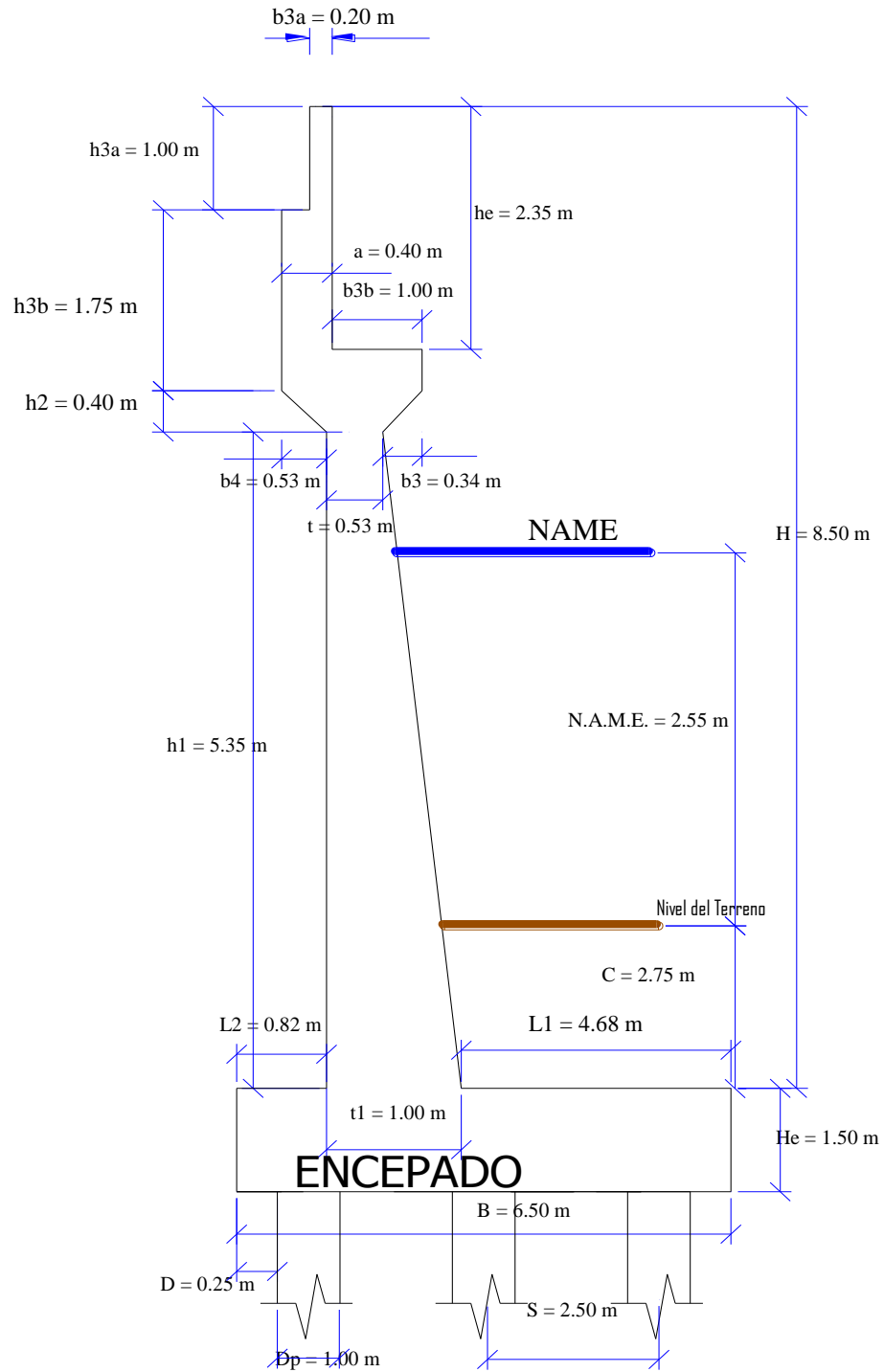


Fuente: Jimenez Montoya

DIMENSIÓN	VALORES			
		RECOMENDADO	ADOPTADO	
Altura Total del Estribo;	H =	-	10.00	m
Altura de la Pantalla;	H' =	-	8.50	m
N.A.M.E.		-	2.55	m
Ancho inf. de la Pantalla;	t1 =	0,1H	1.00	m
Ancho sup. de la Pantalla;	t =	> = 30 cm	0.53	m
Altura del muro;	h1 =	-	5.35	m
Altura del la corona;	h2 =	-	0.40	m
Ancho de la corona;	b2 =	-	1.40	m
Altura del Parapeto1;	h3a =	-	1.00	m
Altura del Parapeto2;	h3b =	-	1.75	m
Ancho del Parapeto1;	b3a =	-	0.20	m
Ancho del Parapeto2;	b3b =	-	1.00	m
Ancho del Parapeto3;	b3 =	-	0.34	m
Ancho del Parapeto4;	b4 =	-	0.53	m
Ancho del cajeadado;	a =	-	0.40	m
Altura del Espaldar;	he =	-	2.35	m
Ancho del encepado	B =		6.50	m
Altura del encepado	He =	> 40 cm - 1,5Dp	1.50	m
Ancho frontal del encepado	L1 =	-	4.68	m
Ancho tracero del encepado	L2 =	-	0.82	m
Diametro del pilote	Dp =	-	1.00	m
Longitud del pilote	L =	-	16.00	m
Numero de pilotes	Np =		6	
Vuelo del encepado	Vp =	-	0.25	m
Separación entre pilotes Hor	S1 =	2.5 - 3.5 Dp	2.50	m
Separación entre pilotes tran	S =	2.5 - 3.5 Dp	2.50	m

Longitud de Cajeadado = 5.20 m
Profundidad del encepado C = 2.75 m

Dimensiones de Cálculo



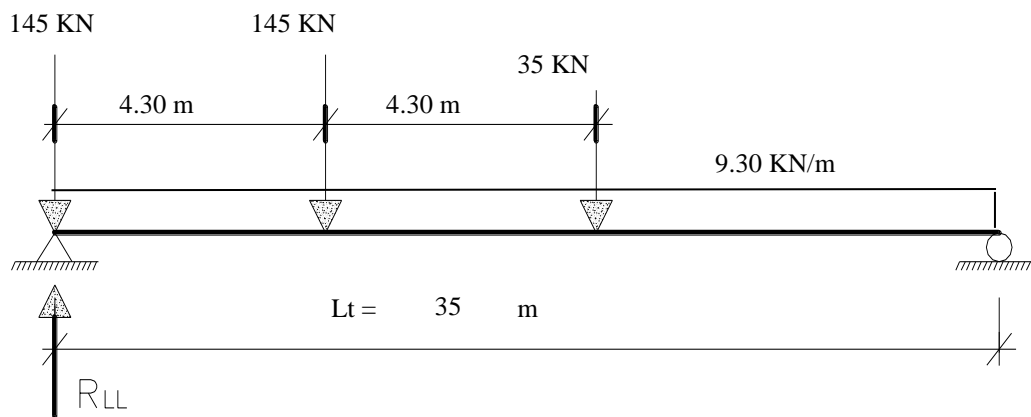
3.5.1.3.- ANÁLISIS DE CARGAS:

3.5.1.3.1.- ACCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA:

CARGAS VIVAS:

Longitud del Tramo;	L =	35.00	m
Ancho de la Calzada;	W =	4.00	m
Número de Vigas;	N =	2.00	
Número de Carriles de Diseño;	Nc =	1.00	
Espacio entre diafragmas;	Sd =	7.20	m
Número de Diafragmas;	Nd =	6.00	
longitud del estribo;	Lestr =	5.20	

a) Acciones verticales:



$$R_{LL\text{camión}} = 30437 \text{ kg}$$

$$R_{LL\text{carril}} = 16590.21 \text{ kg}$$

Las cargas son multiplicadas por el incremento por carga dinámica y el factor de presencia múltiple.

La carga viva máxima sin factorar para el diseño del cuerpo del estribo es:

$$R_{LL} = 57071 \text{ kg}$$

Descarga por unidad de ancho;

$$\text{Camión HL - 93} = 10975 \text{ kg} \quad X_{LL} = 5.31 \text{ m}$$

La siguiente carga será aplicada cuando se diseña el cuerpo y el alma del estribo y para el diseño de la fundación. Las cargas no incluyen incremento por carga dinámica, pero si incluye el factor de presencia múltiple.

$$R_{LL} = 47027 \text{ kg}$$

b) Fuerza de Frenado:

$$q_{\text{carril}} = 9.30 \text{ N/mm}$$

$$P_{\text{tándem}} = 110.00 \text{ KN}$$

$$P_{\text{camión}} = 145.00 \text{ KN}$$

La fuerza de frenado se deberá tomar como el mayor de los siguientes valores:

1.- 25 por ciento de los pesos por eje del camión de diseño o tándem de diseño, o

$$\text{Camión} = 36.25 \text{ KN}$$

$$\text{Tándem} = 27.50 \text{ KN}$$

$$Fr = 36.25 \text{ KN}$$

2.- 5 por ciento del camión de diseño más la carga del carril o 5 por ciento del tándem de diseño más la carga del carril.

$$q_{\text{carril} + \text{tándem}} = 21.78 \text{ KN}$$

$$q_{\text{carril} + \text{camión}} = 23.53 \text{ KN}$$

$$Fr = 23.53 \text{ KN}$$

Sólo escogemos la mayor;

$$BR = 3695 \text{ kg}$$

La fuerza de frenado se deberá ubicar en todos los carriles de diseño que se consideran cargados;

$$N_c = 1.00 \quad \text{Entonces;} \quad BR = 3695 \text{ kg}$$

Se asumirá que esta fuerza actúa horizontalmente a una distancia de 1,80m sobre la superficie de la calzada en cualquiera de las direcciones longitudinales para provocar las sollicitaciones extremas.

Fuerza por unidad de ancho;

Fuerza de Frenado (711 kg	$X_{BR} = 11.80$ m
----------------------------	--------------------

c) Fuerza de Viento:

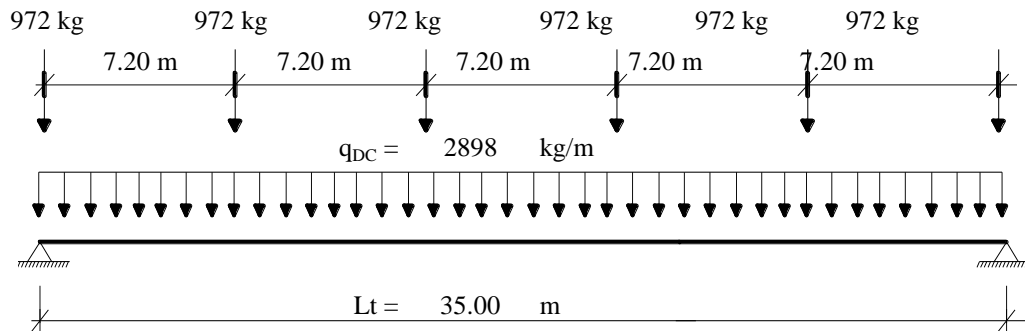
* Viento sobre la superestructura:

Debido a que es un puente con tramos isostáticos, por lo tanto no transmite la fuerza del viento a la infraestructura.

CARGAS MUERTAS:

a) Por Peso Propio de la superestructura:

- $q_{DC} = 1818.00$ kg/m Carga debido al peso propio de la vigas.
- $q_{DC} = 1080$ kg/m Carga debido al peso propio de la losa.
- $P_d = 972.00$ kg Carga puntual debida al peso de Diafragmas.



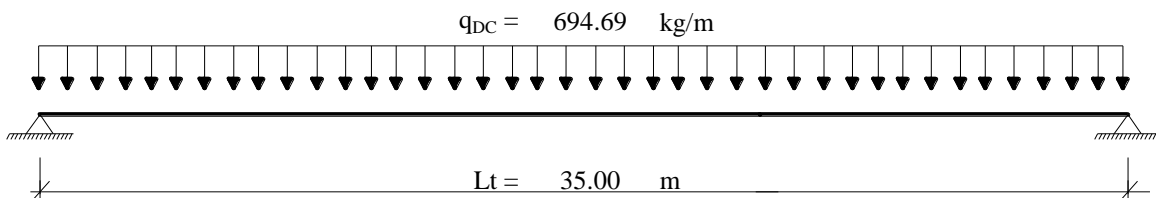
$R_{DC} = 53631$ kg	Siempre un Diafragma central.
---------------------	-------------------------------

Descarga por unidad de ancho;

Peso de Vigas Super.; $R_{DC} = 20627$ kg	$X_{DC} = 5.31$ m
---	-------------------

b) Por Accesorios:

$q_{DW} = 694.69$ kg/m (Acera + Baranda + CR)



$$R_{DW} = 12157 \text{ kg}$$

Descarga por unidad de ancho;

Accesorios;	R _{DW} = 4676 kg	X _{DW} = 5.31 m
-------------	---------------------------	--------------------------

3.5.1.3.2.- CARGAS APLICADAS AL ESTRIBO (A EXCEPCIÓN DE LA ACCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA).

CARGAS VIVAS:

a) Sobrecarga Viva (LS):

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro.

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:

$$\Delta_p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_{eq} \cdot 10^{-9}$$

h_{eq} = Altura del suelo equivalente para carga vehicular (mm).

h_{eq} = 600 mm De Tabla N°34

TABLA N°34: Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de sostenimiento paralelos al tráfico

Altura del muro (mm)	h _{eq} (mm)	
	Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
	0,0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1050	600
≥ 6000	600	600

Fuente: Norma AASHTO

$$\Delta_p = 0.00315 \text{ Mpa}$$

$$\Delta_p = 321.10 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de la fuerza por sobrecarga viva;

$$F_{\Delta} = \Delta_p \cdot H \quad F_{\Delta} = 3211 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga Viva por unidad de ancho;

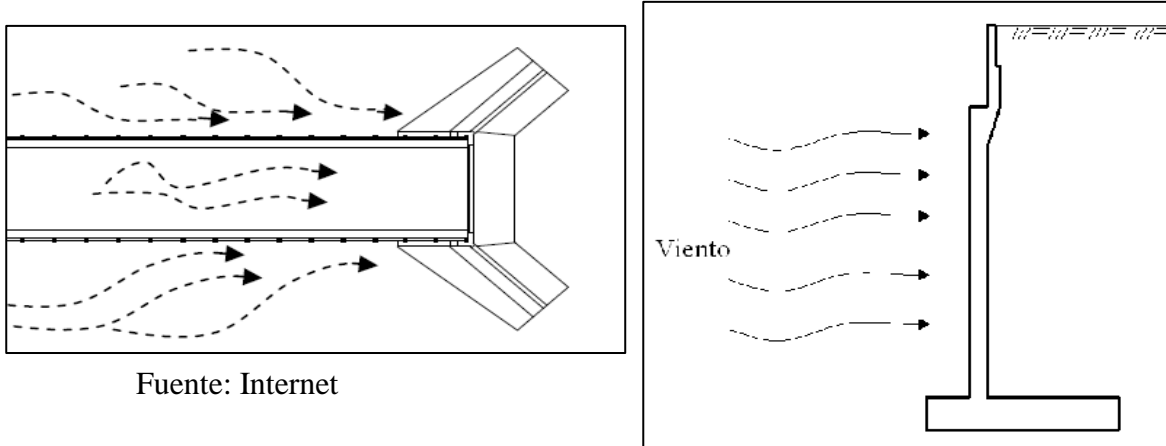
Sobrecarga Viva;	3211	kg	$X_{\Delta} =$	5.00	m
------------------	------	----	----------------	------	---

b) Fuerza de Viento:

* Viento sobre la infraestructura:

No lo tomamos en cuenta por ser favorable, tal como se muestra en la figura.

FIGURA N°35 Esquemas de la Fuerza del viento



Fuente: Internet

c) Cargas Hidráulicas (WA):

No se tomará en cuenta por ser favorable.

CARGAS PERMANENTES:

a) Empuje del Suelo (EH):

* Presión activa del Suelo:

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura del suelo, y se toma como:

$$p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot z \cdot (10^{-9})$$

Donde:

p = Empuje lateral del suelo (Mpa).

k =

Coeficiente de empuje lateral tomado como k_a , para muros que se deforman o se mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o k_p , para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s = Densidad del suelo (kg/m^3).

z = Profundidad del suelo debajo de la superficie (mm).
 g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a $H/3$ desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte superior del encepado.

Coefficiente de Empuje Lateral Activo, k_a :

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma \cdot [\sin^2 \theta \cdot \sin(\theta - \delta)]}$$

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) \cdot \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

Y además;

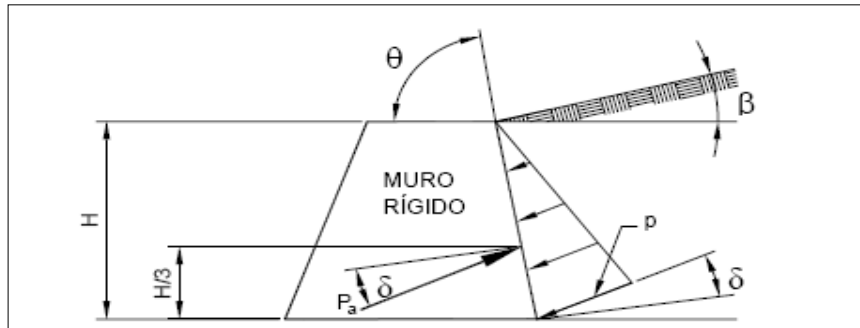
θ = Ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal como se indica en la Figura N°36 $\theta = 90^\circ$

ϕ'_f = Ángulo efectivo de fricción interna de la tabla N°35 $\phi'_f = 30^\circ$
Arenoso con grava

β = Ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal como se indica en la Figura N°36 $\beta = 0^\circ$

δ = Ángulo de fricción entre relleno y muro $\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi'_f$
 $\delta = 20^\circ$

FIGURA N°36: Simbología para el empuje activo de coulomb



Fuente:
Norma AASHTO

Entonces; $\Gamma = 2.684$ $k_o = 0.297$

$\gamma_s = 1800$	kg/m^3	Cálculo de la presión activa:	
$g = 9.81$	m/s^2		$p = 0.0525$ MPa
$z = 10000$	mm		$p = 5351.65$ kg/m ²

TABLA N°35 Ángulo de fricción entre diferentes materiales

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		

Fuente: U.S. Department of the Navy 1982a

Cálculo de la Fuerza Activa;

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot p \cdot z \quad E_a = 26758 \text{ kg/m}$$

Componente Vertical de la Presión Activa, E_{aV} :

$$E_{aV} = E_a \cdot \sin \delta \quad E_{aV} = 9152 \text{ kg}$$

Componente Horizontal de la Presión Activa, E_{aH} :

$$E_{aH} = E_a \cdot \cos \delta \quad E_{aH} = 25145 \text{ kg}$$

Distancia al punto de aplicación de la componente horizontal de la Presión Activa:

$$Y_{EH} = \frac{H}{3} \quad Y_{EH} = 3.33 \text{ m}$$

Empuje Activo por unidad de ancho;

Empuje Activo; E_{aV}	= 9152 kg	X_{EH}	= 0.00 m
-------------------------	-----------	----------	----------

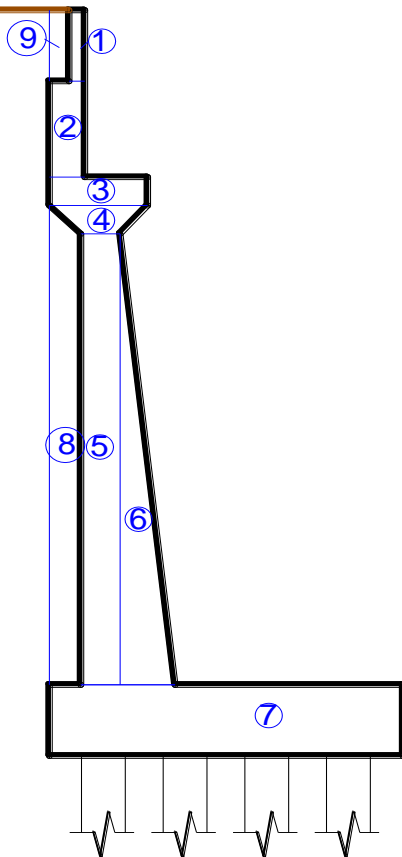
Empuje Activo; E_{aH}	= 25145 kg	Y_{EH}	= 3.33 m
-------------------------	------------	----------	----------

* Presión Pasiva del Suelo:

No se calculará la presión pasiva por ser favorable a la estructura.

3.5.1.3.3.- CARGAS POR PESO PROPIO DEL ESTRIBO Y PESO DE RELLENOS:

Nivel Del Terreno



Pantalla

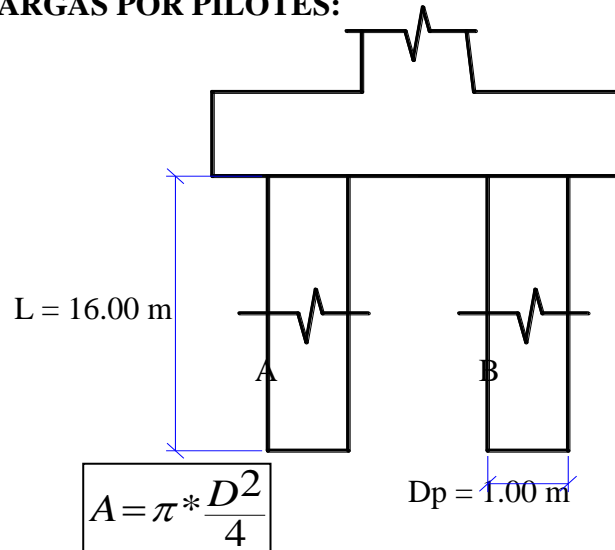
SECCI ÓN	ÁREA	X_{cg}
	m ²	m
1	0.20	5.91
2	0.54	6.01
3	0.56	5.51
4	0.39	5.46
5	2.84	5.41
6	1.26	4.99
7	9.75	4.21
TOTAL	15.53	m²
$X_{CG} =$	4.66	m

Relleno

SECCI ÓN	ÁREA	X_{cg}
	m ²	m
8	2.94	5.94
9	0.20	6.11
TOTAL	3.14	m²
$X_{CG} =$	5.95	m

Peso Pantalla; DC :	37269 kg	$X_A =$	4.66 m
Presión del Suelo;	5655 kg	$X_A =$	5.95 m

3.5.1.3.4.- CARGAS POR PILOTES:



Peso propio

$$A = 0.79 \text{ m}^2$$

Peso Pilote; $DC = 34799 \text{ kg}$ $X_B = 3.25 \text{ m}$

Fuerzas horizontales debido al pilote

* se lo calculará como si fuese Presión Pasiva del Suelo:

Para los suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo se pueden tomar de la Figura 36, para el caso de muro inclinado o vertical con relleno de superficie horizontal.

$\phi'_f =$ Ángulo efectivo de fricción interna. $\phi'_f = 30^\circ$

$\theta =$ Ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal como se indica en la Figura N°36. $\theta = 90^\circ$

Coefficiente de empuje pasivo; $K_{p(\delta=\theta)} = 3.00$

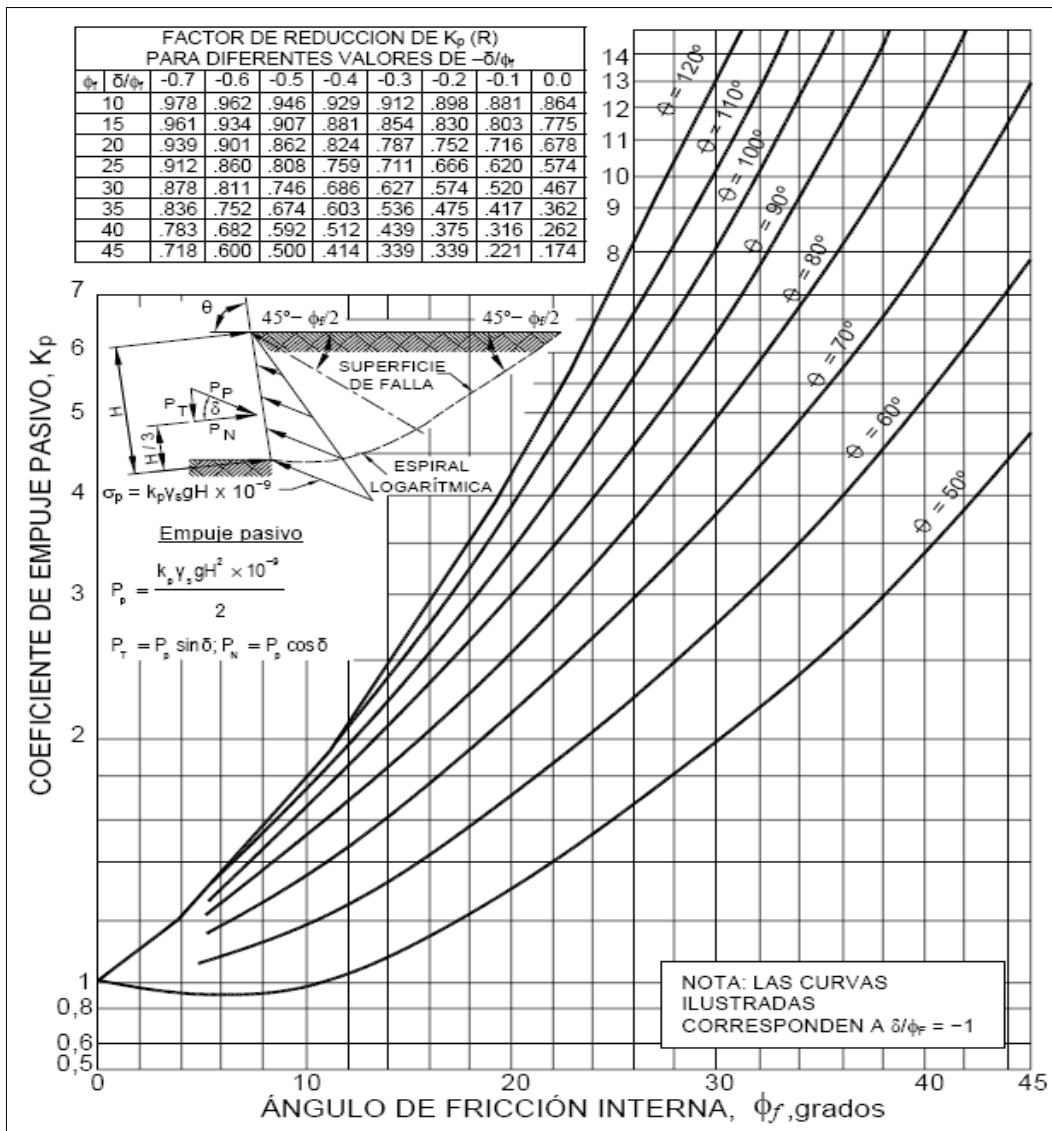
Relación; $\frac{\delta}{\phi'_f} = 0.67$ $R \approx 0.878$

} De Figura N°37

Valor corregido del coeficiente de presión pasiva;

$k_p = R \cdot k_{p(\delta=\phi'_f)}$ $K_p = 2.634$

FIGURA N°37: Procedimientos de cálculo de empujes pasivos del suelo



Fuente: U.S. Department of the Navy 1982a

Cálculo de la Presión Pasiva:

$$p_p = k_p \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h \cdot (10^{-9})$$

$$h = 16000 \text{ mm}$$

$$p_p = 0.7442 \text{ MPa}$$

$$p_p = 75859 \text{ kg/m}^2$$

Por debajo de la socavación!!!

