

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO

FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS INTITULADA:

“REHABILITACIÓN DEL PUENTE SANTIAGO CON EL DISEÑO DE VIGAS
PRESFORZADAS, DEPARTAMENTO Y PROVINCIA DEL CUSCO”

Presentado por:

BACH: BARRIOS URIBE, DIANA MILAGROS

BACH: CÁRDENAS CEBRIÁN, YEMME

Para optar el Título profesional de
INGENIERO CIVIL

Dictaminantes:

Mgt. Ing. ADRIEL GAMARRA DURAND

Dr. Ing. ADAN WILBERT SOLORZANO MONTESINOS

M.Sc. Ing. SAMUEL MIRANDA FARFÁN

CUSCO, ENERO DEL 2019

AGRADECIMIENTO

*Agradecer a la **UNIVERSIDAD SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO** y de manera muy especial a la **ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**, de la cual recibí una educación de calidad y prestigio, institución de la cual me siento muy orgullosa de haber pertenecido y con la cual tengo un compromiso a seguir educándome y dejar su nombre en lo más alto. Agradecer a todos los docentes por compartir sus conocimientos y experiencia con sus alumnos.*

Agradecer infinitamente a Dios, en quien creo incondicionalmente, con quien tengo el compromiso de luchar por mis sueños, y con disciplina y perseverancia seguiré las cosas que anhelo y nunca desista de ellos hasta conseguirlos.

Agradecer a mi familia por su apoyo incondicional.

Diana Barrios Uribe.

DEDICADO:

A mi querido abuelo ENRIQUE URIBE SALAS, a quien quiero mucho, a mis padres y en especial a mi madre, quien espero con ansias este paso, por el apoyo económico, el apoyo incondicional y a quienes espero retribuir toda la vida.

Diana Barrios Uribe.

AGRADECIMIENTO

En primer lugar a Dios por guiarme y en cada cosa que emprenda sé que él me acompañara en cada decisión que tome.

A mi familia de manera muy especial a mis padres Alejandrina Cebrián Céspedes y Hernán Cárdenas Gayoso mi abuela Grimaneza Gayoso Moras mis hermanos: Marisol, Niltón, Gloria, Violeta, Carolina, Leoncio y Evoquíá, de manera muy especial a mi hermano Niltón quien siempre me ayudo de manera incondicional en todo momento a cada uno de ellos muchas gracias y a mi compañera de tesis por su paciencia, y finalmente a quienes de una u otra manera colaboraron con la culminación el presente trabajo.

Yemme Cárdenas Cebrián.

DEDICADO:

En primer lugar de manera muy especial a mi madre querida Alejandrina Cebrián Céspedes quien con : su amor infinito, sus consejos, su ayuda incondicional tanto moral como económica me apoyo; sé que desde el cielo estará alegre por este pequeño paso que di en mi vida profesional y siempre me estará guiando en cada paso que dé; en segundo lugar a mi padre Hernán Cárdenas Gayaso quien me motivo a seguir adelante, por inculcar en mí el don de la perseverancia y a no darse por vencido y por su ayuda moral y económica y a mis hermanos de manera especial a mi hermano Niltón.

Yemme Cárdenas Cebrián.



RESUMEN

El proyecto titulado: REHABILITACIÓN DEL PUENTE SANTIAGO CON EL DISEÑO DE VIGAS PRESFORZADAS, DEPARTAMENTO Y PROVINCIA DEL CUSCO; partió de la necesidad de mejorar la transitabilidad en la A.V Ejército puesto que los actuales puentes en esta avenida son de concreto armado y con pilares intermedios, dificultando estos la transitabilidad vehicular continua; además a ello se suma la antigüedad de éstos.

El presente proyecto se realizó para el puente Santiago que consta del análisis y diseño de la superestructura y subestructura, la superestructura consta de 6 vigas postensadas tipo I de una luz de 34.00 m, con un peralte de 1.50m, concreto de $f'c=450\text{kg/cm}^2$ y con una fuerza de postensado de 800 ton en las vigas centrales y de 661 ton en las vigas exteriores.

El tablero de 0.20 m de espesor en un ancho de 14.00 m, con $f'c=280\text{kg/cm}^2$, una capa asfáltica de 0.05 m de espesor en un ancho de 9.00 m, veredas de 0.20 de espesor en un ancho de 2.50 m en ambos lados y barandas metálicas.

La subestructura consta de 2 estribos, con una pantalla que tiene un largo de 12.00m, con un ancho de 1.20m y concreto $f'c=280\text{kg/cm}^2$, en cuanto a las zapatas con un espesor de 1.40 m, con un ancho de 7.20 m, en un largo de 14.00 m y $f'c=280\text{kg/cm}^2$; de acuerdo a los estudios suelos realizados de manera indirecta con el método del MASW el cual abarco una profundidad de 30.00 m para el presente trabajo, el suelo tiene una capacidad portante de 3.18 kg/cm^2 a una profundidad de 4.00 m.

TESIS:

REHABILITACION DEL PUENTE SANTIAGO CON EL DISEÑO DE VIGAS PRESFORZADAS, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CUSCO.



**UNIVERSIDAD NACIONAL SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



Finalmente se hizo el modelamiento el programa computacional CSI BRIDGE lo cual no difiere mucho con los calculos manuales que se realizó.

La norma AASHTO LRFD y la Norma de Diseño de puentes en la edicion 2016 ha sido la guia para el presente trabajo, en el cual se realizó un análisis estático mas no el dinámico de acuerdo a la Norma vigente puesta que es de un tramo.



ABSTRACT

The project entitled: REHABILITATION OF THE SANTIAGO BRIDGE WITH THE DESIGN OF PRESSED BEAMS, DEPARTMENT AND PROVINCE OF CUSCO; it started from the need to improve the passability in the Army A.V since the current bridges in this avenue are reinforced concrete and with intermediate pillars, hindering these continuous vehicular traffic; in addition to this the age of these is added.

The present project was made for the Santiago bridge consisting of the analysis and design of the superstructure and substructure, the superstructure consists of 6 post-tensioned beams type I of a light of 34.00 m, with a cant of 1.50m, concrete of $f'c = 450\text{kg} / \text{cm}^2$ and with a post-tensioning force of 800 tons in the central beams and 661 tons in the external beams. The board of 0.20 m thick in a width of 14.00 m, with $f'c = 280\text{kg} / \text{cm}^2$, an asphalt layer of 0.05 m thickness in a width of 9.00 m, sidewalks of 0.20 in thickness in a width of 2.50 m in both sides and metal rails.

The substructure consists of 2 abutments, with a screen that has a length of 12.00m, with a width of 1.20m and concrete $f'c = 280\text{kg} / \text{cm}^2$, as for the footings with a thickness of 1.40 m, with a width of 7.00 m, in a length of 14.00 m and $f'c = 280\text{ kg} / \text{cm}^2$; According to the soil studies carried out indirectly with the MASW method which covered a depth of 30.00 m for the present work, the soil has a carrying capacity of 3.20 kg / cm^2 at a depth of 4.00 m.



**UNIVERSIDAD NACIONAL SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



Finally, the computer program CSI BRIDGE was modeled, which does not differ much with the manual calculations that were made.

The AASHTO LRFD standard and the Bridge Design Standard in the 2016 edition have been the guide for the present work, in which a static analysis was carried out, not the dynamic one according to the current standard that is one section.



INDICE

| | | |
|----------|--------------------------------------------------|----|
| 1. | CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROYECTO..... | 1 |
| 1.1. | IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA | 1 |
| 1.1.1. | PROBLEMA GENERAL | 1 |
| 1.1.2. | PROBLEMA ESPECÍFICO | 1 |
| 1.2. | OBJETIVO DEL PROYECTO | 2 |
| 1.2.1. | OBJETIVO GENERAL..... | 2 |
| 1.2.2. | OBJETIVO ESPECÍFICO | 2 |
| 1.3. | DELIMITACIÓN JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA..... | 3 |
| 2. | CAPITULO II: MARCO TEÓRICO..... | 4 |
| 2.1. | DEFINICIÓN DE PUENTE | 4 |
| 2.2. | PARTES DE UN PUENTE | 4 |
| 2.2.1. | SUPERESTRUCTURA | 4 |
| 2.2.2. | SUBESTRUCTURA | 4 |
| 2.2.3. | CIMENTACIÓN | 5 |
| 2.2.4. | ELEMENTOS AUXILIARES | 6 |
| 2.3. | CLASIFICACIÓN | 6 |
| 2.4. | MÉTODOS DE PREFUERZO | 8 |
| 2.4.1. | PRETENSADO | 8 |
| 2.4.2. | POSTENSADO | 8 |
| 2.5. | MATERIALES | 9 |
| 2.5.1. | ACERO DE REFUERZO | 9 |
| 2.5.2. | ACERO DE PRESFUERZO | 11 |
| 2.6. | FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA | 15 |
| 2.7. | CARGAS PERMANENTES..... | 20 |
| 2.7.1. | Cargas Permanentes: DC, DW | 20 |
| 2.7.2. | SOBRECARGAS VIVAS | 21 |
| | Sobrecarga Vehicular De Diseño..... | 23 |
| 2.7.2.1. | Camión De Diseño..... | 23 |
| 2.7.2.2. | Tándem De Diseño | 24 |



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



| | | |
|----------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.7.2.3. | Carga Del Carril De Diseño..... | 24 |
| 2.8. | MÉTODO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCIÓN | 25 |
| 2.8.1. | MÉTODO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCIÓN PARA MOMENTO..... | 25 |
| 2.8.2. | MÉTODO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCIÓN PARA CORTE | 27 |
| 2.9. | DISEÑO DE VIGA | 29 |
| 2.9.1. | DIMENSIONAMIENTO | 29 |
| 2.9.2. | LÍMITES PARA LA TENSIÓN EN EL HORMIGÓN | 31 |
| 2.9.2. | TENSIONAMIENTO | 33 |
| 2.10. | DISEÑO A LA FLEXIÓN | 34 |
| 2.11. | DISEÑO POR CORTE | 36 |
| 2.11.1. | REGIONES QUE REQUIEREN ARMADURA TRANSVERSAL..... | 36 |
| 2.11.2. | TENSIÓN DE CORTE EN EL HORMIGÓN | 37 |
| 2.11.3. | RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE..... | 37 |
| 2.11.4. | DETERMINACION DE DEFORMACION EN EL REFUERZO | 38 |
| 2.12. | DEFLEXIONES | 40 |
| 2.13. | BARANDAS..... | 42 |
| 2.13.1. | BARANDAS PARA PEATONES | 43 |
| 2.14. | DISPOSITIVOS DE APOYO | 43 |
| 2.16. | PÉRDIDAS | 56 |
| 2.16.1. | Acortamiento elástico del concreto..... | 58 |
| 2.16.2. | Pérdida por deslizamiento del Anclaje..... | 59 |
| 2.16.3. | Pérdida debido al encogimiento o contracción del concreto..... | 61 |
| 2.16.4. | Pérdida al flujo plástico o creep del concreto | 62 |
| 2.16.5. | Relajación diferida del acero de preesfuerzo..... | 63 |
| 2.16.6. | Pérdidas de fricción..... | 65 |
| 1.17. | EL ENSAYO DE MASW (Multi-Channel Analysis Of Surfaces Waves, Análisis Multicanal de Ondas Superficiales)..... | 67 |
| 3. | CAPITULO III: ESTUDIO DE SUELOS | 79 |
| 3.1. | CORRELACIÓN ENTRE ÁNGULO DE FRICCIÓN (ϕ) Y EL NÚMERO DE GOLPES SPT (N..... | 79 |
| 3.2. | CAPACIDAD DE CARGA..... | 80 |



| | | |
|--------|---------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 4. | CAPITULO IV: DISEÑO DE SUBESTRUCTURA | 84 |
| 4.1. | PREDIMIENSIONAMIENTO | 86 |
| 4.2. | CARGAS ACTUANTES..... | 87 |
| 4.2.1. | CARGA MUERTA DE LA SUPERESTRUCTURA | 87 |
| 4.2.2. | CARGA VIVA..... | 90 |
| 4.2.3. | CARGAS LS (SOBRECARGA POR CARGA VIVA EN EL TERRENO) AASHTO ART 3.11.6.4..... | 91 |
| 4.2.4. | FUERZA DE FRENADO (BR) AASHTO ART 3.6.4 | 92 |
| 4.2.5. | EMPUJES..... | 93 |
| 4.3. | CRITERIOS DE ESTABILIDAD..... | 97 |
| 4.3.1. | FUERZAS ACTUANTES..... | 98 |
| 4.3.2. | VUELCO | 103 |
| 4.3.3. | DESlizAMIENTO..... | 104 |
| 4.3.4. | PRESIONES DE CONTACTO | 106 |
| 4.4. | DISEÑO DE PANTALLA..... | 108 |
| 4.5. | DISEÑO DE CIMENTACION | 120 |
| 5. | CAPITULO V: DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA | 133 |
| 5.1. | MÓDULOS DE SECCIÓN REQUERIDOS | 133 |
| 5.2. | SECCIÓN SIMPLE..... | 136 |
| 5.3. | CARGAS ACTUANTES SUPERESTRUCTURA..... | 138 |
| 5.4. | SECCIÓN COMPUESTA | 151 |
| 5.5. | LÍNEA DE PREESFUERZO EN VIGA SIMPLE..... | 154 |
| 5.6. | FUERZA DE TENSADO Y ESFUERZOS EN LA FIBRA SUPERIOR E INFERIOR..... | 156 |
| 5.7. | ÁREA DE ACERO DE PREESFUERZO..... | 164 |
| 5.8. | DISEÑO POR FLEXIÓN | 165 |
| 5.9. | DISEÑO POR CORTE | 174 |
| 5.10. | DISEÑO DE TABLERO | 189 |
| 5.11. | DISEÑO DE VIGA DIAFRAGMA | 208 |
| 5.12. | PÉRDIDAS | 219 |
| 5.13. | DISEÑO DE APOYO | 227 |



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



| | | |
|-------|----------------------------------------------------|-----|
| 5.14. | DEFLEXIONES | 233 |
| 5.15. | DISEÑO DEL PUENTE CON EL SOTFWARE CSI BRIDGE | 235 |
| 6. | CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | 265 |
| | Bibliografía | 288 |



ÍNDICE DE FIGURAS

| | |
|---------------------------------------------------------|----|
| Figura 1 Componentes de un puente | 6 |
| Figura 2 Camión de diseño | 24 |
| Figura 3 Deformaciones y esfuerzos | 35 |
| Figura 4 Aceras peatonales | 42 |
| Figura 5. Solicitaciones en dispositivos de apoyo | 44 |
| Figura 6. Tipos de apoyo. | 45 |
| Figura 7. Curva Esfuerzo-Deformación. | 49 |



ÍNDICE DE TABLAS

| | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| Tabla 1 Propiedades de alambres sin revestimiento revelados de esfuerzo | 11 |
| Tabla 2 Propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento | 13 |
| Tabla 3. Propiedades de las varillas de acero de aleación | 14 |
| Tabla 4. Combinación de Cargas y Factores de Carga..... | 19 |
| Tabla 5. Factores de amplificación para Cargas..... | 19 |
| Tabla 6. Densidades | 20 |
| Tabla 7. Factor de Presencia Múltiple..... | 22 |
| Tabla 8. Distribución de las Sobrecargas por carril para Momentos en Vigas Interiores | 25 |
| Tabla 9. Distribución de las Sobrecargas por carril para Momentos en Vigas Exteriores..... | 26 |
| Tabla 10. Distribución de las Sobrecargas por carril para Corte..... | 27 |
| Tabla 11. Distribución de las Sobrecargas por carril para Corte en Vigas..... | 28 |
| Tabla 12. Límites para la tensión antes de las pérdidas..... | 31 |
| Tabla 13. Límites para la tensión de compresión después de las pérdidas. | 32 |
| Tabla 14. Límites para la tensión de tracción después de las pérdidas. | 32 |
| Tabla 15. Propiedades del Material | 48 |
| Tabla 16. Constante de Amplitud de Fatiga Crítica FTH | 55 |
| Tabla 17. Tipos de pérdidas de preesfuerzo..... | 57 |
| Tabla 18. Valores de Ksh | 62 |
| Tabla 19. Valores de RH | 62 |
| Tabla 20. Valores de Kre Y J | 64 |
| Tabla 21. Valores de C | 65 |
| Tabla 22. Coeficientes de fricción para torones postensados..... | 66 |



1. CAPITULO I: PLANTEAMIENTO DEL PROYECTO

1.1. IDENTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

Los principales problemas que actualmente se presenta en la ciudad Cusco, específicamente en la Av. Ejército es la congestión vehicular, que impide la normal transitabilidad por presencia de los pilares existentes en los puentes: Santiago, Belén y Grau.

Cabe mencionar que estos puentes son de concreto armado y por ser de luces relativamente grande se tuvo la necesidad de colocar pilares intermedios, los cuales no permiten el transito continuo de los vehículos a lo largo de la vía.

Además que estos puentes tienen una antigüedad de más 50 años, lo cual se ve la necesidad de cambiarles por estructuras modernas, ya que en la actualidad se cuenta con una variedad de tipos de puentes.

1.1.1. PROBLEMA GENERAL

La presencia de los pilares los cuales dificultan la continua transitabilidad a lo largo de la vía

1.1.2. PROBLEMA ESPECÍFICO

- La necesidad de estructuras nuevas y más adecuadas, ya que las actuales son estructuras antiguas.
- El crecimiento del tránsito vehicular trae la necesidad de estructuras más amplias.



1.2. OBJETIVO DEL PROYECTO

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

El objetivo principal de este proyecto de tesis es conseguir un tránsito seguro, fluido y ordenado en la AV. Ejército, utilizando tecnologías más sofisticadas acorde a las necesidades.

1.2.2. OBJETIVO ESPECÍFICO

- ✓ Hacer el uso de estructuras más modernas lo cual mejorará la apariencia del lugar
- ✓ El uso de estructuras postensadas conseguiremos vías más amplias a lo largo de la Av. Ejército.



1.3. DELIMITACIÓN JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

✓ DELIMITACIÓN

Este trabajo se limita al análisis y diseño exclusivo del nuevo puente postensado en lugar del puente existente Santiago.

✓ JUSTIFICACIÓN

Uno de los factores más importantes del porque realizar esta tesis es la búsqueda de un tránsito seguro, fluido y ordenado en la AV. EJÉRCITO, Utilizando tecnología más sofisticadas.

✓ IMPORTANCIA

Se busca mejores condiciones de transitabilidad vehicular, incremento de la seguridad para los conductores que hagan uso de la vía, así como un puente con mejor ornato. Este proyecto de tesis se enfoca básicamente en el puente Santiago, pero esperando que este proyecto de tesis sea el inicio para continuar tanto con el puente BELÉN y GRAU. Es un proyecto ambicioso pero con enorme ventajas que se podría conseguir un tránsito fluido, y un puente apto para soportar un futuro incremento de vehículos que transiten por este puente.



2. CAPITULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. DEFINICIÓN DE PUENTE

Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía; permitiendo así el tránsito. Suele unir un camino, una carretera, o una vía férrea (Pablo Apaza Introducción al diseño de puentes en concreto pag N°09)

2.2. PARTES DE UN PUENTE

2.2.1. SUPERESTRUCTURA

Esta se encuentra compuesta por:

- **TABLERO:** conformado por losa de concreto. Es el elemento sobre el cual se aplica directamente las cargas móviles de los vehículos, siendo sus efectos transmitidos a la estructura portante.
- **ESTRUCTURA PORTANTE:** es el elemento resistente sobre el cual aplica efecto de las cargas móviles, el tablero. Es a través de este componente que se transmiten las cargas a la subestructura.

2.2.2. SUBESTRUCTURA

Compuesta por elementos sobre los cuales se aplican cargas procedentes de la superestructura, para ser transmitidas a la cimentación. Está conformada por:

- **ESTRIBOS:** son los apoyos extremos del puente, transmiten las cargas del apoyo a la cimentación, sirviendo además para sostener el relleno.



- **PILARES:** son los apoyos intermedios, reciben las reacciones de dos tramos de puente transmitiendo a la cimentación.

2.2.3. CIMENTACIÓN

Existen básicamente dos tipos:

- **SUPERFICIAL:** mediante zapatas se transmiten las cargas al terreno. Se emplea este tipo de cimentación cuando mediante excavación sea posible llegar a niveles con suficiente capacidad portante.
- **PROFUNDAS:** cuando el estrato resistente se encuentra a niveles muy alejados de la superficie, se emplea este tipo de cimentación. Puede ser
 - 1.-pilotes
 - 2.-cajones de cimentación
 - 3.-compuestas (pilotes y cajones).

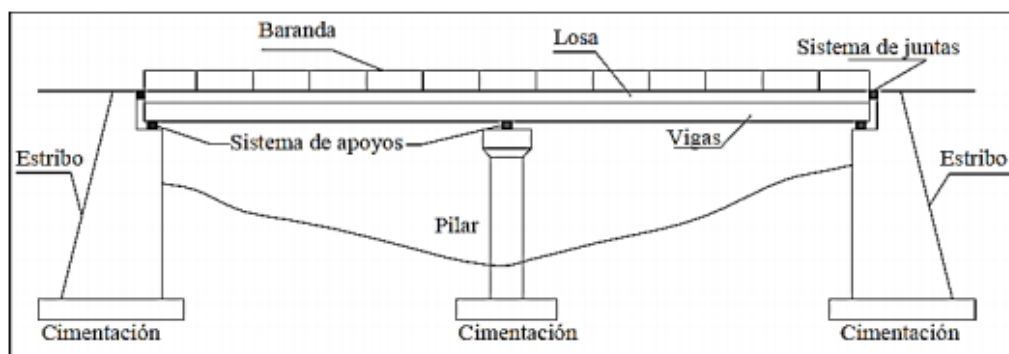
Estas a su vez se pueden subdividir, de acuerdo a la calidad de sus materiales, disposición. etc.



2.2.4. ELEMENTOS AUXILIARES

Son aquellos empleados para llevar a cabo la conexión entre los componentes del puente. En el caso de la conexión entre la superestructura y la subestructura se denominan dispositivos de apoyo. Estas pueden ser fijas o móviles.

Figura 1 Componentes de un puente



Fuente: Pablo Apaza Herrera

2.3. CLASIFICACIÓN

Existe una variedad de clasificación de puentes de acuerdo a diferentes parámetros entre las más comunes se tiene las siguientes:

DE ACUERDO A LA SECCIÓN TRANSVERSAL

- Puentes Losa de sección Maciza
- Puentes Losa con vigas (vigas T)
- Puentes de sección cajón
- Puentes de sección compuesta (losa de concreto y vigas de acero)



DE ACERDO A LA FORMA ESTRUCTURAL

- Puentes isostáticos
- Puentes hiperestáticos
- Puentes aporticados
- Puentes de arco
- Puentes constituidos por elementos reticulares

DE ACUERDO A SU FUNCIÓN

- Puentes peatonales
- Puentes para tránsito vehicular de carreteras
- Puentes ferrocarriles
- Puentes canal
- Puentes para servicios mixtos

DE ACUERDO A LA LONGITUD DE LA OBRA DE FÁBRICA

- Alcantarilla: longitud menor de 10m.
- Puentes menores: longitudes entre 10 y 20m.
- Puentes medianos: longitud entre 11 y 70m.
- Puentes mayores: longitudes mayores que 70m.



2.4. MÉTODOS DE PREFUERZO

2.4.1. PRETENSADO

El pretensado es el sistema de preesfuerzo, en el cual el acero es tensado antes del vaciado del concreto. El tensado entre placas de anclaje situadas a cada extremo; mediante gatos hidráulicos, se transmite la fuerza de tensado al acero y luego se vierte el concreto una vez que ha alcanzado la suficiente resistencia, el acero es liberado de tal manera que la fuerza de preesfuerzo es transmitida al concreto mediante al adherencia entre los materiales.

El pretensado aunque se puede realizar en obra generalmente es prefabricado en planta para luego ser transportado a la obra, de tal manera que se asegura la calidad de los materiales, especialmente la alta resistencia del concreto.

El método de pretensado es más útil para secciones transversales pequeñas, donde no se puede colocar los cables de postensado. Suele ser más eficiente y económico cuando se requiere varias unidades similares.

Cabe recalcar que presenta ciertas desventajas frente al postensado sobre todo cuando se requiere elementos más grandes. Adicionalmente las pérdidas de preesfuerzo son mayores y por lo general los cable de tensado siguen una trayectoria recta, lo que no beneficia la transferencia de la fuerza tensado.

2.4.2. POSTENSADO

El postensado es el método de preesfuerzo que consiste en tensar los tendones una vez que el concreto ha alcanzado la resistencia necesaria. Antes de colar el concreto se colocan ductos en una trayectoria requerida, para posteriormente colocar el acero de



preesfuerzo. Una vez tensados y anclados los tendones se suele colocar mortero o lechada en el ducto para proteger el acero de preesfuerzo contra la corrosión y evitar movimientos relativos entre los torones.

Este método se puede fabricarse tanto en planta como obra. Es muy útil cuando se requiere secciones de gran tamaño por lo que suele preferirse la fabricación en obra.

La ventaja del postensado es que permite dar el perfil deseado, generalmente curvo, a los cables logrando así mayor eficiencia en el diseño. Como ya se ha mencionado el uso de los tendones rectos no es el modo más adecuado de utilizar la fuerza de preesfuerzo ya que en aquellos puntos donde ocurre el máximo momento se requiere de la máxima fuerza de preesfuerzo, y por otra parte la mínima fuerza de preesfuerzo es necesaria donde ocurre el mínimo momento flector. Ello puede lograrse para una fuerza constante de preesfuerzo variando la excentricidad de la fuerza, de tal manera que, en una sección cualquiera a lo largo de la viga, el efecto de preesfuerzo neutraliza el efecto de la carga'. Otras ventajas son la reducción del peso propio de las estructuras y menores pérdidas en la fuerza de preesforzado.

2.5. MATERIALES

2.5.1. ACERO DE REFUERZO

El uso de acero de refuerzo ordinario es muy común en elementos de concreto preesforzado. Este acero es muy útil para:

- Aumentar la ductilidad
- Aumentar la resistencia



- Resistir esfuerzos de tensión
- Resistir cortante
- Resistir torsión
- Restringir agrietamientos
- Reducir deformaciones a largo plazo
- Confinar el concreto

El acero de refuerzo suplementario convencional (varillas de acero) se usa comúnmente en la región de altos esfuerzos locales de corte y compresión en los anclajes de vigas postensadas. Tanto para miembros postensados como pretensados es usual proveerlos de varillas de acero longitudinal para controlar las grietas de contracción y temperatura. Finalmente a menudo es conveniente incrementar la resistencia a la flexión de vigas preesforzadas empleando varillas de refuerzo longitudinales suplementarias.

Las varillas se pueden conseguir en diámetros nominales que van desde 3/8” hasta 1 3/8” con incrementos de 1/8” y también en tamaños más grandes de maso menos de 1 3/4” y 2 1/4 “ de diámetro.

GRADOS DE ACERO

Acero de refuerzos de grados de 40 y 60 psi (2800 y 4200 kg/cm²) son usados en la construcción de concreto.

Aun cuando el refuerzo de grado 60 tiene mayor resistencia ultima que el de grado 40, el módulo de elasticidad del acero es el mismo.

Al aumentar los refuerzos de trabajo también aumenta el número total de grietas en el concreto; a fin de superar este problema los puentes generalmente tiene separaciones menores entre barras.



El refuerzo de grado 60 no están dúctil como el de grado 40 y es más difícil de doblar.

2.5.2. ACERO DE PRESFUERZO

2.5.2.1. CABLE DE PREESFUERZO

Existen tres formas comunes en las cuales se emplea el acero como cables en concreto preesforzados: alambres redondos estirados en frío, torón y varillas de acero de aleación. Los alambres y los torones trenzados tienen una resistencia a la tensión de maso menos 17600 Kg/cm², en tanto que la resistencia de las varillas de aleación esta éntrelos 10200 y 11250 kg/cm² dependiendo del grado.