Cálculo de la fuerza Pasiva;

$$E_p = P_p \cdot h \cdot D_p \cdot \frac{N_p}{4} \quad E_p = 1820621 \text{ kg}$$

Componente Vertical de la Presión Activa, E_{av} :

No se tomará en cuenta debido a que se encuentra en una posible zona de socavación

Componente Horizontal de la Presión Activa, E_{aH} :

$$\boxed{E_{pH} - E_p \cdot \cos \delta} \quad E_{pH} = 1710824 \quad \text{kg}$$

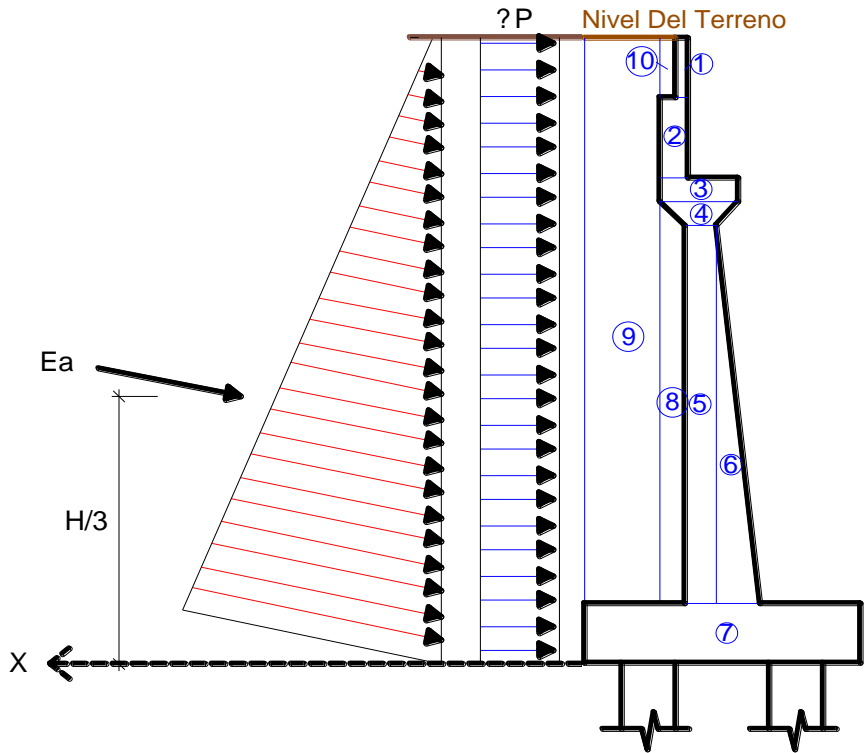
Distancia al punto de aplicación de la componente horizontal de la Presión Activa:

$$\boxed{Y_{EH} = \frac{H}{3}} \quad Y_{EH} = 5.33 \quad \text{m}$$

Empuje pilote por unidad de ancho;

Empuje Pilote (H)	329005 kg	$Y_{EH} =$	0.00 m
-------------------	-----------	------------	--------

3.5.1.4.- CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DEL ESTRIBO:



Resumen de Fuerzas y Momentos resistentes (Verificación de la estabilidad):

FUERZA	CARGA	Brazo	Momento	Descripción
	kg/m	m	kg*m/m	
DC =	37269	4.66	173557.3541	Peso Propio Estribo

EV =	5655	5.95	33658	Presión vertical del peso propio del suelo de relleno	+
PDC =	34799	3.25	113097.34	Peso Propio del pilote	+

Resúmen de Fuerzas y Momentos actuantes (Verificación de la estabilidad):

FUERZA	CARGA	Brazo	Momento	Descripción	
	kg/m	m	kg*m/m		
F _Δ =	3210.99	5.00	16054.95	Incremento de presión por carga vehicular	-
EH _{aV} =	9151.86	0.00	0.00	Componente vertical del empuje activo	+
EH _{aH} =	25144.5	3.33	83815.09	Componente horizontal del empuje activo	-
EH _{aH} =	329004.6	0.00	0.00	Componente horizontal del empuje pasivo del pilote	+

Resúmen de Fuerzas y Momentos de cargas de la **Superestructura**.

FUERZA	CARGA	Brazo	Momento	Descripción	
	kg/m	m	kg*m/m		
HL - 93 =	10975	5.31	58243	Carga Viva	+
BR =	711	11.80	8385	Fuerza de Frenado	(+)(-)
R _{DC} =	20627.3	5.31	109465	Peso propio de Vigas y Diafragmas	+
R _{DW} =	4675.78	5.31	24813	Peso propio de accesorios	+

3.5.1.4.1.- ESTABILIDAD GLOBAL EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO:

3.5.1.4.1.1.- HIPÓTESIS I: ESTRIBO CONSTRUIDO + RELLENOS (ACCESOS)

a) Comprobación al Vuelco:

$$\text{Factor} = \frac{\sum(\text{Momentos Resistentes})}{\sum(\text{Momentos Actuantes})} \geq 1,5$$

Sumatoria de Momentos Resistentes (respecto de 0) = 320313 kg*m/m

Sumatoria de Momentos Actuantes (respecto de 0) = 99870 kg*m/m

$$3.21 \geq 1.50 \quad \text{Cumple!!!}$$

b) Comprobación al Deslizamiento:

Donde:

$$\text{Factor} = \frac{(\sum F_T) \cdot \mu + F_p}{\sum F_d} \geq 1,5$$

ΣF_T = Sumatoria de los pesos de las fuerzas verticales que se oponen al deslizamiento.

ΣF_d = Sumatoria de las fuerzas horizontales que producen el deslizamiento.

F_p = Sumatoria de las fuerzas pasivas que se oponen al deslizamiento.

μ = Coeficiente de fricción según el tipo de suelo.

$\mu = 0.50$ Para concreto sobre arena.

Sumatoria de Fuerzas verticales; $\Sigma F_T = 86875 \text{ kg/m}$

Sumatoria de Fuerzas horizontales; $\Sigma F_d = 28356 \text{ kg/m}$

Sumatoria de fuerzas pasivas; $F_p = 329005 \text{ kg/m}$

13.13 \geq 1.5 **Cumple!!!**

1.4.1.2.- HIPÓTESIS II: ESTRIBO CONSTRUIDO + RELLENOS + PUENTE

a) Comprobación al Vuelco:

$$\text{Factor} = \frac{\Sigma(\text{Momentos Resistentes})}{\Sigma(\text{Momentos Actuantes})} \geq 1,5$$

Sumatoria de Momentos Resistentes (respecto de 0) = 512834 kg*m/m

Sumatoria de Momentos Actuantes (respecto de 0) = 108255 kg*m/m

4.74 \geq 1.5 **Cumple!!!**

b) Comprobación al Deslizamiento:

$$\text{Factor} = \frac{(\Sigma F_T) \cdot \mu + F_p}{\Sigma F_d} \geq 1,5$$

Donde:

ΣF_T = Sumatoria de los pesos de las fuerzas verticales que se oponen al deslizamiento.

ΣF_d = Sumatoria de las fuerzas horizontales que producen el deslizamiento.

F_p = Sumatoria de las fuerzas pasivas que se oponen al deslizamiento.

μ = Coeficiente de fricción según el tipo de suelo.

$\mu = 0.50$ Para concreto sobre arena.

Sumatoria de Fuerzas verticales; $\Sigma F_T = 88354 \text{ kg/m}$

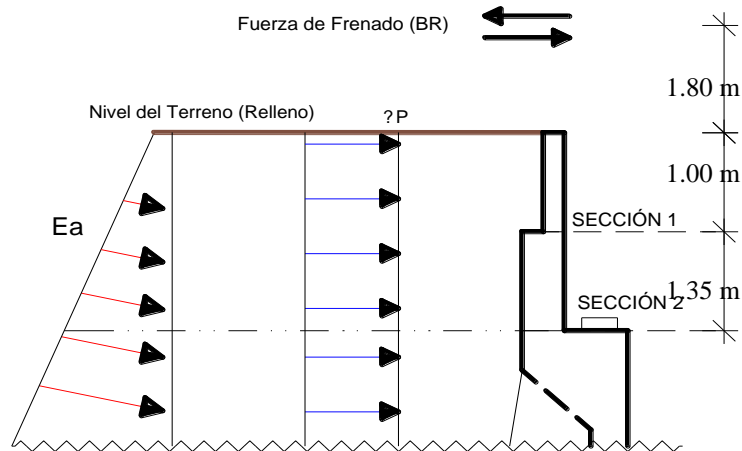
Sumatoria de Fuerzas horizontales; $\Sigma F_d = 29066 \text{ kg/m}$

Sumatoria de fuerzas pasivas; $F_p = 329005 \text{ kg/m}$

12.84 \geq 1.5 **Cumple!!!**

3.5.1.5.- CÁLCULO DE ARMADURAS:

3.5.1.5.1.- ESPALDAR:



3.5.1.5.1.1.- SECCIÓN 1: $H = 1.00 \text{ m}$

CARGAS VIVAS:

a) Fuerza de Frenado (BR):

Fuerza por unidad de ancho;

Fuerza de Frenado (BR) = 711 kg	$X_{BR} = 2.80 \text{ m}$
---------------------------------	---------------------------

b) Sobrecarga Viva (LS):

$\Delta_p = 321.10 \text{ kg/m}^2$

Fuerza por sobrecarga viva;

$$F_{\Delta} = \Delta_p \cdot H \quad F_{\Delta} = 321.10 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga Viva por unidad de ancho;

Sobrecarga Viva; $F_{\Delta} = 321.10 \text{ kg}$	$Y_{\Delta} = 0.5 \text{ m}$
---	------------------------------

CARGAS PERMANENTES:

c) Empuje del Suelo (EH):

* Presión activa del Suelo:

$p = 535.16 \text{ kg/m}^2$

Cálculo de la fuerza Activa;

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot p \cdot h_i = 268 \text{ kg/m}$$

Componente Horizontal de la Presión Activa, E_{aH} :

$$E_{aH} = E_a \cdot \cos \delta = 251 \text{ kg}$$

Distancia al punto de aplicación de la componente horizontal de la Presión Activa:

$$Y_{EH} = \frac{h_i}{3} = 0.33 \text{ m}$$

Empuje Activo por unidad de ancho;

Empuje Activo; $E_{aH} = 251 \text{ kg}$	$Y_{EH} = 0.33 \text{ m}$
--	---------------------------

Cálculo del Momento y Cortante último:

RESISTENCIA I.-

$$M_u = 1,5M_{EH} + 1,75(M_{LS} + M_{BR}) = 3888.71 \text{ kg}^*\text{m}$$

$$V_u = 1,5V_{EH} + 1,75(V_{LS} + V_{BR}) = 2182.67 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 3888.71 \text{ kg}^*\text{m}$$

$$V_u = 2182.67 \text{ kg}$$

Diseño por Flexión:

DATOS:

$$b3b = h = 20 \text{ cm}$$

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

$$\text{recub} = 5 \text{ cm}$$

$$d = 14.20 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90 \text{ Para flexión}$$

Asumo;

$$\phi = 16 \text{ mm}$$

$$d = h - \text{rec} - \frac{\phi}{2}$$

$$a = d. \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144. \frac{M_U}{f'_c. b. d^2}} \right] \quad a = 1.82 \quad \text{cm}$$

Armadura necesaria: $A_s = \frac{0,85. f'_c. b. a}{f_y}$ $A_s = 7.74 \quad \text{cm}^2$

Armadura por Temperatura: $A_{st} = 0,0018. b. d$ $A_{st} = 2.56 \quad \text{cm}^2$

Entonces usamos: $A_s = 7.74 \quad \text{cm}^2$

∅ (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	6.49	10.15	14.61	25.97	40.58	63.41

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \quad \text{cm}$

As. Principal.- Usamos ∅ 16 mm c/25 cm

Armadura Transversal:

Para disponer la armadura transversal usamos A_s mín:

Armadura por Temperatura:

$$A_{st} = 0,0018. b. d \quad A_{st} = 2.56 \quad \text{cm}^2$$

Entonces usamos: $A_s = 2.56 \quad \text{cm}^2$

∅ (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	19.67	30.73	44.25	78.66	122.91	192.05

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \quad \text{cm}$

As. Secundaria.- Usamos ∅ 10 mm c/30 cm

Verificación a Corte:

$$V_u \leq \phi. V_n$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la seccion considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tension Cortante:

$$\phi = 0.90 \quad \text{para corte LRFD 5.5.4.2}$$

$$V_u \leq \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} \quad V_u = 1.71 \quad \text{kg/cm}^2$$

El concreto resiste:

$$V_c \leq 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \quad V_c = 7.68 \quad \text{kg/cm}^2$$

CONDICIÓN:

$$\text{Entonces.} - \frac{V_u}{\phi \cdot V_n} \leq 1.71 \leq 7.68$$

No requiere refuerzo por cortante

3.5.1.5.1.2. SECCIÓN 2:

$$H = 2.35 \quad \text{m}$$

CARGAS VIVAS:

a) **Fuerza de Frenado (BR):**

Fuerza por unidad de ancho;

$$\text{Fuerza de Frenado (BR)} = 711 \quad \text{kg} \quad X_{BR} = 4.15 \quad \text{m}$$

b) **Sobrecarga Viva (LS):**

$$\Delta_p = 321.10 \quad \text{kg/m}^2$$

Fuerza por sobrecarga viva;

$$F_{\Delta} = \Delta_p \cdot H \quad F_{\Delta} = 754.58 \text{ kg.}$$

Sobrecarga Viva por unidad de ancho;

Sobrecarga Viva;	$F_{\Delta} = 754.58 \text{ kg}$	$Y_{\Delta} = 1.2 \text{ m}$
------------------	----------------------------------	------------------------------

CARGAS PERMANENTES:

c) Empuje del Suelo (EH):

* Presión activa del Suelo:

$p = 1257.64 \text{ kg/m}^2$

Cálculo de la fuerza Activa;

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot p \cdot h_i \quad E_a = 1478 \text{ kg/m}$$

Componente Horizontal de la Presión Activa, E_{aH} :

$E_{aH} = E_a \cdot \cos \delta$	$E_{aH} = 1389 \text{ kg}$
----------------------------------	----------------------------

Distancia al punto de aplicación de la componente horizontal de la Presión Activa:

$$Y_{EH} = \frac{h_i}{3} \quad Y_{EH} = 0.78 \text{ m}$$

Empuje Activo por unidad de ancho;

Empuje Activo;	$EH_{aH} = 1389 \text{ kg}$	$Y_{EH} = 0.78 \text{ m}$
----------------	-----------------------------	---------------------------

Cálculo del Momento y Cortante último:

RESISTENCIA I.-

$M_u = 1,5M_{EH} + 1,75(M_{LS} + M_{BR})$

$M_u = 8344.08 \text{ kg*m}$

$V_u = 1,5V_{EH} + 1,75(V_{LS} + V_{BR})$

$V_u = 4647.01 \text{ kg/m}$

$M_u = 8344.08 \text{ kg*m}$
$V_u = 4647.01 \text{ kg}$

DATOS:

$$\begin{aligned}
 h &= 40.00 \text{ cm} & d &= h - \text{rec} - \frac{\phi}{2} \\
 b &= 100.00 \text{ cm} \\
 \text{recub} &= 7.50 \text{ cm} & \text{Asumo;} \\
 d &= 31.70 \text{ cm} & \phi &= 16 \text{ mm} \\
 \phi &= 0.90 & \text{Para flexión}
 \end{aligned}$$

Diseño a Flexión:

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_U}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 1.68 \text{ cm}$$

$$\text{Armadura necesaria} = A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad A_s = 7.15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura por Temperatura: } A_{st} = 0,0018 \cdot b \cdot d \quad A_{st} = 5.71 \text{ cm}^2$$

Entonces usamos: $A_s = 7.15 \text{ cm}^2$

Ø (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	7.03	10.98	15.81	28.11	43.92	68.62

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$

As. Principal.- Usamos Ø 16 mm c/27,5 cm

Armadura Transversal:

Para disponer la armadura transversal usamos A_s mín:

Armadura por Temperatura:

$$A_{st} = 0,0018 \cdot b \cdot d \quad A_{st} = 5.71 \text{ cm}^2$$

Entonces usamos: $A_s = 5.71 \text{ cm}^2$

\emptyset (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	8.81	13.76	19.82	35.24	55.06	86.03

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80$ cm

As. *Secundaria*.- Usamos \emptyset 12 mm c/20 cm

Verificación a Corte:

$$V_u \leq \emptyset \cdot V_n$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

\emptyset = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tension Cortante:

$$\emptyset = 0.90 \quad \text{para corte LRFD 5.5.4.2}$$

$$V_u \leq \frac{V_u}{\emptyset \cdot b \cdot d}$$

$$V_u = 1.63 \quad \text{kg/cm}^2$$

El concreto resiste:

$$V_c \leq 0.53 \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = 7.68 \quad \text{kg/cm}^2$$

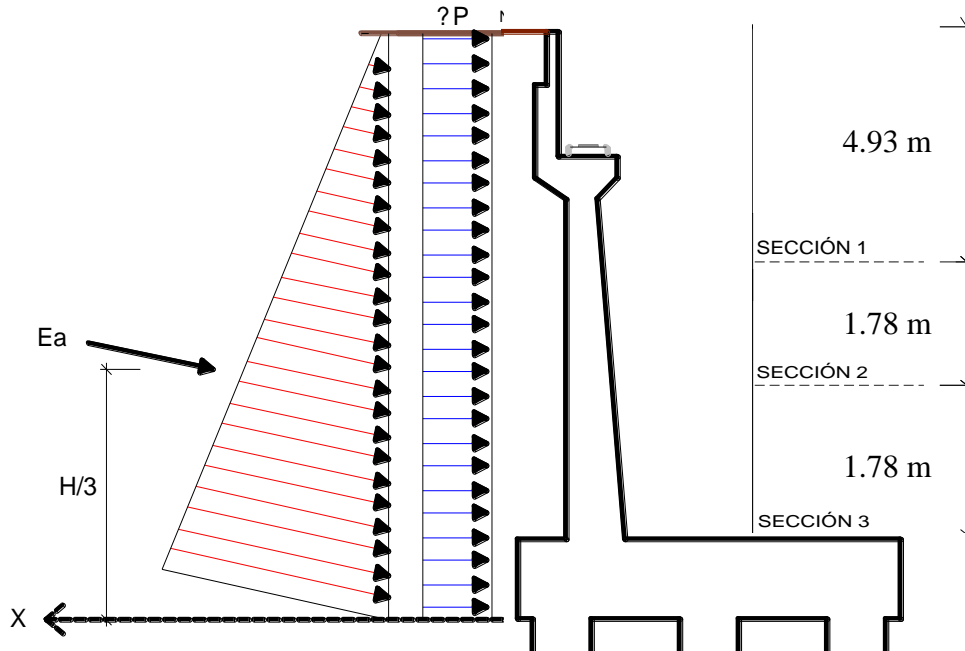
CONDICIÓN:

Entonces.- $V_u \leq \emptyset \cdot V_n$ $1.63 \leq 7.68$

No requiere refuerzo por cortante

3.5.1.5.2.- CÁLCULO DE LA LOSA DEL ALZADO:

Para el cálculo de las armaduras vamos a analizar 3 secciones, con el objeto de ir disminuyendo armadura a medida que el momento es menor:



3.5.1.5.2.1.- SECCIÓN 1:

CARGAS VIVAS:

a) Sobrecarga Viva (LS):

El aumento de la presión producido por una sobrecarga uniforme (LS) se calcula convirtiendo esta carga en una altura de tierra equivalente imaginaria h_{eq} por encima de la parte superior del muro:

$$h_{eq} = 600 \text{ mm} \quad \text{De Tabla Tabla N}^\circ 34$$

$$\Delta_p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_{eq} \cdot 10^{-9}$$

$$\gamma_s = 1800 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$k_o = 0.297$$

$$\Delta_p = 0.00315 \text{ Mpa}$$

$$\Delta_p = 321.10 \text{ kg/m}^2$$

Fuerza por sobrecarga viva;

$$F_{\Delta} = \Delta_p \cdot H \quad F_{\Delta} = 1584 \text{ kg.}$$

Sobrecarga Viva por unidad de ancho;

Sobrecarga Viva;	$F_{\Delta} = 1584 \text{ kg}$	$Y_{\Delta} = 2.47 \text{ m}$
------------------	--------------------------------	-------------------------------

CARGAS PERMANENTES:

a) Empuje del Suelo (EH):

* Presión activa del Suelo:

$$p = 2640.15 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de la fuerza Activa;

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot p \cdot h_i \quad E_a = 6512 \text{ kg/m}$$

Componente Horizontal de la Presión Activa, E_{aH} :

$$E_{aH} = E_a \cdot \cos \delta \quad E_{aH} = 6120 \text{ kg}$$

Distancia al punto de aplicación de la componente horizontal de la Presión Activa:

$$Y_{EH} = \frac{h_i}{3} \quad Y_{EH} = 1.64 \text{ m}$$

Empuje Activo por unidad de ancho;

Empuje Activo;	$E_{aH} = 6120 \text{ kg}$	$Y_{EH} = 1.64 \text{ m}$
----------------	----------------------------	---------------------------

Cálculo del Momento y Cortante último:

RESISTENCIA I.-

$$M_U = 1,50M_{EH} + 1,75M_{LS}$$

$$M_u = 21933.04 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH} + 1,75V_{LS}$$

$$V_u = 11951.58 \text{ kg/m}$$

RESISTENCIA III.-

$$M_U = 1,50M_{EH}$$

$$M_u = 15095.06 \text{ kg}^*\text{m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH}$$

$$V_u = 9179.43 \text{ kg/m}$$

RESISTENCIA IV.-

$$M_U = 1,50M_{EH}$$

$$M_u = 15095.06 \text{ kg}^*\text{m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH}$$

$$V_u = 9179.43 \text{ kg/m}$$

RESISTENCIA V.-

$$M_U = 1,50M_{EH} + 1,35M_{LS}$$

$$M_u = 20370.07 \text{ kg}^*\text{m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH} + 1,35V_{LS}$$

$$V_u = 11317.95 \text{ kg/m}$$

Como podemos ver, la combinación (RESISTENCIA I) es la más crítica;

Momentos y Cortante de Diseño:

$M_u =$	21933.04	kg^*m
$V_u =$	11951.58	kg

Diseño por Flexión: (As)

DATOS:

$$h = 68.67 \text{ cm}$$

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

$$\text{recub} = 5.00 \text{ cm}$$

$$d = 62.67 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90 \text{ Para flexión}$$

$$d = h - \text{rec} - \frac{\phi}{2}$$

Asumo;

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_U}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 2.22 \text{ cm}$$

$$\text{Armadura necesaria} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad A_s = 9.43 \text{ cm}^2$$

Armadura por Temperatura: $A_s = 11.28 \text{ cm}^2$

Entonces usamos: $A_s = 11.28 \text{ cm}^2$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	4.46	6.96	10.03	17.82	27.85	43.52

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$

As. Principal.- Usamos $\varnothing 20 \text{ mm c}/27.5 \text{ cm}$ (vertical interior)

Armadura Transversal

Para disponer la armadura transversal usamos A_s mín:

Ademas en las armaduras mín. nos basaremos en el libro de hormigón armado Jimenez Montoya, que nos da la siguiente tabla:

Tipo de elemento estructural		clase de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		0.004	0.004
Losas		0.002	0.0018
Vigas		0.0033	0.0028
Muros	Armadura horizontal	0.004	0.0032
	Armadura Vertical	0.0012	0.0009

Ademas nos recomienda para muros:

La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta (cara en compresion) una armadura mínima igual al 30 % de la armadura en tracción.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50 % en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista.

En caso de que la seccion tuviese una altura mayor a 50 cm se podrá calcular la armadura mínima con 50 cm

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 10.00 \text{ cm}^2$$

Entonces usamos: $A_s = 10.00 \text{ cm}^2$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	5.03	7.85	11.31	20.11	31.42	49.09

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$

As. Secundaria.- Usamos $\varnothing 16 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$ (horizontal interior)

Armadura vertical y transversal en la zona comprimida

Armadura vertical externa es igual a:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,3 * 0,0012 * b * h \quad A_{st} = 1.80 \text{ cm}^2$$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	27.93	43.63	62.83	111.70	174.53	272.71

As. vertical en externa.- Usamos $\varnothing 10 \text{ mm C}/35 \text{ cm}$ (vertical exterior)

Armadura transversal externa es igual a:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,002 * b * h \quad A_{s\min} = 10.00 \text{ cm}^2$$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	5.03	7.85	11.31	20.11	31.42	49.09

As. horizontal externa.- Usamos $\varnothing 16 \text{ mm C}/20 \text{ cm}$ (horizontal exterior)

Verificación a Corte:

$$A_s = 0,002 * b * h$$

$$V_u \leq \varnothing \cdot V_n$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

\varnothing = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tension Cortante:

$$\phi = 0.90 \quad \text{para corte} \quad \text{LRFD 5.5.4.2}$$

$$V_u \leq \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} \quad V_u = 2.12 \quad \text{kg/cm}^2$$

El concreto resiste:

$$V_c \leq 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \quad V_c = 7.68 \quad \text{kg/cm}^2$$

CONDICIÓN:

$$\text{Entonces.-} \quad V_u \leq \phi \cdot V_n \quad 2.12 \leq 7.68$$

No requiere refuerzo por cortante

3.5.1.5.2.2.- SECCIÓN 2:

$$H = 6.72 \text{ m}$$

CARGAS VIVAS:

a) Sobrecarga Viva (LS):

El aumento de la presión producido por una sobrecarga uniforme (LS) se calcula convirtiendo esta carga en una altura de tierra equivalente imaginaria h_{eq} por encima de la parte superior del muro:

$$h_{eq} = 600 \quad \text{mm} \quad \text{De Tabla Tabla N}^\circ 34$$

$$\Delta_p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_{eq} \cdot 10^{-9}$$

$$\gamma_s = 1800 \quad \text{kg/m}^3$$

$$g = 9.81 \quad \text{m/s}^2$$

$$k_o = 0.29731$$

$$\Delta_p = 0.00315 \quad \text{Mpa}$$

$$\Delta_p = 321.10 \quad \text{kg/m}^2$$

Fuerza por sobrecarga viva;

$$F_{\Delta} = \Delta_p \cdot H \quad F_{\Delta} = 2157 \text{ kg.}$$

Sobrecarga Viva por unidad de ancho;

Sobrecarga Viva; $F_{\Delta} = 2157 \text{ kg}$ $Y_{\Delta} = 3.36 \text{ m}$

CARGAS PERMANENTES:

a) Empuje del Suelo (EH):

* Presión activa del Suelo:

$p = 3594.52 \text{ kg/m}^2$

Cálculo de la fuerza Activa;

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot p \cdot h_i \quad E_a = 12072 \text{ kg/m}$$

Componente Horizontal de la Presión Activa, E_{aH} :

$$E_{aH} = E_a \cdot \cos \delta \quad E_{aH} = 11344 \text{ kg}$$

Distancia al punto de aplicación de la componente horizontal de la Presión Activa

$$Y_{EH} = \frac{h_i}{3} \quad Y_{EH} = 2.24 \text{ m}$$

Empuje Activo por unidad de ancho;

Empuje Activo; $E_{aH} = 11344 \text{ kg}$ $Y_{EH} = 2.24 \text{ m}$
--

Cálculo del Momento y Cortante último:

RESISTENCIA I.-

$M_u = 1,50M_{EH} + 1,75M_{LS}$

$M_u = 50770.80 \text{ kg}\cdot\text{m}$
--

$V_u = 1,50V_{EH} + 1,75V_{LS}$

$V_u = 20789.66 \text{ kg/m}$

RESISTENCIA III.-

$$M_U = 1,50M_{EH}$$

$$M_u = 38095.60 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH}$$

$$V_u = 17015.41 \text{ kg/m}$$

RESISTENCIA IV.-

$$M_U = 1,50M_{EH}$$

$$M_u = 38095.60 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH}$$

$$V_u = 17015.41 \text{ kg/m}$$

RESISTENCIA V.-

$$M_U = 1,50M_{EH} + 1,35M_{LS}$$

$$M_u = 47873.61 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH} + 1,35V_{LS}$$

$$V_u = 19926.97 \text{ kg/m}$$

Como podemos ver, la combinación (RESISTENCIA I) es la más crítica;

Momentos y Cortante de Diseño:

$M_u =$	50770.80	kg*m
$V_u =$	20789.66	kg

Diseño por Flexión: (As)

DATOS:

- h = 84.33 cm
- b = 100 cm
- recub = 5.00 cm
- d = 78.33 cm
- $\phi = 0.90$ Para flexión
- $f'_c = 210$ kg/cm²
- $f_y = 4200$ kg/cm²

$$d = h - \text{rec} - \frac{\phi}{2}$$

Asumo;

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_U}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 4.14 \text{ cm}$$

$$\text{Armadura necesaria} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad A_s = 17.61 \text{ cm}^2$$

Armadura por Temperatura: $A_{st} = 0,0018 \cdot b \cdot d$ $A_{st} = 14.10 \text{ cm}^2$

Entonces usamos: $A_s = 17.61 \text{ cm}^2$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	2.85	4.46	6.42	11.42	17.84	27.87

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80$ $S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$

As. Principal.- Usamos $\varnothing 20 \text{ mm c}/17.5 \text{ cm}$ (vertical interior)

Armadura Transversal y secundaria:

Para disponer la armadura transversal usamos A_s mín:

Ademas en las armaduras min. nos basaremos en el libro de hormigón armado Jimenez Montoya, que nos da la siguiente tabla:

Tipo de elemento estructural		clase de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		0.004	0.004
Losas		0.002	0.0018
Vigas		0.0033	0.0028
Muros	Armadura horizontal	0.004	0.0032
	Armadura Vertical	0.0012	0.0009

Ademas nos recomienda para muros:

La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta (cara en compresion) una armadura mínima igual al 30 % de la armadura en tracción.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50 % en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista.

En caso de que la sección tuviese una altura mayor a 50 cm se podra calcular la armadura min con 50 cm

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_s = 0,002 \cdot b \cdot h$$

$$A_{st} = 10.00 \text{ cm}^2$$

Entonces usamos:

$$A_s = 10.00 \text{ cm}^2$$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	5.03	7.85	11.31	20.11	31.42	49.09

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80$ cm

As. Secundaria.- Usamos \varnothing 16 mm c/20 cm (horizontal interior)

Armadura vertical y transversal en la zona comprimida

Armadura vertical externa es igual a:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,3 * 0,0012 * b * h \quad A_{st} = 1.80 \text{ cm}^2$$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	27.93	43.63	62.83	111.70	174.53	272.71

As. vertical en externa.- Usamos \varnothing 10 mm C/35 cm (vertical exterior)

Armadura transversal externa es igual a:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,002 * b * h \quad A_{s\min} = 10.00 \text{ cm}^2$$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	5.03	7.85	11.31	20.11	31.42	49.09

As. horizontal externa.- Usamos \varnothing 16 mm C/20 cm (horizontal exterior)

Verificación a Corte:

$$V_u \leq \varnothing \cdot V_n$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la seccion considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

\varnothing = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tension Cortante:

$$\phi = 0.90 \quad \text{para corte} \quad \text{LRFD 5.5.4.2}$$

$$\boxed{V_u \leq \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}} \quad V_u = 2.95 \quad \text{kg/cm}^2$$

El concreto resiste:

$$\boxed{V_c \leq 0.53 \cdot \sqrt{f'_c}} \quad V_c = 7.68 \quad \text{kg/cm}^2$$

CONDICIÓN:

Entonces.- $\boxed{V_u \leq \phi \cdot V_n}$ $2.95 \leq 7.68$

No requiere refuerzo por cortante

3.5.1.5.2.3.- SECCIÓN 3:

$$H = 8.50 \text{ m}$$

CARGAS VIVAS:

a) Sobrecarga Viva (LS):

El aumento de la presión producido por una sobrecarga uniforme (LS) se calcula convirtiendo esta carga en una altura de tierra equivalente imaginaria h_{eq} por encima de la parte superior del muro:

$$h_{eq} = 600 \quad \text{mm} \quad \text{De Tabla Tabla N}^\circ 34$$

$$\boxed{\Delta_p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_{eq} \cdot 10^{-9}}$$

$$\gamma_s = 1800 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$k_o = 0.29731$$

$$\Delta_p = 0.00315 \text{ Mpa}$$

$$\boxed{\Delta_p = 321.10 \text{ kg/m}^2}$$

Fuerza por sobrecarga viva;

$$\boxed{F_\Delta = \Delta_p \cdot H}$$

$$F_\Delta = 2729 \quad \text{kg.}$$

Sobrecarga Viva por unidad de ancho;

$$\text{Sobrecarga Viva; } F_{\Delta} = 2729 \text{ kg} \quad Y_{\Delta} = 4.25 \text{ m}$$

CARGAS PERMANENTES:

a) **Empuje del Suelo (EH):**

* Presión activa del Suelo:

$$p = 4548.90 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de la fuerza Activa;

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot p \cdot h_i \quad E_a = 19333 \text{ kg/m}$$

Componente Horizontal de la Presión Activa, E_{aH} :

$$E_{aH} = E_a \cdot \cos \delta \quad E_{aH} = 18167 \text{ kg}$$

Distancia al punto de aplicación de la componente horizontal de la Presión Activa:

$$Y_{EH} = \frac{h_i}{3} \quad Y_{EH} = 2.83 \text{ m}$$

Empuje Activo por unidad de ancho;

$$\text{Empuje Activo; } EH_{aH} = 18167 \text{ kg} \quad Y_{EH} = 2.83 \text{ m}$$

Cálculo del Momento y Cortante último:

RESISTENCIA I.-

$$M_U = 1,50M_{EH} + 1,75M_{LS}$$

$$M_u = 97508.89 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH} + 1,75V_{LS}$$

$$V_u = 32026.73 \text{ kg/m}$$

RESISTENCIA III.-

$$M_U = 1,50M_{EH}$$

$$M_u = 77209.41 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH}$$

$$V_u = 27250.38 \text{ kg/m}$$

RESISTENCIA IV.-

$$M_U = 1,50M_{EH}$$

$$M_u = 77209.41 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH}$$

$$V_u = 27250.38 \text{ kg/m}$$

RESISTENCIA V.-

$$M_U = 1,50M_{EH} + 1,35M_{LS}$$

$$M_u = 92869.01 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH} + 1,35V_{LS}$$

$$V_u = 30934.99 \text{ kg/m}$$

Como podemos ver, la combinación (RESISTENCIA I) es la más crítica;

Momentos y Cortante de Diseño:

$M_u =$	97508.89	kg*m
$V_u =$	32026.73	kg

Diseño por Flexión: (As)

DATOS:

$h = 100.00 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$
 $\text{recub} = 5.00 \text{ cm}$
 $d = 93.75 \text{ cm}$
 $\phi = 0.90 \text{ Para flexión}$
 $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$d = h - \text{rec} - \frac{\phi}{2}$$

Asumo;

$$\phi = 25 \text{ mm}$$

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_U}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 6.71 \text{ cm}$$

$$\text{Armadura necesaria} = A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad A_s = 28.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura por Temperatura:} \quad A_{st} = 0,0018 \cdot b \cdot d \quad A_{st} = 16.88 \text{ cm}^2$$

Entonces usamos: $A_s = 28.54 \text{ cm}^2$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	1.76	2.75	3.96	7.05	11.01	17.20

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$

As. Principal.- Usamos $\varnothing 25 \text{ mm c}/17.5 \text{ cm}$ (vertical interior)

Armadura Transversal y secundaria:

Para disponer la armadura transversal usamos A_s mín:

Ademas en las armaduras mín. nos basaremos en el libro de hormigón armado Jimenez Montoya, que nos da la siguiente tabla:

Tipo de elemento estructural	clase de acero		
	B 400 S	B 500 S	
Pilares	0.004	0.004	
Losas	0.002	0.0018	
Vigas	0.0033	0.0028	
Muros	Armadura horizontal	0.004	0.0032
	Armadura Vertical	0.0012	0.0009

Ademas nos recomienda para muros:

La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta (cara en compresion) una armadura mínima igual al 30 % de la armadura en tracción.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50 % en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista.

En caso de que la sección tuviese una altura mayor a 50 cm se podra calcular la armadura min con 50 cm

$$h = 50 \text{ cm} \quad \boxed{A_s = 0,002 * b * h}$$

$$A_{st} = 10.00 \text{ cm}^2$$

Entonces usamos: $A_s = 10.00 \text{ cm}^2$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	5.03	7.85	11.31	20.11	31.42	49.09

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80$ cm

As. Secundaria.- Usamos \emptyset 16 mm c/20 cm (horizontal interior)

Armadura vertical y transversal en la zona comprimida

Armadura vertical externa es igual a:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,3 * 0,0012 * b * h \quad A_s = \frac{0,002 * b * h}{1,00} \text{ cm}^2$$

\emptyset (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	27.93	43.63	62.83	111.70	174.53	272.71

As. vertical en externa.- Usamos \emptyset 10 mm C/35 cm (vertical exterior)

Armadura transversal externa es igual a:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 10.00 \text{ cm}^2$$

\emptyset (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	5.03	7.85	11.31	20.11	31.42	49.09

As. horizontal externa.- Usamos \emptyset 16 mm C/20 cm (horizontal exterior)

Verificación a Corte:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tensión Cortante:

$$\phi = 0.90 \text{ para corte} \quad \text{LRFD 5.5.4.2}$$

$$\boxed{V_u \leq \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}} \quad V_u = 3.80 \text{ kg/cm}^2$$

El concreto resiste:

$$\boxed{V_c \leq 0,53 \cdot \sqrt{f'_c}} \quad V_c = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

CONDICION:

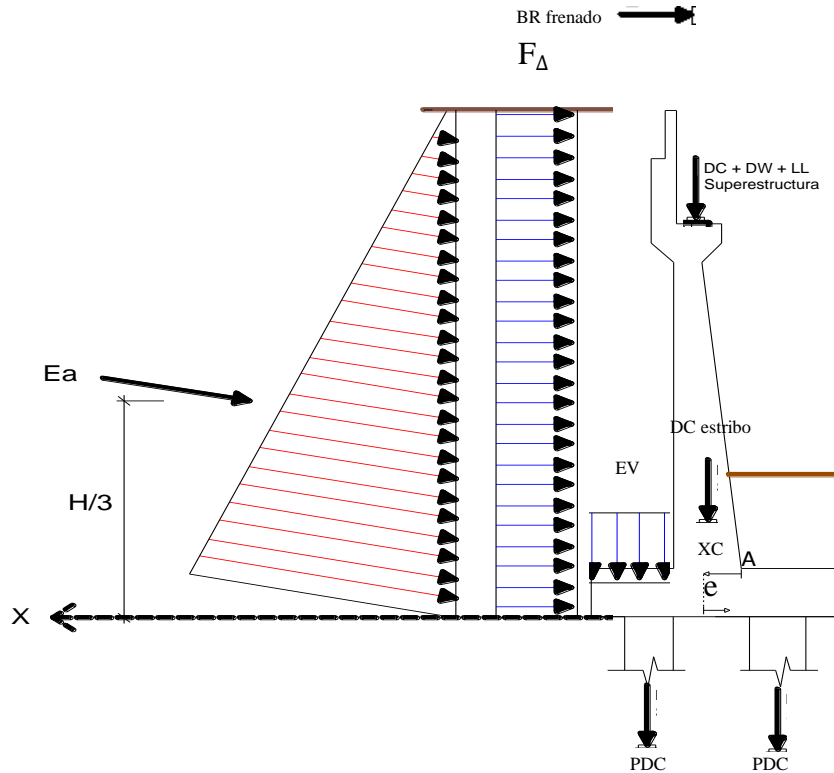
Entonces.- $\boxed{V_u \leq \phi \cdot V_n}$ $3.80 \leq 7.68$

No requiere refuerzo por cortante

3.5.1.5.4.- CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN (pilotes):

Para el diseño de los pilotes se debe analizar el grupo de cargas que sea más desfavorable.

Longitud del estribo = 5.20 m



Nota: el brazo esta medido desde Xc

FUERZA	CARGA	Brazo	Momento	Descripción		
	kg/m	m	kg*m			
V	DC =	13869	-0.01	-118.02	Peso Propio Estribo	+
V	EV =	5655	-0.56	-3142.00	Presión vertical del peso propio del suelo de relleno	+
V	PDC =	34799			Peso Propio del pilote	+
	EDC =	23400			Peso propio del encepado	
H	F _Δ =	3211	5.00	16054.94829	Incremento de presión por carga vehicular	-
H	EH _{aH} =	25145	3.33	83815.0913	Componente horizontal del empuje activo	-
V	HL - 93 =	10975	0.09		Carga Viva	+
H	BR =	711		8385.28	Fuerza de Frenado	(+)(-)
V	RDC =	20627	0.09	1854	Peso propio de Vigas y Diafragmas	+
V	RDW =	4676	0.09	420	Peso propio de accesorios	+

Tomando en cuenta el camión sobre el estribo

Sumatoria de fuerzas verticales

Momentos totales

$$\sum f_v = 55802.03 \text{ kg}$$

$$M_t = 107269.1 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$X_c = \frac{\sum(f_v \cdot x)}{\sum(f_v)}$$

$$X_c = 0.72 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_t}{\sum(f_v)}$$

$$e = 1.92 \text{ m}$$

distancia desde el punto A hasta el centro del encepado
1.20 m a la derecha del punto A

Sin tomar en cuenta el camión

sumatoria de fuerzas verticales

Momentos totales

$$\sum f_v = 44826.79 \text{ kg}$$

$$\sum M = 107269.1 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$X_c = \frac{\sum(f_v \cdot x)}{\sum(f_v)}$$

$$X_c = 0.74186 \text{ m}$$

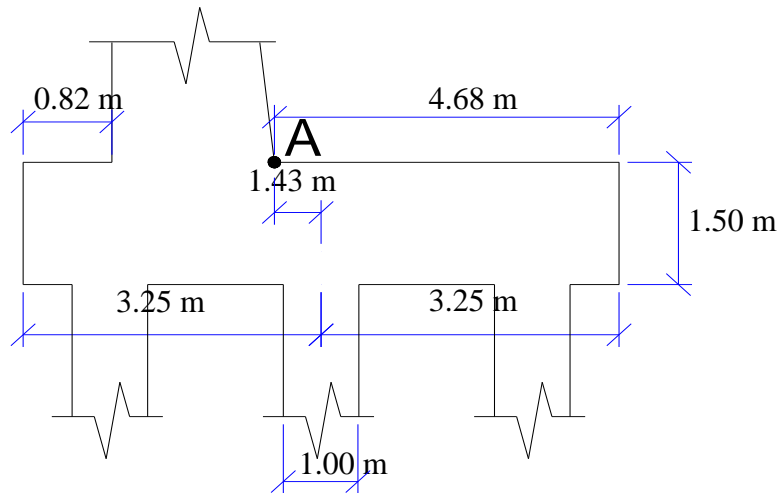
$$e = \frac{M_t}{\sum(f_v)}$$

$$e = 2.39 \text{ m}$$

distancia desde el punto A hasta el centro del encepado
1.65 m a la derecha del punto A

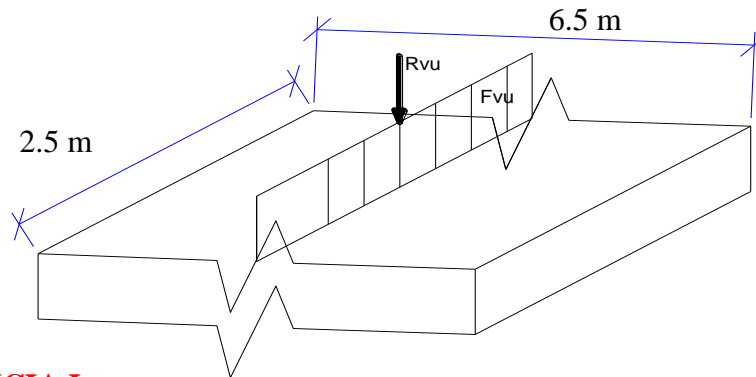
Final mente asumimos que la distancia entre el centro del encepado y el punto A es igual al promedio de los dos casos, entonces:

1.43 m



Distribución de cargas a los pilotes

La distribución se realizara distribuyendo las cargas a lo largo del encepado y tomando un tramo para el analisis.



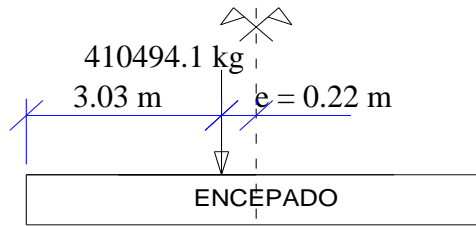
RESISTENCIA I:

Tomando en cuenta el camión sobre el estribo

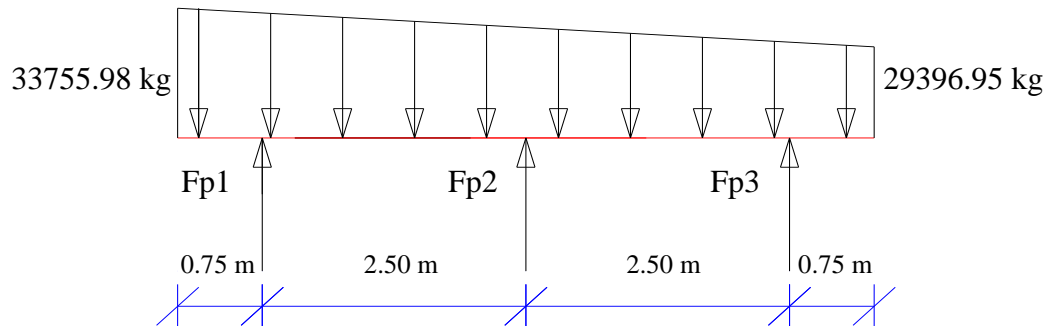
$$U = 1,25.DC + 1,5.DW + 1,5.EH + 1,35.EV + 1,75.(LL + BR + LS) + WA$$

Fvu = 164197.63 kg/m Fuerza Resultante moyorada

Rvu = 410494.1 kg Resultante de las fuerzas para el tramo



Debido al encepado las cargas se transmiten a los pilotes de la siguiente forma.



Entonces:

Fp1 = 88019.4 kg

Fp2 = 61683.3 kg

Fp3 = 55544.3 kg

Tomo el mayor =

88019.4 kg

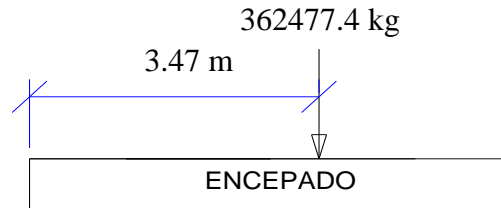
RESISTENCIA I:

sin tomar en cuenta el camión

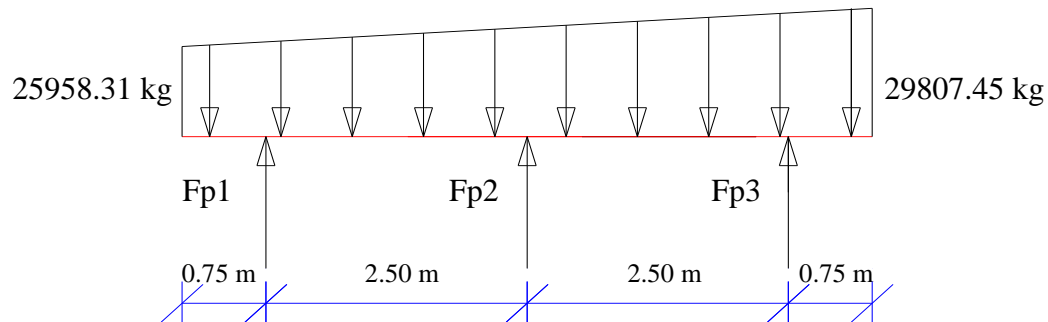
$$U = 1,25.DC + 1,5.DW + 1,5.EH + 1,35.EV + 1,75.(LL + BR + LS) + WA$$

Fvu = 144990.95 kg/m Fuerza Resultante mejorada

Rvu = 362477.4 kg Resultante de las fuerzas para el tramo



Debido al encepado las cargas se transmiten a los pilotes de la siguiente forma.



Entonces:

Fp1 = 41358 kg Fp2 = 65356.3 kg Fp3 = 45686 kg

Tomo el mayor = 65356.3 kg

FINALMENTE consideró el mayor de cada caso Fp =

88019.4 kg

Cálculo de la capacidad del pilote

La capacidad de carga última Q_u de un pilote esta dada por la ecuación

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde:

Q_p = capacidad de carga de la punta del pilote

Q_s = Resistencia por fricción (superficial) generada en la interfaz suelo - pilote

En nuestro caso $Q_p = 0$ ya que nuestro suelo es de muy bajas características resistentes por que solo se tomara en cuenta la resistencia por fricción superficial

$$Q_u = Q_s$$

Resistencia por fricción (Q_s)

Coyle y Castello (1981), propuesieron que:

$$Q_s = K \cdot \overline{\sigma}' \cdot \tan(\xi) \cdot p \cdot l$$

Donde:

K = Coeficiente de presión efectiva de tierra Figura N°39

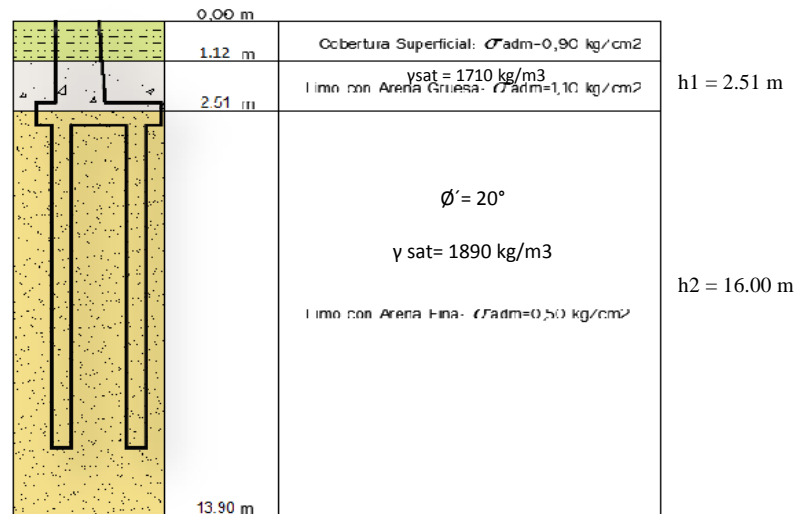
ξ = Presión de sobrecarga efectiva promedio

$\overline{\sigma}'$ = ángulo de fricción entre suelo y pilote = $0,8 \cdot \phi'$

p = perímetro del pitole (m)

l = longitud del pitole (m)

FIGURA N°38 Características del terreno



Fuente: Informe de Estudio Geofísico (Ing. Ricardo Cox)

Presión de sobrecarga efectiva promedio

$$\overline{\sigma}' = h_1 \cdot \gamma + h_2 \cdot \gamma_{sat} - h_2 \cdot \gamma_w$$

Donde:

γ_w = peso específico del agua

$$\overline{\sigma}' = 18532,1 \text{ kg/m}^2$$

ángulo de fricción entre suelo y pilote

$$\xi = 0,8 \cdot \phi'$$

$$\xi = 24$$

$$p = 3,14 \text{ m}$$

$$l = 16,00 \text{ m}$$

Coefficiente de presión efectiva de tierra

$$K = 1,4.(1 - \text{sen } \phi')$$

$$K = 0.7$$

Finalmente para un pilote: $Q_s = 290319 \text{ kg}$

Eficiencia de grupo

La eficiencia de la capacidad de carga de un grupo de pilotes se define como

$$\eta = \frac{Q_g(u)}{\sum Q_u}$$

Donde:

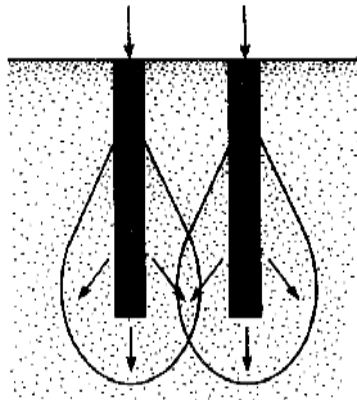
η = Eficiencia del grupo

$Q_g(u)$ = Capacidad última de carga del grupo de pilotes

$\sum Q_u$ = Capacidad última de carga de cada pilote sin el efecto del grupo

Muchos ingenieros estructuristas usan un análisis simplificado para obtener la eficiencia del grupo de pilotes de fricción

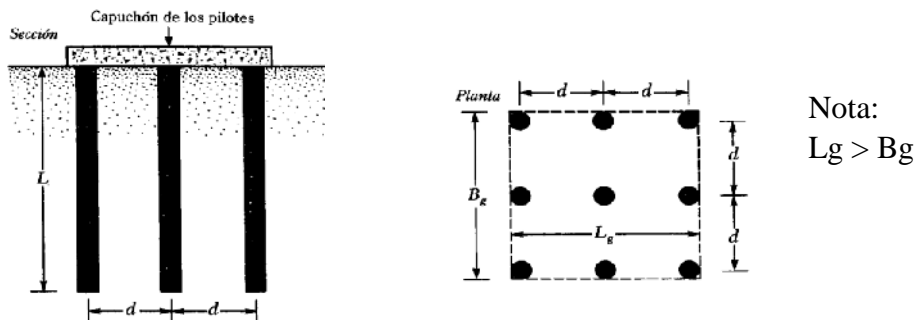
FIGURA N°40 Eficiencia de grupo



Fuente: Principios de ingeniería de Fundaciones Braja M.

este tipo de análisis se explica con ayuda de la Figura N°41

FIGURA N°41 Eficiencia de grupo



Fuente: Principios de ingeniería de Fundaciones Braja M.

entonces la eficiencia de grupo se calcula con la siguiente formula:

$$\eta = \frac{2(n1 + n2 - 2)d + 4D}{pn1n2}$$

Donde: n1 = 3 Numero de pilotes en direccion Lg
 n2 = 2 Numero de pilotes en direccion Bg
 d = 2.50 m Separación entre pilotes
 p = 3.14 m Perimetro pilote
 D = 1.00 m Diametro del pilote

$$\eta = 1.00$$

Si el espaciamento centro a centro, d, es suficientemente grande, $\eta > 1$. En ese caso, los pilotes se comportarán como pilotes individuales. Entonces, en la práctica, si $\eta < 1$, se afecta al valor de Qu caso contrario se mantiene el valor de Qu.

En nuestro caso como $\eta > 1$ entonces no se afecta.

Y como:

FS = 3 Factor de seguridad de 2,5 - 4

$$Qu = \frac{Qs}{FS} \quad Qu = 96773 \text{ kg}$$

$$Qg(u) = \eta \sum Qu$$

$$Qg(u) = 580638$$

Comprobación

$$Qg(u) \geq \sum Fp$$

$$580638 > 528116 \quad \text{CUMPLE}$$

Cálculo Armadura del encepado

Para el cálculo del encepado se debe tener en cuenta que existen dos tipos flexibles y rígidos en función a la siguiente condición.

si el velo no supera en cualquier dirección no supera el doble del canto total ($v < 2h$) se consideran encepados rígido caso contrario encepados flexibles.