2.5.2.2. ALAMBRES REDONDOS

Los alambres individuales se fabrican laminando en caliente en lingotes de acero hasta obtener varillas redondas. Después del enfriamiento, las varillas se pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. En el proceso de esta operación de estirado, se ejecuta trabajo en frío sobre el acero, lo cual modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. A los alambres se le libera de esfuerzo después de estirado es frío mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta obtener las propiedades mecánicas prescritas. Los alambres se consiguen en 4 diámetros tal como se muestra en la tabla y en dos tipos.

Tabla 1 Propiedades de alambres sin revestimiento revelados de esfuerzo

| DIAMETRO NOMINAL | | minima resistencia de tension | | | | minimo esfuerzo, para la elongacion de 1% | | | |
|------------------|------|-------------------------------|--------|----------|--------|-------------------------------------------|--------|----------|--------|
| | | tipo BA | | tipo WA | | tipo BA | | tipo WA | |
| PULG | mm | lb/pulg2 | kg/cm2 | lb/pulg2 | kg/cm2 | lb/pulg2 | kg/cm2 | lb/pulg2 | kg/cm2 |
| 0.192 | 4.88 | 240000 | 16880 | 250000 | 17590 | 192000 | 13510 | 200000 | 14070 |
| 0.196 | 4.98 | 240000 | 16880 | 250000 | 17590 | 192000 | 13510 | 200000 | 14070 |
| 0.25 | 6.35 | 240000 | 16880 | 240000 | 16880 | 192000 | 13510 | 192000 | 14070 |
| 0.276 | 7.01 | 240000 | 16880 | 235000 | 16880 | 192000 | 13510 | 182000 | 14070 |

Fuente: Pablo Apaza Herrera



También se puede conseguir alambres de bajo relajamiento, a veces conocido como estabilizados. Se emplea cuando se quiere reducir al máximo la pérdida de preesfuerzo.

Los torones están compuestos normalmente por grupos de alambres, dependiendo del número de alambres de cada grupo del sistema particular usado de la magnitud de la fuerza pretensora requerida los torones para prefabricados postensados típicos pueden consistir de 7 a 52 alambres individuales. Se pueden emplear torones múltiples cada uno de ellos compuesto de grupo de alambres para cumplir con los requisitos.

2.5.2.3. TORONES

El torón se usa en miembros pretensados y regularmente se usa en construcción postensada. El torón es fabricado con 7 alambre, seis firmemente torcidos alrededor de un séptimo de diámetro ligeramente mayor. El paso de la espiral de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable, teniendo una resistencia a la ruptura garantizada de 17590 kg/cm² conocido como grado de 250K. Se ha estado produciendo un acero más resistente conocido como grado 270K, con una resistencia mínima a la ruptura de 270000 lb/pulg² (18990 kg/cm²).

Para los torones se usa el mismo tipo de alambre relevado de esfuerzos y estirado en frío que los que se usa para los alambres individuales de preesfuerzo. Sin embargo las propiedades mecánicas se evidencian ligeramente diferentes debido a la tendencia de los alambres torcidos a enderezarse cuando se le sujeta a tensión, debido a que el eje de los alambres no coincide con la dirección de la tensión. El torón se le releva de esfuerzos mediante tratamiento térmico después del entorchado. Los torones de bajo relajamiento se pueden conseguir mediante especial.

Los torones se pueden obtener entre un rango de tamaño que va desde 0.25 pulg hasta 0.6 pulg de diámetro.



Tabla 2 Propiedades del torón de 7 alambres sin revestimiento

| DIAMETRO NOMINAL | | resistencia a la ruptura | | area nominal del toron | | carga minima para una elongacion de 1% | |
|------------------|-------|--------------------------|-------|------------------------|-----------------|----------------------------------------|-------|
| PULG | mm | lb | KN | PULG ² | mm ² | lb | KN |
| GRADO 250 | | | | | | | |
| 0.25 | 6.35 | 9000 | 40 | 0.036 | 23.22 | 7650 | 34 |
| 0.313 | 7.94 | 14500 | 64.5 | 0.058 | 37.42 | 12300 | 54.7 |
| 0.375 | 9.53 | 20000 | 89 | 0.08 | 51.61 | 17000 | 75.6 |
| 0.438 | 11.11 | 27000 | 120.1 | 0.108 | 69.68 | 23000 | 102.3 |
| 0.5 | 12.7 | 36000 | 160.1 | 0.144 | 92.9 | 30600 | 136.2 |
| 0.6 | 15.24 | 54000 | 240.2 | 0.216 | 139.35 | 45900 | 204.2 |
| GRADO 270 | | | | | | | |
| 0.375 | 9.53 | 23000 | 102.3 | 0.085 | 54.84 | 19550 | 87 |
| 0.438 | 11.11 | 31000 | 137.9 | 0.115 | 74.19 | 26550 | 117.2 |
| 0.5 | 12.7 | 41300 | 183.7 | 0.153 | 98.71 | 35100 | 156.1 |
| 0.6 | 15.24 | 58600 | 260.7 | 0.217 | 140 | 49800 | 221.5 |

Fuente: Pablo Apaza Herrera

2.5.2.4. VARILLAS DE ACERO DE ALEACIÓN

En el caso de varillas de aleación de acero, la alta resistencia que se necesita se obtiene mediante la introducción de ciertos elementos de ligazón, principalmente manganeso, silicón y cromo durante la fabricación del acero.

Adicionalmente se efectúa trabajo en frío en las varillas al fabricar estas para incrementar aún más su resistencia. Después de estirarlas en frío, a las varillas se les releva de esfuerzos para obtener las propiedades requeridas.

Las varillas de acero de aleación se consiguen en diámetros que varían en diámetros de ½ pulg hasta 1 3/8 pulg tal como se muestra en la tabla.



Las varillas casi no se usan para fabricación de elementos preesforzados, siendo los torones de baja relajación los más utilizados.

Tabla 3. Propiedades de las varillas de acero de aleación

| DIAMETRO NOMINAL | | resistencia a la ruptura | | area nominal del toron | | carga minima para una elongacion de 1% | |
|------------------|-------|--------------------------|------|------------------------|-----------------|----------------------------------------|-----|
| PULG | mm | lb | KN | PULG ² | mm ² | lb | KN |
| GRADO 145 | | | | | | | |
| 1/2 | 12.7 | 28000 | 125 | 0.196 | 127 | 25000 | 111 |
| 5/8 | 15.88 | 45000 | 200 | 0.307 | 198 | 40000 | 178 |
| 3/4 | 19.05 | 64000 | 285 | 0.442 | 285 | 58000 | 258 |
| 7/8 | 22.23 | 87000 | 387 | 0.601 | 388 | 78000 | 347 |
| 1 | 25.4 | 114000 | 507 | 0.785 | 507 | 102000 | 454 |
| 1 1/8 | 28.58 | 144000 | 641 | 0.994 | 642 | 129000 | 574 |
| 1 1/4 | 31.75 | 178000 | 792 | 1.227 | 792 | 160000 | 712 |
| 1 3/8 | 34.93 | 215000 | 957 | 1.485 | 957 | 193000 | 859 |
| GRADO 160 | | | | | | | |
| 1/2 | 12.7 | 31000 | 138 | 0.196 | 127 | 27000 | 120 |
| 5/8 | 15.88 | 49000 | 218 | 0.307 | 198 | 43000 | 191 |
| 3/4 | 19.05 | 71000 | 316 | 0.442 | 285 | 62000 | 276 |
| 7/8 | 22.23 | 96000 | 427 | 0.601 | 388 | 84000 | 374 |
| 1 | 25.4 | 126000 | 561 | 0.785 | 507 | 110000 | 490 |
| 1 1/8 | 28.58 | 159000 | 708 | 0.994 | 642 | 139000 | 619 |
| 1 1/4 | 31.75 | 196000 | 872 | 1.227 | 792 | 172000 | 765 |
| 1 3/8 | 34.93 | 238000 | 1059 | 1.485 | 958 | 208000 | 926 |

Fuente: Pablo Apaza Herrera



2.6. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA

Factores de carga y combinaciones de cargas

AASHTO Art.3.4.1

La solicitación mayorada total se tomara como:

$$Q = \sum n_i y_i Q_i$$

Dónde:

n_i = Modificador de las cargas

y_i = factores de cargas

Q_i = Solicitaciones de las cargas aquí especificadas

Los componentes y conexiones de un puente deberán satisfacer la ecuación 1.3.2.1-1 para las combinaciones aplicables de solicitaciones extremas mayoradas según se especifica para cada uno de los siguientes estados límites:

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 carga 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 por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90km/h.



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.

SERVICIO I.- combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90km/h, tomando todas las cargas a sus valores nominales.

SERVICIO II.- combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras del 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 fisuración.

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 en el artículo 3.6.1.4.1



En la tabla 4 se especifican los factores de carga que se deben aplicar para las diferentes cargas que componen una combinación de cargas de diseño. Se deberán investigar todos los subconjuntos relevantes de las combinaciones de cargas. En cada combinación de cargas, cada una de las cargas que debe ser considerada y que es relevante para el componente que se está diseñando, incluyendo todas las solicitaciones significativas debidas a la distorsión, se deberán multiplicar por el factor de carga correspondiente y el factor de presencia múltiple especificado en el artículo 3.6.1.1.2, si corresponde. Luego los productos se deberán sumar de la manera especificada en la ecuación 1.3.2.1.1 y multiplicar por los modificadores de las cargas especificados en el artículo 1.3.2.

Los factores de deberán seleccionar de manera de producir la solicitación total mayorada extrema. Para cada combinación de cargas se deberán investigar tanto los valores extremos positivos como los valores extremos negativos.

En las combinaciones de cargas en las cuales una solicitación reduce otra solicitación, a la carga que reduce la solicitación se le deberá aplicar el valor mínimo. Para las solicitaciones debidas a cargas permanentes, de la tabla 2 se deberá seleccionar el factor de carga que produzca la combinación más crítica. Si la carga permanente aumenta la estabilidad o la capacidad de carga de un componente o puente, también se deberá investigar el valor mínimo del factor de carga para dicha carga permanente.

El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.



La evaluación de la estabilidad global de los rellenos retenidos, así como de los taludes de tierra con o sin unidad de fundación poca o muy profunda, se deberá hacer utilizando la combinación de cargas correspondientes al estado límite de servicio i y un factor de resistencia adecuado según lo especificado en los artículos 10.5.2 y 11.5.6.

Para las estructuras tipo caja formada por placas estructurales que satisfacen los requisitos del artículo 12.9, el factor de sobrecarga para las sobrecargas vehiculares LL y IM se deberá tomar igual a 2,0.

Los factores de carga para gradiente de temperatura, y asentamiento, se deberán adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. Si no hay información específica del proyecto que indique lo contrario, se puede tomar como:

- 0,0 en los estados límites de resistencia y evento extremo
- 1,0 en el estado límite de servicio cuando no se considera la sobrecarga
- 0,5 en el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga

Para los puentes construidos por segmentos se deberá investigar la siguiente combinación en el estado límite de servicio:

DC+DW+EH+EV+ES+WA+CR+SH+TG+EL

El factor de carga para sobrecarga en la combinación correspondiente a evento extremo I, se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto.



Tabla 4. Combinación 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 art 3.4.1-1

Tabla 5. Factores de amplificación para Cargas

| 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 3.4.1-2



2.7. CARGAS PERMANENTES

2.7.1. Cargas Permanentes: DC, DW

AASHTO Art.3.5.1

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

En ausencia de información más precisa, para las cargas permanentes se puede utilizar las densidades especificadas en la tabla 6.

Tabla 6. Densidades

| Material | | Densidad (kg/m ³) |
|------------------------------------------------------|----------------------------------------------|-------------------------------------|
| Aleaciones de aluminio | | 2800 |
| Superficies de rodamiento bituminosas | | 2250 |
| Hierro fundido | | 7200 |
| Escoria | | 960 |
| Arena, limo o arcilla compactados | | 1925 |
| Hormigón | Agregados de baja densidad | 1775 |
| | Agregados de baja densidad y arena | 1925 |
| | Densidad normal con $f'_c \leq 35$ MPa | 2320 |
| | Densidad normal con $35 < f'_c \leq 105$ MPa | $2240 + 2,29 f'_c$ |
| Arena, limo o grava sueltos | | 1600 |
| Arcilla blanda | | 1600 |
| Grava, macadán o balasto compactado a rodillo | | 2250 |
| Acero | | 7850 |
| Sillería | | 2725 |
| Madera | Dura | 960 |
| | Blanda | 800 |
| Agua | Dulce | 1000 |
| | Salada | 1025 |
| Elemento | | Masa por unidad de longitud (Kg/mm) |
| Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía | | 0,30 |

Fuente: Norma AASHTO 3.5.1-1



2.7.2. SOBRECARGAS VIVAS

AASHTO Art.3.6.1.1

Sobrecarga vehicular

Número De Carriles De Diseño

En general, el número de carriles de diseño se debería determinar tomando la parte entera de la relación $w/3600$, siendo w el ancho libre de calzada entre cordones y/o barreras, en mm.

También se deberían considerar posibles cambios futuros en las características físicas o funcionales del ancho libre de calzada.

En aquellos casos en los cuales los carriles de circulación tienen menos de 3600mm de ancho, el número de carriles de diseño deberá ser igual al número de carriles de circulación, y el ancho del carril de diseño se deberá tomar igual al ancho del carril de circulación.

Los anchos de calzada comprendidos entre 6000 y 7200mm deberán tener dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

Presencia De Múltiples Sobrecargas

Los requisitos de este artículo no se aplicarán al estado límite de fatiga para el cual se utiliza un camión de diseño, independientemente del número de carriles de diseño. Si en lugar de emplear la ley de momentos y el método estático se utilizan los factores de distribución aproximados para carril único de los artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3, las solicitaciones se deberán dividir por 1.2

A menos que en este documento se especifique lo contrario, la solicitación extrema correspondiente a sobrecargas se deberá determinar considerando cada una de las posibles combinaciones de número de carriles cargados, multiplicando por un factor de presencia múltiple



Correspondiente para tomar en cuenta la probabilidad de que los carriles estén ocupados simultáneamente por la totalidad de la sobrecarga de diseño HL93. En ausencia de datos específicos del predio, los valores de la tabla N°07:

- Se deberán utilizar al investigar el efecto de un carril cargado
- Se podrán utilizar al investigar el efecto de tres o más carriles cargados

A los fines de determinar el número de carriles cuando la condición de carga incluye las cargas peatonales especificadas en el artículo 3.6.1.6 combinada con uno o más carriles con la sobrecarga vehicular, las cargas peatonales se pueden considerar como un carril cargado.

Los factores especificados en la tabla N°07 no se deben aplicar conjuntamente con los factores de distribución de carga aproximados especificados en los artículos 4.6.2.2 y 4.6.2.3,

Excepto si se aplica la ley de momentos o si se utilizan requisitos especiales para vigas exteriores en puentes de vigas y losas, especificados en el artículo 4.6.2.2.2d.

Tabla 7. Factor de Presencia Múltiple

| Número de carriles cargados | Factor de presencia múltiple, m |
|-----------------------------|-----------------------------------|
| 1 | 1,20 |
| 2 | 1,00 |
| 3 | 0,85 |
| > 3 | 0,65 |



Sobrecarga Vehicular De Diseño

AASHTO Art.3.6.1.2

Requisitos Generales

La sobrecarga vehicular sobre las calzadas de puentes o estructuras incidentales, designada como HL-93, deberá consistir en una combinación de:

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

A excepción de las modificaciones especificadas en el artículo 3.6.1.3.1, cada carril de diseño considerado deberá estar ocupado ya sea por el camión de diseño o bien por tándem de diseño, en coincidencia con la carga del carril, cuando corresponda. Se asumirá que las cargas ocupan 3000mm transversalmente dentro de un carril de diseño.

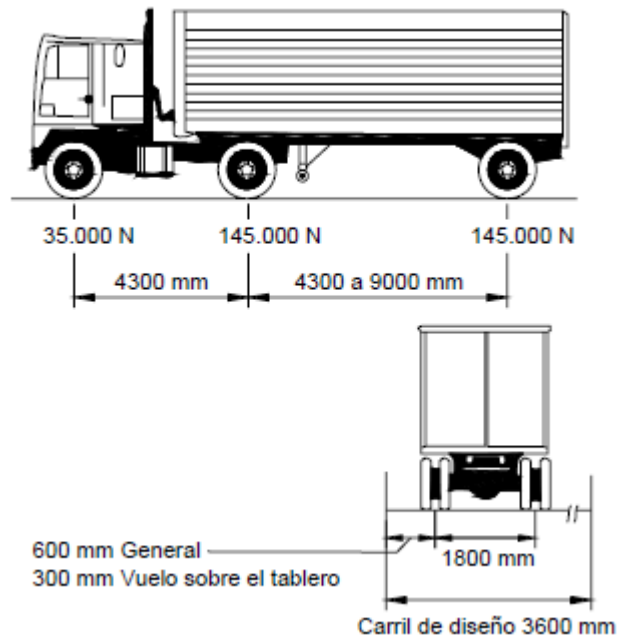
2.7.2.1. Camión De Diseño

Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño serán como se especifica en la figura N°02. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica como se especifica en el artículo 3.6.2.

A excepción de lo especificado en los artículos 3.6.1.3.1 y 3.6.1.4.1, la separación entre los dos ejes de 145000 N se deberá variar entre 4300 y 9000mm para producir las solicitaciones extremas.



Figura 2 Camión de diseño



Fuente: Norma AASHTO 3.6.1.2.2-1

2.7.2.2. Tándem De Diseño

El tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110 000N con una separación de 1200mm.

La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1800mm. Se deberá considerar un incremento por carga dinámica según lo especificado en el artículo 3.6.2.

2.7.2.3. Carga Del Carril De Diseño

La carga del carril de diseño consistirá en una carga de 9,3 N/mm, uniformemente distribuida en un ancho de 3000mm. Las solicitaciones debidas a la carga del carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.



2.8. MÉTODO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCIÓN

2.8.1. MÉTODO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCIÓN PARA MOMENTO

2.8.1.1. VIGAS INTERIORES AASHTO Art.4.6.2.2b

El momento flector por sobrecarga para vigas interiores con tableros de hormigón se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada en la tabla N°08.

Para la etapa de diseño preliminar los términos $K_g/(Lt^3)$ e I/J se pueden tomar iguales a 1.

Tabla 8. Distribución de las Sobrecargas por carril para Momentos en Vigas Interiores

| Tipo de vigas | Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1 | Factores de Distribución | Rango de aplicabilidad |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Tablero de madera sobre vigas de madera o acero | a, l | Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1 | |
| Tablero de hormigón sobre vigas de madera | 1 | Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$ | $S \leq 1800$ |
| Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón | a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad | Un carril de diseño cargado: $0,06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L_t^3}\right)^{0,3}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0,4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0,3} \left(\frac{K_g}{L_t^3}\right)^{0,3}$ | $1100 \leq S \leq 4900$ $110 \leq t_e \leq 300$ $6000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 4$ $4 \times 10^8 \leq K_g \leq 3 \times 10^{13}$ |
| | | Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor | $N_b = 3$ |
| Viga cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ | d | Un carril de diseño cargado: $\left(1,75 + \frac{S}{1100}\right) \left(\frac{300}{L}\right)^{0,39} \left(\frac{1}{N_b}\right)^{0,45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_b}\right)^{0,3} \left(\frac{S}{430}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0,23}$ | $2100 \leq S \leq 4000$ $18.000 \leq L \leq 73.000$ $N_b \geq 3$ Si $N_b > 8$ usar $N_b = 8$ |
| Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras | b, c | Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{910}\right)^{0,39} \left(\frac{Sd}{L}\right)^{0,23}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0,4} \left(\frac{Sd}{L}\right)^{0,23}$ | $1800 \leq S \leq 5500$ $6000 \leq L \leq 43.000$ $450 \leq d \leq 1700$ $N_b \geq 3$ |
| | | Usar la ley de momentos | $S = 5500$ |

Fuente: Norma AAHTO 4.6.2.2.2b



2.8.1.2. VIGAS EXTERIORES

AASHTO Art.4.6.2.2.2d

El momento flector por sobrecarga para vigas exteriores se puede determinar aplicando la fracción por carril, g , especificada en la tabla N°09.

La distancia ds se deberá tomar como positiva si el alma exterior esta hacia dentro de la cara interior de la baranda para el tráfico y negativa si esta hacia fuera del cordón o barrera para el tráfico.

Tabla 9. Distribución de las Sobrecargas por carril para Momentos en Vigas Exteriores

| Tipo de superestructura | Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1 | Un carril de diseño cargado | Dos o mas carriles de diseño cargados | Rango de aplicabilidad |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------|
| Tablero de madera sobre vigas de madera o acero | a, l | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón sobre vigas de madera | l | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón, emparillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón | a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad | Ley de momentos | $g = e g_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_s}{2800}$ | $-300 \leq d_s \leq 1700$ |
| | | | Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_0 = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor | $N_0 = 3$ |
| Viga cajón de hormigón de múltiples células | d | $g = \frac{W_p}{4300}$ | $g = \frac{W_p}{4300}$ | $W_p \leq S$ |
| | | o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1 | | |
| Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o masas | b, c | Ley de momentos | $g = e g_{interior}$ $e = 0,97 + \frac{d_s}{8700}$ | $0 \leq d_s \leq 1400$ $1800 < S \leq 5500$ |
| | | | Ley de momentos | $S > 5500$ |
| Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga | f, g | $g = e g_{interior}$ $e = 1,125 + \frac{d_s}{9100} \geq 1,0$ | $g = e g_{interior}$ $e = 1,04 + \frac{d_s}{7600} \geq 1,0$ | $d_s \leq 600$ |
| Vigas de hormigón excepto las vigas cajón usadas en tableros multiviga | h | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| | | | | |
| Tablero de emparillado de acero sobre vigas de acero | a | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero | b, c | Como se especifica en la Tabla 4.6.2.2.2b-1 | | |

Fuente: Norma AAHTO 4.6.2.2.2d



2.8.2. MÉTODO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCIÓN PARA CORTE

2.8.2.1. VIGAS INTERIORES

AASHTO Art.4.6.2.2.3a

El corte por sobrecarga para las vigas interiores se puede determinar aplicando las fracciones por carril especificadas en la tabla 1. Para los tipos de vigas interiores no listados en la tabla N°09, la distribución lateral de la rueda o eje adyacente al extremo, del tramo será la obtenida aplicando la ley de momentos.

Para el diseño preliminar el término I/J se puede tomar igual a 1.

Tabla 10. Distribución de las Sobrecargas por carril para Corte

| Tipo de superestructura | Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1 | Un carril de diseño cargado | Dos o más carriles de diseño cargados | Rango de aplicabilidad |
|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Tablero de madera sobre vigas de madera o acero | Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1 | | | |
| Tablero de hormigón sobre vigas de madera | l | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón | a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad | $0,36 + \frac{S}{7600}$ | $0,2 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^{0,0}$ | 1100 ≤ S ≤ 4900 6000 ≤ L ≤ 73.000 110 ≤ d ≤ 300 N _b ≥ 4 |
| | | Ley de momentos | Ley de momentos | N _b = 3 |
| Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ | d | $\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,8} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$ | $\left(\frac{S}{2200}\right)^{0,8} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$ | 1800 ≤ S ≤ 4000 6000 ≤ L ≤ 73.000 890 ≤ d ≤ 2800 N _b ≥ 3 |
| Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras | b, c | $\left(\frac{S}{3050}\right)^{0,8} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$ | $\left(\frac{S}{2250}\right)^{0,8} \left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$ | 1800 ≤ S ≤ 5500 6000 ≤ L ≤ 43.000 450 ≤ d ≤ 1700 N _b ≥ 3 |
| | | Ley de momentos | Ley de momentos | S = 5500 |
| Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga | f, g | $0,70 \left(\frac{b}{L}\right)^{0,15} \left(\frac{I}{J}\right)^{0,05}$ | $\left(\frac{b}{4000}\right)^{0,4} \left(\frac{b}{L}\right)^{0,1} \left(\frac{I}{J}\right)^{0,05} \left(\frac{b}{1200}\right)$ $\frac{b}{1200} > 1,0$ | 900 ≤ b ≤ 1500 6000 ≤ L ≤ 37.000 5 ≤ N _b ≤ 20 1,0x10 ¹⁸ ≤ J ≤ 2,5x10 ¹⁸ 1,7x10 ¹⁸ ≤ J ≤ 2,5x10 ¹⁸ |
| Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga | h i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero | a | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero | b, c | Según lo especificado en la Tabla 4.6.2.2.2b-1 | | |

Fuente: Norma AAHTO 4.6.2.2.3a



2.8.2.2. VIGAS EXTERIORES

AASHTO Art.4.6.2.2.2b

El corte por sobrecarga para vigas exteriores se deberá determinar aplicando las fracciones por carril especificados en la tabla N°11.

El parámetro dc se deberá tomar como positivo si el alma exterior esta hacia dentro del cordón o la barrera para el tráfico y negativo si esta hacia fuera.

Se deberán aplicar los requisitos adicionales para vigas exteriores en puentes de viga y losa con marcos transversales o diafragmas.

Tabla 11. Distribución de las Sobrecargas por carril para Corte en Vigas

| Tipo de superestructura | Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1 | Un carril de diseño cargado | Dos o mas carriles de diseño cargados | Rango de aplicabilidad |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------|
| Tablero de madera sobre vigas de madera o acero | a, l | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón sobre vigas de madera | l | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón | a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad | Ley de momentos | $e = e_{\text{máximo}}$ $c = 0,6 + \frac{d_c}{3000}$ | $-300 \leq d_c \leq 1700$ |
| | | | Ley de momentos | $N_0 = 3$ |
| Viga cajón de hormigón de múltiples células colada in situ | d | Ley de momentos | $e = e_{\text{máximo}}$ $c = 0,64 + \frac{d_c}{3800}$ | $-600 \leq d_c \leq 1500$ |
| | | | o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1 | |
| Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o mamparas | b, c | Ley de momentos | $e = e_{\text{máximo}}$ $c = 0,8 + \frac{d_c}{3050}$ | $0 \leq d_c \leq 1400$ |
| | | | Ley de momentos | $S > 5500$ |
| Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga | f, g | $e = e_{\text{máximo}}$ $c = 1,25 + \frac{d_c}{6100} \geq 1,0$ | $e = e_{\text{máximo}} \left(\frac{1200}{b} \right)$ $\frac{1200}{b} \leq 1,0$ $c = 1 + \left(\frac{d_c + b - 610}{12200} \right)^{3,5} \geq 1,0$ | $d_c \leq 600$ |
| Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga | h | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| | i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase | | | |
| Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero | a | Ley de momentos | Ley de momentos | N/A |
| Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero | b, c | Según lo especificado en la Tabla 4.6.2.2.2b-1 | | |

Fuente: Norma AAHTO 4.6.2.2.3b



2.9. DISEÑO DE VIGA

2.9.1. DIMENSIONAMIENTO

| | SUPERIOR | INFERIOR |
|----------------|-----------------------------------------|-----------------------------------------|
| $P_{ti} + M_1$ | 1. $-S_{pti}^S + S_1^S \geq f_{ti}$ | 2. $-S_{pti}^S - S_1^S \leq f_{ti}$ |
| $P_{ti} + M_1$ | 3. $-S_{pt}^S + S_1^S + S_a^S \leq f_t$ | 4. $-S_{pt}^S - S_1^S - S_a^S \geq f_t$ |

Estas 4 desigualdades nos expresan las condiciones que tenemos que cumplir para que la sección este bien diseñada.