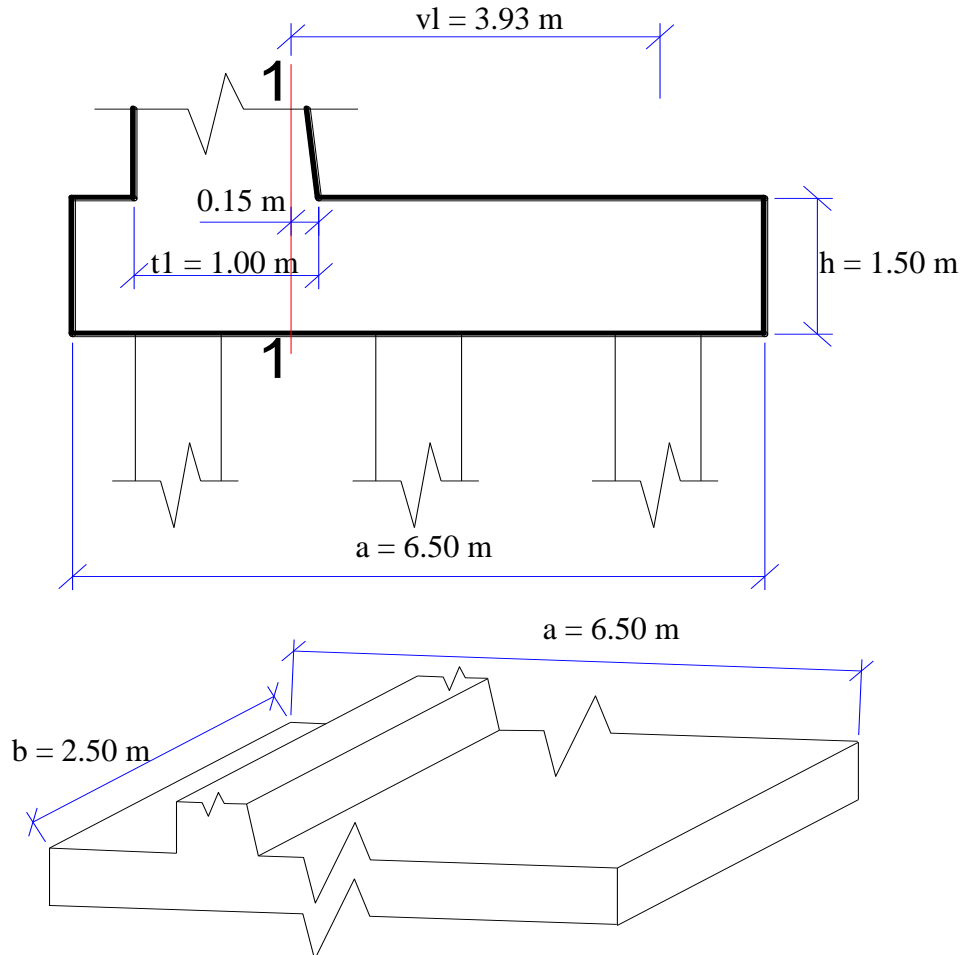
$$v = 3.93 \text{ m} \quad \text{y} \quad 2h = 3.00 \text{ m}$$

$$\text{entonces:} \quad 3.93 < 3.00$$

Como no cumple la condición se considera un encepado flexible.

para nuestro cálculo se tomará en cuenta las recomendaciones del libro de HORMIGÓN ARMADO de Jimenez Montoya que nos indica.

La armadura se determina en las secciones 1-1 distanciadas del soporte (pilote exterior) hasta 0.15 de t1



El Momento de cálculo en las sección 1-1 es

$$\text{Mod} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot b \cdot (vl)^2$$

donde: Nd = Resultante de las cargas

$$\sigma_1 = 25261.2 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{Nd}{a \cdot b}$$

Entonces

$$\text{Mod} = 486896 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Diseño por Flexión: (As)

DATOS:

h = 150.00 cm	$d = h - \text{rec} - \frac{\phi}{2}$
b = 250 cm	
recub = 5.00 cm	Asumo;
d = 143.75 cm	$\phi = 25 \text{ mm}$
$\phi = 0.90$ Para flexión	
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$	

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_u}{f'_c \cdot b \cdot a^2}} \right] \quad a = 8.70 \text{ cm}$$

Armadura necesaria = $A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y}$ $A_s = 92.40 \text{ cm}^2$

Armadura por Temperatura: $A_{st} = 0,0010 \cdot b \cdot d$ $A_{st} = 64.69 \text{ cm}^2$

Entonces usamos: $A_s = 92.40 \text{ cm}^2$

ϕ (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	1.36	2.12	3.06	5.44	8.50	13.28

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$

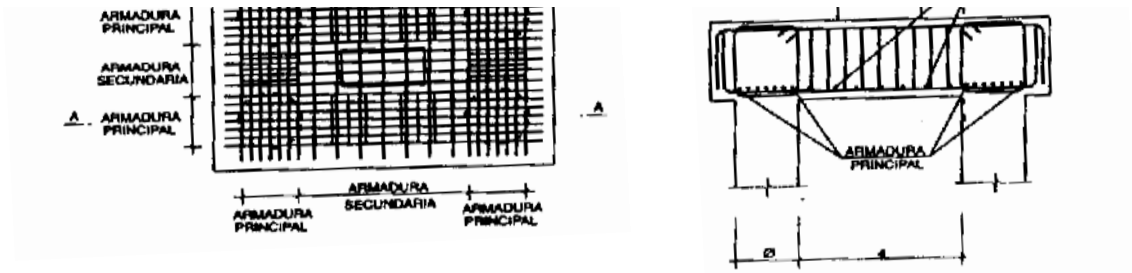
As. Principal.- Usamos $\phi 25 \text{ mm c/15 cm}$

Armadura secundaria

En el libro de Hormigon armado de Jimenez Montoya recomienda la disposicion de armadura secundaria horizontal de 1/4 de la armadura Principal, y de la misma manera una armadura secundaria vertical formada por cercos atando la armadura principal. Cuya disposicion sera de acuerdo al siguiente esquema.

FIGURA N°42 Distribucion de armadura en encepados





Fuente: Hormigon Armado Jimenez Montoya

entonces $A_s \text{ sec} = 23.1 \text{ cm}^2$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	5.44	8.50	12.24	21.76	34.00	53.12

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$

As. Secundaria.- Usamos $\varnothing 16 \text{ mm c}/22.5 \text{ cm}$

Verificación a Corte:

$$V_u \leq \varnothing \cdot V_n$$

$$V_u = 40486.3 \text{ kg}$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la seccion considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

\varnothing = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tensión Cortante:

$$\varnothing = 0.90 \text{ para corte} \quad \text{LRFD 5.5.4.2}$$

$$V_u \leq \frac{V_u}{\varnothing \cdot b \cdot d} \quad V_u = 1.25 \text{ kg/cm}^2$$

El concreto resiste:

$$V_c \leq 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \quad V_c = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

CONDICION:

$$V_u \leq \varnothing \cdot V_n$$

Entonces.- $1.25 \leq 7.68$

No requiere refuerzo por cortante

Cálculo de la armadura de pilotes

Se ha establecido la armadura, de acuerdo a la siguiente sección del ACI:

- 10.9.1 “El área del acero de refuerzo longitudinal para elementos no compuestos sujetos a compresión, no debe ser menor de 0.01, ni mayor que 0.8 veces el área total de la sección”.

por lo tanto

$$\boxed{A_s \text{ long} = 0.01 * A_g}$$

Donde:

A_g = Área de la sección del pilote.

Entonces:

$$A_g = 7853.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 78.54 \text{ cm}^2$$

Luego se procede al cálculo de varillas del pilote de acuerdo al ACI:

- Sección 10.9.2 “El acero de refuerzo longitudinal mínimo en elementos sujetos a compresión, debe ser de 4 varillas dentro de los anillo circulares o rectangulares, 3 varillas dentro de anillos triangulares, y 6 varillas confinadas por espiral”

Para esta sección tomaremos como mínimo 16 varillas longitudinales de diámetro 25 mm.

$$\varnothing = 25 \text{ mm} \quad N \text{ varillas} = 16$$

$$A_s \text{ cal} = 78.54 \text{ cm}^2$$

As. Principal.-

Usamos 16 Ø 25 mm

Luego se realiza el cálculo de la longitud de desarrollo que se anclará entre la zapata y el pilote de la siguiente manera:

ACI Sección 12.3 “Longitud de desarrollo de varillas corrugadas”, subsección 12.3.2 “La longitud de desarrollo básica debe ser $(0.075 d_b f_y) / \sqrt{f_c}$. Además no debe ser menor de 20 cm, sección 12.3.1.

$$\boxed{L_d = \frac{0.075 * d_b * F_y}{\sqrt{f_c}}} > 20 \text{ cm}$$

$$L_d = 54.34 > 20 \text{ cm}$$

Entonces tomo 54.34 cm

Para finalizar se procede al cálculo del acero de los estribos según ACI sección 7.10.5.1 “Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos

transversales de por lo menos $\varnothing 10$ mm, para barras longitudinales $\varnothing 32$ mm o menores”.

Estribo $\varnothing = 12$ mm

7.10.5.3 "Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135° , y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando la barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo".

$$\begin{array}{l} 16 * \varnothing_{\text{long}} = 40.0 \text{ cm} \\ 48 * \varnothing_{\text{estr}} = 57.6 \text{ cm} \\ \text{Radio seccion} = 50.0 \text{ cm} \\ S = 15.0 \text{ cm} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} 16 * \varnothing_{\text{long}} = 40.0 \text{ cm} \\ 48 * \varnothing_{\text{estr}} = 57.6 \text{ cm} \\ \text{Radio seccion} = 50.0 \text{ cm} \\ S = 15.0 \text{ cm} \end{array}} \right\} \text{ elijo el menor } S = 15.0 \text{ cm}$$

As. Estribos.-

Usamos $\varnothing 10$ mm C/15 cm

3.5.2.- DISEÑO DEL ALERO

3.5.2.1.- MATERIALES:

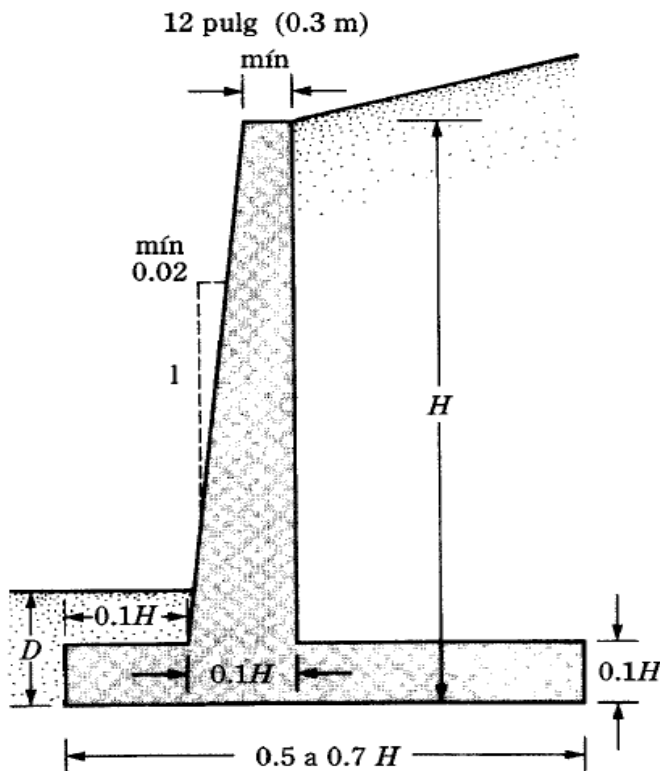
$f'_c =$	210 kg/cm ²	Resistencia Característica del Hormigón.
$\gamma_{H^o} =$	2400 kg/m ³	Peso específico del Hormigón.
$f_y =$	4200 kg/cm ²	Resistencia del Acero Estructural
$E_s =$	2050000 kg/cm ²	Módulo de elasticidad del Acero.
$\gamma_s =$	1800 kg/m ³	Peso específico del Terraplén.
$\sigma_{adm} =$	0.50 kg/cm ²	Esfuerzo admisible del suelo.
$1,25 * \sigma_{adm} =$	0.63 kg/cm ²	J. Montoya.
$1,33 * \sigma_{adm} =$	0.67 kg/cm ²	Arthur Nilson

Tamaño máximo del Agregado $\emptyset_{\text{max-agregado}} = 2.50 \text{ cm}$

3.5.2.2.- PREDIMENSIONAMIENTO:

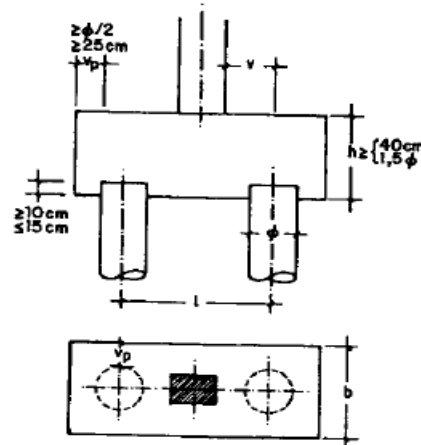
FIGURA N° 33

Predimensionamiento



Fuente: Braja M. Das

FIGURA N°34
Predimensionamiento



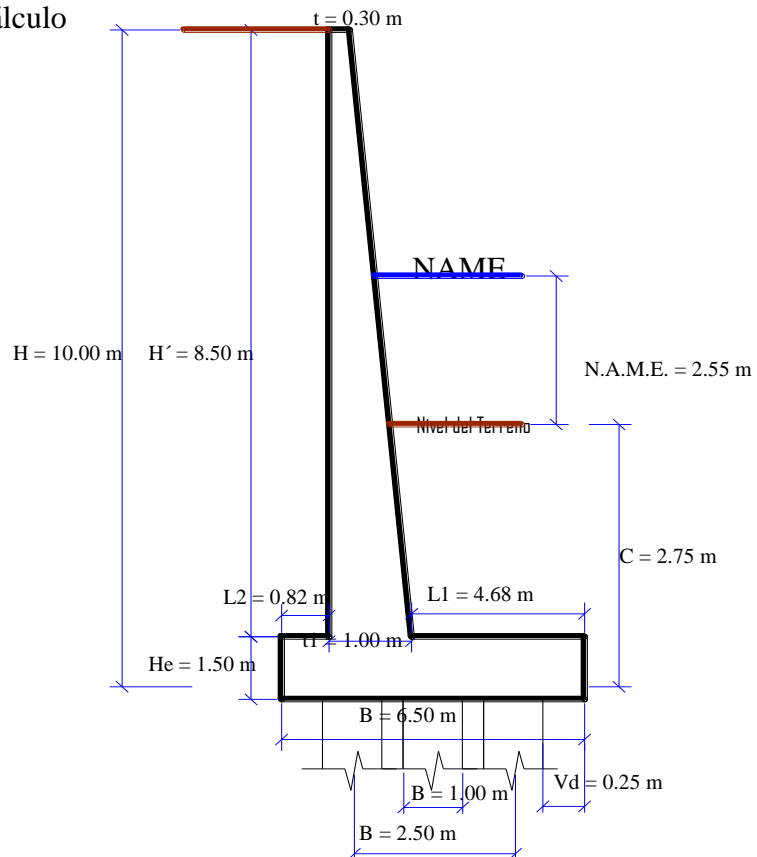
Fuente: Jimenez Montoya

DIMENSIÓN	VALORES			
	RECOMENDADO	ADOPTADO		
Altura Total del Estribo;	H =	-	10.00	m
Altura de la Pantalla;	H' =	-	8.50	m
N.A.M.E.		-	2.55	m
Ancho inf. de la Pantalla;	t1 =	0,1H	1.00	m
Ancho sup. de la Pantalla;	t =	> = 30 cm	0.30	m
Altura del muro;	h1 =	-	8.50	m
Ancho del encepado	B =		6.50	m
Altura del encepado	He =	> 40 cm - 1,5Dp	1.50	m
Ancho frontal del encepado	L1 =	-	4.68	m
Ancho trancero del encepado	L2 =	-	0.82	m
Diametro del pilote	Dp =	-	1.00	m
Longitud del pilote	L =	-	12.00	m
Numero de pilotes	Np =		6	
Vuelo del encepado	Vp =	-	0.25	m
Separación entre pilotes Hor	S1 =	2.5 - 3.5 Dp	2.50	m
Separación entre pilotes tran	S =	2.5 - 3.5 Dp	2.50	m

Longitud de Cajado = 5.20 m

Profundidad de encepado C = 2.75 m

Dimensiones de Cálculo



3.5.2.3.- ANÁLISIS DE CARGAS:

3.5.2.3.1.- CARGAS APLICADAS AL ESTRIBO.

CARGAS VIVAS:

a) Sobrecarga Viva (LS):

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno en una distancia igual a la mitad de la altura del muro detrás del paramento posterior del muro.

El aumento del empuje horizontal provocado por la sobrecarga viva se puede estimar como:

$$\Delta_p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_{eq} \cdot 10^{-9}$$

h_{eq} = Altura del suelo equivalente para carga vehicular (mm).

$h_{eq} = 600$ mm De Tabla N°34

TABLA N°34: Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de sostenimiento paralelos al trafico

Altura del muro (mm)	h_{eq} (mm)	
	Distancia entre el paramento posterior del muro y el borde del tráfico	
	0,0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1050	600
≥ 6000	600	600

Fuente: Norma AASHTO

$$\Delta_p = 0.00315 \text{ Mpa}$$

$$\Delta_p = 321.10 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de la fuerza por sobrecarga viva;

$$F_{\Delta} = \Delta_p \cdot H \quad F_{\Delta} = 3211 \text{ kg/m}$$

Sobrecarga Viva por unidad de ancho;

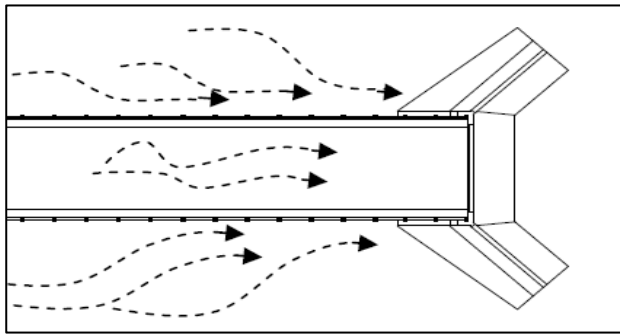
Sobrecarga Viva;	3211 kg	$X_{\Delta} = 5.00$ m
------------------	---------	-----------------------

b) Fuerza de Viento:

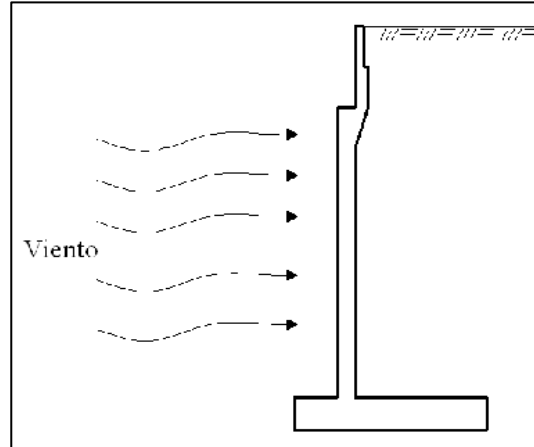
* Viento sobre la infraestructura:

No lo tomamos en cuenta por ser favorable, tal como se muestra en la figura.

FIGURA N°35 Esquemas de la Fuerza del viento



Fuente: Internet



c) Cargas Hidráulicas (WA):

No se tomará en cuenta por ser favorable.

CARGAS PERMANENTES:

a) Empuje del Suelo (EH):

* Presión activa del Suelo:

Se asumirá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la altura del suelo, y se toma como:

$$p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot z \cdot (10^{-9})$$

Donde:

p = Empuje lateral del suelo (Mpa).

k =

Coeficiente de empuje lateral tomado como k_a , para muros que se deforman o se mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o k_p , para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s = Densidad del suelo (kg/m^3).

z = Profundidad del suelo debajo de la superficie (mm).

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

Se asumirá que la carga de suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a H/3 desde la base del muro, siendo H la altura total del muro medida desde la superficie del terreno en el respaldo del muro hasta la parte superior del encepado.

Coefficiente de Empuje Lateral Activo, k_a ;

El coeficiente de empuje lateral activo se puede tomar como:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma \cdot [\sin^2 \theta \cdot \sin(\theta - \delta)]} \quad \Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) \cdot \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + \beta)}} \right]^2$$

Y además;

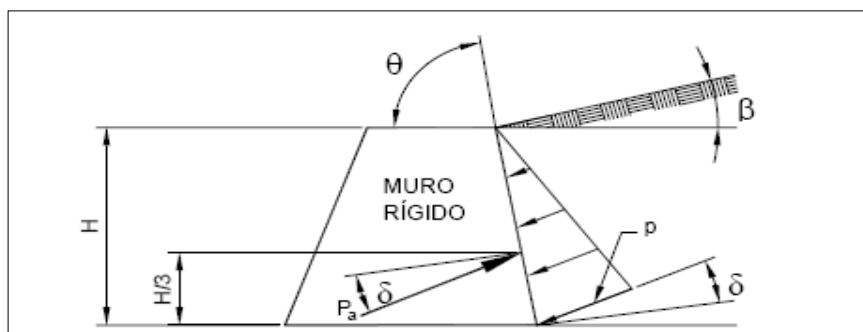
$\theta =$ Ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal como se indica en la Figura N°36 $\theta = 90^\circ$

$\phi'_f =$ Ángulo efectivo de fricción interna. de la tabla N°35 $\phi'_f = 30^\circ$
Arenoso con grava

$\beta =$ Ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal como se indica en la Figura N°36 $\beta = 0^\circ$

$\delta =$ Ángulo de fricción entre relleno y muro $\delta = \frac{2}{3} \cdot \phi'_f$
 $\delta = 20^\circ$

FIGURA N°36: Simbología para el empuje activo de coulumb



Fuente:
Norma AASHTO

Entonces;

$$\Gamma = 2.684 \quad k_o = 0.297$$

$\gamma_s = 1800 \text{ kg/m}^3$ Cálculo de la presión activa:

$g = 9.81 \text{ m/s}^2$ $p = 0.0525 \text{ MPa}$

$z = 10000 \text{ mm}$ $p = 5351.65 \text{ kg/m}^2$

TABLA N°35 Ángulo de fricción entre diferentes materiales

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	Coefficiente de fricción, $\tan \delta$
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grava limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		

Fuente: U.S. Department of the Navy 1982a

Cálculo de la Fuerza Activa;

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot p \cdot z \quad E_a = 26758 \text{ kg/m}$$

Componente Vertical de la Presión Activa, E_{aV} :

$$E_{aV} = E_a \cdot \sin \delta \quad E_{aV} = 9152 \text{ kg}$$

Componente Horizontal de la Presión Activa, E_{aH} :

$$E_{aH} = E_a \cdot \cos \delta \quad E_{aH} = 25145 \text{ kg}$$

Distancia al punto de aplicación de la componente horizontal de la Presión Activa:

$$Y_{EH} = \frac{H}{3} \quad Y_{EH} = 3.33 \text{ m}$$

Empuje Activo por unidad de ancho;

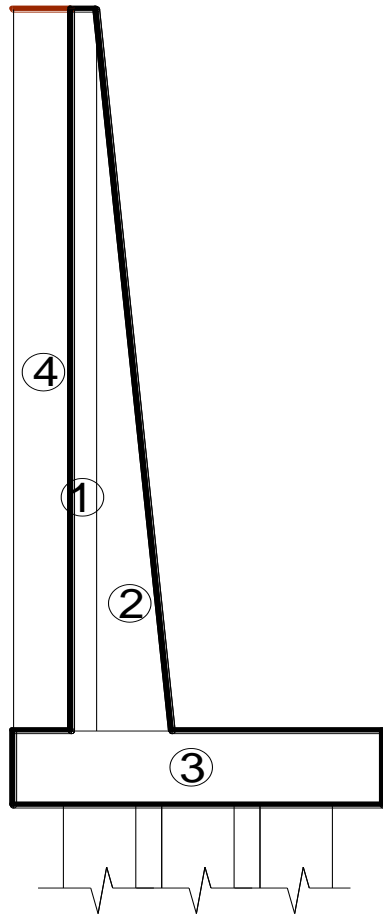
Empuje Activo; E_{aV}	= 9152 kg	X_{EH}	= 0.00 m
-------------------------	-----------	----------	----------

Empuje Activo; E_{aH}	= 25145 kg	Y_{EH}	= 3.33 m
-------------------------	------------	----------	----------

* Presión Pasiva del Suelo:

No se calculará la presión pasiva por ser favorable a la estructura.

3.5.2.3.3.- CARGAS POR PESO PROPIO DEL ALERO Y PESO DE RELLENOS:



Pantalla

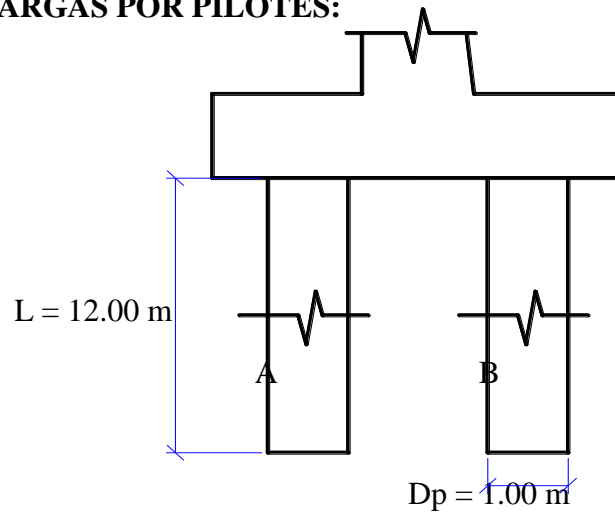
SECCI ÓN	AREA m2	X _{cg} m
1	2.55	5.53
2	2.98	5.15
3	9.75	3.25
TOTAL	15.28	m ²
X _{CG} =	4.00	m

Relleno

SECCI ÓN	AREA m2	X _{cg} m
4	6.97	6.09
TOTAL	6.97	m ²
X _{CG} =	6.09	m

Peso Pantalla; DC :	36660 kg	X _A =	4.00 m
Presión del Suelo;	12546 kg	X _A =	6.09 m

3.5.2.3.4.- CARGAS POR PILOTES:



Peso propio

$$A = \frac{\pi * D^2}{4}$$

Peso Pilote; $DC = 26099 \text{ kg}$	$X_B = 3.25 \text{ m}$
--------------------------------------	------------------------

Fuerzas horizontales debido al pilote

* se lo calculará como si fuese Presión Pasiva del Suelo:

Para los suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo se pueden tomar de la Figura 36, para el caso de muro inclinado o vertical con relleno de superficie horizontal.

$\phi'_f =$ Ángulo efectivo de fricción interna.

$$\phi'_f = 30^\circ$$

$\theta =$ Ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal como se indica en la Figura N°36.

$$\theta = 90^\circ$$

Coeficiente de empuje pasivo; $K_{p(\delta=\theta)} = 3.00$

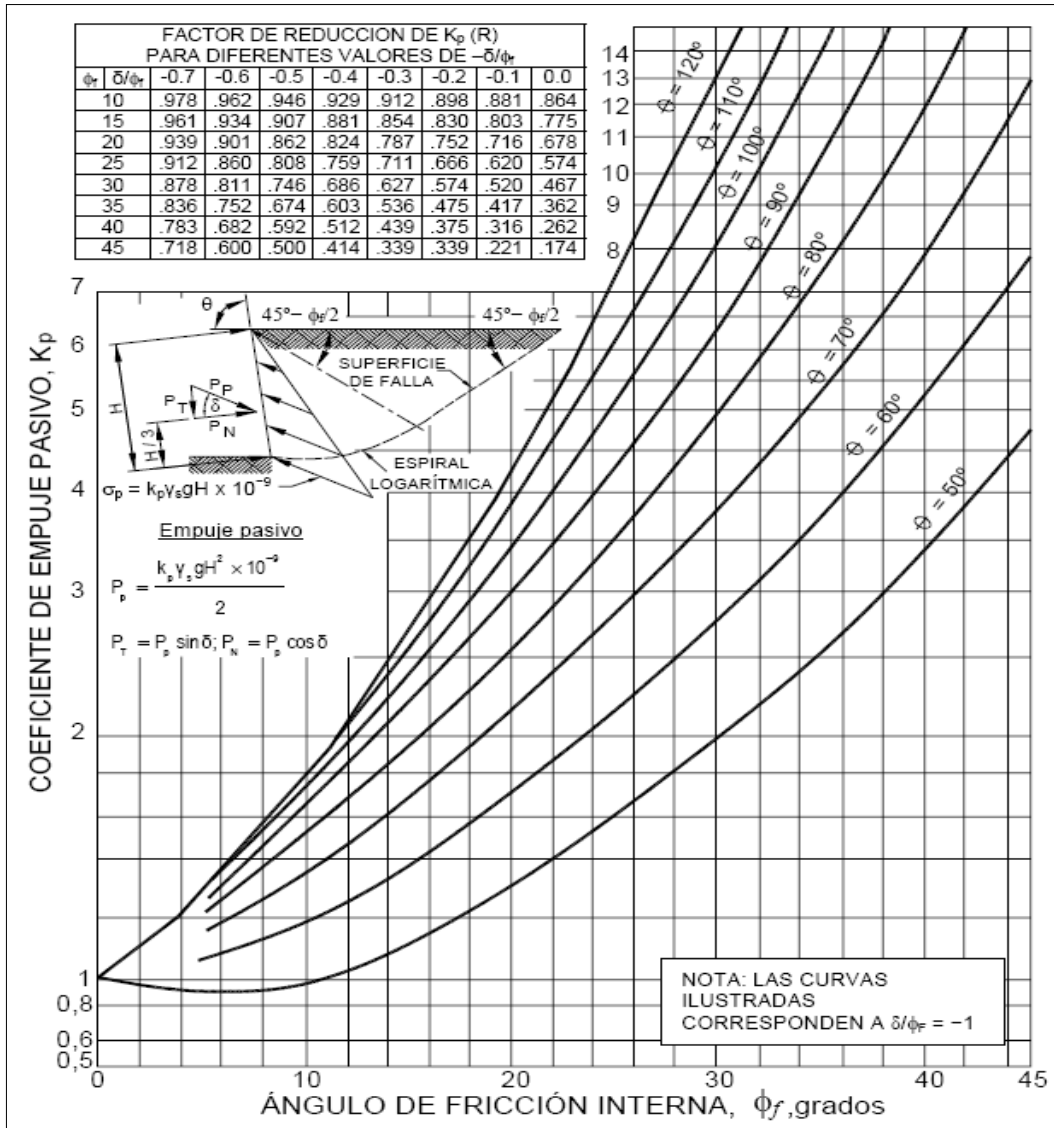
Relación; $\frac{\delta}{\phi'_f} = 0.67 \quad R \approx 0.878$

} De Figura N°37

Valor corregido del coeficiente de presión pasiva;

$$k_p = R \cdot k_{p(\delta=\phi'_f)} \quad K_p = 2.634$$

FIGURA N°37: Procedimientos de cálculo de empujes pasivos del suelo



Fuente: U.S. Department of the Navy 1982a

Cálculo de la Presión Pasiva:

$$p_p = k_p \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h \cdot (10^{-9})$$

$$h = 12000 \text{ mm}$$

$$p_p = 0.5581 \text{ MPa}$$

$$p_p = 56894 \text{ kg/m}^2$$

Por debajo de la socavación!!!

Cálculo de la fuerza Pasiva;

$$E_p = P_p \cdot h \cdot D_p \cdot \frac{N_p}{4}$$

$$E_p = 1024099 \text{ kg}$$

Componente Vertical de la Presión Activa, E_{av} :

No se tomara en cuenta debido a que se encuentra en una posible zona de socavación

Componente Horizontal de la Presión Activa, E_{aH} :

$$\boxed{E_{pH} - E_p \cdot \cos \delta} \quad E_{pH} = 962338 \text{ kg}$$

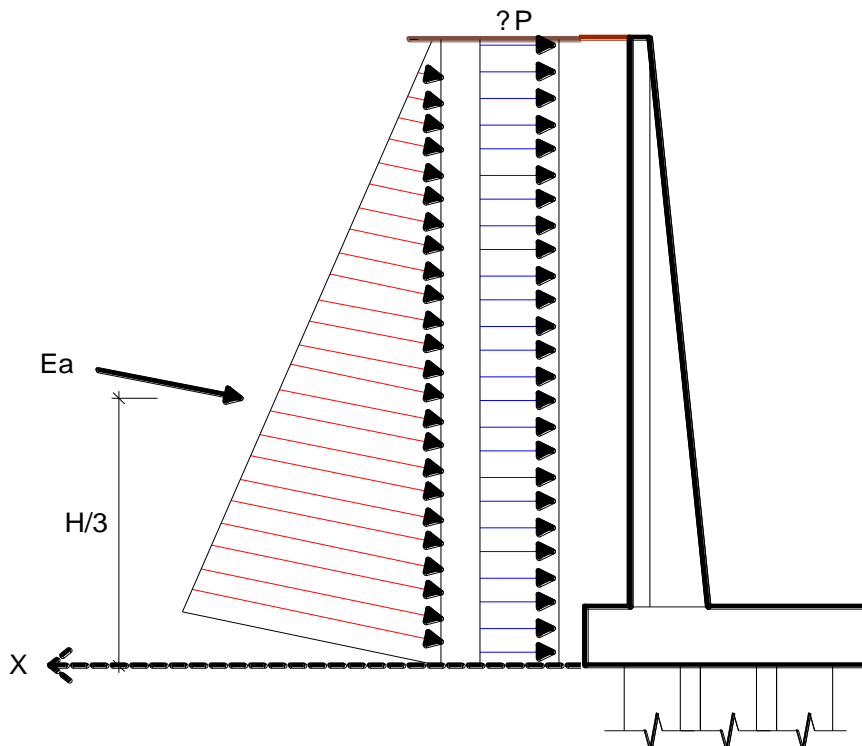
Distancia al punto de aplicación de la componente horizontal de la Presión Activa:

$$\boxed{Y_{EH} = \frac{H}{3}} \quad Y_{EH} = 4.00 \text{ m}$$

Empuje pilote por unidad de ancho;

Empuje Pilote (H)	185065 kg	$Y_{EH} =$	0.00 m
-------------------	-----------	------------	--------

3.5.2.4.- CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DEL ESTRIBO:



Resumen de Fuerzas y Momentos resistentes (Verificación de la estabilidad):

FUERZA	CARGA	Brazo	Momento	Descripción
	kg/m	m	kg*m/m	
DC =	36660	4.00	146640.8	Peso Propio Estribo +

EV =	12546	6.09	76405	Presión vertical del peso propio del suelo de relleno	+
PDC =	26099	3.25	84823.00	Peso Propio del pilote	+

Resúmen de Fuerzas y Momentos actuantes (Verificación de la estabilidad):

FUERZA	CARGA	Brazo	Momento	Descripción	
	kg/m	m	kg*m/m		
$F_{\Delta} =$	3210.99	5.00	16054.95	Incremento de presión por carga vehicular	-
$EH_{aV} =$	9151.86	0.00	0.00	Componente vertical del empuje activo	+
$EH_{aH} =$	25144.5	3.33	83815.09	Componente horizontal del empuje activo	-
$EH_{aH} =$	185065.1	0.00	0.00	Componente horizontal del empuje pasivo del pilote	+

3.5.2.4.1.- ESTABILIDAD GLOBAL EN EL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO:

3.5.2.4.1.1.- HIPÓTESIS I: ESTRIBO CONSTRUIDO + RELLENOS (ACCESOS)

a) Comprobación al Vuelco:

$$\text{Factor} = \frac{\sum(\text{Momentos Resistentes})}{\sum(\text{Momentos Actuantes})} \geq 1,5$$

Sumatoria de Momentos Resistentes (respecto de 0) = 307869 kg*m/m

Sumatoria de Momentos Actuantes (respecto de 0) = 99870 kg*m/m

$$3.08 \geq 1.50 \quad \text{Cumple!!!}$$

b) Comprobación al Deslizamiento:

Donde:

$$\text{Factor} = \frac{(\sum F_T) \cdot \mu + F_p}{\sum F_d} \geq 1,5$$

$\sum F_T$ = Sumatoria de los pesos de las fuerzas verticales que se oponen al deslizamiento.

$\sum F_d$ = Sumatoria de las fuerzas horizontales que producen el deslizamiento.

F_p = Sumatoria de las fuerzas pasivas que se oponen al deslizamiento.

μ = Coeficiente de fricción según el tipo de suelo.

$\mu = 0.50$ Para concreto sobre arena.

Sumatoria de Fuerzas verticales; $\sum F_T = 84457$ kg/m

Sumatoria de Fuerzas horizontales; $\sum F_d = 28356$ kg/m

Sumatoria de fuerzas pasivas; $F_p = 185065$ kg/m

$$8.02 \geq 1.5 \quad \text{Cumple!!!}$$

3.5.2.4.1.2.- HIPÓTESIS II: ESTRIBO CONSTRUIDO + RELLENOS + PUENTE

a) Comprobación al Vuelco:

$$\text{Factor} = \frac{\sum(\text{Momentos Resistentes})}{\sum(\text{Momentos Actuantes})} \geq 1,5$$

Sumatoria de Momentos Resistentes (respecto de 0) = 307869 kg*m/m

Sumatoria de Momentos Actuantes (respecto de 0) = 99870 kg*m/m

$$3.08 \geq 1.5 \quad \text{Cumple!!!}$$

b) Comprobación al Deslizamiento:

$$\text{Factor} = \frac{(\sum F_T) \cdot \mu + F_p}{\sum F_d} \geq 1,5$$

Donde:

ΣF_T = Sumatoria de los pesos de las fuerzas verticales que se oponen al deslizamiento.

ΣF_d = Sumatoria de las fuerzas horizontales que producen el deslizamiento.

F_p = Sumatoria de las fuerzas pasivas que se oponen al deslizamiento.

μ = Coeficiente de fricción según el tipo de suelo.

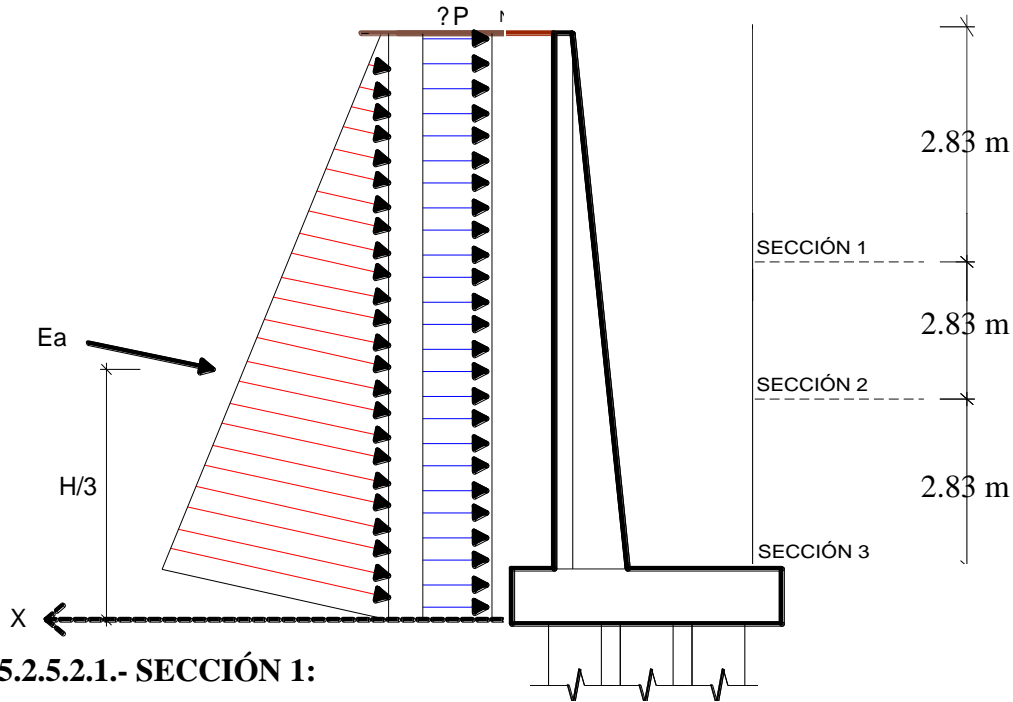
$\mu = 0.50$ Para concreto sobre arena.

Sumatoria de Fuerzas verticales;	$\Sigma F_T = 58358$ kg/m
Sumatoria de Fuerzas horizontales;	$\Sigma F_d = 28356$ kg/m
Sumatoria de fuerzas pasivas;	$F_p = 185065$ kg/m

$$7.56 \geq 1.5 \quad \text{Cumple!!!}$$

3.5.2.5.2.- CÁLCULO DE LA LOSA DEL ALZADO:

Para el cálculo de las armaduras vamos a analizar tres secciones, con el objeto de ir disminuyendo la armadura a medida que el momento es menor:



3.5.2.5.2.1.- SECCIÓN 1:

CARGAS VIVAS:

a) Sobrecarga Viva (LS):

El aumento de la presión producido por una sobrecarga uniforme (LS) se calcula convirtiendo esta carga en una altura de tierra equivalente imaginaria h_{eq} por encima de la parte superior del muro:

$$h_{eq} = 600 \text{ mm}$$

Tabla N°34

$$\Delta_p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_{eq} \cdot 10^{-9}$$

$$\gamma_s = 1800 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$k_o = 0.297$$

$$\Delta_p = 0.00315 \text{ Mpa}$$

$$\Delta_p = 321.10 \text{ kg/m}^2$$

Fuerza por sobrecarga viva;

$$F_{\Delta} = \Delta_p \cdot H \quad F_{\Delta} = 910 \text{ kg.}$$

Sobrecarga Viva por unidad de ancho;

Sobrecarga Viva;	$F_{\Delta} = 910 \text{ kg}$	$Y_{\Delta} = 1.42 \text{ m}$
------------------	-------------------------------	-------------------------------

CARGAS PERMANENTES:

a) Empuje del Suelo (EH):

* Presión activa del Suelo:

$$p = 1516.30 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de la fuerza Activa;

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot p \cdot h_i \quad E_a = 2148 \text{ kg/m}$$

Componente Horizontal de la Presión Activa, E_{aH} :

$$E_{aH} = E_a \cdot \cos \delta \quad E_{aH} = 2019 \text{ kg}$$

Distancia al punto de aplicación de la componente horizontal de la Presión Activa:

$$Y_{EH} = \frac{h_i}{3} \quad Y_{EH} = 0.94 \text{ m}$$

Empuje Activo por unidad de ancho;

Empuje Activo;	$E_{aH} = 2019 \text{ kg}$	$Y_{EH} = 0.94 \text{ m}$
----------------	----------------------------	---------------------------

Cálculo del Momento y Cortante último:

RESISTENCIA I.-

$$M_u = 1,50M_{EH} + 1,75M_{LS}$$

$$M_u = 5115.11 \text{ kg*m}$$

$$V_u = 1,50V_{EH} + 1,75V_{LS}$$

$$V_u = 4619.94 \text{ kg/m}$$

RESISTENCIA III.-

$$M_U = 1,50M_{EH}$$

$$M_u = 2859.61 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH}$$

$$V_u = 3027.82 \text{ kg/m}$$

RESISTENCIA IV.-

$$M_U = 1,50M_{EH}$$

$$M_u = 2859.61 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH}$$

$$V_u = 3027.82 \text{ kg/m}$$

RESISTENCIA V.-

$$M_U = 1,50M_{EH} + 1,35M_{LS}$$

$$M_u = 4599.56 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH} + 1,35V_{LS}$$

$$V_u = 4256.02 \text{ kg/m}$$

Como podemos ver, la combinación (RESISTENCIA I) es la más crítica;

Momentos y Cortante de Diseño:

$M_u =$	5115.11	kg*m
$V_u =$	4619.94	kg

Diseño por Flexión: (As)

DATOS:

$h = 53.33 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm}$
 $\text{recub} = 5.00 \text{ cm}$
 $d = 47.33 \text{ cm}$
 $\phi = 0.90$ Para flexión

$$d = h - \text{rec} - \frac{\phi}{2}$$

Asumo;

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \frac{M_u}{f'_c \cdot b \cdot a^2}} \right] \quad a = 0.68 \text{ cm}$$

Armadura necesaria = $A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y}$ $A_s = 2.88 \text{ cm}^2$

Armadura por Temperatura: $A_{st} = 8.52 \text{ cm}^2$

Entonces usamos: $A_s = 8.52 \text{ cm}^2$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	5.90	9.22	13.27	23.60	36.87	57.61

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$

As. Principal.- Usamos $\varnothing 16 \text{ mm c}/22.5 \text{ cm}$ (vertical interior)

Armadura Transversal

Para disponer la armadura transversal usamos A_s mín:

Ademas en las armaduras mín. nos basaremos en el libro de hormigón armado Jimenez Montoya, que nos da la siguiente tabla:

Tipo de elemento estructural		clase de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		0.004	0.004
Losas		0.002	0.0018
Vigas		0.0033	0.0028
Muros	Armadura horizontal	0.004	0.0032
	Armadura Vertical	0.0012	0.0009

Ademas nos recomienda para muros:

La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta (cara en compresión) una armadura mínima igual al 30 % de la armadura en tracción.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50 % en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista.

En caso de que la seccion tuviese una altura mayor a 50 cm se podra calcular la armadura min con 50 cm

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$\boxed{A_s = 0,002 * b * h} \quad A_{st} = 10.00 \text{ cm}^2$$

Entonces usamos: $A_s = 10.00 \text{ cm}^2$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	5.03	7.85	11.31	20.11	31.42	49.09

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$

As. Secundaria.- Usamos $\varnothing 16 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$ (horizontal interior)

Armadura vertical y transversal en la zona comprimida

Armadura vertical externa es igual a:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$\boxed{A_s = 0,3 * 0,0012 * b * h} \quad A_{st} = 1.80 \text{ cm}^2$$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	27.93	43.63	62.83	111.70	174.53	272.71

As. vertical en externa.- Usamos $\varnothing 10 \text{ mm C}/35 \text{ cm}$ (vertical exterior)

Armadura transversal externa es igual a:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$\boxed{A_s = 0,002 * b * h} \quad A_{s\min} = 10.00 \text{ cm}^2$$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	5.03	7.85	11.31	20.11	31.42	49.09

As. horizontal externa.- Usamos $\varnothing 16 \text{ mm C}/20 \text{ cm}$ (horizontal exterior)

Verificación a Corte:

$$\boxed{V_u \leq \varnothing \cdot V_n}$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

\varnothing = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tension Cortante:

$$\phi = 0.90 \quad \text{para corte} \quad \text{LRFD 5.5.4.2}$$

$$V_u \leq \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d} \quad V_u = 1.08 \quad \text{kg/cm}^2$$

El concreto resiste:

$$V_c \leq 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \quad V_c = 7.68 \quad \text{kg/cm}^2$$

CONDICION:

$$\text{Entonces.-} \quad V_u \leq \phi \cdot V_n \quad 1.08 \leq 7.68$$

No requiere refuerzo por cortante

3.5.2.5.2.2.- SECCIÓN 2:

$$H = 5.67 \text{ m}$$

CARGAS VIVAS:

a) Sobrecarga Viva (LS):

El aumento de la presión producido por una sobrecarga uniforme (LS) se calcula convirtiendo esta carga en una altura de tierra equivalente imaginaria h_{eq} por encima de la parte superior del muro:

$$h_{eq} = 600 \quad \text{mm} \quad \text{De Tabla Tabla N}^\circ 34$$

$$\Delta_p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_{eq} \cdot 10^{-9}$$

$$\gamma_s = 1800 \quad \text{kg/m}^3$$

$$g = 9.81 \quad \text{m/s}^2$$

$$k_o = 0.29731$$

$$\Delta_p = 0.00315 \quad \text{Mpa}$$

$$\Delta_p = 321.10 \quad \text{kg/m}^2$$

Fuerza por sobrecarga viva;

$$F_{\Delta} = \Delta_p \cdot H \quad F_{\Delta} = 1820 \text{ kg.}$$

Sobrecarga Viva por unidad de ancho;

Sobrecarga Viva; $F_{\Delta} = 1820 \text{ kg}$ $Y_{\Delta} = 2.83 \text{ m}$

CARGAS PERMANENTES:

a) Empuje del Suelo (EH):

* Presión activa del Suelo:

$p = 3032.60 \text{ kg/m}^2$

Cálculo de la fuerza Activa;

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot p \cdot h_i \quad E_a = 8592 \text{ kg/m}$$

Componente Horizontal de la Presión Activa, E_{aH} :

$$E_{aH} = E_a \cdot \cos \delta \quad E_{aH} = 8074 \text{ kg}$$

Distancia al punto de aplicación de la componente horizontal de la Presión Activa

$$Y_{EH} = \frac{h_i}{3} \quad Y_{EH} = 1.89 \text{ m}$$

Empuje Activo por unidad de ancho;

Empuje Activo; $E_{aH} = 8074 \text{ kg}$ $Y_{EH} = 1.89 \text{ m}$

Cálculo del Momento y Cortante último:

RESISTENCIA I.-

$M_u = 1,50M_{EH} + 1,75M_{LS}$

$M_u = 31898.85 \text{ kg}\cdot\text{m}$
--

$V_u = 1,50V_{EH} + 1,75V_{LS}$

$V_u = 15295.51 \text{ kg/m}$

RESISTENCIA III.-

$$M_U = 1,50M_{EH}$$

$$M_u = 22876.86 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH}$$

$$V_u = 12111.28 \text{ kg/m}$$

RESISTENCIA IV.-

$$M_U = 1,50M_{EH}$$

$$M_u = 22876.86 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH}$$

$$V_u = 12111.28 \text{ kg/m}$$

RESISTENCIA V.-

$$M_U = 1,50M_{EH} + 1,35M_{LS}$$

$$M_u = 29836.68 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH} + 1,35V_{LS}$$

$$V_u = 14567.69 \text{ kg/m}$$

Como podemos ver, la combinación (RESISTENCIA I) es la más crítica;

Momentos y Cortante de Diseño:

$M_u =$	31898.85	kg*m
$V_u =$	15295.51	kg

Diseño por Flexión: (As)

DATOS:

- h = 76.67 cm
- b = 100 cm
- recub = 5.00 cm
- d = 70.67 cm
- $\phi = 0.90$ Para flexión
- $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$$d = h - \text{rec} - \frac{\phi}{2}$$

Asumo;

$$\phi = 20 \text{ mm}$$

$$a = d \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \frac{M_U}{f'_c \cdot b \cdot a^2}} \right] \quad a = 2.87 \text{ cm}$$

$$\text{Armadura necesaria} = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad A_s = 12.19 \text{ cm}^2$$

Armadura por Temperatura: $A_{st} = 12.72 \text{ cm}^2$

Entonces usamos: $A_s = 12.72 \text{ cm}^2$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	3.95	6.17	8.89	15.81	24.70	38.59

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$

As. Principal.- Usamos $\varnothing 20 \text{ mm c}/22.5 \text{ cm}$ (vertical interior)

Armadura Transversal y secundaria:

Para disponer la armadura transversal usamos A_s mín:

Ademas en las armaduras min. nos basaremos en el libro de hormigón armado Jimenez Montoya, que nos da la siguiente tabla:

Tipo de elemento estructural		clase de acero	
		B 400 S	B 500 S
Pilares		0.004	0.004
Losas		0.002	0.0018
Vigas		0.0033	0.0028
Muros	Armadura horizontal	0.004	0.0032
	Armadura Vertical	0.0012	0.0009

Ademas nos recomienda para muros:

La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta (cara en compresión) una armadura mínima igual al 30 % de la armadura en tracción.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50 % en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista.

En caso de que la sección tuviese una altura mayor a 50 cm se podrá calcular la armadura min con 50 cm

$$h = 50 \text{ cm} \quad A_s = 0,002 * b * h$$

$$A_{st} = 10.00 \text{ cm}^2$$

Entonces usamos: $A_s = 10.00 \text{ cm}^2$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	5.03	7.85	11.31	20.11	31.42	49.09

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80$ cm

As. Secundaria.- Usamos \varnothing 16 mm c/20 cm (horizontal interior)

Armadura vertical y transversal en la zona comprimida

Armadura vertical externa es igual a:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,3 * 0,0012 * b * h \quad A_{st} = 1.80 \text{ cm}^2$$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	27.93	43.63	62.83	111.70	174.53	272.71

As. vertical en externa.- Usamos \varnothing 10 mm C/35 cm (vertical exterior)

Armadura transversal externa es igual a:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,002 * b * h \quad A_{s\min} = 10.00 \text{ cm}^2$$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	5.03	7.85	11.31	20.11	31.42	49.09

As. horizontal externa.- Usamos \varnothing 16 mm C/20 cm (horizontal exterior)

Verificación a Corte:

$$V_u \leq \varnothing \cdot V_n$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

\varnothing = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tensión Cortante:

$$\phi = 0.90 \quad \text{para corte} \quad \text{LRFD 5.5.4.2}$$

$$\boxed{V_u \leq \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}} \quad V_u = 2.40 \quad \text{kg/cm}^2$$

El concreto resiste:

$$\boxed{V_c \leq 0.53 \cdot \sqrt{f'_c}} \quad V_c = 7.68 \quad \text{kg/cm}^2$$

CONDICIÓN:

Entonces.- $\boxed{V_u \leq \phi \cdot V_n}$ $2.40 \leq 7.68$

No requiere refuerzo por cortante

3.5.2.5.2.3.- SECCIÓN 3:

$$H = 8.50 \text{ m}$$

CARGAS VIVAS:

a) Sobrecarga Viva (LS):

El aumento de la presión producido por una sobrecarga uniforme (LS) se calcula convirtiendo esta carga en una altura de tierra equivalente imaginaria h_{eq} por encima de la parte superior del muro:

$$h_{eq} = 600 \quad \text{mm} \quad \text{De Tabla Tabla N}^\circ 34$$

$$\boxed{\Delta_p = k \cdot \gamma_s \cdot g \cdot h_{eq} \cdot 10^{-9}}$$

$$\gamma_s = 1800 \text{ kg/m}^3$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$k_o = 0.29731$$

$$\Delta_p = 0.00315 \text{ Mpa}$$

$$\boxed{\Delta_p = 321.10 \text{ kg/m}^2}$$

Fuerza por sobrecarga viva;

$$\boxed{F_\Delta = \Delta_p \cdot H}$$

$$F_\Delta = 2729 \text{ kg.}$$

Sobrecarga Viva por unidad de ancho;

$$\text{Sobrecarga Viva; } F_{\Delta} = 2729 \text{ kg} \quad Y_{\Delta} = 4.25 \text{ m}$$

CARGAS PERMANENTES:

a) **Empuje del Suelo (EH):**

* Presión activa del Suelo:

$$p = 4548.90 \text{ kg/m}^2$$

Cálculo de la fuerza Activa;

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot p \cdot h_i \quad E_a = 19333 \text{ kg/m}$$

Componente Horizontal de la Presión Activa, E_{aH} :

$$E_{aH} = E_a \cdot \cos \delta \quad E_{aH} = 18167 \text{ kg}$$

Distancia al punto de aplicación de la componente horizontal de la Presión Activa:

$$Y_{EH} = \frac{h_i}{3} \quad Y_{EH} = 2.83 \text{ m}$$

Empuje Activo por unidad de ancho;

$$\text{Empuje Activo; } EH_{aH} = 18167 \text{ kg} \quad Y_{EH} = 2.83 \text{ m}$$

Cálculo del Momento y Cortante último:

RESISTENCIA I.-

$$M_U = 1,50M_{EH} + 1,75M_{LS}$$

$$M_u = 97508.89 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH} + 1,75V_{LS}$$

$$V_u = 32026.73 \text{ kg/m}$$

RESISTENCIA III.-

$$M_U = 1,50M_{EH}$$

$$M_u = 77209.41 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH}$$

$$V_u = 27250.38 \text{ kg/m}$$

RESISTENCIA IV.-

$$M_U = 1,50M_{EH}$$

$$M_u = 77209.41 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH}$$

$$V_u = 27250.38 \text{ kg/m}$$

RESISTENCIA V.-

$$M_U = 1,50M_{EH} + 1,35M_{LS}$$

$$M_u = 92869.01 \text{ kg*m}$$

$$V_U = 1,50V_{EH} + 1,35V_{LS}$$

$$V_u = 30934.99 \text{ kg/m}$$

Como podemos ver, la combinación (RESISTENCIA I) es la más crítica;

Momentos y Cortante de Diseño:

$M_u =$	97508.89	kg*m
$V_u =$	32026.73	kg

Diseño por Flexión: (As)

DATOS:

h =	100.00	cm
b =	100	cm
recub =	5.00	cm
d =	93.75	cm
ϕ =	0.90	Para flexión
f'_c =	210	kg/cm ²
f_y =	4200	kg/cm ²

$$d = h - \text{rec} - \frac{\phi}{2}$$

Asumo;

$$\phi = 25 \text{ mm}$$

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_U}{f'_c \cdot b \cdot a^2}} \right] \quad a = 6.71 \text{ cm}$$

$$\text{Armadura necesaria} = A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad A_s = 28.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Armadura por Temperatura:} \quad A_{st} = 0,0010 \cdot b \cdot d \quad A_{st} = 16.88 \text{ cm}^2$$

Entonces usamos: $A_s = 28.54 \text{ cm}^2$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	1.76	2.75	3.96	7.05	11.01	17.20

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$

As. Principal.- Usamos $\varnothing 25 \text{ mm c}/17,5 \text{ cm}$ (vertical interior)

Armadura Transversal y secundaria:

Para disponer la armadura transversal usamos A_s mín:

Ademas en las armaduras min. nos basaremos en el libro de hormigón armado Jimenez Montoya, que nos da la siguiente tabla:

Tipo de elemento estructural	clase de acero		
	B 400 S	B 500 S	
Pilares	0.004	0.004	
Losas	0.002	0.0018	
Vigas	0.0033	0.0028	
Muros	Armadura horizontal	0.004	0.0032
	Armadura Vertical	0.0012	0.0009

Ademas nos recomienda para muros:

La cuantía mínima vertical es la correspondiente a la cara de tracción. Se recomienda disponer en la cara opuesta (cara en compresión) una armadura mínima igual al 30 % de la armadura en tracción.