Ec.1 se multiplica por (-n)+ ec.3 obtenemos: para eliminar la fuerza de preesforzado

$$\begin{aligned}
 -nS_{pt1}^S - nS_1^S &\leq -nf_{ti} \\
 nS_{pt1}^S + nS_1^S + S_a^S &\leq -f_{ti} \\
 \hline
 (1 - n)S_1^S + S_a^S &\leq -f_c - nf_{ti} \\
 (1 - n)\frac{M_1}{Z^S} + \frac{M_a}{Z^S} &\leq f_c - nf_{ti}
 \end{aligned}$$

Entonces:

$$Z^S = \frac{M_a + (1 - n)M_1}{f_c - nf_{ti}}$$

De la ec.2 y ec.4

$$Z^i = \frac{M_a + (1 - n)M_1}{nf_{ci} - f_{ti}}$$

DONDE:

Z_s : módulo de sección mínimo en la fibra superior

Z_i : módulo de sección mínimo en la fibra inferior



M_1 : momento viga

M_a : momento

n: % de fuerza inicial despues de las pérdidas

Para verificar la simetría o asimetría de la sección se debe verificar:

$\frac{M_1}{M_2}$ es pequeña \rightarrow emplear una sección simétrica

$\frac{M_1}{M_2}$ es grande \rightarrow emplear una sección asimétrica



2.9.2. LÍMITES PARA LA TENSIÓN EN EL HORMIGÓN

2.9.2.1. TENSIONES TEMPORARIAS ANTES DE LAS PÉRDIDAS

TENSIONES DE COMPRESIÓN

AASHTO Art.5.9.4.1

El límite para la tensión de compresión en los elementos de hormigón pretensado y postensado, incluyendo los puentes construidos por segmentos, será de $0.60f_c$ (MPa).

TENSIONES DE TRACCIÓN

Para las tensiones de tracción se deberán aplicar los límites indicados en la tabla 11.

Tabla 12. Límites para la tensión antes de las pérdidas.

| Tipo de puente | Ubicación | Tensión límite |
|------------------------------------------------------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------------------------|
| Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos | <ul style="list-style-type: none"> En la zona de tracción precomprimida sin armadura adherente | N/A |
| | <ul style="list-style-type: none"> En áreas fuera de la zona de tracción precomprimida y sin armadura auxiliar adherente | $0,25 \sqrt{f_{ci}} \leq 1,38$ (MPa) |
| | <ul style="list-style-type: none"> En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 210 MPa | $0,63 \sqrt{f_{ci}}$ (MPa) |
| | <ul style="list-style-type: none"> Para tensiones de manipuleo en pilares pretensados | $0,415 \sqrt{f_c}$ (MPa) |
| Puentes construidos por segmentos | Tensiones longitudinales a través de uniones en la zona de tracción precomprimida <ul style="list-style-type: none"> Uniones con armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones, la cual es suficiente para soportar la fuerza de tracción calculada a una tensión de $0,5f_y$, con tendones internos o tendones externos Uniones sin la armadura auxiliar adherente mínima atravesando las uniones | $0,25 \sqrt{f_{ci}}$ tracción máxima (MPa) |
| | Tensiones transversales a través de las uniones <ul style="list-style-type: none"> Para cualquier tipo de unión | $0,25 \sqrt{f_{ci}}$ (MPa) |
| | Tensiones en otras áreas <ul style="list-style-type: none"> Para áreas sin armadura adherente no pretensada En áreas con armadura adherente (barras de armadura o acero de pretensado) suficiente para resistir la fuerza de tracción en el hormigón calculada suponiendo una sección no fisurada, cuando la armadura se dimensiona utilizando una tensión de $0,5f_y$, no mayor que 210 MPa | Tracción nula |
| | | $0,50 \sqrt{f_{ci}}$ (MPa) |

Fuente: Norma AAHTO 5.9.4.1.2-1



2.9.2.2. LÍMITES EN ESTADO LÍMITE DE SERVICIO DESPUES DE LAS PÉRDIDAS

TENSIONES DE COMPRESIÓN

AASHTO Art.5.9.4.2

La compresión se deberá investigar utilizando la combinación de cargas para estado límite de servicio I especificada en la tabla 3.4.1-1. Se aplicaran los límites indicados en la tabla 1.

Tabla 13. Límites para la tensión de compresión después de las pérdidas.

| Ubicación | Tensión límite |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------|
| <ul style="list-style-type: none"> • Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes | $0,45 f'_c$ (MPa) |
| <ul style="list-style-type: none"> • En puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sumatoria de la tensión efectiva de pretensado y las cargas permanentes | $0,45 f'_c$ (MPa) |
| <ul style="list-style-type: none"> • Excepto en puentes construidos por segmentos, tensión provocada por la sobrecarga y la semisuma de la tensión efectiva de pretensado más las cargas permanentes | $0,40 f'_c$ (MPa) |
| <ul style="list-style-type: none"> • Tensión provocada por la sumatoria de las tensiones efectivas de pretensado, cargas permanentes y cargas transitorias, y durante las operaciones de transporte y manipuleo | $0,60 \phi_w f'_c$ (MPa) |

TENSIONES DE TRACCIÓN

Para las combinaciones de cargas de servicio que involucran cargas de tráfico, las tensiones de tracción en los elementos que tienen tendones de pretensado adherentes o no adherentes se deberán investigar utilizando la combinación de cargas para estado límite de servicio III especificada en la tabla N°14.

Tabla 14. Límites para la tensión de tracción después de las pérdidas.

| Tipo de puente | Ubicación | Tensión límite |
|------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|--------------------------|
| Todos los puentes, excepto los puentes construidos por segmentos | Tracción en la zona de tracción precomprimida, suponiendo secciones no fisuradas | |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión leves o moderadas | $0,50 \sqrt{f'_c}$ (MPa) |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con tendones de pretensado o armadura adherente sujetos a condiciones de corrosión severas | $0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa) |
| | <ul style="list-style-type: none"> • Para elementos con tendones de pretensado no adherentes | Tracción nula |

Fuente: Norma AAHTO 5.9.4.2.2-1



2.9.2. TENSIONAMIENTO

$$\frac{nP_1}{A_s} + \frac{nP_1 \times e}{S_i} - \frac{M_{viga}}{S_i} - \frac{M_{total-viga}}{S'_i} \geq f_{ts}$$

$$P_1 \geq \frac{A_s \left(f_{ts} + \frac{M_{viga}}{S_i} + \frac{M_{total-viga}}{S'_i} \right)}{n \left(1 + \frac{e}{C_s} \right)}$$

$$S_i = \frac{I}{Y_i}$$

$$S'_i = \frac{I}{Y_i}$$

$$C_s = \frac{S_i}{A}$$

Donde:

S_i : relacion entre inercia y altura del centro de gravedad para viga simple

S'_i : relacion entre inercia y altura del centro de gravedad para viga compuesta

P_1 : fuerza inicial de preesfuerzo(ton)

M_{viga} : momento de viga simple (ton. m)

M_{total} : momento actuante en servicio (ton. m)

n : eficiencia

f_{ts} : esfuerzo en traccion despues de las perdidas (ton/m2)

e : excentricidad del cable de preesfuerzo (m)

A_s : area de la viga simple (m2)



2.10. DISEÑO A LA FLEXIÓN

AASHTO Art.5.7

La resistencia de diseño para elementos sometidos a flexión se debe calcular con los métodos de diseño por resistencia según norma. Para el acero de preesforzado, f_{ps} debe sustituir a f_y en los cálculos de resistencia.

Como alternativa a una determinación más precisa de f_{ps} basada en la compatibilidad de deformaciones, se pueden utilizar los siguientes valores aproximados f_{ps} , siempre que f_{ps} no sea menor que $0.5f_{pu}$.

Para elementos con tendones adheridos:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left(\rho_p \times \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (w - w') \right) \right)$$

DONDE:

f_{ps} : esfuerzo en el acero de preesfuerzo en el estado de resistencia nominal a la flexión.

f_{pu} : resistencia especificada a la tracción del acero de preesforzado.

γ_p : este factor tiene en cuenta la forma del diagrama tensiones –

deformaciones de los aceros el cual esta caracterizado por f_{py}/f_{pu} :

si $\gamma_p: 0.55$ para $f_{py}/f_{pu} \geq 0.80$ (barras conformadas de pretensado)

si $\gamma_p: 0.40$ para $\frac{f_{py}}{f_{pu}} \geq 0.85$ (barras, alambres y cordones de relajacion normal)

si $\gamma_p: 0.28$ para $f_{py}/f_{pu} \geq 0.90$ (alambres y cordones de baja relajación)

ρ_p : cuantía de la armadura tesa = $A_{ps}/(bd_p)$

b : ancho del borde comprimido de la sección

d : distancia desde la fibra mas comprimida hasta el baricentro de la armadura tesa



d_p : distancia desde la fibra mas comprimida hasta el baricentro de la armadura tesa

w : cuantia mecánica de la armadura traccionada no tesa = $A_s f_y / (b \times d \times f'_c)$

w_p : cuantia mecánica de la armadura tesa = $p_p f_{ps} / f'_c$

DONDE: $T_p + T_s = T_{pw} + T_{pf}$

$$T_{pw} = A_{pw} f_{ps} = A_p f_{ps} + A_s f_y - 0.85 f'_c (b - b_w) h_f$$

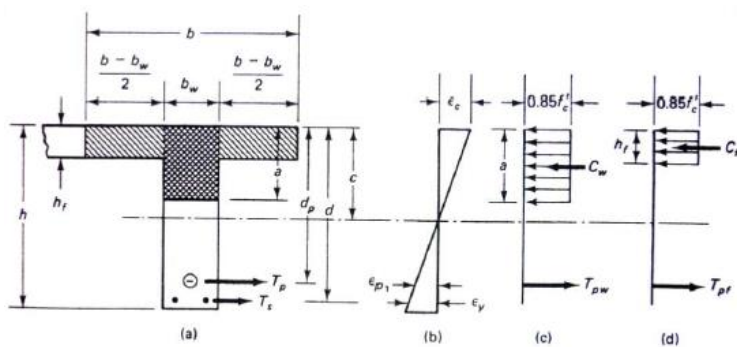
LUEGO POR EQUILIBRIO DE FUERZAS EN EL ALMA:

$$a = \frac{A_p f_{ps} + A_s f_y - 0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c b_w}$$

MOMENTO RESISTENTE:

$$M_n = A_{pw} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y (d - d_p) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \left(d_p - \frac{hf}{2} \right)$$

Figura 3 Deformaciones y esfuerzos



Deformaciones, Esfuerzos y fuerzas en secciones "T"
 (a) Sección de Viga. (b) Deformaciones. (c) Esfuerzos y Fuerzas en el Alma.
 (d) Esfuerzos y Fuerzas en las alas

Fuente: Norma AASHTO

COMPARANDO DEL MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO CON EL MOMENTO

ÚLTIMO:

$$\Phi M_n \geq M_u$$



2.11. DISEÑO POR CORTE

AASHTO Art.5.8

2.11.1. REGIONES QUE REQUIEREN ARMADURA TRANSVERSAL

$$V_u > 0.5\varphi(V_c + V_p)$$

DONDE:

V_u : Fuerza de corte mayorada (N)

V_c : resistencia nominal al corte del hormigón(N)

V_p : componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte(N)

φ : factor de resistencia especificado

2.11.1.1. MÍNIMA ARMADURA TRANSVERSAL

Si se requiere armadura transversal, el área de acero deberá satisfacer la siguiente ecuación:

$$A_v \geq 0.083\sqrt{f'_c} \frac{b_v S}{f_y}$$

DONDE:

A_v : Área de la armadura transversal en una distancia S (mm²)

b_v = ancho de alma ajustado para considerar la presencia de vainas (mm)

S = separación de la armadura transversal (mm)

f_y = tensión de fluencia de la armadura transversal (MPa)

2.11.1.2. MÁXIMA SEPARACIÓN DE LA ARMADURA TRANSVERSAL

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que la máxima separación admisible:



$$\text{si } V_u < 0.125f'_c \quad S_{\max} = 0.8d_v \leq 600\text{mm}$$

$$\text{si } V_u \geq 0.125f'_c \quad S_{\max} = 0.4d_v \leq 300\text{mm}$$

DONDE:

V_u : tensión de corte

d_v : altura de corte efectiva

2.11.2. TENSIÓN DE CORTE EN EL HORMIGÓN

La tensión de corte en el hormigón se deberá determinar como:

$$V_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v}$$

V_u : Ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma, medido en forma paralela al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión, o, en el caso de secciones circulares, diámetro de la sección modificado para considerar la presencia de vainas si corresponde (mm).

d_v : altura de corte efectiva tomada como la distancia, medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultante de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión; no es necesario tomarla menor que el mayor valor entre $0.9d_c$ o $0.72h$ (mm)

2.11.3. RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE

Se deberá determinar como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p$$

Siendo:



$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'c}b_vd_v$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{S}$$

DONDE:

b_v : Ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v , (mm)

d_v : Altura de corte efectiva como se determina, (mm)

S: Separación de estribos (mm)

β : Factor que indica la capacidad del hormigón fisurado diagonalmente de transmitir tracción

θ : Ángulo de inclinación de las tensiones de compresión diagonal

α : Ángulo de inclinación de la armadura transversal respecto del eje longitudinal

A_v : Área de la armadura de corte en una distancia S (mm²)

V_p : Componente de la fuerza de pretensado efectiva en la dirección del corte aplicado; positiva si se opone al corte aplicado (N)

2.11.4. DETERMINACION DE DEFORMACION EN EL REFUERZO

Procedimiento general:

Si la sección contiene como mínimo, la mínima armadura transversal especificada en el art

5.8.2.5

$$\epsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5(V_u - V_p) \cot \theta - A_{ps}f_{po}\right)}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})}$$

El valor inicial de ϵ_x se deberá tomar menor o igual que 0.001.

Si la secciones contiene menos armadura transversal que la especificado en el artículo 5.8.2.5



$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5(V_u - V_p) \cot \theta - A_{ps}f_{po}\right)}{2(E_sA_s + E_pA_{ps})}$$

El valor inicial de ε_x se deberá tomar menor o igual que 0.002.

Donde:

A_c : Área del hormigón del lado del elemento traccionado por flexión como se ilustra , (mm²)

A_{ps} : Área del acero de pretensado del lado del elemento traccionado por flexión (mm²)

A_s : Área del acero no pretensado del lado del elemento traccionado por flexión en la sección considerada, como se ilustra en la figura N°03(mm²)

f_{po} : Parámetro que se toma como el módulo de elasticidad de los tendones de pretensado multiplicado por la diferencia de deformación unitaria remanente entre los tendones de pretensado y el hormigón que los rodea (MPa)

N_u : Fuerza axial mayorada, positiva si es de tracción y negativa si es de compresión(N)

M_u : Momento mayorado, siempre positivo, pero nunca menor de $v_u d_v$, (N. mm)

V_u : Esfuerzo de corte mayorado, siempre positivo (N)



2.12. DEFLEXIONES

AASHTO Art.2.5.2.6.2

Los criterios de esta sección se deben considerar optativos,

Para la aplicación de estos criterios la carga del vehículo debe incluir el incremento por carga dinámica.

Si un propietario decide invocar el control de las deflexiones se pueden aplicar los siguientes principios:

- Al investigar la máxima deflexión absoluta, todos los carriles de diseño deberían estar cargados, y se debería asumir que todos los elementos portantes se deforman igualmente;
- Para el diseño compuesto, el diseño de la sección transversal debería incluir la totalidad del ancho de la carretera y las porciones estructuralmente continuas de las barandas, aceras y barreras divisorias;
- Al investigar los máximos desplazamientos relativos, el número y posición de los carriles cargados se deberían seleccionar de manera que se produzca el peor efecto diferencial;
- Se debería utilizar la porción correspondiente a la sobrecarga viva de la combinación de carga de servicio I de la tabla 3,4,1-1 de la AASHTO, incluyendo el incremento por carga dinámica, IM;
- La sobrecarga viva se debe tomar del art 3.6.1.3.2
- Se deberían aplicar los requisitos del art 3.6.1.1.2; y



En ausencia de otros criterios, para las construcciones de hacer, aluminio y

hormigón se pueden considerar los siguientes límites de deflexión:

- Carga vehicular, general longitud/800,
- Carga vehiculares y peatonales, general longitud/1000,
- Carga vehicular sobre voladizos, general longitud/300,
- Carga vehiculares y peatonales sobre voladizos, general longitud/375,



2.13. BARANDAS

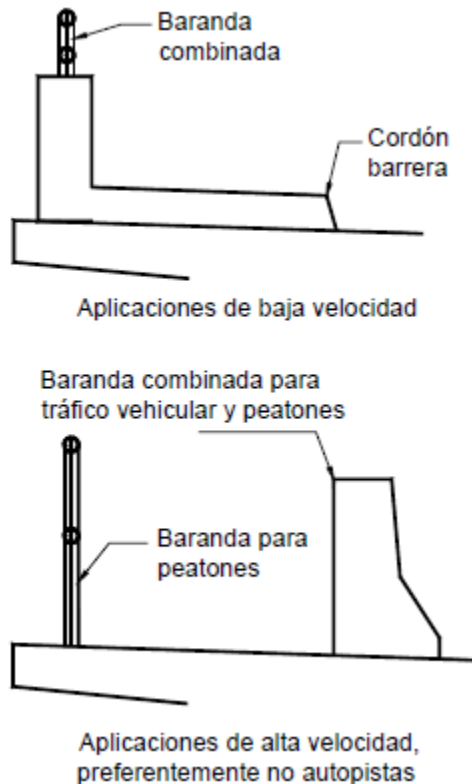
REQUISITOS GENERALES

A lo largo de los bordes de las estructuras se deberán disponer barandas para proteger al tráfico y a los peatones.

Una acera peatonal puede estar separada de la calzada adyacente mediante un cordón barrera, una baranda para tráfico vehicular o una baranda combinada, tal como se indica en la figura

N°04

Figura 4 Aceras peatonales



Fuente: Norma AASHTO



2.13.1. BARANDAS PARA PEATONES

GEOMETRÍA

La mínima altura de las barandas para peatones deberá ser de 1060mm, medidos a partir de la cara superior de la acera.

Una baranda para peatones puede estar compuesto por elementos horizontales y /o verticales. La abertura libre entre los elementos deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 150mm de diámetro.

Si se utilizan tanto elementos horizontales como verticales, la abertura libre de 150mm se deberá aplicar a los 685mm inferiores de la baranda, mientras que la separación en la parte superior deberá ser tal que no permita el paso de una esfera de 200mm de diámetro.

2.14. DISPOSITIVOS DE APOYO

Dispositivos de apoyo.

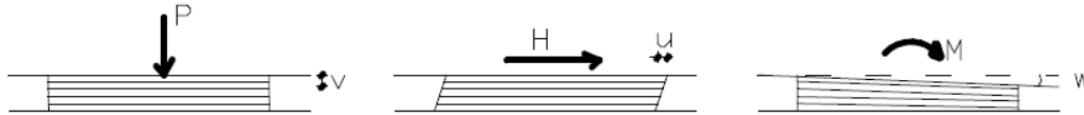
1. Definición

Son dispositivos ubicados entre la superestructura y la infraestructura de un puente cuya función es transmitir cargas y posibilitar desplazamiento y rotaciones.

Las cargas incluyen el peso propio de la superestructura, cargas vehiculares, de viento, sismo, fuerza de frenado, fuerza centrífuga, etc. Entre otras. Los desplazamientos transversales y longitudinales y las rotaciones, resultan de la acción de estas cargas así como de variaciones de temperatura flujo plástico, retracción, fatiga, etc.



Figura 5. Solicitaciones en dispositivos de apoyo.



Fuente: Norma AASHTO

2. Tipos de Dispositivos

Pueden ser clasificados entre fijos y de expansión. Los fijos permiten rotaciones pero restringen los movimientos traslacionales. Los de expansión permiten movimientos traslacionales y rotacionales.

3. Apoyos de Elastómero.

Utilizan caucho natural o sintético (neopreno) que posibilita traslaciones y rotaciones, sustituyendo los complicados dispositivos tradicionales de rótulas y péndulos de concreto armado o metálicos.

Son flexibles en cortante pero a la vez muy rígidos para los cambios volumétricos; en compresión, se expanden lateralmente.

En puentes de tramos medio corto, donde las cargas son bajas, es posible utilizar elastómeros simples. Para cargas sustanciales es posible reforzar el elastómero con acero (zunchos) o fibra de vidrio.

Los dispositivos de elastómero zunchados están conformados por capas de neopreno y láminas de acero alternados adheridos al caucho por vulcanización.

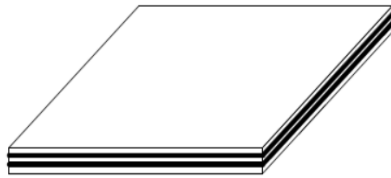


Dispositivos de elastómero Freyssinet

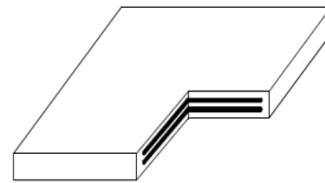
Los dispositivos de apoyo de elastómero zunchado Freyssinet poseen capas externas de elastómero cuyo espesor es la mitad del espesor de las capas internas.

Pueden ser:

Figura 6. Tipos de apoyo.



Apoyo semicubierto



Apoyo cubierto

Fuente: Norma AASHTO

a) **Semi-recubiertos**

Se realizan por cortes de placas madres de grandes dimensiones. Los cantos de los zunchos son aparentes en las caras laterales y están protegidos contra la corrosión con la ayuda de un revestimiento especial a base de resinas epóxicas.

Se designan por sus dimensiones en planta (mm) seguidas por el número de láminas de elastómero y zunchos metálicos así como su espesor respectivo (mm)



b) **Recubiertos**

Se realizan por moldeo individual. Los cantos aparentes de los zunchos están protegidos contra la corrosión por una capa de elastómero de mm de espesor medio, vulcanizado en la fabricación.

Se designan por sus dimensiones en planta (mm) seguidas por el espesor total (mm). La denominación de un apoyo recubierto de la misma constitución y dimensiones.

| Espesores de placas de elastómero y de zunchos(acero dulce) usuales | |
|----------------------------------------------------------------------------|-------------------|
| t_{elast} (mm) | t_{zuncho} (mm) |
| 8 | 2 |
| 10 | 3 |
| 12 | 3 |
| 15 | 4 |

Se brinda a continuación datos técnicos de dispositivos de apoyo standard Freyssinet semirecubiertos.

4. Especificaciones AASHTO LRFD

De los métodos A y B propuestos por las especificaciones, el Método A brinda por limitaciones de esfuerzo, apoyos de menor capacidad que los diseñados con el Método B. Sin embargo, aquellos diseñados por el Método B requieren de pruebas y control de calidad adicionales.



Apoyos de Elastómero Reforzado con Acero-MÉTODO B (Art. AASHTO LRFD)

Los apoyos de elastómero reforzados con acero contendrán capas alternadas de elastómero y acero de refuerzo. Estos apoyos podrán así mismo agregar a éstas, placas externas de acero en la parte superior e inferior.

Las capas superior e inferior de elastómero tendrán grosores no mayores que el 70% del grosor de las capas internas.

El factor de forma de una capa s_i , resulta de dividir el área plana del elastómero por el área del perímetro. Para apoyos rectangulares sin agujeros, el factor de forma de una capa es:

$$S_1 = \frac{LW}{2h_{ri}(L + W)} \quad (14.7.5.1-1)$$

Donde:

L: Longitud del apoyo de elastómero rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente)

W: Ancho del apoyo, en dirección transversal.

h_{ri} : Grosor de la capa i-esima de elastómero en el apoyo.

Para apoyos circulares sin agujeros, el factor de forma de una capa es:

$$s_i = \frac{D}{4h_{ri}} \quad (14.7.5.1-2)$$



Propiedades de los materiales (Art.14.7.6.2)

La escala de dureza puede usarse para especificar el material de apoyo. El módulo de corte G varía entre 6.12 y 17.84 Kg/cm² y al dureza nominal entre 50 y 70. Si el material se especifica por su dureza, el módulo de corte se toma como el menos favorable del rango dado en la tabla 14.7.6.2-1; valores intermedios pueden tomarse por interpolación. Se precisan también valores de deflexión por escurrimiento plástico (creep).

Para apoyos de elastómero reforzado con acero, el módulo de corte varía entre 6.12 y 13.26 Kg/cm² y de dureza nominal en la escala de Shore A, entre 50 y 60. Se usa como base la temperatura de 23°C

Tabla 15. Propiedades del Material

| | Dureza (Shore A) | | |
|------------------------------------------------------------------------------------|------------------|------------|-------------|
| | 50 | 60 | 70 |
| Módulo de Corte G (Kg/cm ²) a 23°C | 6.73-9.18 | 9.18-14.07 | 14.07-21.11 |
| Escurrecimiento plástico (Creep) a 25 años dividido por la deflexión inicial | 0.25 | 0.35 | 0.45 |

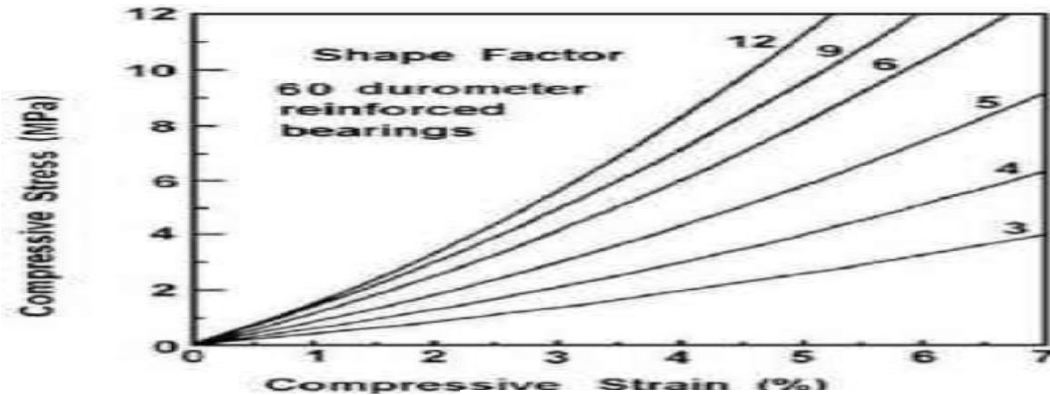
Fuente. Norma AASHTO

Deflexiones por Compresión

La fig. Siguiente permite determinar la deformación en una capa de elastómero en dispositivos con refuerzo de acero, basados en la dureza y el factor de forma.



Figura 7. Curva Esfuerzo-Deformación.



Fuente: Norma AASHTO

Requerimientos de Diseño

Esfuerzo de Compresión

En cualquier capa de elastómero, el refuerzo de compresión promedio en el estado límite de servicio cumplirá:

- Para apoyos sujetos a deformación por cortante

$$\sigma_s \leq 1.66 GS \leq 112 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (14.7.5.3.2 - 1)$$

$$\sigma_L \leq 0.66 GS \quad (14.7.5.3.2 - 2)$$

- Para apoyos fijados contra la deformación por cortante

$$\sigma_s \leq 2.0 GS \leq 112 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (14.7.5.3.2 - 3)$$

$$\sigma_L \leq 0.66 GS \quad (14.7.5.3.2 - 4)$$

σ_s : Esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga total

σ_L : Esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga viva

G: Módulo cortante del elastómero.



S: Factor de forma de la capa más gruesa del elastómero.

Deformación por Cortante

El desplazamiento horizontal máximo de la superestructura del puente Δ_o , será tomado como el 65% del rango de movimiento termal de diseño Δ_T , incluyendo los movimientos causados por escurrimiento plástico del concreto (creep), acortamiento y postensado.

La deformación máxima por cortante del apoyo en el estado límite de servicio Δ_s , se tomará como Δ_o , modificado para tener en cuenta la rigidez de la subestructura y el proceso constructivo. Si una superficie deslizante de baja fricción está instalada, Δ_s no se será mayor que la deformación correspondiente al primer deslizamiento. El apoyo cumplirá con:

$$h_{rt} \geq 2\Delta_s \quad (14.7.5.3.4 - 1)$$

Donde:

h_{rt} : Grosor del elastómero

Δ_s : Deformación por cortante total máxima del elastómero en estado límite de servicio



Compresión y Rotación Combinados

En el estado límite de servicio, las rotaciones se toman como la suma de efectos máximos de la pérdida inicial de paralelismo y la subsiguiente rotación de extremo de la viga debido a las cargas y movimientos actuantes.

Los apoyos se diseñan para la no ocurrencia de levantamientos bajo cualquier combinación de carga y las rotaciones correspondientes.