La armadura mínima horizontal deberá repartirse en ambas caras. Para muros vistos por ambas caras debe disponerse el 50 % en cada cara. Para muros vistos por una sola cara podrán disponerse hasta 2/3 de la armadura total en la cara vista.

En caso de que la sección tuviese una altura mayor a 50 cm se podra calcular la armadura min con 50 cm

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,002 * b * h \quad A_{st} = 10.00 \text{ cm}^2$$

Entonces usamos: $A_s = 10.00 \text{ cm}^2$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	5.03	7.85	11.31	20.11	31.42	49.09

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$

As. Secundaria.- Usamos $\emptyset 16 \text{ mm c}/20 \text{ cm}$ (horizontal interior)

Armadura vertical y transversal en la zona comprimida

Armadura vertical externa es igual a:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$A_s = 0,3 * 0,0012 * b * h \quad A_s = 1.80 \text{ cm}^2$$

\emptyset (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	27.93	43.63	62.83	111.70	174.53	272.71

As. vertical en externa.- Usamos $\emptyset 10 \text{ mm C}/35 \text{ cm}$ (vertical exterior)

Armadura transversal externa es igual a:

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$A_{st} = 0,002 * b * h \quad A_{st} = 10.00 \text{ cm}^2$$

\emptyset (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	5.03	7.85	11.31	20.11	31.42	49.09

As. horizontal externa.- Usamos $\emptyset 16 \text{ mm C}/20 \text{ cm}$ (horizontal exterior)

Verificación a Corte:

$$V_u \leq \phi \cdot V_n$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

ϕ = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tensión Cortante:

$$\phi = 0.90 \quad \text{para corte} \quad \text{LRFD 5.5.4.2}$$

$$\boxed{V_u \leq \frac{V_u}{\phi \cdot b \cdot d}} \quad V_u = 3.80 \text{ kg/cm}^2$$

El concreto resiste:

$$\boxed{V_c \leq 0,53 \cdot \sqrt{f'_c}} \quad V_c = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

CONDICIÓN:

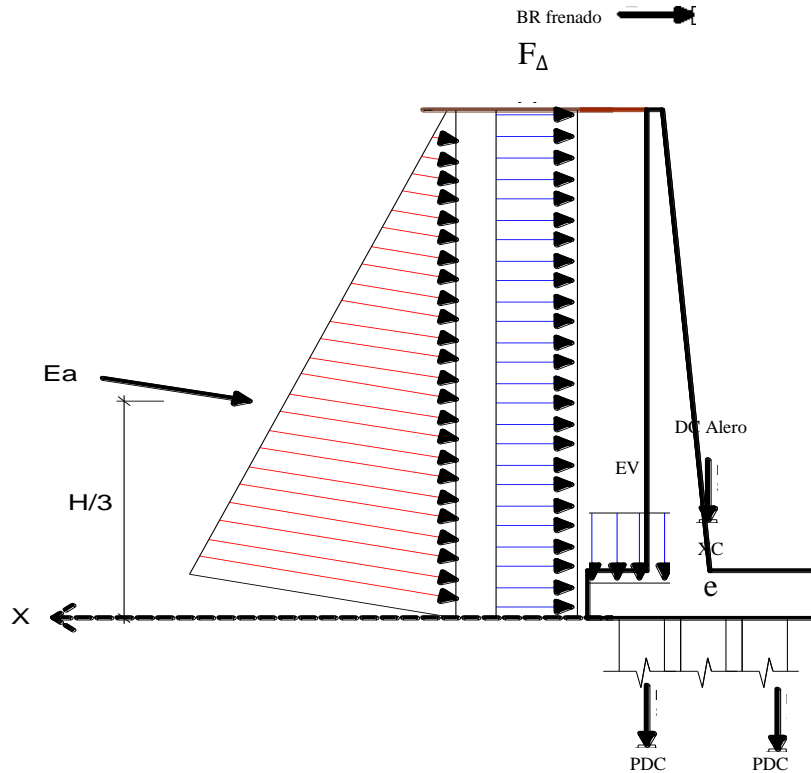
Entonces.- $\boxed{V_u \leq \phi \cdot V_n}$ 3.80 ≤ 7.68

No requiere refuerzo por cortante

3.5.2.5.4.- CÁLCULO DE LA CIMENTACIÓN (pilotes):

Para el diseño de los pilotes se debe analizar el grupo de cargas que sea más desfavorable.

Longitud del estribo = 5.20 m



Nota: el brazo esta medido desde Xc

	FUERZA	CARGA	Brazo	Momento	Descripción	
		kg/m	m	kg*m		
V	DC =	13260	0.37	4940.71	Peso Propio Estribo	+
V	EV =	12546	-0.39	-4940.71	Presión vertical del peso propio del suelo de relleno	+
V	PDC =	26099			Peso Propio del pilote	+
	EDC =	23400			Peso propio del encepado	
H	F _Δ =	3211	5.00	16054.94829	Incremento de presión por carga vehicular	-
H	EH _{aH} =	25145	3.33	83815.0913	Componente horizontal del empuje activo	-

Sumatoria de fuerzas verticales

$$\sum f_v = 25806.00 \text{ kg}$$

Momentos totales

$$M_t = 99870.0 \text{ kg*m}$$

$$X_c = \frac{\sum (f_v * x)}{\sum (f_v)}$$

$$X_c = 1.02 \text{ m}$$

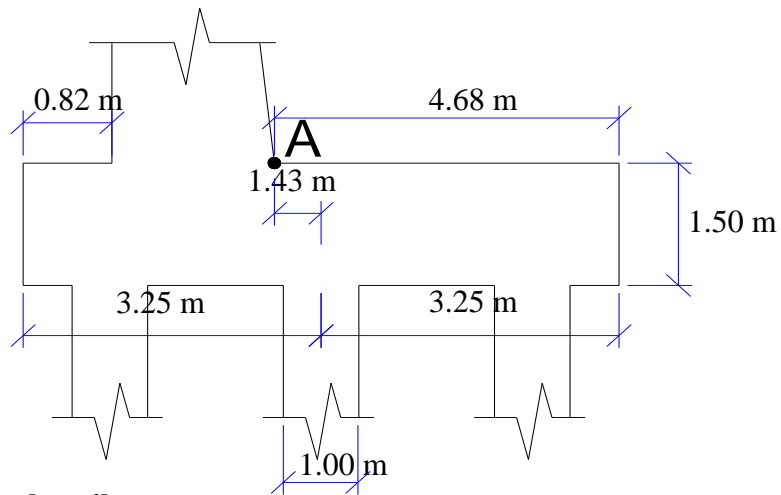
$$e = \frac{Mt}{\sum(fv)}$$

$$e = 3.87 \text{ m}$$

distancia desde el punto A hasta el centro del encepado
2.85 m a la derecha del punto A

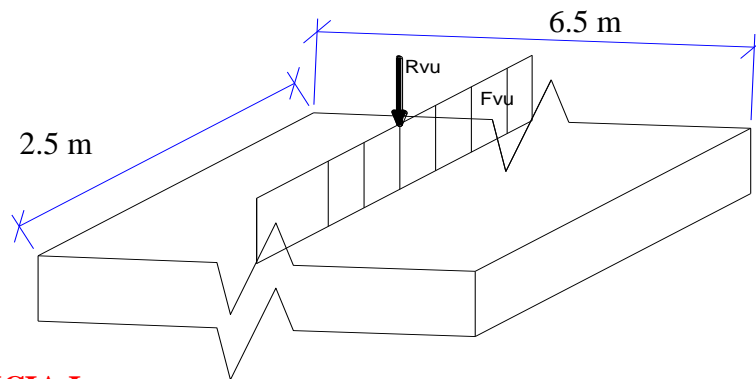
Pero para dar continuidad al encepado del estribo la distancia que se tomara sera igual a:

1.43 m a la derecha del punto A



Distribución de cargas a los pilotes

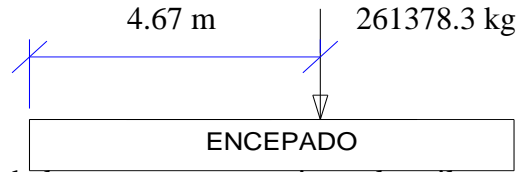
La distribución se realizará distribuyendo las cargas a lo largo del encepado y tomando un tramo para el análisis.



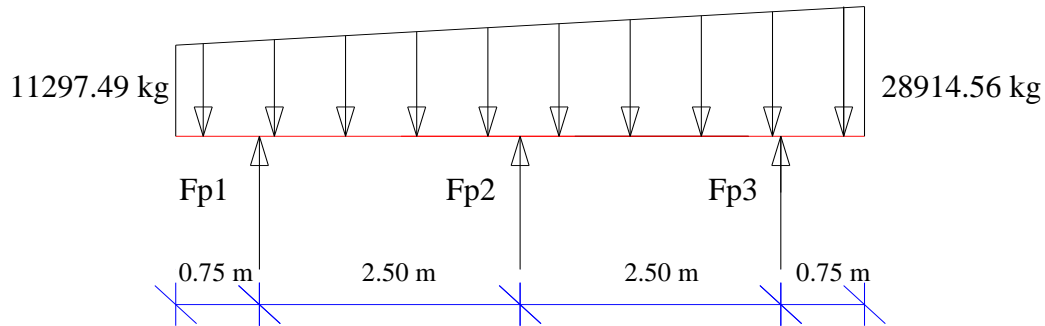
RESISTENCIA I:

$$U = 1,25.DC + 1,5.DW + 1,5.EH + 1,35.EV + 1,75.(LL + BR + LS) + WA$$

Fvu =	104551.33	kg/m	Fuerza Resultante moyorada
Rvu =	261378.3	kg	Resultante de las fuerzas para el tramo



Debido al encepado las cargas se transmiten a los pilotes de la siguiente forma.



Entonces:

$$Fp1 = 24916.5 \text{ kg}$$

$$Fp2 = 49727.2 \text{ kg}$$

$$Fp3 = 56045.5 \text{ kg}$$

FINALMENTE considero el mayor de cada caso $Fp =$

$$\boxed{56045.5 \text{ kg}}$$

Cálculo de la capacidad del pilote

La capacidad de carga última Q_u de un pilote esta dada por la ecuación

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde:

Q_p = capacidad de carga de la punta del pilote

Q_s = Resistencia por fricción (superficial) generada en la interfaz suelo - pilote

En nuestro caso $Q_p = 0$ ya que nuestro suelo es de muy bajas características resistentes por que solo se tomara en cuenta la resistencia por fricción superficial

$$\boxed{Q_u = Q_s}$$

Resistencia por fricción (Q_s)

Coyle y Castello (1981), propusieron que:

$$\boxed{Q_s = K \cdot \overline{\sigma}' \cdot \tan(\xi) \cdot p \cdot l}$$

Donde:

K = Coeficiente de presión efectiva de tierra Figura N°39

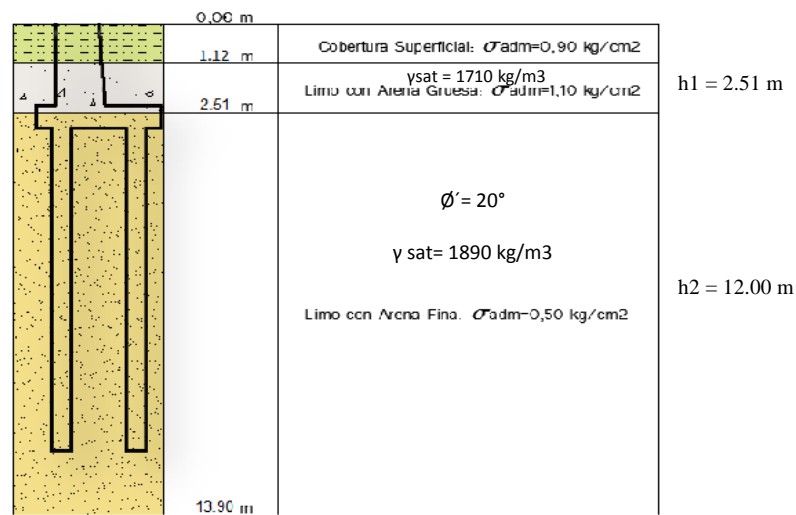
$\overline{\sigma}'$ = Presión de sobrecarga efectiva promedio

ξ = ángulo de fricción entre suelo y pilote = $0,8 \cdot \phi'$

p = perímetro del pitole (m)

l = longitud del pilote (m)

FIGURA N°38 Características del terreno



Fuente: Informe de Estudio Geofísico (Ing. Ricardo Cox)

Presión de sobrecarga efectiva promedio

$$\overline{\sigma}' = h1 \cdot \gamma + h2 \cdot \gamma_{sat} - h2 \cdot \gamma_w$$

Donde:

γ_w = peso específico del agua

$$\overline{\sigma}' = 14972.1 \text{ kg/m}^2$$

Ángulo de fricción entre suelo y pilote

$$\xi = 0,8 \cdot \phi'$$

$$\xi = 24$$

$$p = 3.14 \text{ m}$$

$$l = 12.00 \text{ m}$$

Coefficiente de presión efectiva de tierra

$$K = 1,4 \cdot (1 - \text{sen } \phi')$$

$$K = 0.7$$

Finalmente para un pilote:

$$Q_s = 175912 \text{ kg}$$

Eficiencia de grupo

La eficiencia de la capacidad de carga de un grupo de pilotes se define como

Donde:

$$\eta = \frac{Q_g(u)}{\sum Q_u}$$

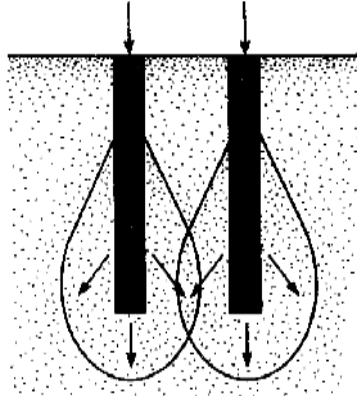
η = Eficiencia del grupo

$Q_g(u)$ = Capacidad última de carga del grupo de pilotes

$\sum Q_u$ = Capacidad última de carga de cada pilote sin el efecto del grupo

Muchos ingenieros estructuristas usan un análisis simplificado para obtener la eficiencia del grupo de pilotes de fricción

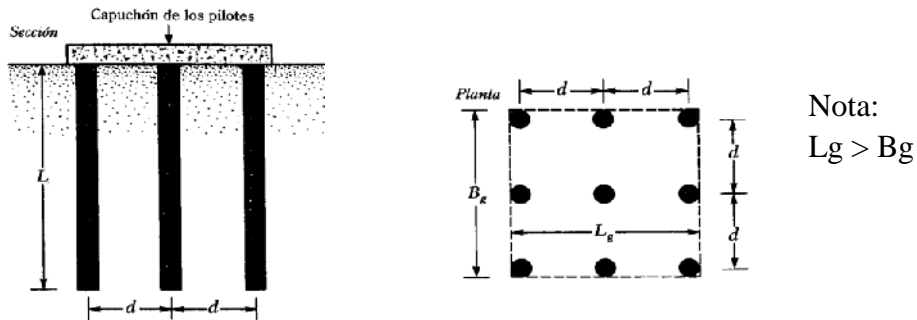
FIGURA N°40 Eficiencia de grupo



Fuente: Principios de ingeniería de Fundaciones Braja M.

este tipo de análisis se explica con ayuda de la Figura N°2

FIGURA N°41 Eficiencia de grupo



Nota:
 $L_g > B_g$

Fuente: Principios de ingeniería de Fundaciones Braja M.

entonces la eficiencia de grupo se calcula con la siguiente fórmula:

$$\eta = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{pn_1n_2}$$

- Donde:
- $n_1 = 3$ Número de pilotes en dirección L_g
 - $n_2 = 2$ Número de pilotes en dirección B_g
 - $d = 2.50$ m Separación entre pilotes
 - $p = 3.14$ m Perímetro pilote
 - $D = 1.00$ m Diámetro del pilote

$$\eta = 1.00$$

Si el espaciamiento centro a centro, d , es suficientemente grande, $\eta > 1$. En ese caso, los

pilotes se comportarán como pilotes individuales. Entonces, en la práctica, si $\eta < 1$, se afecta al valor de Q_u caso contrario se mantiene el valor de Q_u .

En nuestro caso como $\eta > 1$ entonces no se afecta.

Y como:

FS = 3 Factor de seguridad de 2,5 - 4

$$Q_u = \frac{Q_s}{FS}$$

$$Q_u = 58637 \text{ kg}$$

$$Q_g(u) = \eta \sum Q_u$$

$$Q_g(u) = 351824$$

Comprobación

$$Q_g(u) \geq \sum F_p$$

$$351824 > 336273 \quad \text{CUMPLE}$$

Cálculo Armadura del encepado

Para el cálculo del encepado se debe tener en cuenta que existen dos tipos flexibles y rígidos en función a la siguiente condición.

si el velo no supera en cualquier dirección no supera el doble del canto total ($v < 2h$) se consideran encepados rígido caso contrario encepados flexibles.

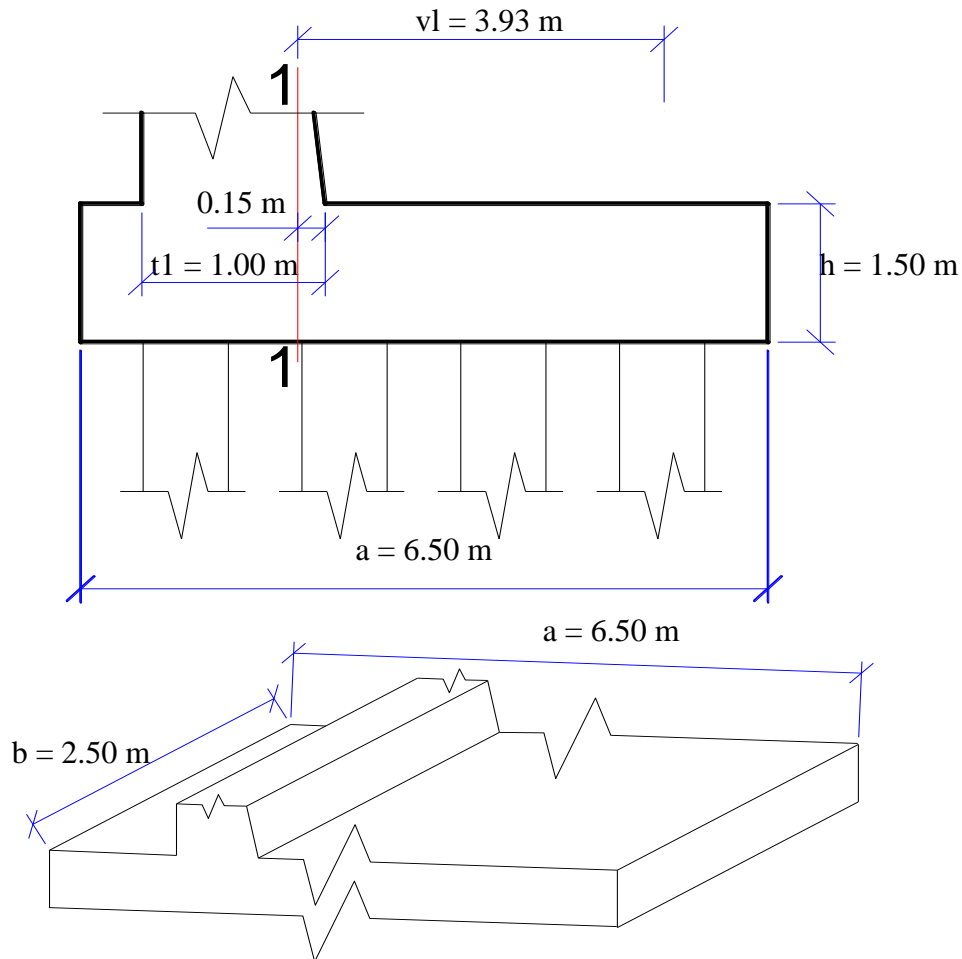
$$v = 3.93 \text{ m} \quad \text{y} \quad 2h = 3.00 \text{ m}$$

$$\text{entonces:} \quad 3.93 < 3.00$$

Como no cumple la condición se considera un encepado flexible.

para nuestro cálculo se tomara en cuenta las recomendaciones del libro de HORMIGÓN ARMADO de Jimenez Montoya que nos indica.

la armadura se determina en las secciones 1-1 distanciadas del soporte (pilote exterior) hasta 0.15 de t_1



El Momento de cálculo en las seccion 1-1 es

$$\text{Mod} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot b \cdot (vl)^2$$

$$\sigma_1 = \frac{Nd}{ab}$$

donde: Nd = Resultante de las cargas

$$\sigma_1 = 16084.8 \text{ kg/m}^2$$

Entonces

$$\text{Mod} = 310536 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Diseño por Flexión: (As)

DATOS:

$$h = 150.00 \text{ cm}$$

$$b = 250 \text{ cm}$$

$$\text{recub} = 5.00 \text{ cm}$$

$$d = 143.75 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90 \text{ Para flexión}$$

$$d = h - \text{rec} - \frac{\phi}{2}$$

Asumo;

$$\phi = 25 \text{ mm}$$

$$f'c = 210 \quad \text{kg/cm}^2$$

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

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2,6144 \cdot \frac{M_u}{f'_c \cdot b \cdot a^2}} \right] \quad a = 5.48 \quad \text{cm}$$

$$\text{Armadura necesaria} = \frac{A_s = \frac{0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y}}{f_y} \quad A_s = 58.26 \quad \text{cm}^2$$

$$\text{Armadura por Temperatura: } A_{st} = 0,00110 \cdot b \cdot d \quad A_{st} = 64.69 \quad \text{cm}^2$$

Entonces usamos: $A_s = 64.69 \quad \text{cm}^2$

ϕ (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	1.94	3.04	4.37	7.77	12.14	18.97

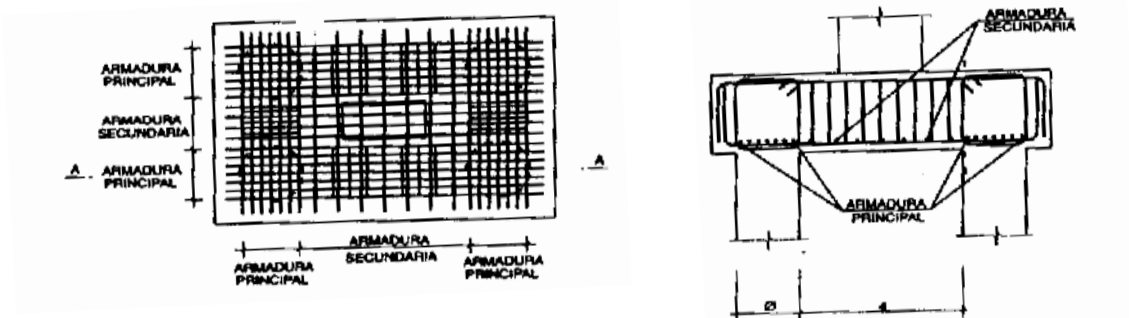
Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \quad \text{cm}$

As. Principal.- Usamos $\phi 25 \text{ mm c}/17.5 \text{ cm}$

Armadura secundaria

En el libro de Hormigon armado de Jimenez Montoya recomiendo la disposicion de armadura secundaria horizontal de 1/4 de la armadura Principal, y de la mismo manera una armadura secundaria vertical formada por cercos atando la armadura principal. Cuya disposicion sera de acuerdo al siguiente esquema.

FIGURA N°42 Distribucion de armadura en encepados



Fuente: Hormigon Armado Jimenez Montoya

entonces $A_s \text{ sec} = 16.2 \text{ cm}^2$

\emptyset (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	7.77	12.14	17.48	31.08	48.57	75.88

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$

As. Secundaria.- Usamos $\emptyset 16 \text{ mm c}/30 \text{ cm}$

Verificación a Corte:

$$V_u \leq \emptyset \cdot V_n$$

$$V_u = 40486.3 \text{ kg}$$

V_u = Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

V_n = Resistencia nominal al cortante.

\emptyset = Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

V_c = Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

V_s = Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tensión Cortante:

$$\emptyset = 0.90 \text{ para corte} \quad \text{LRFD 5.5.4.2}$$

$$V_u \leq \frac{V_u}{\emptyset \cdot b \cdot d} \quad V_u = 1.25 \text{ kg/cm}^2$$

El concreto resiste:

$$V_c \leq 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \quad V_c = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

CONDICIÓN:

$$V_u \leq \emptyset \cdot V_n$$

Entonces.- $1.25 \leq 7.68$

No requiere refuerzo por cortante

Cálculo de la armadura de pilotes

Se ha establecido la armadura, de acuerdo a la siguiente sección del ACI:

- 10.9.1 "El área del acero de refuerzo longitudinal para elementos no compuestos sujetos a compresión, no debe ser menor de 0.01, ni mayor que 0.8 veces el área total de la sección".

por lo tanto

$$\boxed{A_{s \text{ long}} = 0.01 * A_g}$$

Donde:

A_g = Área de la sección del pilote.

Entonces:

$$A_g = 7853.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 78.54 \text{ cm}^2$$

Luego se procede al cálculo de varillas del pilote de acuerdo al ACI:

- Sección 10.9.2 “El acero de refuerzo longitudinal mínimo en elementos sujetos a compresión, debe ser de 4 varillas dentro de los anillo circulares o rectangulares, 3 varillas dentro de anillos triangulares, y 6 varillas confinadas por espiral”

Para esta sección tomaremos como mínimo 16 varillas longitudinales de diametro 25 mm.

$$\varnothing = 25 \text{ mm} \quad N \text{ varillas} = 16$$

$$A_{s \text{ cal}} = 78.54 \text{ cm}^2$$

As. Principal.- Usamos 16 \varnothing 25 mm

Luego se realiza el cálculo de la longitud de desarrollo que se anclará entre la zapata y el pilote de la siguiente manera:

ACI Sección 12.3 “Longitud de desarrollo de varillas corrugadas”, subsección 12.3.2 “La longitud de desarrollo básica debe ser $(0.075 d_b f_y) / \sqrt{f_c}$. Además no deber ser menor de 20 cm, sección 12.3.1.

$$\boxed{L_d = \frac{0.075 * d_b * F_y}{\sqrt{f_c}} > 20 \text{ cm}}$$

$$L_d = 54.34 > 20 \text{ cm}$$

Entonces tomo 54.34 cm

Para finalizar se procede al cálculo del acero de los estribos según ACI sección 7.10.5.1 “Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos \varnothing 10 mm, para barras longitudinales \varnothing 32 mm o menores”.

Estribo \varnothing = 12 mm

7.10.5.3 "Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135°, y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando la barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo

circular completo".

16* \emptyset long = 40.0 cm
48* \emptyset estr = 57.6 cm
Radio seccion = 50.0 cm
S = 15.0 cm

} elijo el menor S = 15.0 cm

As. Estribos.-

Usamos \emptyset 12 mm C/15 cm

ALZADO:

SECCIÓN I H = 2.83 m desde la razante

VERTICALMENTE	As. <i>Principal.</i> -(18)	Usamos Ø 16 mm c/22.5 cm (vertical interior)
HORIZONTALMENTE	As. <i>Secundaria.</i> -(20)	Usamos Ø 16 mm c/20 cm (horizontal interior)
VERTICALMENTE	As. <i>Principal.</i> -(19)	Usamos Ø 10 mm C/35 cm (vertical exterior)
HORIZONTALMENTE	As. <i>Secundaria.</i> -(21)	Usamos Ø 16 mm C/20 cm (horizontal exterior)

SECCIÓN II H = 5.67 m desde la razante

VERTICALMENTE	As. <i>Principal.</i> -(18)	Usamos Ø 20 mm c/22.5 cm (vertical interior)
HORIZONTALMENTE	As. <i>Secundaria.</i> -(20)	Usamos Ø 16 mm c/20 cm (horizontal interior)
VERTICALMENTE	As. <i>Principal.</i> -(19)	Usamos Ø 10 mm C/35 cm (vertical exterior)
HORIZONTALMENTE	As. <i>Secundaria.</i> -(21)	Usamos Ø 16 mm C/20 cm (horizontal exterior)

SECCIÓN III H = 8.50 m desde la razante

VERTICALMENTE	As. <i>Principal.</i> -(18)	Usamos Ø 25 mm c/17,5 cm (vertical interior)
HORIZONTALMENTE	As. <i>Secundaria.</i> -(20)	Usamos Ø 16 mm c/20 cm (horizontal interior)
VERTICALMENTE	As. <i>Principal.</i> -(19)	Usamos Ø 10 mm C/35 cm (vertical exterior)
HORIZONTALMENTE	As. <i>Secundaria.</i> -(21)	Usamos Ø 16 mm C/20 cm (horizontal exterior)

Tomar la máxima de cada color!!!

CIMENTACIÓN: ENCEPADO

As. <i>Principal.</i> -(1)	Usamos Ø 25 mm c/17.5 cm
As. <i>Secundaria.</i> -(2)	Usamos Ø 16 mm c/30 cm

PILOTES

As. <i>Principal.</i> -(26)	Usamos 16 Ø 25 mm
As. <i>Estribo.</i> -(27)	Usamos Ø 12 mm C/15 cm

CAPÍTULO IV

4 APORTE ACADÉMICO

“DISEÑO DE FUNDACIÓN PROFUNDA CON PILOTES”

4.1 Antecedentes

Históricamente, el hombre, ha utilizado la construcción con pilotes, ya sea para protegerlos de los animales o de guerreros de otras tribus. Uno de los ejemplos más antiguos es la ciudad de Venecia, la cual esta construida sobre pilotes de madera en el delta pantanoso del río Po. En nuestro medio el pilotaje más representativo es el que se realizó en el puente Bicentenario.

Cuando comenzamos a realizar las excavaciones para la ejecución de una obra, podemos encontrar con diversas dificultades para ubicar el estrato resistente o firme donde queremos cimentar. En este proceso se nos presenta la necesidad de apoyar una carga aislada sobre un terreno no firme, o difícilmente accesible por métodos habituales.

Para solucionar estos tipos de dificultades usamos los pilotes. Se denomina pilote al elemento constructivo de cimentación profunda de tipo puntual utilizado en obras, que permite transmitir las cargas de la superestructura e infraestructura a través de estratos flojos e inconsistentes hasta estratos más profundos con la capacidad de carga suficiente para soportarlas o bien para repartir estas en un suelo relativamente blando de tal manera que atraviesen lo suficiente para que permita soportar la estructura con seguridad.

4.2 Marco conceptual del aporte académico.

Principio de funcionamiento:

Los pilotes transmiten al terreno las cargas que reciben de la estructura mediante una combinación de rozamiento lateral o resistencia por fuste y resistencia a la penetración o resistencia por punta. Ambas dependen de las características del pilote, del terreno y la combinación idónea es el objeto del proyecto.

Como en todo trabajo relacionado con la ingeniería civil, existe cierto grado de incertidumbre en la capacidad final de un pilote. Es por esto que buena parte de la investigación que se viene desarrollando en este campo tiene que ver con métodos que permitan hacer un control de calidad a bajo costo del pilotaje antes de aplicar las cargas. El método más obvio aunque el más costoso es hacer una prueba de carga.

Como métodos alternativos podemos mencionar: Pruebas de resonancia, prensa hidráulica de Osterberg, pruebas de análisis de ondas y pruebas sísmicas.

En muchos casos las teorías que permiten estimar la resistencia de fuste y la resistencia de punta son de tipo empírico. Es decir, son el resultado de un análisis estadístico del comportamiento de ciertos pilotes en determinadas condiciones de terreno. Por lo tanto, es sumamente importante conocer el origen y las condiciones bajo las cuales determinadas fórmulas de cálculo son válidas.

Clasificación de pilotes

- Pilotes prefabricados

Los pilotes prefabricados también se los conoce por el nombre de pilotes pre moldeados, estos pertenecen a la categoría de cimentaciones profundas; pueden estar contruidos con concreto armado ordinario o con concreto pretensados similares a postes de luz o secciones metálicas.

Estos pilotes se hincan o clavan verticalmente sobre la superficie del terreno por medio de golpes, esto mediante un martinete, pala metálica equipada, máquinas a golpe de masas o con martillo neumático esto hace que el elemento descienda, penetrando el terreno, tarea que se prolonga hasta que se alcanza la profundidad del estrato resistente y se produzca el "rechazo" del suelo en caso de ser un pilote que trabaje por "punta", o de llegar a la profundidad de diseño, en caso de ser un pilote que trabaje por "fricción".

Una vez hincado o clavado en el terreno , este ejerce sobre el pilote y en toda su superficie lateral, una fuerza de adherencia que aumenta al continuar clavando más pilotes en las

proximidades, pudiendo conseguir mediante este procedimiento, una consolidación del terreno.

- Pilotes in situ

La denominación se aplica cuando el método constructivo consiste en realizar una perforación en el suelo a la cual, una vez terminada, se le colocará un armado en su interior y posteriormente se rellenará con hormigón.

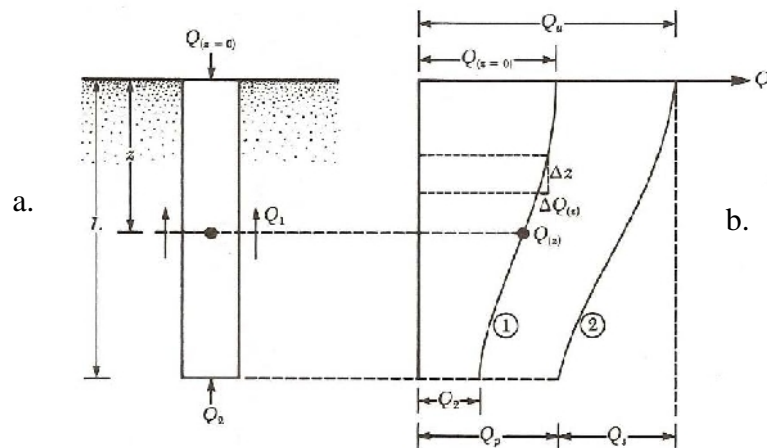
En ocasiones, el material en el que se está cimentando, es un suelo friccionante (como son arenas, materiales gruesos y limos, los cuáles pueden ser considerados como materiales friccionantes ya que al poseer una estructura cohesiva tan frágil, cualquier movimiento como el que produce la broca, útil al perforar o la simple presencia de agua en el suelo entre otros, hace que se rompa dicha cohesión y el material trabaje como un suelo friccionante), es por ello que se presentan desmoronamientos en el interior de las paredes de la perforación; a este fenómeno se le denomina "caídos", es por ello que se recurre a diversos métodos para evitar que se presente.

Por la forma de ejecución del vaciado, se distinguen básicamente dos tipos de pilotes: Los de extracción y los de desplazamiento. Un pilote de extracción se realiza extrayendo el terreno, mientras que el de desplazamiento se ejecuta compactándolo. En ambos casos se utilizan diferentes técnicas para mantener la estabilidad de las paredes de la excavación.

Mecanismo de transferencia de carga

El mecanismo de carga de un pilote al suelo es complicado. Para, entenderlo se debe considerar la longitud L , como se muestra en la figura 32 a. La carga sobre el pilote se incrementa gradualmente de cero a $Q(z=0)$ en la superficie del terreno. Parte de esta carga será resistido por la fricción lateral, Q_1 , desarrollada a lo largo del fuste y parte por el suelo debajo de la punta del pilote, Q_2 ¿Cómo están relacionadas Q_1 y Q_2 con la carga total? Si se efectúan mediciones para obtener la carga $Q(z)$ tomada por el fuste del pilote a cualquier profundidad z , la naturaleza de la variación será como lo muestra la curva 1 de la figura 32 b

FIGURA N°32 Transferencia de carga en pilotes.



Fuente: Principios de cimentaciones Braja M. Das

Capacidad de carga

La capacidad de carga última Q_u de un pilote se expresa como:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde:

Q_p = Capacidad de carga de la punta del pilote

Q_s = Resistencia por fricción (superficial) generada en la interfaz suelo – pilote

Capacidad de carga por Punta (Q_p)

Para cimentaciones superficiales se tiene la ecuación dada por Terzaghi para calcular la capacidad última de carga:

$$q_u = c' \cdot N_c^* + \gamma \cdot D \cdot N_\gamma$$

Donde:

c' = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

D = ancho de la cimentación

N_c^* , N_q^* , N_γ^* son los factores de capacidad de carga que influyen los factores necesarios de forma y profundidad. Aunque para pilotes estos valores serán diferentes.

Como el ancho D de un pilote es relativamente pequeño, el término $\gamma DN\gamma^*$ se cancela del lado derecho de la ecuación entonces tenemos:

$$q_p = c' \cdot Nc^* + q' \cdot Nq$$

El término q fue sustituido por q' para indicar un esfuerzo vertical efectivo. Por lo tanto la carga de punta de pilote es:

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p (c' \cdot Nc^* + a' \cdot Nq^*)$$

Donde:

A_p = Área de la punta del pilote

q_p = Resistencia unitaria de punta

Resistencia por fricción, Q_s

La resistencia por fricción superficial de un pilote se expresa como:

Donde:

p = Perímetro de la sección del pilote

ΔL = Longitud incremental del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes

f = Resistencia unitaria por fricción a cualquier profundidad z

Correlaciones empíricas según **Coyle y Castello** (1981), propuso que: Una manera sencilla para determinar la resistencia por fricción a partir de los datos obtenidos en experiencia de campo, expresada en la siguiente ecuación.

$$Q_s = (K \cdot \overline{\sigma_v} \cdot \tan \delta) \cdot p \cdot L$$

Donde:

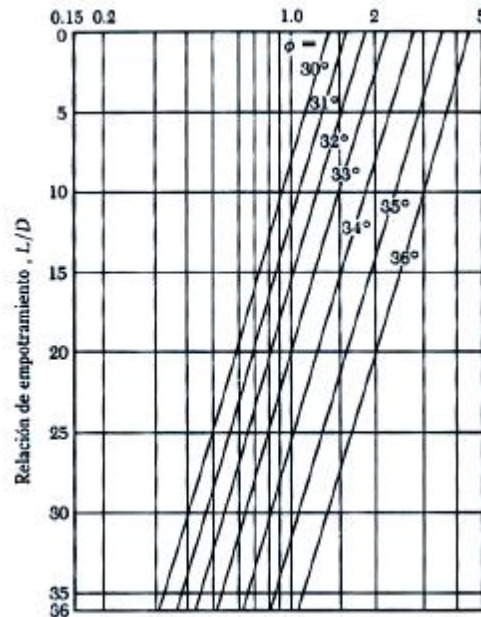
σ_v = Presión de sobrecarga efectiva promedio.

δ = Ángulo de fricción entre el suelo y el pilote = 0.8ϕ

p = Perímetro de la sección del pilote.

El coeficiente K de presión lateral de tierra, que fue determinado por observaciones de campo, se muestra en la figura N° 33.

FIGURA N° 33 Coeficiente de presión de tierra



Fuente: Principio de cimentaciones Braja M. Das

Eficiencia en grupo de pilotes

La determinación de la capacidad de carga de grupos de pilotes es extremadamente complicada y no se ha resuelto aún plenamente. Cuando los pilotes se colocan cerca uno de otro, una suposición razonable es que los esfuerzos transmitidos por los pilotes al suelo se traslaparán, reduciendo la capacidad de carga de los pilotes. Idealmente, deberían espaciarse de manera que la capacidad de carga del grupo no fuese menor que la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales. En la práctica, el espaciamiento, d , mínimo centro a centro es de $2.5D$ y en situaciones ordinarias, es aproximadamente de 3 a $3.5D$.

La eficiencia de la capacidad de carga de un grupo de pilotes se define como:

$$\eta = \frac{Qg(u)}{\sum Qu}$$

Donde: η = Eficiencia del grupo.

$Qg(u)$ = Capacidad última de carga del grupo de pilotes.

Qu = Capacidad última de carga de cada pilote sin el efecto del grupo.

Muchos ingenieros estructuristas usan un análisis simplificado para obtener la eficiencia del grupo de *pilotes de fricción*, particularmente en arena. Este análisis se explica con ayuda de la figura N° 40 y 41 (Pag. 281, 282). Dependiendo de sus espaciamientos dentro del grupo, los pilotes actúan de dos maneras: (1) como un bloque con dimensiones $L_g \times B_g \times L$ O (2) como *pilotes individuales*. Si los pilotes actúan como un bloque, la capacidad por fricción es $f_{prom} \cdot P_g \cdot L \approx Q_g(u)$. (Nota: p_g = perímetro de la sección transversal del bloque = $2 \cdot (n_1 + n_2 - 2) \cdot d + 4 \cdot D$ y f_{prom} = resistencia por fricción unitaria promedio), similarmente, para cada pilote actuando individualmente, $Q_u = p \cdot L \cdot f_{prom}$ (Nota: p = perímetro de la sección transversal de cada pilote) se tiene entonces.

$$\eta = \frac{2(n_1 + n_2 - 2)d + 4D}{p_1 n_1 n_2}$$

De la ecuación, si el espaciamiento, d , centro a centro es suficientemente grande, $\eta > 1$. En ese caso, los pilotes se comportarán como pilotes individuales. Entonces, en la práctica. Si $\eta < 1$.

$$Q_g(u) = \eta \cdot \sum Q_u$$

Y, Si $\eta > 1$

$$Q_g(u) = \sum Q_u$$

4.3 Alcance del aporte académico.

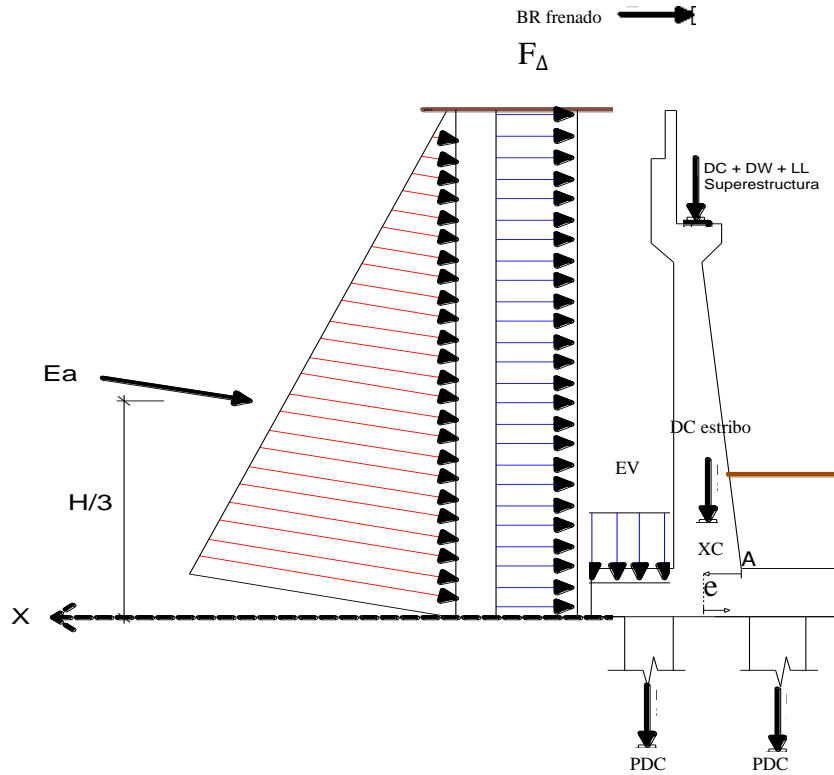
El presente aporte académico pretende profundizar los conocimientos adquiridos en las materias de fundaciones y mecánica de suelos, en el tema “fundaciones profundas (pilotaje)”, dictadas en la carrera de Ingeniería Civil, por lo cual este trabajo pretende despertar en los estudiantes el interés investigativo del tema, necesario para el ejercicio profesional. Actualmente en nuestro medio se desarrollan estructuras de gran envergadura, se tiene presente suelos de baja resistencia, lo que con lleva a la ejecución de fundaciones profundas. Por lo que el alcance del aporte académico es:

“Complementar los conocimientos de fundaciones profundas en la carrera de ingeniera civil, con el diseño de pilotes.”

4.4.- Diseño de pilotes

Para el diseño de los pilotes se debe analizar el grupo de cargas que sea más desfavorable.

Longitud del estribo = 5.20 m



Nota: el brazo esta medido desde Xc

FUERZA	CARGA	Brazo	Momento	Descripción		
	kg/m	m	kg*m			
V	DC =	13869	-0.01	-118.02	Peso Propio Estribo	+
V	EV =	5655	-0.56	-3142.00	Presión vertical del peso propio del suelo de relleno	+
V	PDC =	30449			Peso Propio del pilote	+
	EDC =	23400			Peso propio del encepado	+
H	F_{Δ} =	3211	5.00	16054.94829	Incremento de presión por carga vehicular	-
H	$E_{H_{aH}}$ =	25145	3.33	83815.0913	Componente horizontal del empuje activo	-
V	HL - 93 =	10975	0.09		Carga Viva	+
H	BR =	711		8385.28	Fuerza de Frenado	(+)(-)
V	RDC =	20627	0.09	1854	Peso propio de Vigas y Diafragmas	+
V	RDW =	4676	0.09	420	Peso propio de accesorios	+

Tomando en cuenta el camión sobre el estribo

Sumatoria de fuerzas verticales

Momentos totales

$$\sum f_v = 55802.03 \text{ kg}$$

$$M_t = 107269.1 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$X_c = \frac{\sum(f_v \cdot x)}{\sum(f_v)}$$

$$X_c = 0.72 \text{ m}$$

$$e = \frac{M_t}{\sum(f_v)}$$

$$e = 1.92 \text{ m}$$

distancia desde el punto A hasta el centro del encepado
1.20 m a la derecha del punto A

Sin tomar en cuenta el camión

sumatoria de fuerzas verticales

Momentos totales

$$\sum f_v = 44826.79 \text{ kg}$$

$$\sum M = 107269.1 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$X_c = \frac{\sum(f_v \cdot x)}{\sum(f_v)}$$

$$X_c = 0.74186 \text{ m}$$

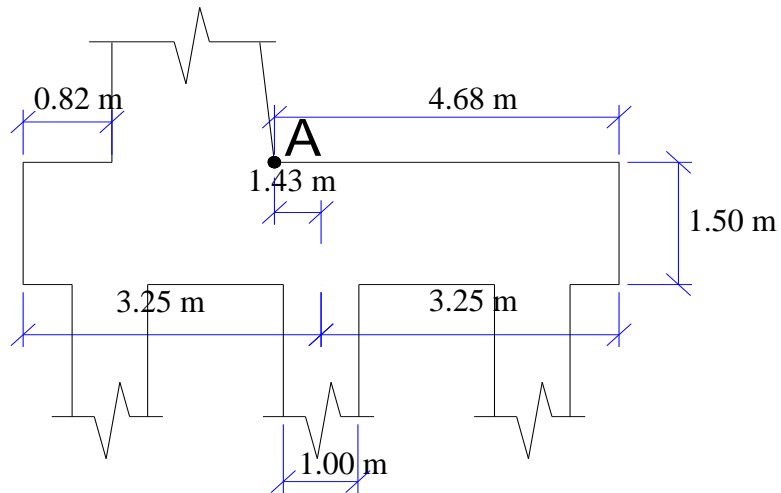
$$e = \frac{M_t}{\sum(f_v)}$$

$$e = 2.39 \text{ m}$$

distancia desde el punto A hasta el centro del encepado
1.65 m a la derecha del punto A

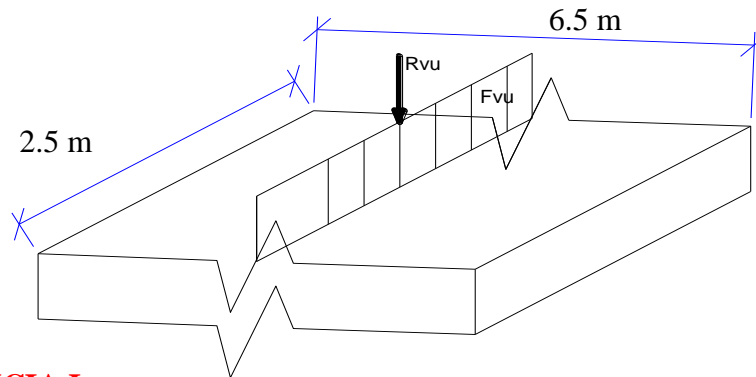
Final mente asumimos que la distancia entre el centro del encepado y el punto A es igual al promedio de los dos casos, entonces:

1.43 m



Distribución de cargas a los pilotes

La distribución se realizará distribuyendo las cargas a lo largo del encepado y tomando un tramo para el análisis.



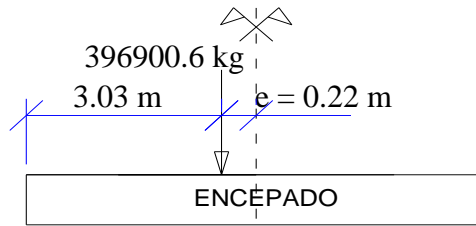
RESISTENCIA I:

Tomando en cuenta el camión sobre el estribo

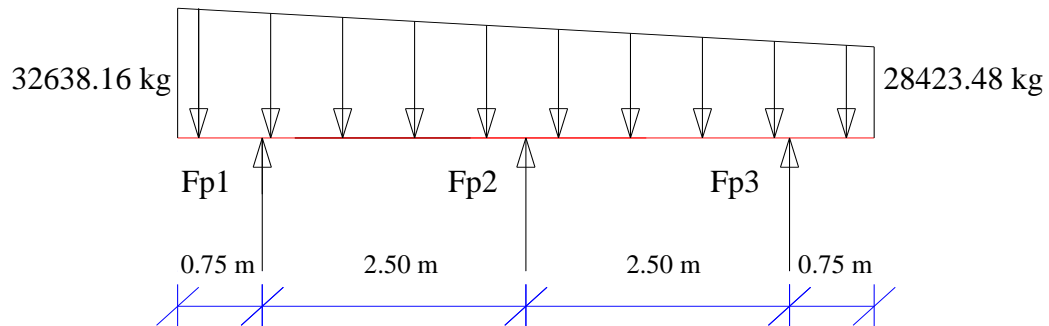
$$U = 1,25.DC + 1,5.DW + 1,5.EH + 1,35.EV + 1,75.(LL + BR + LS) + WA$$

Fvu = 158760.25 kg/m Fuerza Resultante mayorada

Rvu = 396900.6 kg Resultante de las fuerzas para el tramo



Debido al encepado las cargas se transmiten a los pilotes de la siguiente forma.



Entonces:

Fp1 = 52369.1 kg

Fp2 = 85104.7 kg

Fp3 = 47408 kg

Tomó el mayor =

85104.7 kg

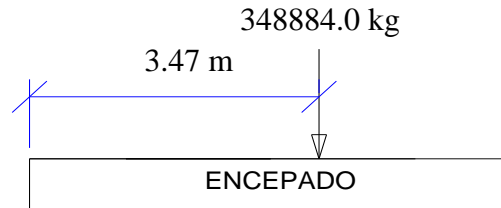
RESISTENCIA I:

sin tomar en cuenta el camión

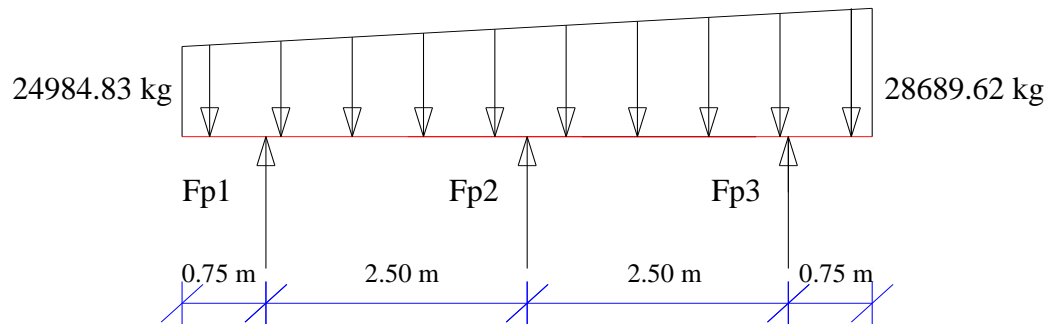
$$U = 1,25.DC + 1,5.DW + 1,5.EH + 1,35.EV + 1,75.(LL + BR + LS) + WA$$

Fvu = 139553.58 kg/m Fuerza Resultante mejorada

Rvu = 348884.0 kg Resultante de las fuerzas para el tramo



Debido al encepado las cargas se transmiten a los pilotes de la siguiente forma.