Los apoyos rectangulares satisfacen requerimientos de levantamiento si:

$$\sigma_s > GS \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \quad (14.7.5.3.5 - 1)$$

Apoyos rectangulares con deformación por cortante cumplirán:

$$\sigma_s > 1.875GS \left[1 - 0.20 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right] \quad (14.7.5.3.5 - 2)$$

Apoyos rectangulares fijos contra la deformación por cortante cumplirán:

$$\sigma_s > 2.25GS \left[1 - 0.167 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right] \quad (14.7.5.3.5 - 3)$$

n: Número de capas interiores de elastómero. Se definen capas exteriores como aquellas que están ligadas sólo por cara. Cuando el grosor de una capa exterior es mayor que la mitad de una interior, n se incrementará en $\frac{1}{2}$ por cada capa exterior.

θ_s : Rotación de servicio máxima debido a la carga total (radianes)

h_{ri} : Grosor de la capa i-esima de elastómero en el apoyo.

σ_s : Esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga total

B: Longitud del elastómero si la rotación es alrededor de su eje transversal o



ancho del mismo si la rotación es alrededor de su eje longitudinal

Los apoyos circulares serán satisfactorios a los requerimientos de levantamientos si cumplen:

$$\sigma_s > 0.75GS \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \quad (14.7.5.3.5 - 4)$$

Los apoyos circulares sujetos a deformación por cortante cumplirán:

$$\sigma_s < 2.25GS \left[1 - 0.15 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{D}{h_{ri}} \right)^2 \right] \quad (14.7.5.3.5 - 5)$$

Los apoyos circulares fijados contra la deformación por cortante cumplirán:

$$\sigma_s < 3.0GS \left[1 - 0.125 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{D}{h_{ri}} \right)^2 \right] \quad (14.7.5.3.5 - 6)$$

Donde:

θ_s : Rotación de servicio máxima debido a la carga total (radianes)

D: Diámetro del elastómero

Estabilidad del Apoyo de Elastómero

Los apoyos serán investigados por inestabilidad en el estado límite de servicio, con combinaciones de carga como lo especificado en la tabla 3.4.1-1

Los apoyos se considerarán estables si satisfacen:

$$2A \leq B \quad \text{o} \quad A - B \leq 0 \quad (14.7.5.3.6 - 1)$$



Donde:

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} \quad (14.7.5.3.6 - 2)$$

$$B = \frac{2.67}{(S + 2) \left(1 + \frac{L}{4W}\right)} \quad (14.7.5.3.6 - 3)$$

G: Módulo de cortante del elastómero.

L: Longitud del apoyo de elastómero rectangular (paralelo al eje longitudinal del puente)

W: Ancho del apoyo en la dirección transversal

Para apoyos rectangular donde L es mayor que W, la estabilidad se investigará intercambiando L y W en las ecuaciones 2 y 3.

Para apoyos circulares, la estabilidad se investigará usando las ecuaciones de un apoyo cuadrado, con $W=L=0.8D$.

Para apoyos rectangulares que no cumplan la Ecuación, el esfuerzo a la carga cumplirá con las ecuaciones 4 o 5:

- Si la cubierta de puente es libre para desplazarse horizontalmente:

$$\sigma_s \leq \frac{GS}{2A - B} \quad (14.7.5.3.6 - 4)$$

- Si la cubierta de puente es fija al desplazamiento horizontal:

$$\sigma_s \leq \frac{GS}{A - B} \quad (14.7.5.3.6 - 5)$$



Un valor negativo o infinito de la Ecuación 5 indica que el apoyo es estable y no depende de σ_s

Sí $A - B \leq 0$, el apoyo es estable y no depende de σ_s

Refuerzo

El grosor del refuerzo de acero, h_s , cumplirá:

- En el estado límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{\text{Max}}\sigma_s}{f_y} \quad (14.7.5.3.7 - 1)$$

- En el estado límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2h_{\text{Max}}\sigma_L}{\Delta F_{\text{TH}}} \quad (14.7.5.3.7 - 2)$$

Donde:

ΔF_{TH} : Grosor de la capa de elastómero más gruesa en el apoyo

σ_L : Esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga viva

σ_s : Esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga total

F_y : Resistencia de fluencia del acero de refuerzo

Si existen agujeros en el refuerzo, el grosor mínimo se incrementará por un factor igual a dos veces el ancho grueso dividido por el ancho neto.



Tabla 16. Constante de Amplitud de Fatiga Crítica F_{TH}

| Categoría | (ΔF_{TH}) (Kg/cm ²) |
|----------------------------------------------|--------------------------------------------|
| A | 1683 |
| B | 1122 |
| C | 843 |
| C' | 704 |
| D | 843 |
| D' | 493 |
| E | 316 |
| E' | 183 |
| Pernos en Tensión Axial M I64M(A 325M) | 2182 |
| Pernos en Tensión Axial M 253M(A 490M) | 2672 |

La categoría A corresponde a miembros planos laminados con bordes con llama de gas de 0.025mm de alisamiento o menos, según AASHTO/AWS DI.5M/DI.5 (sección 3.2.2)

Fuente: Norma AASHTO



2.16. PÉRDIDAS

INTRODUCCIÓN:

A partir de la fuerza de tensado original en un elemento de concreto preesforzado se presentarán pérdidas que deben considerarse para calcular la fuerza de preesfuerzo de diseño efectiva que deberá existir cuando se aplique la carga.

De cualquier modo, la fuerza efectiva no puede medirse fácilmente; sólo se puede determinar convencionalmente la fuerza total en los torones en el momento de preesforzados (preesfuerzo inicial). El preesfuerzo efectivo o final es mayor que el preesfuerzo inicial y la diferencia entre estos valores se llama pérdida del preesforzado.

Las pérdidas en la fuerza de preesfuerzo se pueden agrupar en dos categorías: aquellas que ocurren inmediatamente durante la construcción del elemento, llamadas pérdidas instantáneas ($t=0$) y aquellas que ocurren a través de un extenso periodo de tiempo, llamadas pérdidas diferidas o dependientes del tiempo ($t = \infty$). La fuerza de presfuerzo o fuerza de tensado del gato P_1 puede reducirse inmediatamente a una fuerza residual de P_2 debido a las pérdidas por deslizamiento del anclaje, fricción, relajación instantánea del acero y el acortamiento elástico del concreto comprimido. A medida que transcurre el tiempo, la fuerza se reduce gradualmente, primero rápidamente y luego lentamente, debido a los cambios de longitud provenientes de la contracción y el flujo plástico del concreto y debido a la relajación diferida del acero altamente preesforzado. Después de un período de muchos meses, o aún años, los cambios posteriores en los esfuerzos llegan a ser insignificantes, y se alcanza una fuerza pretensora constante definida como la fuerza pretensora efectiva o residual P_2 . Para calcular las diferentes pérdidas de presfuerzo existen diferentes fórmulas de diferentes autores y



en los diferentes códigos de distintos países, en ese sentido tomaremos algunos de ellos como referencia en la presente tesis.

Las pérdidas en elementos preesforzados son las siguientes:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA}$$

Donde:

Δf_{pT} : Pérdida total

Δf_{pES} : Pérdidas debido al acortamiento elástico

Δf_{pSR} : Pérdidas debido al encogimiento o contracción del concreto

Δf_{pCR} : Pérdidas debido a “creep” o flujo plástico del concreto

Δf_{pR2} : Pérdidas debido a la relajación diferida del acero

Δf_{pF} : Pérdida por fricción

Δf_{pA} : Pérdida por anclaje

En la tabla siguiente se muestra los diferentes tipos de pérdidas que existen y en qué etapa ocurren:

Tabla 17. Tipos de pérdidas de preesfuerzo

| Tipos de pérdidas de presfuerzo | | |
|----------------------------------------|------------------------------|------------------------------|
| Tipo de pérdida | Etapas de ocurrencia | |
| | Elementos pretensados | Elementos postensados |
| Deslizamiento por Anclaje | | En la transferencia |
| Acortamiento elástico delconcreto | En la transferencia | Al aplicar los gatos |
| Por fricción | | Al aplicar los gatos |
| Contracción del concreto | Después de la transferencia | Después de la transferencia |
| Flujo plástico o creep del concreto | Después de la transferencia | Después de la transferencia |
| Relajación diferida del acero | Después de la transferencia | Después de la transferencia |

Fuente: Hormigón Preesforzado U.M.S.S ING CIVIL



- En $t=0$ Las pérdidas que se producen son las siguientes

2.16.1. Acortamiento elástico del concreto.

Cuando la fuerza pretensora se transfiere a un elemento, existirá acortamiento elástico en el concreto a medida en que se comprime. Éste puede determinarse fácilmente por la propia relación esfuerzo-deformación del concreto. La cantidad de acortamiento elástico que se contribuye a las pérdidas depende del método de preesfuerzo.

Para elementos postensados en los cuales se tensan al mismo tiempo a todos los torones, la deformación elástica del concreto ocurre cuando se aplica la fuerza en el gato, y existe un acortamiento inmediato por lo que no existen pérdidas. No será este el caso si los diversos torones se tensan consecutivamente, es así que la pérdida por acortamiento elástico varía desde cero, si todos los torones se tensan simultáneamente, hasta la mitad del valor calculado para el caso de postensado, si varios pasos de tensado tiene lugar.

Cuando se tensan al mismo tiempo todos los torones, la deformación elástica del concreto ocurre cuando se aplica la fuerza en el gato, y que existe una compensación automática para las pérdidas por acortamiento elástico, las cuales por lo tanto no necesitan calcularse.

Para el caso en que se usan torones múltiples y se tensan siguiendo una secuencia, existirán pérdidas. El primer torón que se ancle sufrirá una pérdida de esfuerzo cuando se tense el segundo, el primero y el segundo sufrirán pérdida de esfuerzo cuando se tense el tercero y así sucesivamente; es así que el primer torón será el que sufra el máximo de las pérdidas, y el último no sufrirá ninguna pérdida por acortamiento del hormigón.

La siguiente es una fórmula para determinar el acortamiento elástico:



$$\Delta f_{pES} = \frac{0.5E_p f_{cir}}{E_{ci}}$$

Donde:

E_p : Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo = 1.97×10^6 Kg/cm²

E_{ci} : Módulo de elasticidad del concreto en el instante de la transferencia

E_{cir} : Esfuerzo en el concreto en el centro de la gravedad del acero de preesfuerzo debido a la fuerza de tensado y a la carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia.

2.16.2. Pérdida por deslizamiento del Anclaje.

En los elementos postensados, cuando se liberan los cables, la tensión del acero se transfiere al concreto mediante los anclajes. Existe inevitablemente una pequeña cantidad de hundimiento en los anclajes después de la transferencia, a medida en que los conos machos o cuñas se acomodan en las hembras, o a medida en que se deforman el dispositivo de anclaje. La magnitud de la pérdida por deslizamiento en los anclajes dependerá del sistema particular que se use en el preesfuerzo o en el dispositivo de anclaje

Los cálculos siguientes están basados en la publicación de la empresa

Suiza: "Vorspannung VLS – Schweiz – 1982

$$W = \sqrt{\frac{\Delta L_c E_s A_{ps}}{\Delta P}}$$

W: Distancia desde el anclaje móvil hasta el punto en el que la

$\Delta P = 2\Delta pW$: Pérdida de la fuerza de preesfuerzo entre dos puntos de la viga



ΔL_c : Penetración de cuña(igual a 1.0mm para este caso)

E_s : Módulo de elasticidad del acero = 1.9710^6 Kg/cm²

A_{ps} : Área del acero de preesfuerzo

Δp : Pérdida de fuerza de preesfuerzon expresada en términos de

$$\text{fuerza por unidad de longitud } \Delta p = (P_o - P_L)/L$$

P_o : Fuerza de preesfuerzo en el anclaje

P_L : Fuerza de preesfuerzo en un punto de la viga situado a la distancia arbitraria L del anclaje móvil

La pérdida por desplazamiento del cable en el anclaje será máxima en el mismo anclaje e irá disminuyendo a medida que la fricción contrarreste este deslizamiento, por lo que la trayectoria seguida por la recuperación de la tensión será simétrica a la de las pérdidas por fricción previamente calculada.

El valor del deslizamiento ΔL_c depende del sistema de anclaje y es proporcionado por el fabricante pudiendo variar de 1 a 10 mm. La magnitud de este deslizamiento es asumida por el diseño y usada para calcular la pérdida por deslizamiento del anclaje.



- En $t = \infty$ Las pérdidas que se producen son las siguientes

2.16.3. Pérdida debido al encogimiento o contracción del concreto

Las mezclas para el concreto normal contienen mayor cantidad de agua que la que se requiere para la hidratación del cemento. Esta agua libre se evapora con el tiempo, la velocidad y la terminación del secado dependen de la humedad, la temperatura ambiente y del tamaño y la forma del espécimen de concreto. El secado del concreto viene acompañado con una disminución en su volumen, ocurriendo este cambio con mayor velocidad al principio que al final.

La contracción por secado del concreto provoca una reducción en la formación del acero del preesfuerzo igual a la deformación por contracción del hormigón. La reducción de esfuerzo Resultante en el acero constituye un componente importante de la pérdida del preesfuerzo para todos los tipos de vigas de concreto preesforzado.

La contracción del concreto se conoce como resultado de la pérdida de humedad. También se ha demostrado que el concreto se expande si, después de haberse secado total o parcialmente, es sometido a humedad o si es sumergido en el agua. De tal forma, se sabe que la contracción es afectada por las siguientes variables:

- ✓ Agregados
- ✓ Relación agua-cemento
- ✓ Tamaño del elemento de concreto
- ✓ Condiciones del medio ambiente
- ✓ Cantidad de refuerzo
- ✓ Aditivos



✓ Tipo de cemento

$$\Delta f_{pSR} = 8.2 \times 10^{-6} K_{sh} \left(1 - 0.06 \frac{V}{S} \right) (100 - RH) E_p$$

$\frac{V}{S}$: Volumen/Superficie = Area Total/Perímetro

RH: Humedad relativa promedio anual, que rodea al elemento del concreto

Tabla 18. Valores de K_{sh}

| Días | 1 | 3 | 5 | 7 | 10 | 20 | 30 |
|----------|------|------|-----|------|------|------|------|
| K_{sh} | 0.92 | 0.85 | 0.8 | 0.77 | 0.73 | 0.64 | 0.58 |

Fuente: tesis “Diseño de un puente con vigas prefabricadas” PUCP

Tabla 19. Valores de RH

| Porcentaje de Humedad según el tipo de clima | |
|----------------------------------------------|-----|
| Tipo de clima | RH |
| Muy húmedo | 90% |
| Humedad intermedia | 70% |
| Seco | 40% |

Fuente: tesis “Diseño de un puente con vigas prefabricadas” PUCP

2.16.4. Pérdida al flujo plástico o creep del concreto

El flujo plástico es la prioridad de muchos materiales mediante la cual ellos continúan deformándose a través de lapsos de tiempo considerables bajo un estado constante de esfuerzo o carga. La velocidad del incremento de la deformación es grande al principio, pero disminuye con el tiempo, hasta que después de muchos meses alcanza asintóticamente u valor constante.



En los elementos de concreto pretensado, el esfuerzo de compresión al nivel de acero es sostenido, y la deformación plástica resultante es una fuente importante de pérdida de fuerza pretensora. En los elementos pretensados, la fuerza de compresión que produce el flujo plástico del concreto no es constante, sino que disminuye con el paso del tiempo, debido al relajamiento del acero y a la contracción del concreto, así como también debido a los cambios en longitud asociados con el flujo plástico en sí mismo.

Es así que la deformación resultante está en función de la magnitud de la carga aplicada, su duración, las propiedades del concreto incluyendo la dosificación de la mezcla, las condiciones de curado, la edad a la que el elemento es cargado por primera vez y las condiciones del medio ambiente.

$$\Delta f_{pCR} = 2.0 \frac{E_p}{E_c} (f_{cir} - f_{cds})$$

f_{cds} : Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de pretensado debido a todas las cargas muertas, exceptuando la carga muerta presente en el momento que se aplica la fuerza de tensado

2.16.5. Relajación diferida del acero de pretensado

Cuando al acero del pretensado se le esfuerza hasta los niveles que son usuales durante el tensado inicial y al actuar las cargas de servicio, se presenta una propiedad que se conoce como relajamiento, el cual se define como la pérdida de esfuerzo en el acero pretensado manteniendo con la longitud constante.



En los elementos de concreto preesforzado, el flujo plástico y la contracción del concreto así como las fluctuaciones de las cargas aplicadas producen cambios en la longitud del torón. Sin embargo, cuando se calcula la pérdida en el esfuerzo del acero debido al relajamiento, se puede considerar la longitud constante. El relajamiento continúa indefinidamente, aunque a velocidad decreciente y se deberá tomar en cuenta en el diseño ya que produce una pérdida significativa en la fuerza pretensora.

La magnitud del relajamiento varía dependiendo del tipo y del grado del acero, pero los parámetros más significativos son el tiempo y la intensidad del preesfuerzo inicial. Para casi todas las clases de acero disponibles en el mercado, que se someten a esfuerzos dentro de los límites admisibles, el porcentaje de la deformación plástica de 1% a 5%, y podría aceptarse como correcto un promedio de 3%.

$$\Delta f_{pR2} = [K_{re} - J(\Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})] C$$

f_{pi} : Esfuerzo inicial en el acero de preesfuerzo

Tabla 20. Valores de K_{re} Y J

| Tipo De Tendón | K_{re} | J |
|-------------------------|----------|-------|
| Gr 270 Cordón o alambre | 1400 | 0.15 |
| Gr 250 Cordón o alambre | 1295 | 0.14 |
| Gr 270 Baja relajación | 350 | 0.04 |
| Gr 250 Baja relajación | 324 | 0.037 |

Fuente: tesis “Diseño de un puente con vigas prefabricadas” PUCP



Tabla 21. Valores de C

| <i>Valores de C</i> | | |
|---------------------|-------------------------|------------------------------------|
| f_{pi}/f_{pu} | Cordón o Alambre | Barra o cordón o Alambre de |
| 0.8 | | 1.28 |
| 0.79 | | 1.22 |
| 0.78 | | 1.16 |
| 0.77 | | 1.11 |
| 0.76 | | 1.05 |
| 0.75 | 1.45 | 1.00 |
| 0.74 | 1.36 | 0.95 |

Fuente: tesis “Diseño de un puente con vigas prefabricadas” PUCP

2.16.6. Pérdidas de fricción

Una pérdida de la fuerza de preesforzado ocurre, en los elementos postensados debido a la fricción entre los torones y los ductos (vainas). La magnitud de esta fuerza está en función de la forma del torón o alineación, llamado efecto por curvatura, y de las desviaciones locales en el alineamiento llamado efecto por deformación no intencional. Los valores de los coeficientes de pérdidas varían según el tipo de torón y de la alineación del ducto.

En los elementos postensados, por el general los torones se anclan en extremo y se estiran mediante los gatos desde el otro. A medida que el acero se desliza a través del ducto, se desarrolla la resistencia friccionante, por lo que la tensión en el extremo anclado es menor que la tensión en el gato. Las fuerzas friccionantes se consideran función de dos efectos: la curvatura Intencional (primaria) del torón y la curvatura (secundaria) no intencional (o balanceo) de la trayectoria especificada del ducto.



Los coeficientes típicos de fricción (μ y k) para cada uno de estos efectos están especificados en los criterios de diseño.

Los pérdidas debidas a la fricción por deformaciones no intencionales del ducto se encontrarán presentan aún para los casos de torones rectos, debido a que en los casos reales el ducto no puede ser perfectamente recto y existe fricción entre los torones.

La cantidad de pérdidas depende del tipo de torón y el ducto a emplearse, así como del cuidado se tome durante la construcción.

Mientras el torón se tensa en un esquina con la fuerza P , este tendrá fricción con el ducto de tal forma que el esfuerzo en el torón variará desde el plano del gato hasta la longitud L del claro como se muestra en la figura

$$P_x = P_0 e^{-(\mu\alpha+kx)}$$

Tabla 22. Coeficientes de fricción para torones postensados

| <i>Tipo de tendón</i> | <i>Tipo de ducto</i> | <i>K/m</i> | <i>μ (1/rad)</i> |
|----------------------------------------|---------------------------------------------------|---------------|---------------------------------|
| <i>Alambre o trenza sin galvanizar</i> | <i>Cubierta de metal brillante</i> | <i>0.0066</i> | <i>0.30</i> |
| | <i>Cubierta de metal galvanizado</i> | <i>0.0049</i> | <i>0.25</i> |
| | <i>Engrasado o revestido de asfalto enrollado</i> | <i>0.0066</i> | <i>0.30</i> |
| | <i>Galvanizado rígido</i> | <i>0.0007</i> | <i>0.25</i> |

Fuente: Hormigón Preesforzado U.M.S.S ING CIVIL



1.17. EL ENSAYO DE MASW (Multi-Channel Analysis Of Surfaces Waves, Análisis Multicanal de Ondas Superficiales)

ONDAS SISMICAS

La energía de un movimiento sísmico viaja en forma de onda a través del suelo, perturbando sus partículas. Estas se clasifican según la profundidad a la que actúan, en 2 tipos: ondas de cuerpo y ondas superficiales.

Ondas Rayleigh: tipo de onda sísmica también llamada ground roll, que genera un movimiento de partículas de suelos de tipo elíptico retrógrado, vertical a la dirección de propagación (ver figura A3). Está comprobado que cerca del 80% de la energía liberada durante un movimiento sísmico corresponde a ondas Rayleigh, por lo que son las percibidas principalmente en un evento sísmico y las que generan más daños a las estructuras, debido a su baja frecuencia, provocando que algunas edificaciones puedan entrar en resonancia durante el movimiento.

MÉTODOS DE MEDICIÓN DE ONDAS

Los métodos de medición de ondas superficiales se clasifican, dependiendo del tipo de fuente que utilicen, en 3 tipos: activos, pasivos e híbridos.

El método MASW (análisis multicanal de ondas superficiales) trabaja con el registro de las ondas Rayleigh generadas por el golpe de un martillo contra una placa ubicada en suelo, a través de la señal captada por geófonos situados en un arreglo lineal, equidistantes entre sí. Luego de ello, el registro permite visualizar el espectro de velocidad de onda de corte vs frecuencia, donde se puede determinar la ubicación del periodo fundamental del suelo y proceder a la selección de la curva de dispersión. Tras el proceso de inversión de la curva se obtiene el perfil de velocidades del suelo y se puede proceder al cálculo del parámetro V_{s30} .



FENÓMENO DE DISPERSIÓN DE ONDAS RAYLEIGH

Las ondas Rayleigh posee una naturaleza dispersiva, es decir, por cada frecuencia que posea el tren de ondas, ésta viajará a una distinta velocidad de fase, lo que implicará que cada frecuencia penetre a una profundidad específica (Khareshi et al, 2010).

Ya que los suelos en su mayoría son heterogéneos en profundidad, las ondas Rayleigh penetrarán en grandes profundidades cuando presenten mayores longitudes de onda y generalmente presentarán mayores velocidades de fase (Louie, 2005).

Por lo tanto, esta cualidad dispersiva de las ondas Rayleigh permite que su análisis sea más favorable al elaborar un espectro de velocidad de fase vs frecuencia, lo que permite identificar curvas características del suelo que entreguen información de la distribución de velocidades de ondas de corte con respecto a la profundidad de penetración.

CURVA DE DISPERSIÓN

Park et al (1998) plantea que si las propiedades del material cercano a la superficie cambian, la onda Rayleigh se vuelve dispersiva, por lo que su velocidad de propagación (fase) cambia con su frecuencia. Además, la penetración de la onda se ve relacionada a su longitud de onda, donde mayores valores penetran más profundo.

Park et al (1999) plantea, además, que el suelo es un material atenuante, por lo que la amplitud de las ondas generadas disminuye a medida que se alejan de la fuente generadora.

Debido a lo anterior, el análisis de las curvas de dispersión de las mediciones realizadas permite la determinación de la velocidad de onda de corte presente en un estrato de suelo. Como el suelo tiende a aumentar su rigidez conforme aumenta su profundidad, las ondas de menor frecuencia



reflejarán estratos de mayor profundidad, mientras que las altas frecuencias corresponderán a estratos superficiales.

Gracias al espectro de velocidad de fase vs frecuencia, es posible encontrar la profundidad de penetración de cada par ordenado presente en la curva de dispersión seleccionada con el criterio del periodo fundamental.

Dado que el método MASW trabaja con el golpe de un martillo como fuente impulsora, las ondas generadas serán de alta frecuencia, por lo que no pueden penetrar grandes profundidades. Sin embargo, en la gran mayoría de los casos, la profundidad alcanzada puede ser de 30 [m], permitiendo obtener valores de V_{s30} confiables. En algunas mediciones puede que el método sea insuficiente al alcanzar valores de profundidad menores a los 30 [m], como se puede presentar en suelos de mala calidad, por lo que es útil, para tales casos, combinarlo con un método pasivo como ReMi.

INVERSIÓN DE CURVAS DE DISPERSIÓN.

Existen dos diferentes técnicas de inversión empleadas en el método MASW: i) Monte Carlo o inversión aleatoria, e ii) inversión generalizada. La primera considera un perfil inicial como supuesto de la inversión, y utiliza algoritmos de búsqueda aleatoria para revisión del perfil inicial, mientras que la segunda considera una solución analítica luego del conocimiento de varios parámetros del suelo, como módulo de Poisson, peso específico, densidad, entre otros. La ventaja de la técnica de Monte Carlo es que la modelación está basada en un perfil inicial de velocidad – profundidad, por lo que previene la divergencia de valores con respecto al perfil real.

Así, la inversión puede ser configurada para diferentes incrementos de velocidad en torno al



modelo inicial, que son comparadas con la curva de dispersión extraída y los perfiles son actualizados iterativamente hasta que el error alcanza un valor mínimo deseado (Khareshi et al, 2010).

CLASIFICACION DE SUELOS SEGÚN ASCE 2010 e IBC 2009

Actualmente las categorías del suelo usados en códigos de edificaciones para diseño sísmico son generalmente basados en o al menos correlaciones con la velocidad de las ondas de corte que se propagan por las capas superficiales. De acuerdo con la ASCE 2010 e IBC 2009, Los suelos se clasifican en seis grupos diferentes que están en función del promedio de todas las velocidades de onda de corte, correspondiente a cada capa existente en una potencia de los 30m más superficiales. El concepto de VS30 está basado en la idea de que la amplificación del terreno y los efectos de sitio ocurren principalmente en los primeros 30 metros de profundidad.

$$VS_{30} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{V_s - 1}}$$

Donde:

VS – 1: Velocidad de onda de corte del estrato i

hi: Espesor de estrato i.

n: Numero de estrato presentes hasta los 30 (m)de profundidad.

Con la información del parámetro vs30 se puede calcular de manera preliminar el periodo de vibración fundamental del suelo siendo la relación siguiente:

$$T_0 = \frac{4H}{VS_{30}}$$



T0: Periodo característico del suelo

Cuadro 3.1. Clasificación sísmica de suelos según la ASCE 2010 e IBC 2009.

| Tipo de suelo | Nombre de suelo | PROPIEDADES PROMEDIO EN LOS 30 METROS MAS SUPERFICIALES | | |
|---------------|-------------------------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------------------------|----------------------------------------------|
| | | Velocidad de onda de corte, V_s (m/s) | Resistencia a la penetración estándar, N | Resistencia al corte no drenada, S_u (psf) |
| A | Roca muy dura | $v_s > 1500$ | N/A | N/A |
| B | Roca | $760 < v_s < 1500$ | N/A | N/A |
| C | Suelo muy denso o roca blanda | $360 < v_s < 760$ | $N > 50$ | $S_u \geq 2,000$ |
| D | Suelo rígido | $180 < v_s < 360$ | $15 \leq N \leq 50$ | $1,000 \leq S_u \leq 2,000$ |
| | Suelo blando | $v_s < 180$ | $N \leq 15$ | $S_u < 1,000$ |
| E | - | Cualquier perfil de suelo con más de 3m de espesor que tenga las siguientes características 1. Índice de plasticidad (IP) > 20 2. Contenido de humedad (w) > 40 3. Resistencia al corte no drenada $S_u < 500$ psf | | |
| F | - | Cualquier perfil de suelo que contenga una o más de las siguientes características 1. Suelos vulnerables a una posible fractura o colapso bajo efecto sísmico, por ejemplo: suelos licuables, arcillas altamente sensibles y suelos débilmente cementados. 2. Turbas y/o arcillas altamente orgánicas (H > 3m de turba y/o arcillas altamente orgánicas, donde H = espesor del suelo) 3. Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.6m con índice de plasticidad IP > 75) 4. Arcillas suaves a medias (H > 36m) | | |

(*) Suelos vulnerables a potencial de falla o colapso ante cargas sísmicas.