Entonces:

Fp1 = 41358 kg Fp2 = 65356.3 kg Fp3 = 45686 kg

Tomó el mayor = 65356.3 kg

FINALMENTE consideró el mayor de cada caso Fp =

85104.7 kg

Cálculo de la capacidad del pilote

La capacidad de carga última Q_u de un pilote esta dada por la ecuación

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde:

Q_p = capacidad de carga de la punta del pilote

Q_s = Resistencia por fricción (superficial) generada en la interfaz suelo - pilote

En nuestro caso $Q_p = 0$ ya que nuestro suelo es de muy bajas características resistentes por que solo se tomara en cuenta la resistencia por fricción superficial

$$Q_u = Q_s$$

Resistencia por fricción (Qs)

Coyle y Castello (1981), propuesieron que:

$$Q_s = K \cdot \overline{\sigma}' \cdot \tan(\xi) \cdot p \cdot l$$

Donde:

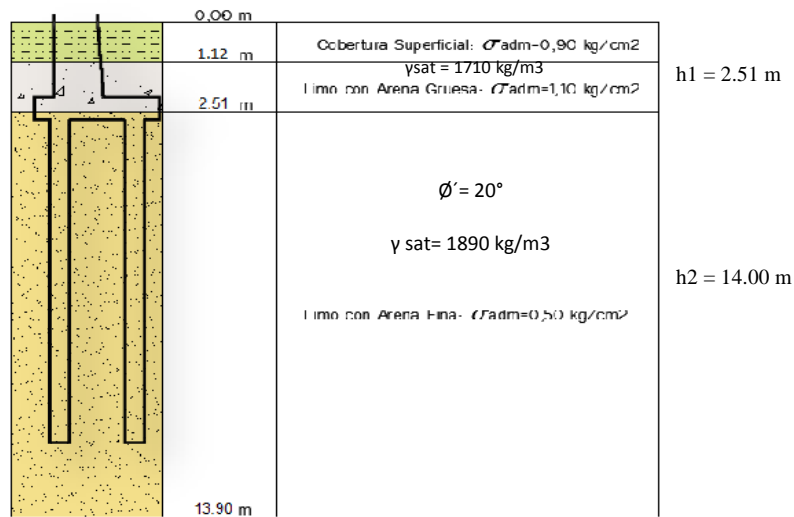
K = Coeficiente de presión efectiva de tierra Figura N°39
 = Presión de sobrecarga efectiva promedio

$\overline{\sigma}'$ = Ángulo de fricción entre suelo y pilote = $0,8 \cdot \phi'$

p = Perímetro del pitote (m)

l = Longitud del pilote (m)

FIGURA N°38 Características del terreno



Fuente: Informe de Estudio Geofísico (Ing. Ricardo Cox)

Presión de sobrecarga efectiva promedio

$$\overline{\sigma}' = h1 \cdot \gamma + h2 \cdot \gamma_{sat} - h2 \cdot \gamma_w$$

Donde:

γ_w = peso específico del agua

$$\overline{\sigma}' = 16752.1 \text{ kg/m}^2$$

Ángulo de fricción entre suelo y pilote

$$\xi = 0,8 \cdot \phi'$$

$$\xi = 24$$

$$p = 3.14 \text{ m}$$

$$l = 14.00 \text{ m}$$

Coefficiente de presión efectiva de tierra

$$K = 1,4 \cdot (1 - \text{sen } \phi')$$

$$K = 0,78$$

Finalmente para un pilote: $Q_s = 255873 \text{ kg}$

Eficiencia de grupo

La eficiencia de la capacidad de carga de un grupo de pilotes se define como

Donde:
$$\eta = \frac{Q_g(u)}{\sum Q_u}$$

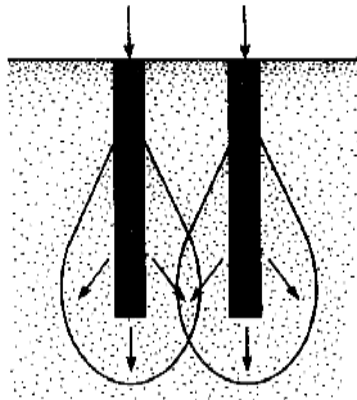
η = Eficiencia del grupo

$Q_g(u)$ = Capacidad última de carga del grupo de pilotes

$\sum Q_u$ = Capacidad última de carga de cada pilote sin el efecto del grupo

Muchos ingenieros estructuristas usan un análisis simplificado para obtener la eficiencia del grupo de pilotes de fricción

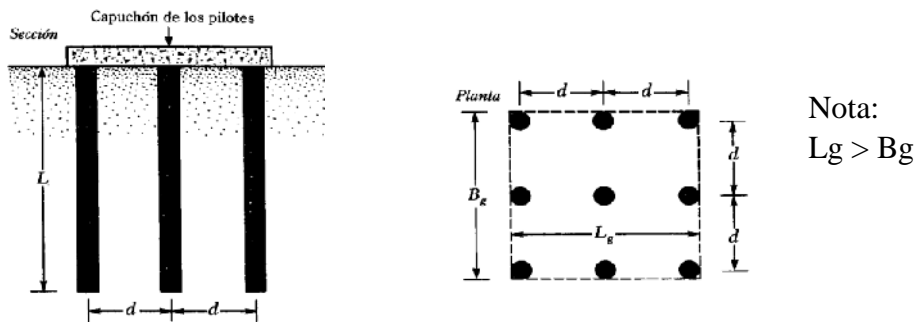
FIGURA N°40 Eficiencia de grupo



Fuente: Principios de ingeniería de Fundaciones Braja M.

este tipo de análisis se explica con ayuda de la Figura N°2

FIGURA N°41 Eficiencia de grupo



Fuente: Principios de ingeniería de Fundaciones Braja M.

entonces la eficiencia de grupo se calcula con la siguiente formula:

$$\eta = \frac{2(n1 + n2 - 2)d + 4D}{pn1n2}$$

Donde: n1 = 3 Número de pilotes en direccion Lg
 n2 = 2 Número de pilotes en direccion Bg
 d = 2.50 m Separación entre pilotes
 p = 3.14 m Perímetro pilote
 D = 1.00 m Diámetro del pilote

$$\eta = 1.00$$

Si el espaciamiento centro a centro, d, es suficientemente grande, $\eta > 1$. En ese caso, los pilotes se comportarán como pilotes individuales. Entonces, en la práctica, si $\eta < 1$, se afecta al valor de Qu caso contrario se mantiene el valor de Qu.

En nuestro caso como $\eta > 1$ entonces no se afecta.

Y como:

FS = 3 Factor de seguridad de 2,5 - 4

$$Qu = \frac{Qs}{FS}$$

$$Qu = 85291 \text{ kg}$$

$$Qg(u) = \eta \sum Qu$$

$$Qg(u) = 511747$$

Comprobación

$$Qg(u) \geq \sum Fp$$

$$511747 > 510628 \quad \text{CUMPLE}$$

Cálculo Armadura del encepado

Para el calculo del encepado se debe tener en cuenta que existen dos tipos flexibles y rigidos en función a la siguiente condición.

si el velo no supera en cualquier direccion no supera el doble del canto total ($v < 2h$) se consideran encepados rigido caso contrario encepados flexibles.

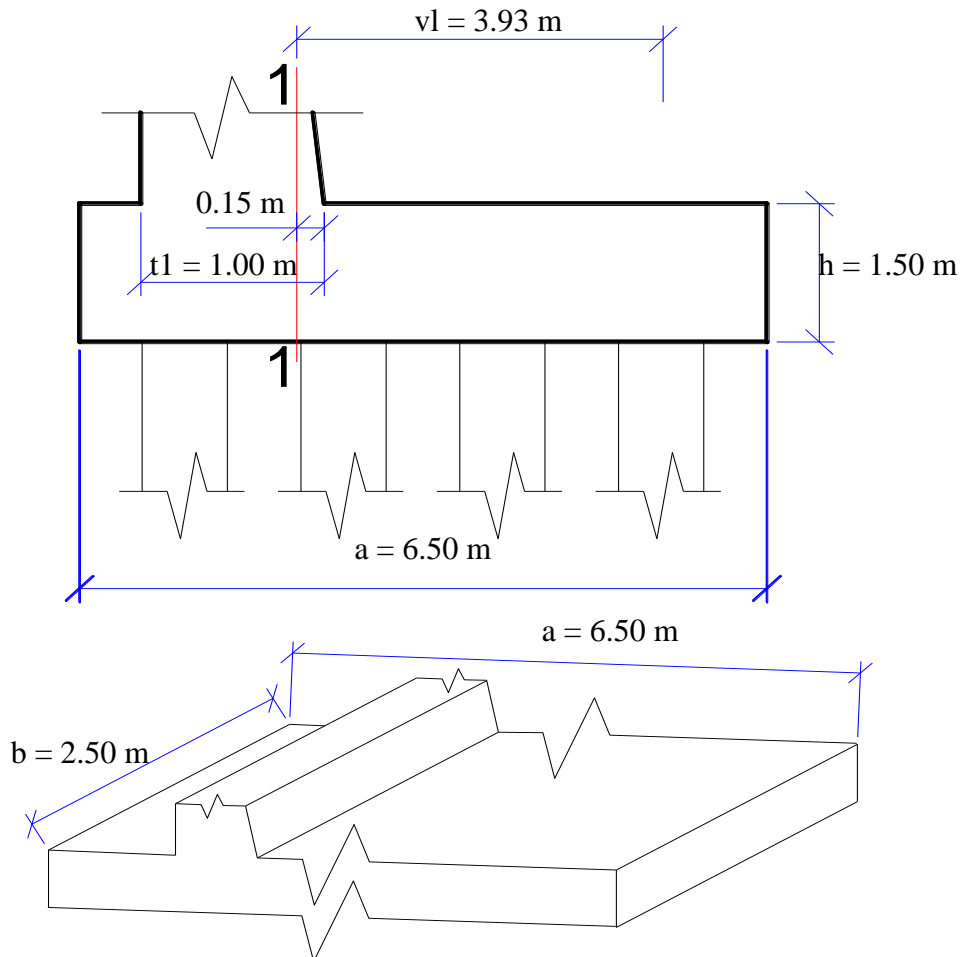
$$v = 3.93 \text{ m} \quad \text{y} \quad 2h = 3.00 \text{ m}$$

$$\text{entonces:} \quad 3.93 < 3.00$$

Como no cumple la condición se considera un encepado flexible.

para nuestro cálculo se tomará en cuenta las recomendaciones del libro de HORMIGON ARMADO de Jimenez Montoya que nos indica.

la armadura se determina en las secciones 1-1 distanciadas del soporte (pilote exterior) hasta 0.15 de t1



El Momento de cálculo en las sección 1-1 es

$$\text{Mod} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot b \cdot (vl)^2$$

donde: Nd = Resultante de las cargas

$$\sigma_1 = 24424.7 \text{ kg/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{Nd}{a \cdot b}$$

Entonces

$$\text{Mod} = 470773 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Diseño por Flexión: (As)

DATOS:

h = 150.00 cm
 b = 250 cm
 recub = 5.00 cm
 d = 143.75 cm
 $\phi = 0.90$ Para flexión
 $f'c = 210$ kg/cm²
 $fy = 4200$ kg/cm²

$$d = h - \text{rec} - \frac{\phi}{2}$$

Asumo;
 $\phi = 25$ mm

$$a = d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - 2.6144 \cdot \frac{M_U}{f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right] \quad a = 8.40 \text{ cm}$$

Armadura necesaria = $A_s = \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a}{f_y} \quad A_s = 89.25 \text{ cm}^2$

Armadura por Temperatura: $A_{st} = 0.0010 \cdot b \cdot d \quad A_{st} = 64.69 \text{ cm}^2$

Entonces usamos: $A_s = 89.25 \text{ cm}^2$

ϕ (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	1.41	2.20	3.17	5.63	8.80	13.75

Mínima separación de la Armadura; $S_{\min} \geq 3.80 \text{ cm}$

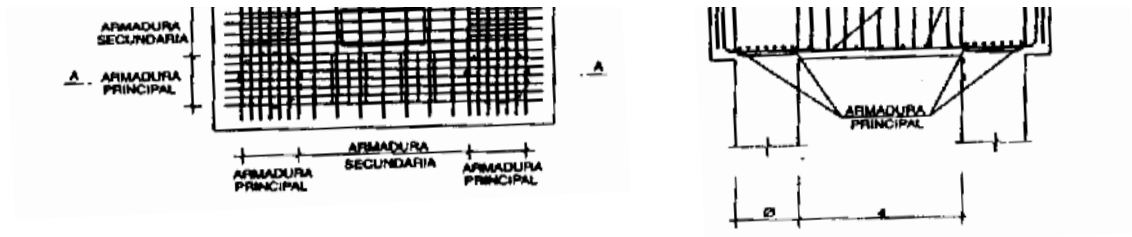
As. Principal.- Usamos $\phi 25 \text{ mm c}/15 \text{ cm}$

Armadura secundaria

En el libro de Hormigón armado de Jimenez Montoya recomienda la disposición de armadura secundaria horizontal de 1/4 de la armadura Principal, y de la mismo manera una armadura secundaria vertical formada por cercos atando la armadura principal. Cuya disposicin será de acuerdo al siguiente esquema.

FIGURA N°42 Distribución de armadura en encepados





Fuente: Hormigón Armado Jimenez Montoya

entonces $As_{sec} = 22.3 \text{ cm}^2$

\varnothing (mm)	8	10	12	16	20	25
Sep. (cm)	5.63	8.80	12.67	22.53	35.20	55.00

Mínima separación de la Armadura; $S_{min} \geq \#_i \text{REF! cm}$

As. Secundaria.- Usamos $\varnothing 16 \text{ mm c}/22.5 \text{ cm}$

Verificación a Corte:

$$V_u \leq \varnothing \cdot V_n$$

$V_u = 40486.3 \text{ kg}$

$V_u =$ Fuerza cortante mayorada en la sección considerada.

$V_n =$ Resistencia nominal al cortante.

$\varnothing =$ Factor de reducción de resistencia.

$$V_n \leq V_c + V_s$$

$V_c =$ Resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto.

$V_s =$ Resistencia nominal al cortante proporcionada por acero de refuerzo.

Cálculo de la Tensión Cortante:

$$\varnothing = 0.90 \text{ para corte} \quad \text{LRFD 5.5.4.2}$$

$$V_u \leq \frac{V_u}{\varnothing \cdot b \cdot d} \quad V_u = 1.25 \text{ kg/cm}^2$$

El concreto resiste:

$$V_c \leq 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \quad V_c = 7.68 \text{ kg/cm}^2$$

CONDICIÓN:

$$V_u \leq \varnothing \cdot V_n$$

Entonces.- $1.25 \leq 7.68$

No requiere refuerzo por cortante

Cálculo de la armadura de pilotes

Se ha establecido la armadura, de acuerdo a la siguiente sección del ACI:

- 10.9.1 “El área del acero de refuerzo longitudinal para elementos no compuestos sujetos a compresión, no debe ser menor de 0.01, ni mayor que 0.8 veces el área total de la sección”.

por lo tanto

$$\boxed{A_{s \text{ long}} = 0.01 * A_g}$$

Donde:

$A_g =$ Área de la sección del pilote.

Entonces:

$$A_g = 7853.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 78.54 \text{ cm}^2$$

Luego se procede al cálculo de varillas del pilote de acuerdo al ACI:

- Sección 10.9.2 “El acero de refuerzo longitudinal mínimo en elementos sujetos a compresión, debe ser de 4 varillas dentro de los anillo circulares o rectangulares, 3 varillas dentro de anillos triangulares, y 6 varillas confinadas por espiral”

Para esta sección tomaremos como mínimo 16 varillas longitudinales de diámetro 25 mm.

$$\varnothing = 25 \text{ mm} \quad N \text{ varillas} = 16$$

$$A_{s \text{ cal}} = 78.54 \text{ cm}^2$$

As. Principal.- Usamos 16 Ø 25 mm

Luego se realiza el cálculo de la longitud de desarrollo que se anclará entre la zapata y el pilote de la siguiente manera:

ACI Sección 12.3 “Longitud de desarrollo de varillas corrugadas”, subsección 12.3.2 “La longitud de desarrollo básica debe ser $(0.075 d_b f_y) / \sqrt{f_c}$. Además no deber ser menor de 20 cm, sección 12.3.1.

$$\boxed{L_d = \frac{0.075 * d_b * F_y}{\sqrt{f_c}}} > 20 \text{ cm}$$

$$L_d = 54.34 > 20 \text{ cm}$$

Entonces tomo 54.34 cm

Para finalizar se procede al cálculo del acero de los estribos según ACI sección 7.10.5.1

“Todas las barras no preesforzadas deben estar confinadas por medio de estribos transversales de por lo menos $\varnothing 10$ mm, para barras longitudinales $\varnothing 32$ mm o menores”.

Estribo $\varnothing = 12$ mm

El traslape del estribo de espiral según el ACI sección 7.10.5.2 "El espaciamiento vertical de los estribos no debe exceder 16 diámetros de barra longitudinal, 48 diámetros de barra o alambre de los estribos, o la menor dimensión del elemento sometido a compresión".

7.10.5.3 "Los estribos deben disponerse de tal forma que cada barra longitudinal de esquina y barra alterna tenga apoyo lateral proporcionado por la esquina de un estribo con un ángulo interior no mayor de 135° , y ninguna barra longitudinal debe estar separada a más de 150 mm libres de una barra apoyada lateralmente. Cuando la barras longitudinales estén localizadas alrededor del perímetro de un círculo, se permite el uso de un estribo circular completo".

$$\begin{array}{l} 16 * \varnothing_{\text{long}} = 40.0 \text{ cm} \\ 48 * \varnothing_{\text{estr}} = 57.6 \text{ cm} \\ \text{Radio seccion} = 50.0 \text{ cm} \\ S = 15.0 \text{ cm} \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{l} 16 * \varnothing_{\text{long}} = 40.0 \text{ cm} \\ 48 * \varnothing_{\text{estr}} = 57.6 \text{ cm} \\ \text{Radio seccion} = 50.0 \text{ cm} \\ S = 15.0 \text{ cm} \end{array}} \right\} \text{ elijo el menor } S = 15.0 \text{ cm}$$

As. Estribos.-

Usamos $\varnothing 12$ mm C/15 cm

4.5 Conclusiones y recomendaciones

4.5.1 Conclusiones

- ✚ Una vez finalizado con el diseño de pilotes, se evidenció la necesidad de obtener conocimientos de cimentaciones profundas.
- ✚ Para poder ubicar y calcular la longitud de los pilotes, se lo materializo según las recomendaciones para el tipo de suelo que se presentó en el proyecto.
- ✚ Se debe tomar en cuenta para el diseño adoptar diámetros comerciales disponibles en nuestro medio.
- ✚ También concluimos que es muy necesario profundizar temas relacionados a las fundaciones profundas dentro de las materias de fundaciones y mecánica de suelos, para lograr una formación completa de los estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil.
- ✚ Para el diseño de pilotes se precisó de conocimientos adicionales de mecánica de suelos.
- ✚ La investigación es una poderosa arma para el crecimiento profesional constante.

4.5.2 Recomendaciones

- ✚ Se recomienda investigar e implementar en el diseño dimensiones comerciales en función a la maquinaria disponible en nuestro medio.
- ✚ Es necesario analizar el lugar de emplazamiento del proyecto y sus accesos, ya que en función a estos criterios se decidirá el tipo de pilote a utilizar.
- ✚ Es muy importante conocer las características del terreno a profundidades mayores a las normales para poder ubicar y calcular la longitud de los pilotes.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

Una vez concluido con el diseño estructural del puente vehicular “El Vado” se logró el cumplimiento de los objetivos y se llegó a las siguientes conclusiones:

- ✓ Con el levantamiento topográfico se logró cubrir toda la superficie requerida para el diseño estructural, como así el poder ubicar la nueva variante y definir los accesos al puente, además del cálculo de volúmenes de corte y de relleno.
- ✓ Con el estudio hidrológico de la cuenca del río San Telmo se determinó el caudal y tirante máximo, también la altura de socavación.
- ✓ Realizado el estudio de suelos se encontró que el suelo cercano a la superficie contaba con una resistencia mayor que al suelo más profundo, que de haberse realizado un estudio superficial no podríamos apreciar esta situación muy importante.
- ✓ El barandado que se diseñó, es de tipo peatonal cumpliendo con las especificaciones de la norma AASHTO – LRFD 2004, buscando la seguridad de los peatones, que fue complementada con el diseño de un bordillo de altura considerable para evitar el descarrilamiento de los vehículos y eludir accidentes en el puente.
- ✓ Para el diseño del ancho de calzada de la acera, por el cual circularán las personas, se hizo caso a las recomendaciones del libro “El Arte de Proyectar en la Arquitectura” de Neufert, considerando la circulación de una persona con un bolso.
- ✓ La superestructura diseñada como un puente viga losa, la losa se analizó mediante condiciones estáticas buscando optimizar su sección, para lo cual se realizó, un espaciamiento adecuado entre vigas, tratando de igualar el momento positivo con el momento negativo en la losa. En las vigas se verificó que sus esfuerzos admisibles tanto en tiempo cero como en tiempo infinito cumplan sus respectivas condiciones, además de determinar la fuerza

- de pretensado, el número de torones, cálculo de pérdidas, armadura pasiva, armadura de piel y armadura de las alas.
- ✓ La infraestructura esta compuesta por dos estribos simétricos en ambas márgenes del río, ubicados de manera que no provoquen estrangulamiento ni desborde del río, además que se dimensionó buscando optimizar su sección, en cuanto a su altura se tomo en cuenta la socavación, tirante máximo, borde libre, altura de la viga y altura de la losa.
 - ✓ La disposición de armaduras en la infraestructura se optimizó, ya que el cálculo de la misma se realizó por secciones, uniformizando de mejor manera, para que fuese constructiva.
 - ✓ La fundación se realizó mediante el cálculo de diseño de pilotes.
 - ✓ Se colocó estructuras de protección tanto aleros como gaviones. Los gaviones se colocaron solo en una margen ya que la otra cuenta con protección natural del terreno con una pantalla de arcilla consolidada.
 - ✓ Con el diseño estructural del puente vehicular “El Vado” la comunidad de San Telmo y el Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya se beneficiarán con el proyecto a disposición para su adecuación, complementación y posterior ejecución.
 - ✓ Este diseño de llegar a construirse facilitará la transitabilidad del tráfico vehicular, especialmente para la comercialización de productos agrícolas, principal actividad económica de la zona, hacia las fuentes de abastecimiento tanto de Bermejo como de Tarija y dará mayor comodidad a los peatones que transitan esta vía.

Recomendaciones.

- ✓ Un buen estudio hidrológico es fundamental para tener datos claros, además de comprobarlos en campo, es decir buscar en campo o consultar con los lugareños el nivel máximo registrado en el lecho, así poder tener un punto de comparación con nuestro trabajo en gabinete y estar seguros de que nuestro cálculos son coherentes.

- ✓ En el diseño del ancho de la acera es importante, el lugar de emplazamiento del puente, ya que en vías urbanas se necesita un ancho mayor que en vías rurales por la diferencia de tráfico peatonal.
- ✓ Para el diseño de la losa es importante tratar de optimizar la separación entre las vigas ya que de estas depende los momentos producidos en la losa, buscar siempre que los momentos positivos sean iguales a los momentos negativos así se optimizará la armadura.
- ✓ En las vigas pretensadas es importante el cálculo de la fuerza inicial de pretensado, tener en cuenta que la cantidad de torones sea comercial, para evitar problemas durante la construcción del mismo, también se recomienda realizar el análisis de pérdidas de pretensado por varios métodos, para realizar una comparación entre ellos y verificar que nuestros cálculos estén correctos al no haber variaciones de consideración entre métodos.
- ✓ En los estribos es importante tomar en cuenta el pre dimensionamiento recomendado por la bibliografía ya que estos están dirigidos a optimizar la sección siempre y cuando cumplan con las condiciones de resistencia.
- ✓ Se recomienda la elaboración de una norma nacional para el diseño de puentes acorde con nuestra realidad, ya que nuestro país no cuenta con ninguna disposición legal al respecto.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

Una vez concluido con el diseño estructural del puente vehicular “El Vado” se logró el cumplimiento de los objetivos y se llegó a las siguientes conclusiones:

- ✓ Con el levantamiento topográfico se logró cubrir toda la superficie requerida para el diseño estructural, como así el poder ubicar la nueva variante y definir los accesos al puente, además del cálculo de volúmenes de corte y de relleno.
- ✓ Con el estudio hidrológico de la cuenca del río San Telmo se determinó el caudal y tirante máximo, también la altura de socavación.
- ✓ Realizado el estudio de suelos se encontró que el suelo cercano a la superficie contaba con una resistencia mayor que al suelo más profundo, que de haberse realizado un estudio superficial no podríamos apreciar esta situación muy importante.
- ✓ El barandado que se diseñó, es de tipo peatonal cumpliendo con las especificaciones de la norma AASHTO – LRFD 2004, buscando la seguridad de los peatones, que fue complementada con el diseño de un bordillo de altura considerable para evitar el descarrilamiento de los vehículos y eludir accidentes en el puente.
- ✓ Para el diseño del ancho de calzada de la acera, por el cual circularán las personas, se hizo caso a las recomendaciones del libro “El Arte de Proyectar en la Arquitectura” de Neufert, considerando la circulación de una persona con un bolso.
- ✓ La superestructura diseñada como un puente viga losa, la losa se analizó mediante condiciones estáticas buscando optimizar su sección, para lo cual se realizó, un espaciamiento adecuado entre vigas, tratando de igualar el momento positivo con el momento negativo en la losa. En las vigas se verificó que sus esfuerzos admisibles tanto en tiempo cero como en tiempo infinito cumplan sus respectivas condiciones, además de determinar la fuerza

- de pretensado, el número de torones, cálculo de pérdidas, armadura pasiva, armadura de piel y armadura de las alas.
- ✓ La infraestructura esta compuesta por dos estribos simétricos en ambas márgenes del río, ubicados de manera que no provoquen estrangulamiento ni desborde del río, además que se dimensionó buscando optimizar su sección, en cuanto a su altura se tomo en cuenta la socavación, tirante máximo, borde libre, altura de la viga y altura de la losa.
 - ✓ La disposición de armaduras en la infraestructura se optimizó, ya que el cálculo de la misma se realizó por secciones, uniformizando de mejor manera, para que fuese constructiva.
 - ✓ La fundación se realizó mediante el cálculo de diseño de pilotes.
 - ✓ Se colocó estructuras de protección tanto aleros como gaviones. Los gaviones se colocaron solo en una margen ya que la otra cuenta con protección natural del terreno con una pantalla de arcilla consolidada.
 - ✓ Con el diseño estructural del puente vehicular “El Vado” la comunidad de San Telmo y el Gobierno Autónomo Municipal de Padcaya se beneficiarán con el proyecto a disposición para su adecuación, complementación y posterior ejecución.
 - ✓ Este diseño de llegar a construirse facilitará la transitabilidad del tráfico vehicular, especialmente para la comercialización de productos agrícolas, principal actividad económica de la zona, hacia las fuentes de abastecimiento tanto de Bermejo como de Tarija y dará mayor comodidad a los peatones que transitan esta vía.

Recomendaciones.

- ✓ Un buen estudio hidrológico es fundamental para tener datos claros, además de comprobarlos en campo, es decir buscar en campo o consultar con los lugareños el nivel máximo registrado en el lecho, así poder tener un punto de comparación con nuestro trabajo en gabinete y estar seguros de que nuestro cálculos son coherentes.

- ✓ En el diseño del ancho de la acera es importante, el lugar de emplazamiento del puente, ya que en vías urbanas se necesita un ancho mayor que en vías rurales por la diferencia de tráfico peatonal.
- ✓ Para el diseño de la losa es importante tratar de optimizar la separación entre las vigas ya que de estas depende los momentos producidos en la losa, buscar siempre que los momentos positivos sean iguales a los momentos negativos así se optimizará la armadura.
- ✓ En las vigas pretensadas es importante el cálculo de la fuerza inicial de pretensado, tener en cuenta que la cantidad de torones sea comercial, para evitar problemas durante la construcción del mismo, también se recomienda realizar el análisis de pérdidas de pretensado por varios métodos, para realizar una comparación entre ellos y verificar que nuestros cálculos estén correctos al no haber variaciones de consideración entre métodos.
- ✓ En los estribos es importante tomar en cuenta el pre dimensionamiento recomendado por la bibliografía ya que estos están dirigidos a optimizar la sección siempre y cuando cumplan con las condiciones de resistencia.
- ✓ Se recomienda la elaboración de una norma nacional para el diseño de puentes acorde con nuestra realidad, ya que nuestro país no cuenta con ninguna disposición legal al respecto.