EQUIPO UTILIZADO

- Sismógrafo
- Geófonos
- Martillo
- Placa de teflón
- Software GEOPSY

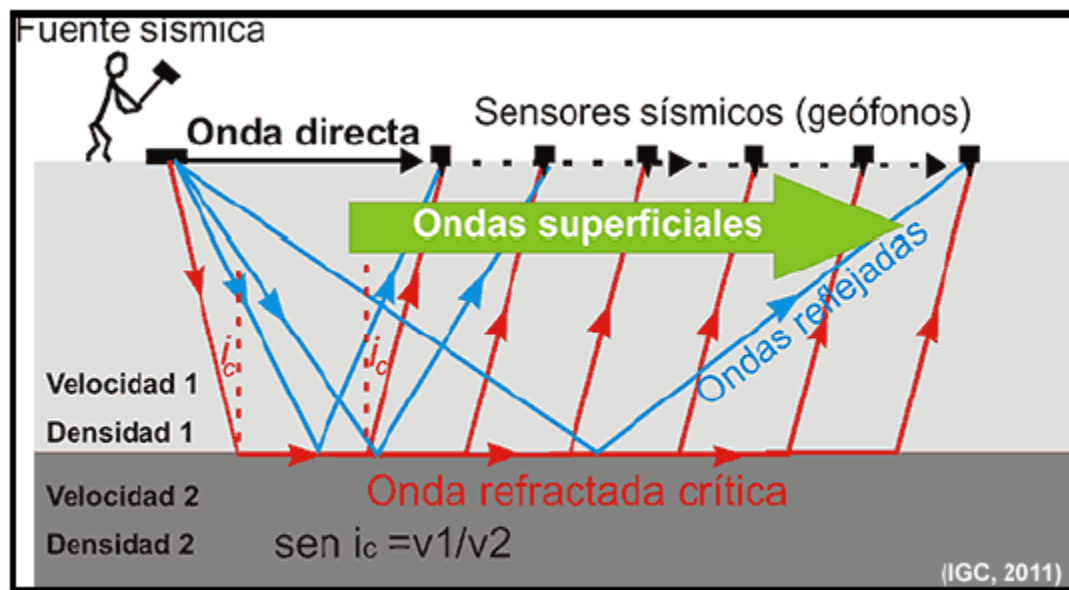




METODOLOGÍA MASW

Las mediciones se realizan por medio de un arreglo lineal de geófonos, espaciados de manera equidistante entre sí. La fuente impulsiva corresponde al golpe del martillo a la placa de teflón. Para la medición se consideró 20 geófonos espaciados cada 2 metros, la primera posición de la placa se ubicó a 2m del primer geófono, la cual se fue desplazándose cada 2 m en sentido contrario al tendido de los geófonos, obteniéndose 4 lecturas por cada extremo del tendido y ocho lecturas por cada lado del estribo del puente.

Se realizó un ensayo tanto en el carril de subida y otro en el de bajada en la AV. Ejército distrito de Santiago Cusco.





ENSAYO NRO 1: Carril de subida AV. Ejercito

| Numero geofonos | Distancia entre geofonos | Distancia de placa |
|--------------------------------------|--------------------------|--------------------|
| Extremo derecho del tendido | | |
| 20 | 2 | 2 |
| | | 4 |
| | | 6 |
| | | 8 |
| Extremo izquierdo del tendido | | |
| 20 | 2 | 2 |
| | | 4 |
| | | 6 |
| | | 8 |

ENSAYO NRO 2: Carril de bajada AV. Ejercito

| Numero geofonos | Distancia entre geofonos | Distancia de placa |
|--------------------------------------|--------------------------|--------------------|
| Extremo derecho del tendido | | |
| 20 | 2 | 2 |
| | | 4 |
| | | 6 |
| | | 8 |
| Extremo izquierdo del tendido | | |
| 20 | 2 | 2 |
| | | 4 |
| | | 6 |
| | | 8 |



SITIO DE ESTUDIO

El puente Santiago, se ubica en el distrito de Santiago, provincia de Cusco, Departamento del Cusco a una altitud de 3404msnm.



RESULTADOS Y ANÁLISIS

CURVA DISPERSIÓN

El procesamiento consiste en obtener las señales de las ondas de corte en un sistema que muestre el espaciamiento de los geófonos (m) y el tiempo de adquisición (ms), a partir de este registro se procede a obtener la curva de dispersión que están en un sistema de frecuencia (HZ) y velocidad de fase (m/s).

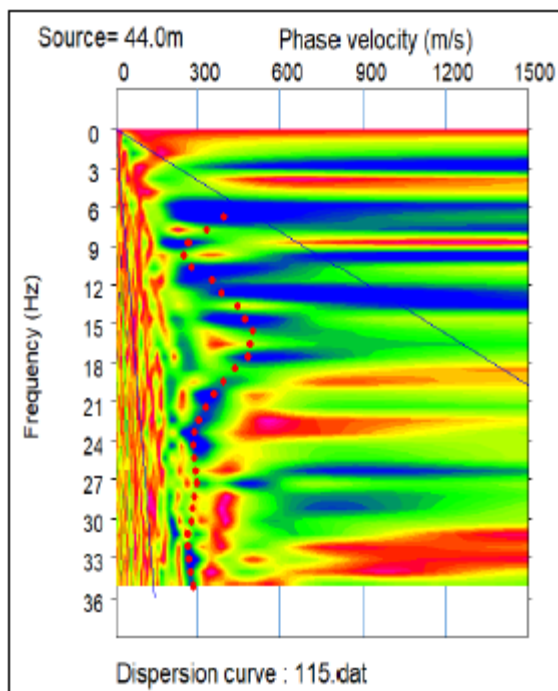


En la curva de dispersión se selecciona el modo fundamental del suelo que se ve representado por un color intenso, el cual denota una mayor energía.

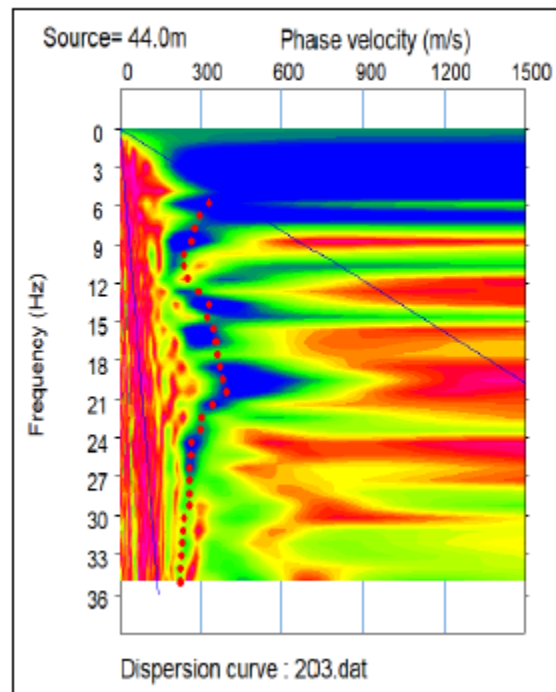
Estribo derecho del puente Santiago MASW-01

Estribo izquierdo del puente Santiago MASW-02

Curva de Dispersión



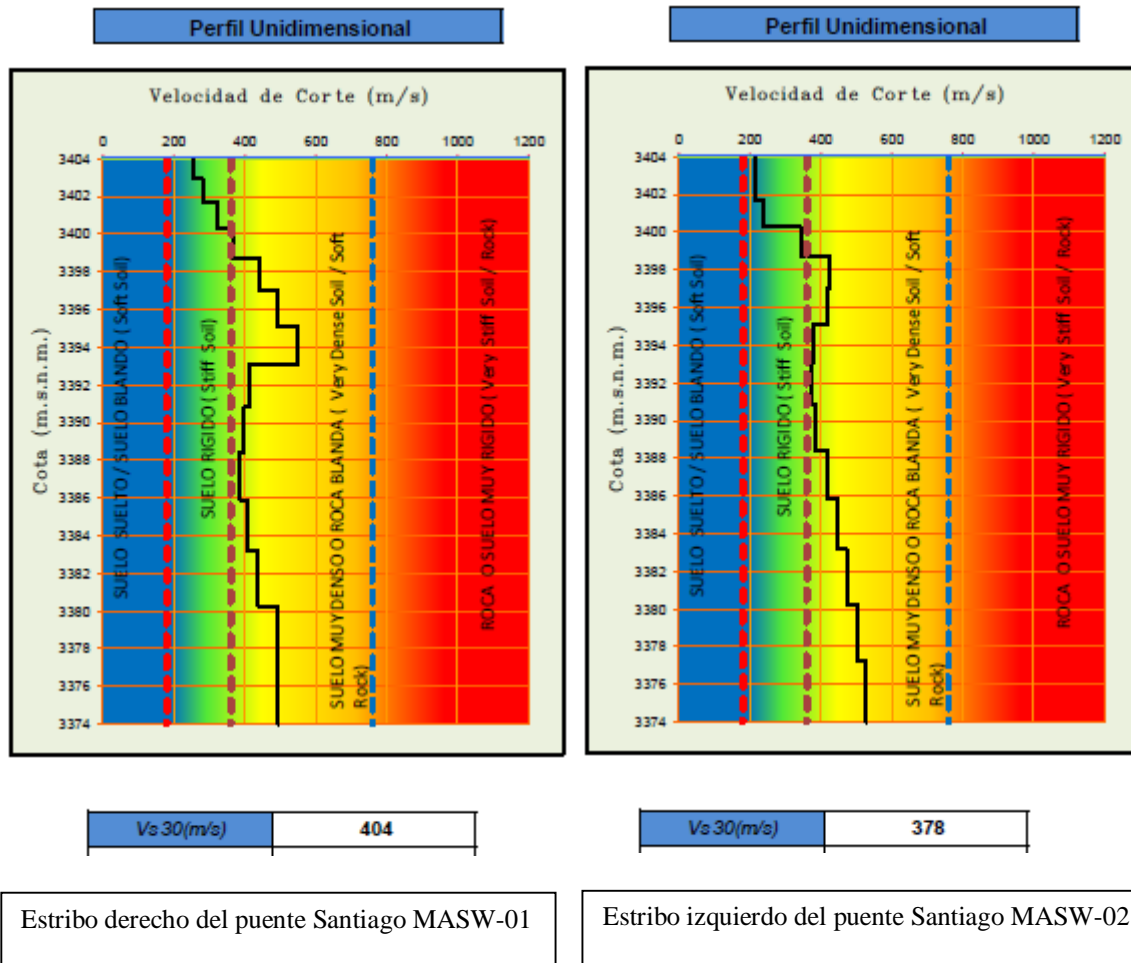
Curva de Dispersión





PERFIL UNIDIMENSIONAL

Mediante un proceso de inversión de ondas e iteraciones se obtiene el perfil unidimensional del suelo que tiene un sistema de profundidad (m) y velocidad de ondas de corte en (m/s)



En el estribo derecho del puente Santiago, se ubica la línea sísmica MASW-01, donde se determinó que el primer estrato presenta velocidades de corte V_s menor a 360 m/s con un espesor aproximado de 3.7m, el cual corresponde a gravas y con matriz arenosa sueltas a medianamente densa, segundo estrato presenta velocidades de corte V_s que varían entre 360m/s a 760m/s con un espesor mayor de 26m, el cual corresponde a suelo muy denso, dentro de este



último se infiere un estrato de material blando de aproximadamente 10 metros de espesor con velocidades de corte que varían entre los 397 m/s a 407 m/s.

El estribo izquierdo del puente Santiago, e ubica la línea sísmica MASW-02, donde se determinó que el primer estrato presenta velocidades de corte V_s menor a 360 m/s con un espesor aproximad de 5.3m, el cual corresponde a gravas y con matriz arenosa sueltas a medianamente densa, segundo estrato presenta velocidades de corte V_s que varían entre los 360 m/s a 760 M/s con un espesor mayor de 24 metros, el cual corresponde a un suelo muy denso, dentro de este último se infiere un estrato de material blando de aproximadamente de 6 metros de espesor con velocidades de corte que varían entre los 372 m/s a 385 m/s.

De acuerdo a los valores obtenidos en todo el sector estudiado corresponde a un terreno tipo C, roca blanda o suelo muy denso, según la ASCE 2010.

Cuadro 4.2. Tipo de suelo determinado a partir de los ensayos MASW, según la ASCE 2010 e IBC 2009.

| ENSAYO | COORDENADAS WGS 84 | | VS30 (m/s) | ASCE 2010 e IBC 2009 | |
|---------|--------------------|-----------|---------------|----------------------|-------------------------------|
| | ESTE (M) | NORTE (M) | | T(S) | DENOMINACION |
| MASW-01 | 177085 | 8503025 | 404 | 0.30 | Suelo muy denso o roca blanda |
| MASW-02 | 177082 | 8503012 | 378 | 0.32 | Suelo muy denso o roca blanda |

La profundidad de investigación del presente estudio fue 30 metros.



3. CAPITULO III: ESTUDIO DE SUELOS

3.1. CORRELACIÓN ENTRE ÁNGULO DE FRICCIÓN (ϕ) Y EL NÚMERO DE GOLPES SPT (N) N= 27 Numero de golpes

TERZAGHI Y PECK. 1948

$$\phi' = 28.5 + 0.25N$$

$$\phi' = 28.5 + 0.25 \times 27 = 35.25$$

Ref: K. Terzaghi and R. Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons, 1948.

PECK et al. 1953

$$\phi' = 26.25 \left(2 - \left(e^{-\frac{N}{62}} \right) \right)$$

$$\phi' = 26.25 \left(2 - \left(e^{-\frac{27}{62}} \right) \right) = 36.55$$

R.B.Peck, W.E.Hanson, and T.H.Thornburn, *Foundation Engineering*. John Wiley e Sons, 1953.

SCHMERTMANN. 1970

$$\phi' = \tan^{-1} \left[\left(\frac{N}{32.5} \right)^{0.34} \right]$$

$$\phi' = \tan^{-1} \left[\left(\frac{27}{32.5} \right)^{0.34} \right] = 43.20$$

J.H.Schmertmann, "*Measurement of In-situ Shear Strength*", in ASCE Specialty. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, 1975.

JNR (JAPAN NATIONAL RAILWAY). 1999

$$\phi' = 27 + 0.30N$$

$$\phi' = 27 + 0.30 \times 27 = 35.00$$

JSCE, "*Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures in Japan. Japanese Society of Civil Engineers*"Tokyo,1984.

El mas critico es $\phi' = 35.00$



3.2. CAPACIDAD DE CARGA

DATOS:

| | | |
|----------------|----------------------------|---------------------------|
| B = 7.2 m | ∅ = 35° | Ca = 0 |
| L = 18 m | c = 0 | β = 0 |
| Df=4 m | θ = 0 | η = 0 |
| e (B) = 0.03 m | γ = 1.9 ton/m ³ | qv = 0 ton/m ³ |
| B' = 7.14 m | fs = 3 | qh = 0 ton/m ³ |
| L' = 18 m | 2/3∅ = 23.33 | |

TEORIA DE TERZAGHI:

$$q_c = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

factores de forma

| | | | |
|------------------|-------|------------------|----------|
| N _c = | 22.27 | cuadrado 1 | circular |
| N _q = | 10.61 | S _c = | 1.3 |
| N _γ = | 6 | S _γ = | 0.4 |
| | | S _c = | 1.3 |
| | | S _γ = | 0.6 |

$$q_c = 113.43 \text{ ton/m}^2$$

$$q_c = 11.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 3.78 \text{ kg/cm}^2$$

TEORIA DE MEYERHOF:

$$q_c = S_c d_c i_c C N_c + S_q d_q i_q \gamma D_f N_q + S_\gamma d_\gamma i_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

| | | | |
|------------------|-------|----------------------------------|-------------------------|
| | | factores de forma | factores de profundidad |
| N _c = | 18.46 | S _c = | 1.18 |
| N _q = | 8.96 | S _q = S _γ | 1.09 |
| N _γ = | 5.11 | d _c = | 1.17 |
| N _∅ = | 2.31 | d _q = d _γ | 1.08 |
| | | factores de inclinacion | |
| | | i _c =i _q = | 1.00 |
| | | i _γ = | 1.00 |



$$q_c = 122.08 \text{ ton/m}^2$$

$$q_c = 12.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 4.07 \text{ kg/cm}^2$$

TEORIA DE VESIC:

$$q_c = S_c d_c i_c g_c b_c C N_c + S_q d_q i_q g_q b_q \gamma D_f N_q + S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

| | | | | | |
|------------------|-------|-----------------------------------|--------|---------------------------------|-------|
| | | factores de forma | | factores de profundidad | |
| N _c = | 18.46 | S _c = | 1.19 | d _c = | 1.22 |
| N _q = | 8.96 | S _q = | 1.23 | d _q = | 1.14 |
| N _γ = | 8.60 | S _γ = | 0.84 | d _γ = | 1.00 |
| | | D/B= | 0.56 | K= | 0.556 |
| | | factores de inclinacion | | fac. de incl. de la cimentacion | |
| | | i _c = | 1.00 | g _c = | 1.00 |
| | | i _q = | 1.00 | g _q = g _γ | 1.00 |
| | | i _γ = | 1.00 | | |
| | | fac. de incl. del terreno | | | |
| | | A'= | 128.52 | b _c = | 1.00 |
| | | m= | 1.71 | b _q = b _γ | 1.00 |
| | | q _v +A' C _a | 0.00 | | |

$$q_c = 95.45 \text{ ton/m}^2$$

$$q_c = 9.54 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 3.18 \text{ kg/cm}^2$$



TEORIA DE HASEN:

$$q_c = S_c d_c i_c g_c b_c C N_c + S_q d_q i_q g_q b_q \gamma D_f N_q + S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

| | | | | | | | |
|-----------------------------------|--------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------------|--------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------|-------|
| | | factores de forma | factores de profundidad | | | | |
| N _c = | 18.46 | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>S_c=</td><td style="text-align: center;">1.19</td></tr></table> | S _c = | 1.19 | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>d_c=</td><td style="text-align: center;">1.22</td></tr></table> | d _c = | 1.22 |
| S _c = | 1.19 | | | | | | |
| d _c = | 1.22 | | | | | | |
| N _q = | 8.96 | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>S_q=</td><td style="text-align: center;">1.23</td></tr></table> | S _q = | 1.23 | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>d_q=</td><td style="text-align: center;">1.14</td></tr></table> | d _q = | 1.14 |
| S _q = | 1.23 | | | | | | |
| d _q = | 1.14 | | | | | | |
| N _γ = | 5.15 | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>S_γ=</td><td style="text-align: center;">0.84</td></tr></table> | S _γ = | 0.84 | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>d_γ=</td><td style="text-align: center;">1.00</td></tr></table> | d _γ = | 1.00 |
| S _γ = | 0.84 | | | | | | |
| d _γ = | 1.00 | | | | | | |
| | | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>D/B=</td><td style="text-align: center;">0.56</td></tr></table> | D/B= | 0.56 | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>K=</td><td style="text-align: center;">0.556</td></tr></table> | K= | 0.556 |
| D/B= | 0.56 | | | | | | |
| K= | 0.556 | | | | | | |
| | | factores de inclinacion | fac. de incl. de la cimentacion | | | | |
| | | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>i_c=</td><td style="text-align: center;">1.00</td></tr></table> | i _c = | 1.00 | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>g_c=</td><td style="text-align: center;">1.00</td></tr></table> | g _c = | 1.00 |
| i _c = | 1.00 | | | | | | |
| g _c = | 1.00 | | | | | | |
| | | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>i_q=</td><td style="text-align: center;">1.00</td></tr></table> | i _q = | 1.00 | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>g_q= g_γ</td><td style="text-align: center;">1.00</td></tr></table> | g _q = g _γ | 1.00 |
| i _q = | 1.00 | | | | | | |
| g _q = g _γ | 1.00 | | | | | | |
| | | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>i_γ=</td><td style="text-align: center;">1.00</td></tr></table> | i _γ = | 1.00 | | | |
| i _γ = | 1.00 | | | | | | |
| | | fac. de incl. del terreno | | | | | |
| | | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>A'=</td><td style="text-align: center;">128.52</td></tr></table> | A'= | 128.52 | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>b_c=</td><td style="text-align: center;">1.00</td></tr></table> | b _c = | 1.00 |
| A'= | 128.52 | | | | | | |
| b _c = | 1.00 | | | | | | |
| | | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>m=</td><td style="text-align: center;">1.71</td></tr></table> | m= | 1.71 | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>b_q=</td><td style="text-align: center;">1.00</td></tr></table> | b _q = | 1.00 |
| m= | 1.71 | | | | | | |
| b _q = | 1.00 | | | | | | |
| | | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>q_v+A' C_d</td><td style="text-align: center;">0.00</td></tr></table> | q _v +A' C _d | 0.00 | <table border="1" style="display: inline-table; border-collapse: collapse;"><tr><td>b_γ=</td><td style="text-align: center;">1.00</td></tr></table> | b _γ = | 1.00 |
| q _v +A' C _d | 0.00 | | | | | | |
| b _γ = | 1.00 | | | | | | |

$$q_c = 125.10 \text{ ton/m}^2$$

$$q_c = 12.51 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{adm} = 4.17 \text{ kg/cm}^2$$

RESULTADOS DE CAPACIDAD DE CARGA

El valor es:

$$q_{adm} = 3.18 \text{ kg/cm}^2$$



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



leyenda:

| | |
|-----------|------------------------------------|
| $B=$ | Ancho de la cimentación |
| $L=$ | Longitud de la cimentación |
| $D_f=$ | Profundidad de la cimentación |
| $e(B)=$ | Excentricidad en B |
| $e(L)=$ | Excentricidad en L |
| $\Phi=$ | ángulo de fricción |
| $\theta=$ | ángulo de inclinación de la carga |
| $c=$ | cohesión |
| $\gamma=$ | peso específico del suelo |
| $f_s=$ | factor de seguridad |
| $C_a=$ | adhesión a la base de la fundación |
| $\beta=$ | |
| $\mu=$ | |
| $q_v=$ | Comp. Vertical de la carga |
| $q_h=$ | Comp. Horizontal de la carga |



4. CAPITULO IV: DISEÑO DE SUBESTRUCTURA

SECCIÓN VIGA

$$A_{vig,S} = 0.698 \text{ m}^2$$

$$L_{estr} = 14 \text{ m}$$

$$L_{pant} = 12 \text{ m}$$

$$n_{viga} = 6$$

SECCIÓN LOSA

$$e_{Los} = 0.20 \text{ m}$$

$$A_{n_{los}} = 14 \text{ m}$$

$$A_{n_{ext}} = 2.2 \text{ m}$$

$$A_{n_{int}} = 2.4 \text{ m}$$

$$\gamma_{C^{\circ}} = 2.5 \text{ ton/m}^3$$

SECCIÓN ASFALTO

$$e_{Asf} = 0.05 \text{ m}$$

$$A_{n_{asf}} = 9 \text{ m}$$

$$\gamma_{Asf} = 2.2 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_s = 1.9 \text{ ton/m}^3$$

$$q_R = 3.18 \text{ kg/cm}^2$$

SECCIÓN VEREDA

$$e_{Ver} = 2.5 \text{ m}$$

$$A_{n_{Ver}} = 0.2 \text{ m}$$

$$\emptyset = 35$$

SECCIÓN DIAFRAGMA

$$H_{Dia} = 1 \text{ m}$$

$$b_{Dia} = 0.4 \text{ m}$$

BARANDA

$$P_{bar} = 0.075 \text{ ton/m}$$

$$L_{viga} = 34 \text{ m}$$



Donde:

A_{VigaS} = Sección simple de viga (cm^2)

e_{los} = Espesor de losa (m)

An_{los} = Ancho de losa (m)

e_{asf} = Espesor de asfalto (m)

An_{asf} = Ancho de asfalto (m)

e_{ver} = Espesor de vereda (m)

An_{ver} = Ancho de vereda (m)

H_{dia} = Altura de diafragma (m)

b_{dia} = Ancho de diafragma (m)

P_{bar} = Peso de baranda por metro lineal (ton/m)

f_y = resistencia a la fluencia del acero no presforzado (kg/cm^2)

γ_{C^o} = Peso específico del concreto (kg/cm^3)

γ_{Asf} = Peso específico del asfalto (kg/cm^3)

L_{Viga} = Longitud de la viga (m)

n_{Viga} = Número de vigas

\emptyset = Ángulo de fricción interna ($^{\circ}$)

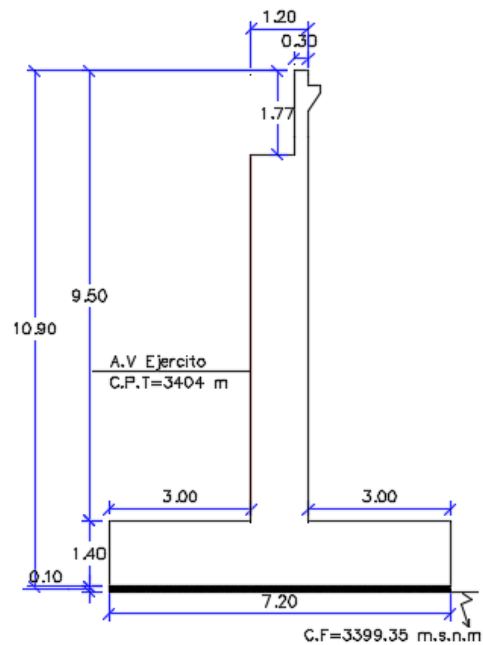
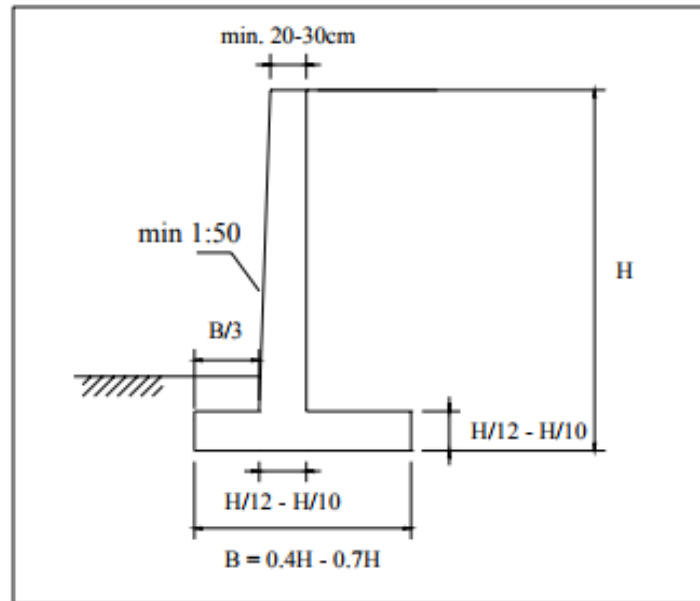
q_R = Capacidad portante del suelo

P_{diaf} = Peso por diafragma (ton)



4.1. PREDIMIENSIONAMIENTO

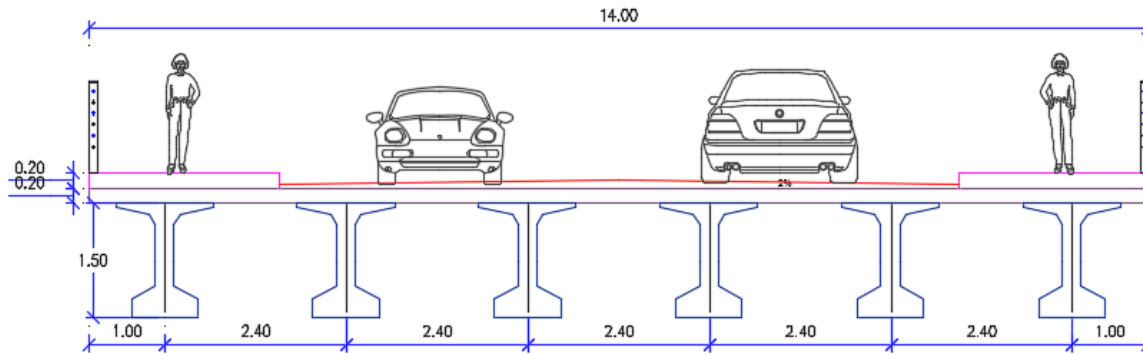
Siguiendo con las medidas del predimensionamiento preliminar;





4.2. CARGAS ACTUANTES

4.2.1. CARGA MUERTA DE LA SUPERESTRUCTURA



$$W_{\text{viga}} = \frac{0.698 \times 2.50 \times 34}{2} = 29.67 \text{ ton}$$

$$W_{\text{losa}} = \frac{0.20 \times 14.00 \times 2.50 \times 34}{6 \times 2} = 19.83 \text{ ton}$$

$$P_{\text{diaf}} = 1.79 \text{ ton}$$

$$W_{\text{asfalto}} = \frac{0.05 \times 9.00 \times 2.20 \times 34}{6 \times 2} = 2.81 \text{ ton}$$

$$W_{\text{vereda}} = \frac{0.20 \times 2.50 \times 2 \times 2.50 \times 34}{6 \times 2} = 7.08 \text{ ton}$$

$$W_{\text{baranda}} = \frac{0.075 \times 2 \times 34}{6 \times 2} = 0.43 \text{ ton}$$

$$W_{\text{sc peatonales}} = \frac{0.36 \times 2.40 \times 2 \times 34}{6 \times 2} = 4.90 \text{ ton}$$

$$R_{\text{result}} = \frac{64.51 \times 6}{12} = 33.25 \text{ ton/m}$$

Corte y momento por superestructura

| SECCION | V_{reac} [Ton/m] | BRAZO [m] | M_{reac} [Ton.m/m] |
|------------------|------------------------------|--------------|--------------------------------|
| R_{sup} | 33.25 | 3.45 | 114.73 |



Donde:

W_{viga} = Peso de la viga por estribo (ton)

W_{losa} = Peso de la losa por estribo (ton)

$W_{asfalto}$ = Peso de asfalto por estribo (ton)

W_{vereda} = Peso de la vereda por estribo (ton)

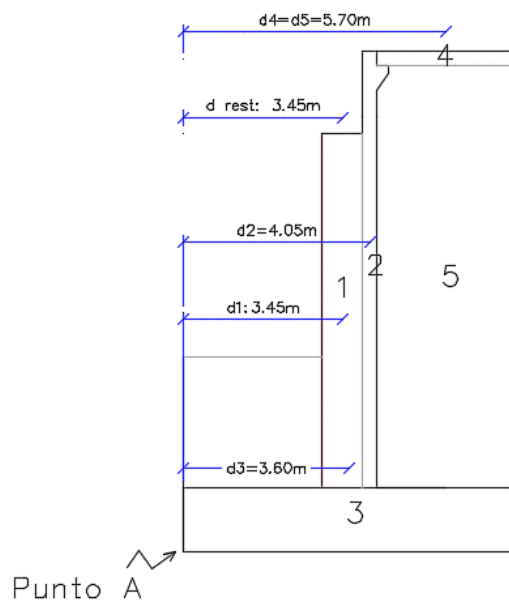
$W_{baranda}$ = Peso de la baranda por estribo (ton)

$W_{sc\ peatonal}$ = Peso de la sc peatonal por estribo (ton)

R_{result} = Peso total de toda superestructura por metro lineal de pantalla de estribo (ton)

d = Brazo de peso total respecto al punto A (m)

CARGA DC (ESTRIBO, LOSA DE ACERCAMIENTO, CARGA SUPERESTRUCTURA)



ESTRIBO

| SECCION | AREA | | | P.E γ | CORTANTE [Ton/m] | BRAZO [m] | MOMENTO [Ton.m/m] |
|----------|------|------|-------|-----------------|---------------------|--------------|----------------------|
| | b(m) | h(m) | b x h | | | | |
| 1 | 0.9 | 7.73 | 6.96 | 2.5 | 17.39 | 3.45 | 60.00 |
| 2 | 0.3 | 9.5 | 2.85 | 2.5 | 7.13 | 4.05 | 28.86 |
| 3 | 7.2 | 1.4 | 10.08 | 2.5 | 25.20 | 3.60 | 90.72 |
| | | | | | 49.72 | | 179.58 |

Corte y momento por estribo

| SECCION | V_{estrib} [Ton/m] | BRAZO [m] | M_{estrib} [Ton.m/m] |
|---------------|-------------------------|--------------|---------------------------|
| $W_{estribo}$ | 49.72 | 3.70 | 179.58 |



LOSA DE CONCRETO

| SECCION | AREA | | | P.E | CORTANTE | BRAZO | MOMENTO |
|---------|------|------|-------|----------|----------|-------|------------|
| | b(m) | h(m) | b × h | γ | [Ton/m] | [m] | [Ton. m/m] |
| 4 | 3 | 0.2 | 0.6 | 2.5 | 1.50 | 5.70 | 8.55 |
| | | | | | 1.50 | | 8.55 |

Corte y momento por losa de concreto

| SECCION | V_{losa} | BRAZO | M_{losa} |
|-----------------|------------|-------|------------|
| | [Ton/m] | [m] | [Ton. m/m] |
| $V_{losa\ c^2}$ | 1.50 | 5.70 | 8.55 |

CARGA EV (RELLENO)

RELLENO

| SECCION | AREA | | | P.E | CORTANTE | BRAZO | MOMENTO |
|---------|------|------|-------|----------|----------|-------|------------|
| | b(m) | h(m) | b × h | γ | [Ton/m] | [m] | [Ton. m/m] |
| 5 | 3 | 9.3 | 27.9 | 1.9 | 53.01 | 5.70 | 302.16 |
| | | | | | 53.01 | | 302.16 |

Corte y momento por relleno

| SECCION | $V_{relleno}$ | BRAZO | $M_{relleno}$ |
|---------------|---------------|-------|---------------|
| | [Ton/m] | [m] | [Ton. m/m] |
| $V_{relleno}$ | 53.01 | 5.70 | 302.16 |

Momentando respecto al punto A

Donde:

- 1 = Area 1 de la pantalla en la figura (m²)
- 2 = Area 2 de la pantalla en la figura (m²)
- 3 = Area 3 del zapata en la figura (m²)
- 4 = Area 4 de la losa en la figura (m²)
- 5 = Area 5 del relleno en la figura (m²)



CARGAS LL (CARGA VIVA DE LA SUPERESTRUCTURA)

$$P_{LL} = \frac{n_{\text{carriles}} \times m \times V_{LL+IM}}{L_{\text{estribo}}}$$

Donde:

P_{LL} = Carga viva de la superestructura (ton/m)

n_{carriles} = numero de carriles

m = factor de presencia multiple

V_{LL+IM} = Cortante de la carga viva (ton)

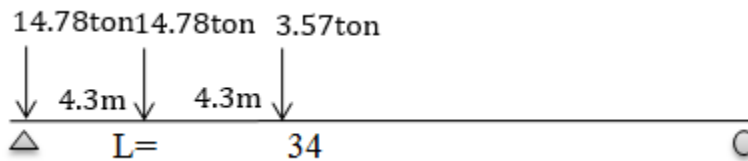
L_{estribo} = Longitud de estribo (m)

4.2.2. CARGA VIVA

CAMION DE DISEÑO HL-93

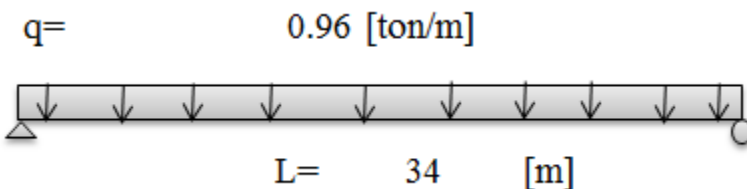
Para la carga viva del camión se pone el eje más pesado sobre el extremo del puente

$$V_{\text{camion}} = (14.78 \times 34 + 14.78 \times (34 - 4.3) + 3.57 \times (34 - 2 \times 4.3)) / 34 = 30.36 \text{ ton}$$



SOBRECARGA DISTRIBUIDA

$$V_{s/c} = (0.96 \times 34) / 2 = 16.32 \text{ ton}$$





$$V_{LL+IM} = 1.33V_{camion} + V_{S/C}$$

$$V_{LL+IM} = 1.33 \times 30.36 + 16.32 = 56.70 \text{ ton}$$

Tabla 3.6.1.1.2-1 – Factor de presencia múltiple (m)

| Número de carriles cargados | Factor de presencia múltiple, <i>m</i> |
|-----------------------------|----------------------------------------|
| 1 | 1,20 |
| 2 | 1,00 |
| 3 | 0,85 |
| > 3 | 0,65 |

$$m = 1$$

Se considera el efecto de 2 carriles cargados

$$P_{LL} = \frac{2 \times 1 \times 56.70}{14} = 8.10 \text{ ton/m}$$

| SECCION | V_{LL} [Ton/m] | BRAZO [m] | M_{LL} [Ton. m/m] |
|------------|---------------------|--------------|------------------------|
| $P_{LL} =$ | 8.10 | 3.45 | 27.94 |

4.2.3. CARGAS LS (SOBRECARGA POR CARGA VIVA EN EL TERRENO)

AASHTO ART 3.11.6.4

Se deberá aplicar una sobrecarga viva si se anticipa que habrá cargas vehiculares actuando sobre la superficie del relleno.

$$LS = K_a h_{eq} \gamma_s H$$



Donde:

LS = sobrecarga por carga viva en el terreno (Ton/m)

k = Coeficiente de empuje del suelo

γ_s = Densidad del suelo de relleno (ton/m³)

h_{eq} = altura equivalente de suelo para camión de diseño (m)

H = Altura del estribo (m)

| Altura del estribo (mm) | h_{eq} (mm) |
|-------------------------|---------------|
| 1500 | 1200 |
| 3000 | 900 |
| ≥ 6000 | 600 |

$$h_{eq} = 0.60$$

Fuerza vertical, terreno equivalente extendido en 3.00 m del estribo.

$$L_{Sy} = h_{eq} \cdot \gamma_s = 0.60 \times 3.00 \times 1.900 = 3.42 \text{ ton/m}$$

Fuerza horizontal, sobrecarga viva

$$L_{Sx} = K_a h_{eq} \gamma_s H = 0.27 \times 0.60 \times 1.900 \times 10.70 = 3.29 \text{ ton/m}$$

| SECCION | V_{LS} [Ton/m] | BRAZO [m] | M_{LS} [Ton. m/m] |
|----------|---------------------|--------------|------------------------|
| L_{Sy} | 3.42 | 5.7 | 19.49 |
| L_{Sx} | 3.29 | 5.35 | 17.62 |

4.2.4. FUERZA DE FRENADO (BR)

AASHTO ART 3.6.4

El mayor entre:

$$25\%P_{eje} = 0.25 \times (14.78 \times 2 + 3.57) \times 2/9 = 1.84$$

$$5\%(P_{eje+s/c})n_{carriles} = 0.05 \times (14.78 \times 2 + 3.57 + 0.96L) \times 2/9 = 0.73$$

| SECCION | V_{BR} [Ton/m] | BRAZO [m] | M_{BR} [Ton. m/m] |
|---------|---------------------|--------------|------------------------|
| BR | 1.84 | 12.70 | 23.38 |



4.2.5. EMPUJES

4.2.5.1. EMPUJE PASIVO DE TIERRAS MEDIANTE EL MÈTODO DE COULOMB

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p$$

Donde:

P_p = Empuje pasivo (ton/m)

K_p = coeficiente de empuje pasivo

H = Altura del estribo (m)

γ_s = Densidad del suelo de relleno (ton/m³)

Siendo el coeficiente:

$$K_p = \frac{\text{sen}^2(\beta - \phi)}{\text{sen}^2 \beta \text{ sen}(\beta + \delta) \left(1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{ sen}(\phi + \alpha)}{\text{sen}(\beta + \delta) \text{ sen}(\beta + \alpha)}} \right)^2}$$

Donde:

β = Ángulo de inclinación del muro

α = Ángulo de inclinación de relleno respecto a un eje horizontal

δ = Ángulo del empuje pasivo respecto a la normal trazada hasta la cara posterior del muro

ϕ = Ángulo de fricción interna

| angulo | Sexagesimales | Radianes |
|------------|---------------|----------|
| $\beta =$ | 90 | 1.57 |
| $\phi =$ | 35 | 0.61 |
| $\alpha =$ | 0 | 0 |
| $\delta =$ | 0 | 0 |

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p = \frac{1}{2} \times 1.90 \times 4.55^2 \times 3.69 = 72.58$$

| SECCION | FUERZA | BRAZO | MOMENTO |
|---------|---------|-------|----------|
| | [Ton/m] | [m] | [Ton. m] |
| EH | 72.58 | 2.98 | 215.91 |



4.2.5.2. EMPUJE ACTIVO DE TIERRAS MEDIANTE EL MÉTODO DE COULOMB

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

Donde:

P_p = Empuje pasivo (ton/m)

K_p = coeficiente de empuje pasivo

H = Altura del estribo (m)

γ_s = Densidad del suelo de relleno (ton/m³)

Siendo el coeficiente

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \phi)}{\text{sen}^2\beta \text{sen}(\beta - \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta)\text{sen}(\phi - \alpha)}{\text{sen}(\beta - \delta)\text{sen}(\beta + \alpha)}} \right)^2}$$

Donde:

β = Ángulo de inclinación del muro

α = Ángulo de inclinación de relleno respecto a un eje horizontal

δ = Ángulo del empuje pasivo respecto a la normal trazada hasta la cara posterior del muro

ϕ = Ángulo de fricción interna

| angulo | Sexagesimales | Radianes |
|------------|---------------|----------|
| $\beta =$ | 90.00 | 1.57 |
| $\phi =$ | 35.00 | 0.61 |
| $\alpha =$ | 0.00 | 0.00 |
| $\delta =$ | 0.00 | 0.00 |

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(90+35)}{\text{sen}^2 90 \text{sen}(90-23.33) \left(1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(35+23.33)\text{sen}(35-0)}{\text{sen}(90-23.33)\text{sen}(90+0)}} \right)^2} = 0.27$$

Empuje activo

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a = \frac{1}{2} \times 1.90 \times 10.90^2 \times 0.27 = 30.47$$

| SECCION | V_{EH} [Ton/m] | BRAZO [m] | M_{EH} [Ton. m] |
|---------|---------------------|--------------|----------------------|
| EH | 30.47 | 3.57 | 108.69 |



4.2.5.3. EMPUJE ACTIVO DE TIERRAS MEDIANTE EL MÉTODO DE MONONOBE-OKABE

La presión lateral del terreno en estructuras de retención, es amplificada en casos de sismos debido a la aceleración horizontal de la masa retenida de terreno. En caso de estructuras de retención altas ($H > 10\text{m}$) como es el caso de estribos, las cargas sísmicas deben contemplarse, usando a menudo la solución de Mononobe-Okabe.

La presión del terreno incluyendo la acción sísmica, se determina con:

$$EQ = P_{AE} - P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_{AE} - k_A)$$

Donde:

EQ = Empuje activo sísmica (ton/m)

P_{AE} = Presión activa sísmica (ton/m)

P_A = Presión activa (ton/m)

γ = Peso específico del suelo (ton/m)

H = Altura de estribo (m)

K_{AE} = Coeficiente de presión activa sísmica (ton/m)

k_A = Coeficiente de presión activa (ton/m)

Siendo el coeficiente de presión activa sísmica del terreno:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi' - \beta - \theta')}{\cos(\theta') \cos^2(\beta) \cos(\delta' + \beta + \theta') \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \theta' - \alpha)}{\cos(\beta + \delta' + \theta') \cos(\alpha - \beta)}} \right)^2}$$



Donde:

ϕ' = Ángulo de fricción interna de suelo

θ' = $\text{Arctan}(k_h/(1 - k_v))$

β = Ángulo de inclinación del muro respecto a la vertical

δ' = Ángulo de fricción entre el suelo y el estribo

i = Ángulo de inclinación de la superficie de relleno

$$\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{(1 - k_v)} \right]$$

Donde:

K_v = Coeficiente de aceleración vertical

K_h = Coeficiente de aceleración horizontal

A = Coeficiente sísmico de aceleración horizontal (%g)

Para estimar la presión lateral del terreno por la acción sísmica, el coeficiente vertical, K_v , se asume por lo general igual a cero y el coeficiente de aceleración horizontal, K_h , se toma como:

$K_h = 0.5A$, para muros donde es posible movimientos horizontales de hasta aproximadamente 250mm. (p.e: muros de gravedad, en voladizo, etc), y

$K_h = 1.5A$, para muros en que el desplazamiento horizontal es cero. (p.e: estribos integrados, muro anclado, etc).

$A = 0.23$ Mapa de isoaceleraciones del Perú

$$k_h = 0.50 \times A = 0.50 \times 0.23 = 0.12$$

$$k_v = 0$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left[\frac{k_h}{(1 - k_v)} \right] = \tan^{-1} \left[\frac{0.12}{(1 - 0)} \right] = 6.84$$



| angulo | Sexagesimales | Radianes |
|-------------|---------------|----------|
| $\phi' =$ | 35.00 | 0.61 |
| $\beta =$ | 0.00 | 0.00 |
| $\delta' =$ | 23.33 | 0.41 |
| $\alpha =$ | 0.00 | 0.00 |
| $\theta' =$ | 6.84 | 0.12 |

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(35 - 0 - 6.84)}{\cos(6.84)\cos^2(0) \cos(23.33 + 0 + 6.84) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(35 + 23.33)\sin(35 - 6.84 - 0)}{\cos(0 + 23.33 + 6.84) \cos(0 - 0)}} \right)^2} = 0.32$$

Luego la fuerza de acción sísmica es:

$$EQ = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_{AE} - k_A) = \frac{1}{2} \times 1.90 \times 10.70^2 (0.32 - 0.27) = 5.44$$

| SECCION | V_{EQ} [Ton/m] | BRAZO [m] | M_{EQ} [Ton.m] |
|---------|---------------------|--------------|---------------------|
| EQ | 5.44 | 5.35 | 29.09 |

4.3. CRITERIOS DE ESTABILIDAD

Se verificara por:

Volteo

Deslizamiento

Presiones de base



4.3.1. FUERZAS ACTUANTES

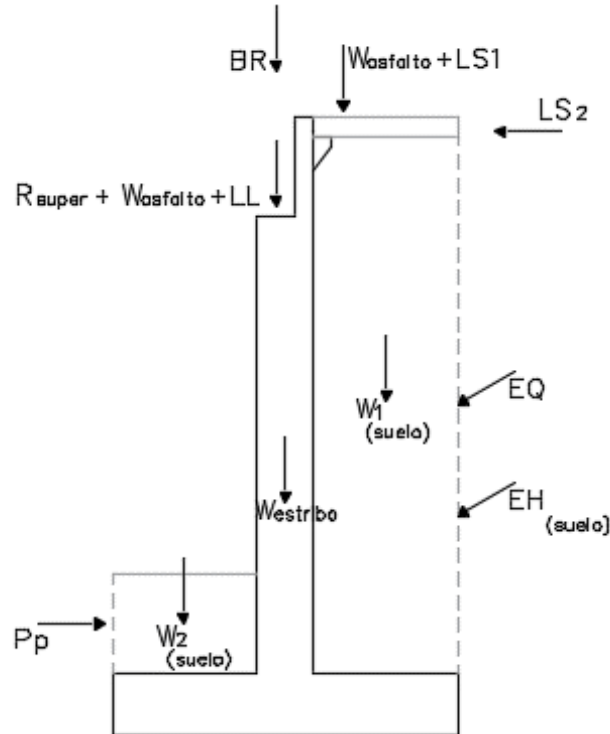


Tabla AASHTO 3.4.1.1

Tabla 3.4.1-1 – 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 |
| 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 | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - | - |



Tabla 3.4.1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, γ_p

| 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 <ul style="list-style-type: none"> • Activo • En reposo | 1,50 | 0,90 |
| | 1,35 | 0,90 |
| EL: Tensiones residuales de montaje | 1,00 | 1,00 |
| EV: Empuje vertical del suelo <ul style="list-style-type: none"> • Estabilidad global • Muros de sostenimiento y estribos • Estructura rígida enterrada • Marcos rígidos • Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares • Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles | 1,00 | N/A |
| | 1,35 | 1,00 |
| | 1,30 | 0,90 |
| | 1,35 | 0,90 |
| | 1,95 | 0,90 |
| | 1,50 | 0,90 |
| ES: Sobrecarga de suelo | 1,50 | 0,75 |

CON PUENTE (ESTRIBO DE APOYO FIJO)

Factores según tabla AASHTO 3.4.1-1

CARGAS VERTICALES V

| TIPO | DC | | | EV | LL | LS | |
|----------------|------------|--------------|------------|---------------|----------|-------------|-----------|
| | V_{reac} | V_{estrib} | V_{losa} | $V_{relleno}$ | V_{LL} | $V_{LS 1y}$ | |
| CARGA | 33.25 | 49.72 | 1.50 | 53.01 | 8.10 | 3.42 | |
| RESISTENCIA I | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | VU |
| | 41.57 | 62.15 | 1.88 | 71.56 | 14.17 | 5.99 | 197.31 |
| SERVICIO I | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | |
| | 33.25 | 49.72 | 1.50 | 53.01 | 8.10 | 3.42 | 149.00 |
| EVENTO EXTREMO | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.35 | 1 | 1 | |
| | 41.57 | 62.15 | 1.88 | 71.56 | 8.10 | 3.42 | 188.67 |

Donde:

V_{reac} = Cortante debido a la carga muerta de la superestructura (ton/m)

V_{estrib} = Cortante debido al estribo (ton/m)

V_{losa} = Cortante debido a la losa de concreto sobre el relleno (ton/m)

$V_{relleno}$ = Cortante debido al relleno (ton/m)

V_{LL} = Cortante debido a la carga viva de la superestructura (ton/m)

$V_{LS 1y}$ = Cortante debido a la sobrecarga por carga viva en el terreno (ton/m)



MOMENTO ESTABILIZADOR (POR CARGAS VERTICALES) M_v

| TIPO | DC | | | EV | LL | LS | |
|------------------|-------------------|---------------------|-------------------|----------------------|-----------------|--------------------|--------|
| | M_{reac} | M_{estrib} | M_{losa} | M_{relleno} | M_{LL} | $M_{\text{LS 1y}}$ | |
| CARGA | 114.73 | 179.58 | 8.55 | 302.16 | 27.94 | 19.49 | |
| M (tn. m/m) | | | | | | | |
| RESISTENCIA I | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.35 | 1.75 | 1.75 | |
| | 143.41 | 224.48 | 10.69 | 407.91 | 48.90 | 34.11 | 869.50 |
| SERVICIO I | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | |
| | 114.73 | 179.58 | 8.55 | 302.16 | 27.94 | 19.49 | 652.45 |
| EVENTO EXTREMO I | 1.25 | 1.25 | 1.25 | 1.35 | 1 | 1 | |
| | 143.41 | 224.48 | 10.69 | 407.91 | 27.94 | 19.49 | 833.92 |

Donde:

M_{reac} = Momento debido a la carga muerta de la superestructura (ton. m/m)

M_{estrib} = Momento debido al estribo (ton. m/m)

M_{losa} = Momento debido a la losa de concreto sobre el relleno (ton. m/m)

M_{relleno} = Momento debido al relleno (ton. m/m)

M_{LL} = Momento debido a la carga viva de la superestructura (ton. m/m)

$M_{\text{LS 1y}}$ = Momento debido a la sobrecarga por carga viva en el terreno (ton. m/m)

CARGAS HORIZONTALES H

| TIPO | EH | EQ | LS | BR | |
|------------------|-----------------|-----------------|--------------------|-----------------|-------|
| CARGA | V_{EH} | V_{EQ} | $V_{\text{LS 1y}}$ | V_{BR} | |
| V (ton/m) | 30.47 | 5.44 | 3.29 | 1.84 | |
| RESISTENCIA I | 1.5 | 0 | 1.75 | 1.75 | |
| | 45.71 | 0.00 | 5.76 | 3.22 | 54.70 |
| SERVICIO I | 1 | 0 | 1 | 1 | |
| | 30.47 | 0.00 | 3.29 | 1.84 | 35.61 |
| EVENTO EXTREMO I | 1.5 | 1.5 | 0.5 | 0.5 | |
| | 45.71 | 8.16 | 1.65 | 0.92 | 56.44 |

Donde:

V_{EH} = Cortante debido al empuje activo estatico (ton/m)

V_{EQ} = Cortante debido al empuje activo dinamico (ton/m)

$V_{\text{LS 1y}}$ = Cortante debido a la sobrecarga por carga viva en el terreno (ton/m)

V_{BR} = Cortante debido al frenado (ton/m)

TESIS:

REHABILITACION DEL PUENTE SANTIAGO CON EL DISEÑO DE VIGAS
 PRESFORZADAS, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CUSCO.



MOMENTO DE VUELCO (POR CARGAS HORIZONTALES) M_{hu}

| TIPO | EH | EQ | LS | BR | |
|-------------------------|-----------------|-----------------|-------------------|-----------------|--------|
| CARGA | M _{EH} | M _{EQ} | M _{LS1y} | M _{BR} | |
| M (tn. m/m) | 108.69 | 29.09 | 17.62 | 23.38 | |
| RESISTENCIA I | 1.5 | 0 | 1.75 | 1.75 | |
| | 163.04 | 0.00 | 30.84 | 40.91 | 234.78 |
| SERVICIO I | 1 | 0 | 1 | 1 | |
| | 108.69 | 0.00 | 17.62 | 23.38 | 149.69 |
| EVENTO EXTREMO I | 1.5 | 1.5 | 0.5 | 0.5 | |
| | 163.04 | 43.64 | 8.81 | 11.69 | 227.18 |

Donde:

M_{EH} = Momento debido al empuje activo estatico (ton. m/m)

M_{EQ} = Momento debido al empuje activo dinamico (ton. m/m)

M_{LS 1y} = Momento debido a la sobrecarga por carga viva en el terreno (ton. m/m)

M_{BR} = Momento debido al frenado (ton. m/m)

SIN PUENTE (ESTRIBO DE APOYO FIJO)

CARGAS VERTICALES V

| TIPO | DC | | EV | LS | |
|-------------------------|---------------------|-------------------|--------------------|--------------------|--------|
| CARGA | V _{estrib} | V _{losa} | V _{suelo} | V _{LS 1y} | |
| V (ton/m) | 49.72 | 1.50 | 53.01 | 3.42 | |
| RESISTENCIA I | 1.25 | 1.25 | 1.35 | 1.75 | |
| | 62.15 | 1.88 | 71.56 | 5.99 | 141.57 |
| SERVICIO I | 1 | 1 | 1 | 1 | |
| | 49.72 | 1.50 | 53.01 | 3.42 | 107.65 |
| EVENTO EXTREMO I | 1.25 | 1.25 | 1.35 | 1 | |
| | 62.15 | 1.88 | 71.56 | 3.42 | 139.01 |



MOMENTO ESTABILIZADOR (POR CARGAS VERTICALES) M_v

| TIPO | DC | | EV | LS | |
|------------------|--------------|------------|-------------|------------|--------|
| | M_{estrib} | M_{losa} | M_{suelo} | M_{LS1y} | |
| CARGA | 179.58 | 8.55 | 302.16 | 19.49 | |
| M (tn.m/m) | | | | | |
| RESISTENCIA I | 1.25 | 1.25 | 1.35 | 1.75 | |
| | 224.48 | 10.69 | 407.91 | 34.11 | 677.19 |
| SERVICIO I | 1 | 1 | 1 | 1 | |
| | 179.58 | 8.55 | 302.16 | 19.49 | 509.78 |
| EVENTO EXTREMO I | 1.25 | 1.25 | 1.35 | 1 | |
| | 224.48 | 10.69 | 407.91 | 19.49 | 662.57 |

CARGAS HORIZONTALES H

| TIPO | EH | | LS | |
|------------------|----------|----------|------------|-------|
| | V_{EH} | V_{EQ} | V_{LS1y} | |
| CARGA | 30.47 | 5.44 | 3.29 | |
| V (tn/m) | | | | |
| RESISTENCIA I | 1.5 | 0 | 1.75 | |
| | 45.71 | 0.00 | 5.76 | 51.48 |
| SERVICIO I | 1 | 0 | 1 | |
| | 30.47 | 0.00 | 3.29 | 33.77 |
| EVENTO EXTREMO I | 1.5 | 1.5 | 0.5 | |
| | 45.71 | 8.16 | 1.65 | 55.52 |

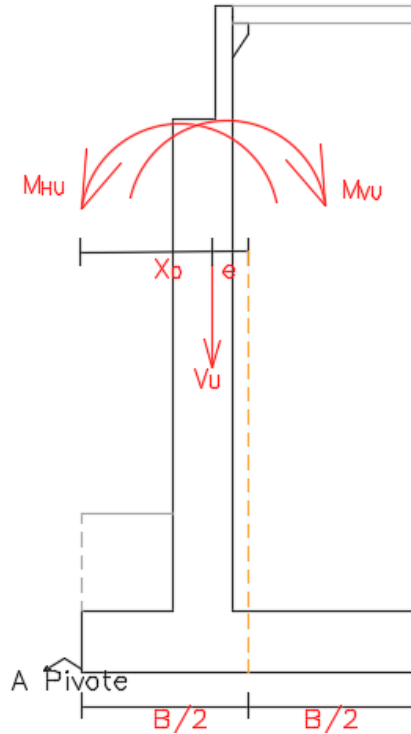
MOMENTO DE VUELCO (POR CARGAS HORIZONTALES) M_{hu}

| TIPO | EH | | LS | |
|------------------|----------|----------|------------|--------|
| | M_{EH} | M_{EQ} | M_{LS1y} | |
| CARGA | 108.69 | 29.09 | 17.62 | |
| M (ton.m/m) | | | | |
| RESISTENCIA I | 1.5 | 0 | 1.75 | |
| | 163.04 | 0.00 | 30.84 | 193.88 |
| SERVICIO I | 1 | 0 | 1 | |
| | 108.69 | 0.00 | 17.62 | 126.31 |
| EVENTO EXTREMO I | 1.5 | 1.5 | 0.5 | |
| | 163.04 | 43.64 | 8.81 | 215.49 |



4.3.2. VUELCO

AASHTO ART 11.6.3.3



Estable si:
 Con: $M_{vu}/M_{hu} > f_s$
 $f_s = 1.5$ c/sismo
 $f_s = 2.0$ s/sismo

CON PUENTE

| ESTADO | V_U | M_{VU} | M_{HU} | $f_s = \frac{M_U}{M_{HU}}$ | f_s | |
|------------------|--------|----------|----------|----------------------------|-------|----|
| RESISTENCIA I | 197.31 | 869.50 | 234.78 | 3.70 | 2 | OK |
| SERVICIO I | 149.00 | 652.45 | 149.69 | 4.36 | 2 | OK |
| EVENTO EXTREMO I | 188.67 | 833.92 | 227.18 | 3.67 | 2 | OK |

Donde:

- V_U = Cortante ultima mayorada vertical(ton/m)
- M_{VU} = Momento resistente del vuelco(ton. m/m)
- e_{max} = Excentricidad maxima $B/4$ (m)
- e = Excentricidad (m)
- M_{HU} = Momentos provocadores del vuelco(ton. m/m)
- B = Ancho de la zapata (m)
- f_s = Factor de seguridad para vuelco

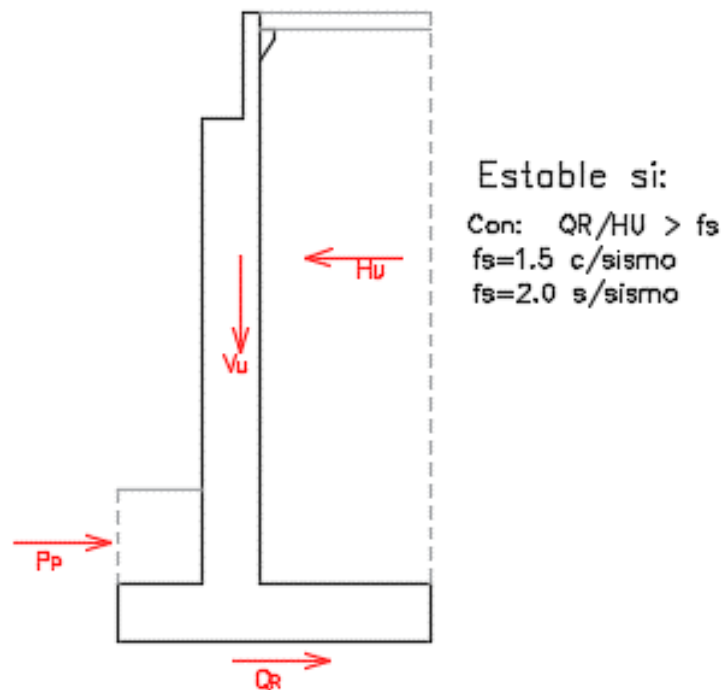


SIN PUENTE

| ESTADO | V_U | M_U | M_{HU} | $f_s = \frac{M_U}{M_{HU}}$ | f_s | |
|---------------|--------|--------|----------|----------------------------|-------|----|
| RESISTENCIA I | 141.57 | 677.19 | 193.88 | 3.49 | 2 | OK |
| SERVICIO I | 107.65 | 509.78 | 126.31 | 4.04 | 2 | OK |

4.3.3. DESLIZAMIENTO

AASHTO ART 10.6.3.3



La resistencia mayorada contra la falla por resbalamiento:

$$Q_R = \phi_t V \tan \phi + \phi_{ep} P_{ep}$$

Donde:

ϕ_t = factor de resistencia para la resistencia al corte entre el suelo y la fundacion

V = esfuerzo vertical total

$\tan \phi$ = angulo de fricción interna del suelo

ϕ_{ep} = factor de resistencia para la resistencia pasiva

Q_{ep} = resistencia pasiva nominal del suelo)



Con:

$$\phi_t = 0.8, \text{ Estado limite de resistencia AASHTO 10.5.5}$$

$$\phi_t = 0.5, \text{ Empuje pasivo del suelo AASHTO 10.5.5}$$

$$Q_R = \phi_t V \tan \phi + \phi_{ep} P_{ep} = 0.8 \times 197.31 \times 0.70 + 0.5 \times 72.58 = 146.82 \text{ ton/m}$$

$$\frac{Q_R}{H_U} = \frac{146.82}{54.70} = 2.68 > 1.50 \text{ OK}$$

$$\tan \phi = \tan 35^\circ = 0.70$$

CON PUENTE

| ESTADO | V_U | $Q_R = \phi_t V \tan \phi$ | H_U | $\frac{Q_R}{H_U}$ | f_s | |
|------------------|--------|----------------------------|-------|-------------------|-------|----|
| RESISTENCIA I | 197.31 | 146.82 | 54.70 | 2.68 | 1.50 | OK |
| SERVICIO I | 149.00 | 119.75 | 35.61 | 3.36 | 1.50 | OK |
| EVENTO EXTREMO I | 188.67 | 141.98 | 56.44 | 2.52 | 1.50 | OK |

Donde:

V_U = Cortante ultima mayorada vertical (ton/m)

Q_R = Resistencia mayorada en contra del deslizamiento (ton/m)

H_U = Cortante ultima mayorada que provoca deslizamiento (ton/m)

f_s = Factor de seguridad para deslizamiento

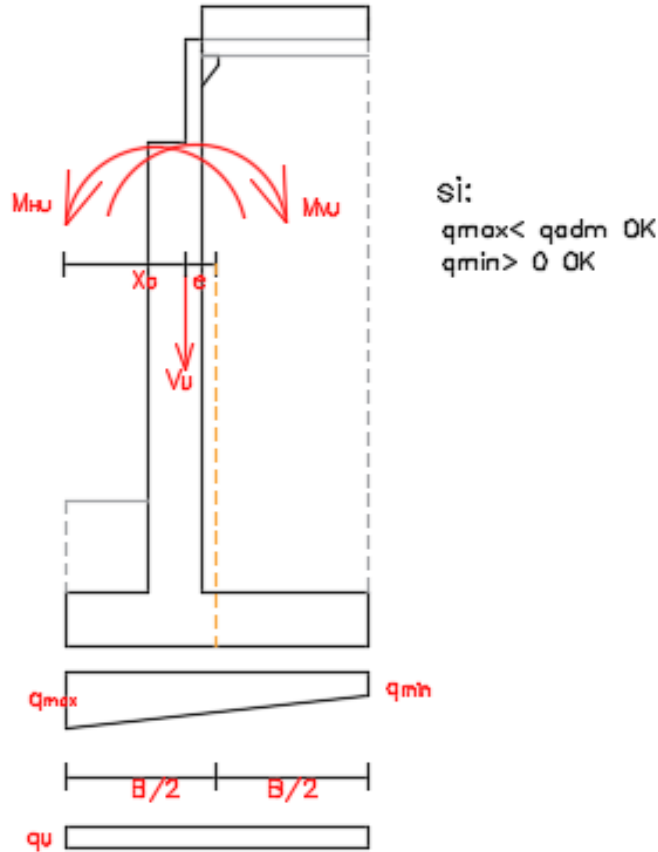
SIN PUENTE

| ESTADO | V_U | $Q_R = \phi_t Q_t$ | H_U | $\frac{Q_R}{H_U}$ | f_s | |
|---------------|--------|--------------------|-------|-------------------|-------|----|
| RESISTENCIA I | 141.57 | 86.69 | 51.48 | 1.68 | 1.50 | OK |
| SERVICIO I | 107.65 | 74.61 | 33.77 | 2.21 | 1.50 | OK |

$$FS = \frac{Q_R}{H_U} \geq 1.50$$



3.3.4. PRESIONES DE CONTACTO



Es estable si:

$$q_{adm} = 3.18 \text{ kg/cm}^2 \text{ Capacidad portante del suelo}$$

$$q_{max} = \frac{V_U}{B - 2e} = \left(\frac{197.31}{7.2 - 2 \times 0.38} \right) \times 10^{-1} = 3.07 \text{ kg/cm}^2$$

CON PUENTE

| ESTADO | V_U | M_{VU} | M_{HU} | $x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$ | $e = \left \frac{B}{2} - x_o \right $ | $q_{max} = \frac{V_U}{B - 2e}$ | q_{adm} | |
|------------------|--------|----------|----------|-------------------------------------|----------------------------------------|--------------------------------|-----------|----|
| RESISTENCIA I | 197.31 | 869.50 | 234.78 | 3.22 | 0.38 | 3.07 | 3.18 | OK |
| SERVICIO I | 149.00 | 652.45 | 149.69 | 3.37 | 0.23 | 2.21 | 3.18 | OK |
| EVENTO EXTREMO I | 188.67 | 833.92 | 227.18 | 3.22 | 0.38 | 2.93 | 3.18 | OK |



Donde:

V_U = Cortante ultima mayorada vertical(ton/m)

M_U = Momento ultimo mayorado vertical (ton. m/m)

M_{HU} = Momento ultimo mayorado horizontal (ton. m/m)

e = Excentricidad (m)

B = Ancho de la zapata (m)

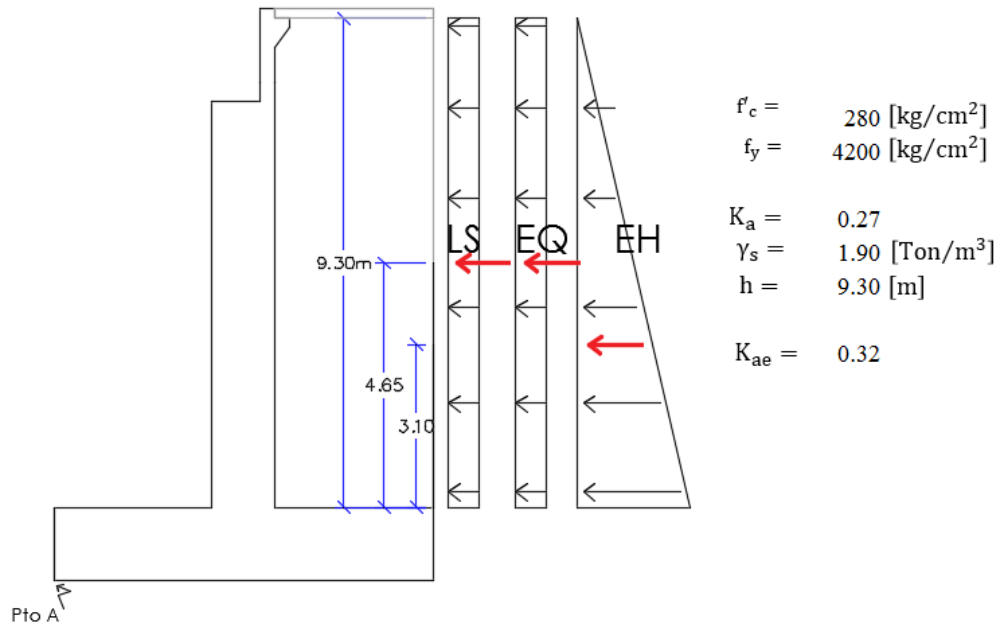
q_{adm} = Capacidad portante de suelo (kg/m³)

SIN PUENTE

| ESTADO | V_U | M_{VU} | M_{HU} | $x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$ | $e = \left \frac{B}{2} - x_o \right $ | $q_{max} = \frac{V_U}{B - 2e}$ | q_{adm} | |
|---------------|--------|----------|----------|-------------------------------------|----------------------------------------|--------------------------------|-----------|----|
| RESISTENCIA I | 141.57 | 677.19 | 193.88 | 3.41 | 0.19 | 2.07 | 3.18 | OK |
| SERVICIO I | 107.65 | 509.78 | 126.31 | 3.56 | 0.04 | 1.51 | 3.18 | OK |



4.4. DISEÑO DE PANTALLA



SOBRECARGA POR CARGA VIVA

$$L_{SX} = K_a m \gamma H$$

$$L_{SX} = 0.27 \times 0.60 \times 1.90 \times 9.30 = 2.86 \text{ ton/m}$$

| FUERZA | BRAZO | MOMENTO |
|---------|-------|------------|
| [Ton/m] | [m] | [Ton. m/m] |
| 2.86 | 4.65 | 13.31 |

EMPUJE ACTIVO METODO DE COULOMB

$$EH = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a$$

$$EH = \frac{1}{2} \times 1.90 \times 9.30^2 \times 0.27 = 22.18 \text{ ton/m}$$

| FUERZA | BRAZO | MOMENTO |
|---------|-------|------------|
| [Ton/m] | [m] | [Ton. m/m] |
| 22.18 | 3.1 | 68.77 |



EMPUJE ACTIVO MÉTODO DE MONONOBE-OKABE

$$EQ = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_{AE} - k_A)$$

$$EQ = \frac{1}{2} \times 1.90 \times 9.30^2 \times (0.32 - 0.27) = 4.11$$

| FUERZA | BRAZO | MOMENTO |
|---------|-------|-----------|
| [Ton/m] | [m] | [Ton.m/m] |
| 4.11 | 4.65 | 19.10 |

RESUMEN:

| | V | M |
|-------------------|-------|-------|
| LS _x : | 2.86 | 13.31 |
| EH: | 22.18 | 68.77 |
| EQ: | 4.11 | 19.10 |
| BR: | 1.84 | 23.38 |

ACERO POR FLEXION

Momento de diseño en la base de la pantalla

ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA I, con $n = n_D n_R n_i = 1$

Combinación de cargas básica que representa el uso vehicular

$$M_u = n[1.75M_{LS} + 1.50M_{EH} + 1.75M_{BR}]$$

$$M_u = 1.00[1.75(13.31) + 1.50(68.77) + 1.75(23.38)] = 167.36 \text{ ton.m}$$

ESTADO LIMITE DE EVENTO EXTREMO I, con $n = n_D n_R n_i = 1$

Combinación de cargas que incluye sismos.

$$M_u = n[0.50M_{LS} + 1.50M_{EH} + 1.00M_{EQ} + 0.50M_{BR}]$$

$$M_u = 1.00[0.50(13.31) + 1.50(68.77) + 1.00(19.10) + 0.50(23.38)] = 140.61 \text{ ton.m}$$



Donde:

M_{LS} = Momento debido a la sobrecarga por carga viva en el terreno (ton. m/m)

M_{EH} = Momento debido al empuje activo estatico (ton. m/m)

M_{EQ} = Momento debido al empuje activo dinamico (ton. m/m)

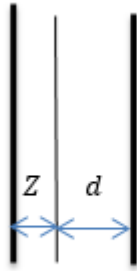
M_{BR} = Momento debido al frenado (ton. m/m)

Considerando el máximo momento se tiene:

$M_u = 167.36$ ton. m $A_s = 1\phi 1''$ recubrimiento $r = 5$ cm

$\phi_{1''} = 2.54$ cm

$$Z = r + \frac{\phi_{1''}}{2} = 5 + \frac{2.54}{2} = 6.27 \text{ cm}$$



Ancho de pantalla: 120 cm

$$d = 120 - 6.27 = 113.73 \text{ cm}$$

Donde:

r = Recubrimiento de la pantalla (cm)

$\phi_{1''}$ = Diametro de una varilla de 1" (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

Para el área de acero

$a = 20$ cm

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{167.36}{0.9 \times 4200 \left(113.73 - \frac{20}{2} \right)} = 42.68 \text{ cm}^2$$



$b = 100$ cm Para franjas de 1 metro

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{42.68 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 7.53 \text{ cm}$$

$$A_s = 40.26 \text{ cm}^2$$

$$a = 7.11 \text{ cm}$$

$$A_s = 33.76 \text{ cm}^2$$

$$a = 5.96 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Donde:

M_u = Momento ultimo maximo (ton. m/m)

ϕ = Factor de reduccion

f_y = Tensión de fluencia de la armadura de tracción (kg/cm²)

A_s = Area de acero requerido (cm²)

f'_c = Resistencia a la compresion del concreto de la losa (kg/cm²)

d = Peralte efectivo (cm)

b = Ancho de faja (m)

ACERO MAXIMO

Una sección no sobre reforzada cumple con: $c/d_e \leq 0.42$

$$c = a/\beta_1 = 5.96/0.85 = 7.01 \text{ cm}$$

$$\beta = 0.85$$

$$d = d_e = 113.73 \text{ cm}$$

$$c/d_e = 7.01/111.23 = 0.06 \leq 0.42 \text{ OK}$$

Donde:

c = Distancia de la fibra extrema comprimida y el eje neutro (cm)

a = Altura del diagrama rectangular de tensiones equivalente (cm)



β = Relacion entre la altura del diagrama rectangular de tensiones y la distancia de la fibra extrema comprimida y el eje neutro.

d= Peralte efectivo (cm)

ACERO MÍNIMO

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$.

MOMENTO DE FISURACIÓN

Siendo: $1.2M_{cr} = 1.2f_r S = 1.2 \times 33.63 \times 240000 \times 10^{-5} = 96.85 \text{ ton.m}$

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{MPa} = 2.01\sqrt{280} \text{ kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{AASHTO 5.4.2.6}$$

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

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 120^2}{6} = 240000 \text{ cm}^3$$

Donde:

M_{cr} = Momento de fisuración (ton/m)

f_r = Módulo de rotura del concreto (kg/cm²)

S = Módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta (cm³)

b = Ancho de faja en estudio (cm)

h = Ancho de la pantalla (cm)

MOMENTO MAYORADO

$$1.33M_u = 1.33 \times 167.36 = 222.59 \text{ ton.m}$$

El menor es: 96.85 ton.m y la cantidad de acero calculado 33.76 cm²

Resiste $M_u = 167.36 \text{ ton.m} > 96.85 \text{ ton.m}$ OK

Con varilla de 1"

$$@ = \frac{5.07}{33.76} = 15 \text{ cm}$$

Usar 1 ϕ 1 " @ 15cm



ACERO DE TEMPERATURA

$$A_{s \text{ temperatura}} = 0.756 \frac{A_g}{f_y}$$

$$A_{s \text{ temperatura}} = 0.0018A_g = 0.0018 \times 100 \times 120 = 21.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ temperatura}} = \frac{21.6}{2} = 10.8 \text{ cm}^2/\text{Capa}$$

Utilizando varillas de $\varnothing 3/4''$, la separación será:

$$@ = \frac{2.85}{10.8} = 0.26 \text{ m}$$

Usar $1\varnothing 3/4'' @ 0.20 \text{ m}$

Nota: el acero de temperatura se colocara por no contar con ningún tipo de acero en el sentido perpendicular al acero principal de la pantalla y también en la cara de la pantalla opuesta al relleno, en ambos sentidos.

REVISIÓN DE FISURACIÓN POR DISTRIBUCIÓN DE ARMADURA

ESFUERZO MÁXIMO DEL ACERO AASHTO ART 5.7.3.4

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6f_y$$

Para el acero principal:

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d_c = r + \frac{\varnothing}{2} = 5 + \frac{2.54}{2} = 6.27 \text{ cm}$$

$$b = \text{espac. del acero } 20 \text{ cm}$$

$$n_v = \text{numero de varillas} = 1$$



$$A = \frac{(2d_c)b}{n_v} = \frac{(2 \times 6.27)15}{1} = 250.8 \text{ cm}^2$$

Según AASHTO Z

$$Z = 17500 \text{ N/mm} = 17850 \text{ kg/cm}$$

$$\frac{\text{N}}{\text{mm}} = 1.019 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Luego:

$$f_{sa} = \frac{17850}{(6.27 \times 188.1)^{1/3}} = 1535 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} = 1535 \leq 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

Escoger el menor

$$f_{sa} = 1535 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

f_{sa} = Tension de traccion en la armadura bajo cargas de servicio (kg/cm²)

Z = Parametro para limitacion de fisuracion

d_c = Espesor del recubrimiento medido desde la fibra extrema traccionada hasta el centro de barra(m)

A = Area del concreto que tiene el mismo baricentro que la armadura principal de traccion y limitada por la sección transversal v una recta paralela al eje neutro (cm²)

ESFUERZO DEL ACERO BAJO CARGAS DE SERVICIO

$$f_s = \frac{M_s C}{I} n$$

Para el diseño por estado límite de servicio I,

$$n = n_D n_R n_i = 1$$



$$M_S = n[1.00M_{LS} + 1.00M_{EH}]$$

$$M_S = n[1.00 \times 13.31 + 1.00 \times 68.77] = 82.08 \text{ ton.m}$$

Para un ancho tributario de 15 cm

$$M_S = 82.08 \times 0.15 = 12.31 \text{ ton.m}$$

El módulo de elasticidad del acero de las armaduras, E_s se deberá asumir

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

El módulo de elasticidad del concreto, E_c , se puede asumir

$$E_c = 0.043\gamma^{1.5}\sqrt{f'_c}$$

$$E_c = 0.0432400^{1.5}\sqrt{28} = 26493 \text{ MPa} = 270150 \text{ kg/cm}^2$$

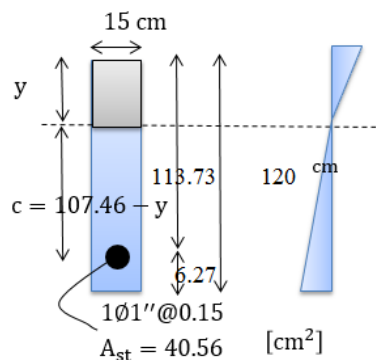
Módulo n :

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2039400}{270150} = 8$$

Área de acero transformada

$$A_{ST} = \text{relacion modular} \times \text{area d acero}$$

$$A_{ST} = 8 \times 5.07 = 40.56 \text{ cm}^2$$





Momentos del área del acero transformada y la sección en compresión en el punto de eje neutro:

$$15y(y/2) = 40.56 \times (107.46 - y)$$

Resolver ecuación cuadrática

$$y = 21.55 \text{ cm} \qquad c = 92.18 \text{ cm}$$

Inercia respecto del eje neutro de sección transformada:

$$I = A_{st}c^2 + \frac{by^3}{3} = 40.56 \times 92.18^2 + \frac{15 \times 21.55^3}{3} = 394684 \text{ cm}^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_s C}{I} n = \frac{12.31 \times 10^5 \times 92.18}{394684} \times 8 = 2300.04 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2300 \text{ kg/cm}^2 \qquad \leq f_{sa} = 0.6 \times 4200 = \frac{2520 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \text{ OK}$$



REVISIÓN POR CORTE

Típicamente el corte no gobierna el diseño de un muro de contención; sin embargo revisaremos el grosor de la pantalla para confirmar que no se requiere armadura transversal.

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de resistencia I, con

$$n = n_D n_R n_i = 1$$

$$V_U = n[1.75V_{LS} + 1.50V_{EH} + 1.75V_{BR}]$$

$$V_U = n[1.75 \times 2.86 + 1.50 \times 22.18 + 1.75 \times 1.84] = 41.51 \text{ ton}$$

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de evento extremo I, con

$$n = n_D n_R n_i = 1$$

$$V_U = n[0.50V_{LS} + 1.50V_{EH} + 1.00V_{EQ} + 0.50V_{BR}]$$

$$V_U = n[0.50 \times 2.86 + 1.50 \times 22.18 + 1.00 \times 4.11 + 0.50 \times 1.84] = 39.74 \text{ ton}$$

El máximo es: $V_U = 41.51 \text{ ton}$

Donde:

V_{LS} = Cortante debido a la sobrecarga por carga viva en el terreno (ton/m)

V_{EH} = Cortante debido al empuje activo estático (ton/m)

V_{EQ} = Cortante debido al empuje activo dinámico (ton/m)

V_{BR} = Cortante debido al frenado (ton/m)

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n$$

$$\phi = 1$$



Siendo V_n el menor de:
$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_C + V_S + V_P \\ V_n = 0.25f'_c b_V d_V + V_P \end{array} \right.$$

$$V_C = 0.083\beta\sqrt{f'_c} b_V d_V \text{ (N)}$$

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c} b_V d_V$$

Para: $\beta = 2$ AASHTO ART 5.8.3.4.1

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c} b_V d_V = 0.53\sqrt{280} \times 100 \times 110.75 \times 10^{-3} = 98.22 \text{ ton}$$

Donde:

$$b_V = \text{ancho de diseño de pantalla} = 100 \text{ cm}$$

$$d_V = \text{peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 113.73 - \frac{5.96}{2} = 110.75 \text{ cm}$$

Debe cumplir que d_V , no es menor que le mayor valor entre:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.90d_e = 0.90 \times 113.73 = 102.36 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72 \times 120.00 = 86.40 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Con $V_P = 0$ y $V_S = 0$

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_C + V_S + V_P = 98.22 + 0 + 0 = \\ V_n = 0.25f'_c b_V d_V + V_P = 0.25 \times 280 \times 100 \times 110.75 \times 10^{-3} + 0 = 775.26 \text{ ton} \end{array} \right.$$

El menor valor de:

$$V_n = 98.22 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$\phi = 0.9$$



$$V_r = \phi V_n = 0.9 \times 98.22 = 88.40 \text{ ton} \quad > V_U = 41.51 \text{ ton OK}$$

Donde:

V_r = Resistencia al corte mayorada (ton/m)

V_n = Resistencia nominal al corte (ton/m)

V_c = Cortante del concreto (ton)

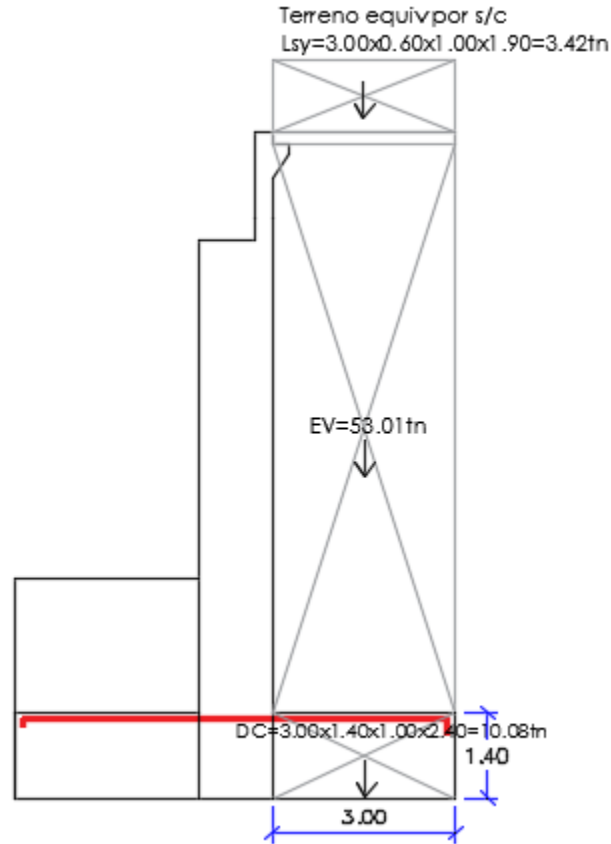
V_s = Cortante del acero no presforzado (ton)

V_p = Cortante del acero de presfuerzo (ton)

d_e = Altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema y el acero de preesfuerzo (cm)



4.5. DISEÑO DE CIMENTACION



| | L_{talon} | H_{talon} | $AREA_{\text{talon}}$ | $P.E_{c^e}$ | V | d | M |
|-------------------|--------------------|--------------------|-----------------------|-------------|-------|------|-------|
| DC: | 3.00 | 1.40 | 4.20 | 2.50 | 10.50 | 1.50 | 15.75 |
| EV: | | | | | 53.01 | 1.50 | 79.52 |
| LS _Y : | | | | | 3.42 | 1.50 | 5.13 |

ACERO PARTE SUPERIOR DE ZAPATA

Momento de diseño en cara vertical de pantalla, estado límite de resistencia I, con

con $n = n_D n_R n_i = 1$ Despreciando del lado conservador la reacción del suelo:

$$M_U = n[1.25M_{DC} + 1.35M_{EV} + 1.75M_{LS}]$$



$$M_U = n[1.25 \times 15.75 + 1.35 \times 79.52 + 1.75 \times 5.13] = 136.01 \text{ ton. m}$$

Donde:

M_{DC} = Momento debido a la carga muerta de la zapata (ton. m/m)

M_{EV} = Momento debido a la carga del relleno(ton. m/m)

M_{LS} = Momento debido a la sobrecarga por carga viva en el terreno (ton. m/m)

Utilizando acero de $\phi 1''$ recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$

$$Z = r + \frac{\phi}{2} = 5 + \frac{2.54}{2} = 6.27 \text{ cm}$$

$$h = 140 \text{ cm}$$

$$d = 140 - 6.27 = 133.73 \text{ cm}$$

Donde:

r = Recubrimiento de la paantalla (cm)

$\phi_{1''}$ = Diametro de una varilla de 1" (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$\phi_f = 0.9$$

$$a = 15 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\phi_f f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{136.01 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(133.73 - \frac{15}{2}\right)} = 28.50 \text{ cm}^2$$

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

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{28.50 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 5.03 \text{ cm}$$

$$A_s = 27.42 \text{ cm}^2$$

$$a = 4.84 \text{ cm}$$

$$A_s = 27.40 \text{ cm}^2$$

$$a = 4.84 \text{ cm}$$



Donde:

M_u = Momento ultimo maximo (ton. m/m)

ϕ = Factor de reduccion

f_y = Tensión de fluencia de la armadura de tracción (kg/cm²)

d = Peralte efectivo (cm)

A_s = Area de acero requerido (cm²)

b = Ancho de faja (m)

f_c = Resistencia a la compresion del concreto de la losa (kg/cm²)

Utilizando varillas $\phi 1" = 5.07 \text{ cm}^2$, la separación será:

$$S = \frac{5.07}{27.40} = 0.19 \text{ m}$$

ACERO MAXIMO

Una sección no sobre reforzada cumple con: $c/d_e \leq 0.42$

$$c = a/\beta_1 = 4.84/0.85 = 5.69 \text{ cm}$$

$$\beta = 0.85$$

$$d = d_e = 113.73 \text{ cm}$$

$$c/d_e = 5.69/113.73 = 0.05 \leq 0.42 \text{ OK}$$

Donde:

c = Distancia de la fibra extrema comprimida y el eje neutro (cm)

a = Altura del diagrama rectangular de tensiones (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

β = Relacion entre la altura del diagrama rectangular de tensiones y la distancia de la fibra extrema Comprimida y el eje neutro.



ACERO MINIMO

AASHTO Art. 5.4.2.6

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$.

MOMENTO DE FISURACION

Siendo: $1.2M_{cr} = 1.2f_r S = 1.2 \times 33.63 \times 326667 \times 10^{-5} = 131.84 \text{ ton.m}$

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 2.01\sqrt{280} \text{ kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 140^2}{6} = 326667 \text{ cm}^3$$

Donde:

M_{cr} = Momento de fisuración (ton/m)

f_r = Modulo de rotura del concreto (kg/cm²)

S = Modulo seccional para la fibra extrema de la seccion compuesta (cm³)

b = Ancho de faja en estudio (cm)

h = Ancho de la pantalla (cm)

MOMENTO MAYORADO

$$1.33M_u = 1.33 \times 136.01 = 180.89 \text{ ton.m}$$

El menor es: 131.84 ton.m y la cantidad de acero calculado 27.40 cm²

Resiste $M_u = 136.01 \text{ ton.m} > 1.2M_{cr} = 131.84 \text{ ton.m}$ OK

Con varilla de 1"

Usar 1" \varnothing @ 20 cm

ACERO PERPENDICULAR AL ACERO PRINCIPAL

$$A_s = 0.0015A_g = 0.0015 \times 100 \times 140 = 21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{15}{2} = 10.5 \text{ cm}^2/\text{capa}$$



Utilizando varillas $\varnothing 3/4''$, la separación será:

$$\varnothing 3/4'' = 2.85 \text{ cm}$$

$$S = \frac{2.85}{10.5} = 0.27 \text{ m}$$

$$S_{\max} = 0.30 \text{ m}$$

Usar $1\varnothing 3/4'' @ 0.20 \text{ m}$

Nota: El acero se colocara por no contar con ningún tipo de acero, perpendicular al acero de flexión, tanto en el talón como en la punta del cimiento.

REVISION DEL TALON POR CORTE

El cortante actuante en el talón para el estado límite de resistencia I, con $n = n_D n_R n_i = 1$

$$V_U = n[1.25V_{DC} + 1.35V_{EV} + 1.75V_{LS}]$$

$$V_U = n[1.25 \times 10.50 + 1.35 \times 53.01 + 1.75 \times 3.42] = 90.67 \text{ ton}$$

Se omite el estado de evento extremo I, pues no gobierna el diseño.

Donde:

V_{DC} = Cortante debido a la carga muerta de la zapata (ton/m)

V_{EV} = Cortante debido a la carga del relleno(ton/m)

V_{LS} = Cortante debido a la sobrecarga por carga viva en el terreno (ton/m)

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \varnothing V_n$$

$$\varnothing = 0.9$$

Siendo V_n el menor de:
$$\left[\begin{array}{l} V_n = V_C + V_S + V_P \\ V_n = 0.25f'_c b_V d_V + V_P \end{array} \right.$$



$$V_C = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \text{ (N)}$$

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c}b_vd_v$$

Para: $\beta = 2$

AASHTO ART 5.8.3.4.1

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c}b_vd_v = 0.53\sqrt{280} \times 100 \times 133.73 \times 10^{-3} = 118.60 \text{ ton}$$

Donde:

b_v = ancho de diseño de pantalla = 100 cm

d_v = peralte de corte efectivo = $d_e - \frac{a}{2} = 131.31 \text{ cm}$

Debe cumplir que d_v , no es menor que le mayor valor entre:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.90d_e = 0.90 \times 131.31 = 120.36 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72 \times 140.00 = 100.80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Con $V_p = 0$ y $V_s = 0$

El menor valor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = 0 + 0 + 118.60 = 118.60 \text{ ton} \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p = 0.25 \times 280 \times 100 \times 131.31 \times 10^{-3} + 0 = 919.19 \text{ ton} \end{array} \right.$$

$$V_n = 118.60 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$\phi = 0.9$$

$$V_r = \phi V_n = 0.9 \times 118.60 = 106.74 \text{ ton} > V_u = 90.67 \text{ ton OK}$$



Donde:

V_r = Resistencia al corte mayorada (ton/m)

V_n = Resistencia nominal al corte (ton/m)

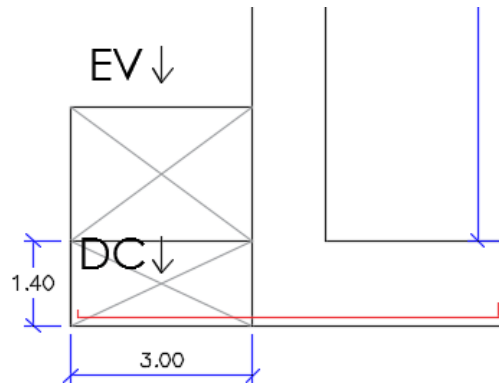
V_c = Cortante del concreto (ton)

V_s = Cortante del acero no presforzado (ton)

V_p = Cortante del acero de presfuerzo (ton)

d_e = Altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema y el acero de presfuerzo (cm)

ACERO EN FONDO DE ZAPATA



Para el estado límite de evento extremo, con que despreciando del lado conservador el peso del terreno (EV) y de la punta de zapata (DC), el momento actuante en cara de pantalla es:

Punta de zapata

$$q = 3.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 3 \text{ m}$$

$$h = 140 \text{ cm}^2$$

$$M_U = 31.80 \times \frac{3.00^2}{2} \times 1 = 143.17 \text{ ton.m}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 2.54 \text{ cm}$$



Siendo:

$$Z = r + \frac{\emptyset}{2} = 5 + \frac{2.54}{2} = 6.27 \text{ cm}$$

$$d = 140 - 6.27 = 133.73 \text{ cm}$$

Donde:

r = Recubrimiento de la paantalla (cm)

$\emptyset_{1"}$ = Diametro de una varilla de 1" (cm)

d = Peralte efectivo (cm)

$$a = 8$$

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset_f f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{143.17 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(133.73 - \frac{8}{2}\right)} = 29.20 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{29.20 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 5.15 \text{ cm}$$

$$A_s = 28.88 \text{ cm}^2$$

$$a = 5.10 \text{ cm}$$

$$A_s = 28.87 \text{ cm}^2$$

$$a = 5.10 \text{ cm}$$

Donde:

M_u = Momento ultimo maximo (ton. m/m)

\emptyset = Factor de reduccion

d = Peralte efectivo (cm)

f_y = Tensión de fluencia de la armadura de tracción (kg/cm²)

A_s = Area de acero requerido (cm²)

b = Ancho de faja (m)

f'_c = Resistencia a la compresion del concreto de la losa (kg/cm²)



$\phi = 1$ Para estado límite de extremo AASHTO 11.6.5

$$M_U = \phi f_y A_s \left(d - \frac{a}{2} \right) = 1.00 \times 4200 \times 28.87 \left(133.73 - \frac{5.10}{2} \right) \times 10^{-5} = 159.08 \text{ ton.m}$$

$$159.08 \text{ ton.m} > 143.17 \text{ ton.m}$$

$$\phi 1 = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$@ = \frac{5.07}{28.87} = 0.18 \text{ m}$$

Usar $\phi 1'' = 0.20 \text{ m}$

ACERO MAXIMO

Una sección no sobre reforzada cumple con:

$$c/d_e \leq 0.42$$

$$c = a/\beta_1 = 5.10/0.85 = 5.99 \text{ cm}$$

$$\beta = 0.85$$

$$d = d_e = 133.73 \text{ cm}$$

$$c/d_e = 5.99/133.73 = 0.04 \leq 0.42 \text{ OK}$$

Donde:

c = Distancia de la fibra extrema comprimida y el eje neutro (cm)

a = Altura del diagrama rectangular de tensiones (cm)

β = Relacion entre la altura del diagrama rectangular de tensiones y la distancia de la fibra extrema Comprimida y el eje neutro.

d = Peralte efectivo (cm)



ACERO MINIMO

La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$.

MOMENTO DE FISURACION

Siendo: $1.2M_{cr} = 1.2f_r S = 1.2 \times 33.63 \times 326667 \times 10^{-5} = 131.84 \text{ ton.m}$

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{MPa} = 2.01\sqrt{280} \text{ kg/cm}^2 = 33.63 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{AASHTO 5.4.2.6}$$

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

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 140^2}{6} = 326667 \text{ cm}^3$$

Donde:

M_{cr} = Momento de fisuración (ton/m)

f_r = Modulo de rotura del concreto (kg/cm²)

S = Modulo seccional para la fibra extrema de la seccion compuesta (cm³)

b = Ancho de faja en estudio (cm)

h = Ancho de la pantalla (cm)

MOMENTO MAYORADO

$$1.33M_u = 1.33 \times 143.17 = 190.42 \text{ ton.m}$$

El menor es: 131.84 ton.m y la cantidad de acero calculado 28.87 cm²

Resiste $M_u = 159.08 \text{ ton.m} > 1.2M_{cr} = 131.84 \text{ ton.m}$ OK

Con varilla de 1"

Usar 1" \emptyset @ 20 cm



REVISION DEL TALON POR CORTE

$$d_v = \text{peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 133.73 - \frac{5.10}{2} = 131.18 \text{ cm}$$

$$d_e = 133.73$$

Debe cumplir que d_v , no es menor que el mayor valor entre:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.90d_e = 0.90 \times 131.31 = 120.36 \text{ cm} \\ 0.72h = 0.72 \times 140.00 = 100.80 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Debiendo tomar el cortante actuante a una distancia d_v de la cara de la pantalla, el cortante actuante es:

$$V_U = q_u(L_{\text{punta}} - d_v) = 31.80(3.00 - 1.3118) = 53.71 \text{ ton}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n$$

$$\phi = 1$$

Siendo V_n el menor de:
$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_C + V_S + V_P \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_P \end{array} \right.$$

$$V_C = 0.083\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v \text{ (N)}$$

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c} b_v d_v$$

Para: $\beta = 2$ AASHTO ART 5.8.3.4.1

$$V_C = 0.53\sqrt{f'_c} b_v d_v = 0.53\sqrt{280} \times 100 \times 131.18 \times 10^{-3} = 116.34 \text{ ton}$$



Con $V_p = 0$ y $V_s = 0$

El menor valor de:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = 0 + 0 + 116.34 = 116.34 \text{ ton} \\ V_n = 0.25f'_c b_V d_V + V_p = 0.25 \times 280 \times 100 \times 131.31 \times 10^{-3} + 0 = 918.26 \text{ ton} \end{array} \right.$$

$$V_n = 116.34 \text{ ton}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$\phi = 0.9$$

$$V_r = \phi V_n = 0.9 \times 116.34 = 104.70 \text{ ton} > V_u = 53.71 \text{ ton OK}$$

Donde:

V_r = Resistencia al corte mayorada (ton/m)

V_n = Resistencia nominal al corte (ton/m)

V_c = Cortante del concreto (ton)

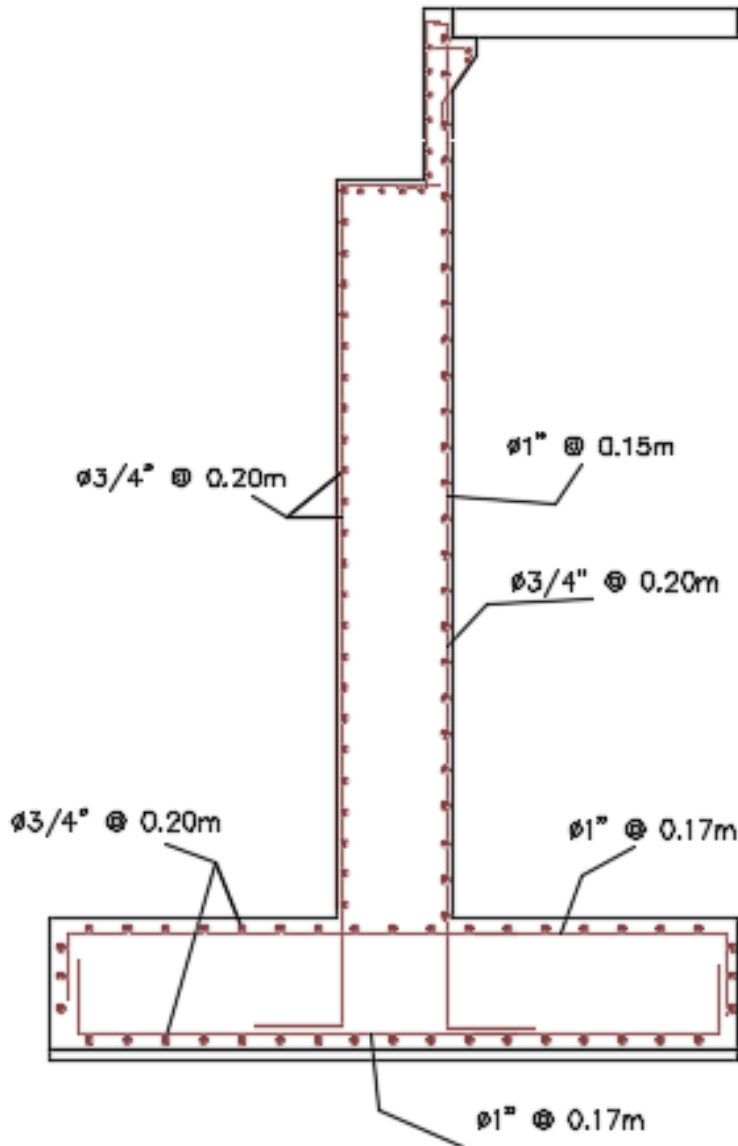
V_s = Cortante del acero no presforzado (ton)

V_p = Cortante del acero de presfuerzo (ton)

d_e : Altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema y el acero de presfuerzo (cm)



ARMADURA DEL ACERO DEL ESTRIBO





5. CAPITULO V: DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA

5.1. MÓDULOS DE SECCIÓN REQUERIDOS

Máximos momentos:

$$M_{\text{viga}} = \frac{1}{8} \times 0.698 \times 2.50 \times 34^2 = 252.88 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{losa}} = \frac{1}{6} \left(\frac{1}{8} (0.20 \times 14.00 \times 2.50) 34^2 \right) = 168.58 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{diaf}} = 10.75 \times 17 - 3.225 \times 17 - 2.15 \times (12.75 + 8.50 + 4.25) = 73.19 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{asfalto}} = \frac{1}{6} \left(\frac{1}{8} (0.05 \times 9.00 \times 2.20) 34^2 \right) = 23.84 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{vereda}} = \frac{1}{6} \left(\frac{1}{8} (0.20 \times 5.00 \times 2.50) 34^2 \right) = 60.21 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{baranda}} = \frac{1}{6} \left(\frac{1}{8} (0.075 \times 2 \times 34^2) \right) = 3.61 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{sc peatonal}} = \frac{1}{6} \left(\frac{1}{8} (0.36 \times 2 \times 2.40) 34^2 \right) = 41.62 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{LL+IM}} = 0.67(1.33 \times 242.15 + 137.28) = 307.76 \text{ ton.m}$$

$$M_2 = 931.7 \text{ ton.m}$$

$$M_1 = 421.46 \text{ ton.m}$$

$$M_a = M_1 - M_2 = 931.7 - 421.46 = 510.23 \text{ ton.m}$$



Donde:

M_{viga} = Momento de la viga

M_{losa} = Momento de la losa

M_{diafr} = Momento del diafragma

M_{asfalto} = Momento del asfalto

M_{vereda} = Momento de la vereda

M_{baranda} = Momento de la baranda

$M_{\text{sc/pea}}$ = Momento de la sobrecarga peatonal

$M_{\text{LL+IM}}$ = Momento de la carga viva mas el impacto

M_a = Diferencia entre el momento total menos momento viga y losa

M_1 = Momento viga y losa

M_2 = Suma de los momentos totales

n = Eficiencia(85%)

$\frac{M_1}{M_2}$ es pequeña



Emplear una sección
SIMÉTRICA, más o menos de
0.25 al 0.30

$\frac{M_1}{M_2}$ es grande



Emplear una sección
ASIMÉTRICA, mas o menos
de 0.70 al 0.80

LÍMITES ANTES DE LAS PÉRDIDAS

$$f_{ti} = (-0.25 \times \sqrt{450/10.1972 \times 0.80}) \times 10.1972 \times 10 = -169.40 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{ci} = (0.60 \times 450) \times 10 = 2700.00 \text{ ton/m}^2$$

LÍMITES DESPUES DE LAS PÉRDIDAS

$$f_{cs} = (0.45 \times 450) \times 10 = 2025.00 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{ts} = (-0.50 \times \sqrt{450/10.1972 \times 10.1972}) \times 10 = -338.70 \text{ ton /m}^2$$



Donde:

f_{ci} = Esfuerzo admisible de compresión en la fibra inferior inmediatamente después de la transferencia

f_{ti} = Esfuerzo admisible de tracción en la fibra superior inmediatamente después de la transferencia

f_{ts} = Esfuerzo admisible de tracción en la fibra inferior bajo cargas de servicio

f_{cs} = Esfuerzo admisible de compresión en la fibra superior bajo cargas de servicio

$$S_{sup\ min} = \frac{M_a + (1 - n)M_1}{f_{cs} - nf_{ti}} =$$

$$S_{sup\ min} = \frac{510.14 + (1 - 0.85)420.73}{2025.00 - 0.85 \times (-169.35)} = 0.264\ m^3$$

$$S_{inf\ min} = \frac{M_a + (1 - n)M_1}{nf_{ci} - f_{ts}}$$

$$S_{inf\ min} = \frac{510.14 + (1 - 0.85)420.73}{0.85 \times 2700.00 - (-338.70)} = 0.218\ m^3$$

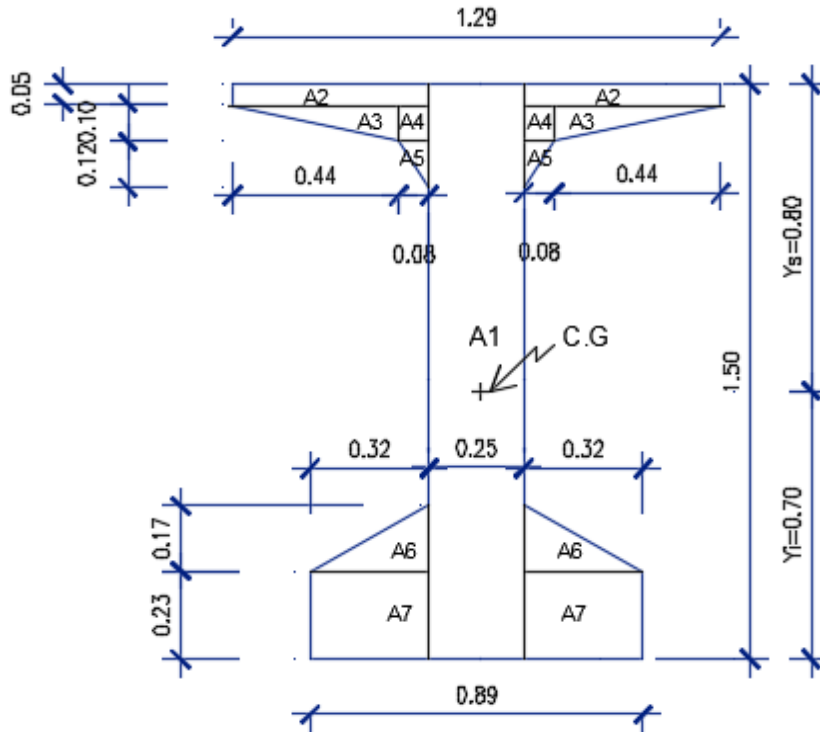
Donde:

$S_{sup\ min}$ = Modulo de seccion referido a la fibra superior

$S_{inf\ min}$ = Modulo de seccion referido a la fibra inferior



5.2. SECCIÓN SIMPLE



ÁREA DE LA SECCIÓN

| sección | factor | b | h | área parcial | cantidad | área total | nro de veces |
|------------|--------|------|------|--------------|----------|--------------|-------------------|
| A1= | | 0.25 | 1.50 | 0.375 | 1 | 0.375 | 1 12 |
| A2= | | 0.52 | 0.05 | 0.026 | 2 | 0.052 | 2 12 |
| A3= | 1/2 | 0.44 | 0.10 | 0.022 | 2 | 0.044 | 1 36 |
| A4= | | 0.08 | 0.10 | 0.008 | 2 | 0.016 | 2 12 |
| A5= | 1/2 | 0.08 | 0.12 | 0.005 | 2 | 0.010 | 1 36 |
| A6= | 1/2 | 0.32 | 0.17 | 0.027 | 2 | 0.054 | 1 36 |
| A7= | | 0.32 | 0.23 | 0.074 | 2 | 0.147 | 2 12 |
| AG: | | | | | | 0.698 | [m ²] |



CENTRO DE GRAVEDAD

$$Y_{Gi} = \frac{\sum A_n \times Y_n}{AREA_{total}}$$

| | |
|-----|------|
| Y1= | 0.75 |
| Y2= | 1.48 |
| Y3= | 1.42 |
| Y4= | 1.40 |
| Y5= | 1.31 |
| Y6= | 0.29 |
| Y7= | 0.12 |

$$Y_s = 0.80 \text{ [m]}$$
$$Y_i = 0.70 \text{ [m]}$$

MOMENTO DE INERCIA

$$I_n = \frac{b \times h^3}{12} + A_n \times (Y_{total} - Y_n)^2$$

| | |
|------|-------|
| IA1= | 0.071 |
| IA2= | 0.031 |
| IA3= | 0.023 |
| IA4= | 0.008 |
| IA5= | 0.004 |
| IA6= | 0.009 |
| IA7= | 0.051 |

$$IG: 0.197 \text{ [m}^4\text{]}$$

$$Y_{Gi} = \frac{(0.375 \times 0.75 + 0.052 \times 1.48 + 0.044 \times 1.42 + 0.016 \times 1.40 + 0.010 \times 1.31 + 0.054 \times 0.29 + 0.147 \times 0.12)}{0.698} = 0.70$$

$$I_{A1} = \frac{0.25 \times 1.50^3}{12} + 0.375 \times (0.70 - 0.75)^2 = 0.071 \text{ m}^4$$

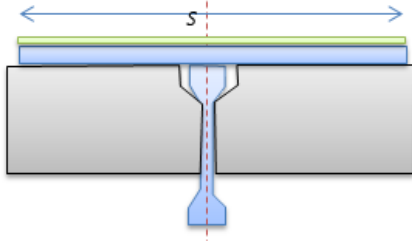
$$IG = 0.071 + 0.031 + 0.023 + 0.008 + 0.004 + 0.009 + 0.051 = 0.197 \text{ m}^4$$



5.3. CARGAS ACTUANTES SUPERESTRUCTURA

VIGAS INTERIORES

Ancho tributario viga interior: S: 2.4 [m]



S = Ancho tributario interno(m)

CARGA MUERTA:

PESO PROPIO (VIGA)

$$W_{\text{viga}} = \text{AREA}_{\text{viga}} \times 2.50 = 1.75 \text{ ton/m}$$

$$M_{\text{viga}} = \frac{W_{\text{viga}} \times L^2}{8} = \frac{1.75 \times 34^2}{8} = 252.88 \text{ ton.m}$$

PESO PROPIO (LOSA)

$$W_{\text{losa}} = 0.20 \times 14.00 \times 2.50 = 7 \text{ ton/m}$$

Momento por ancho total de losa

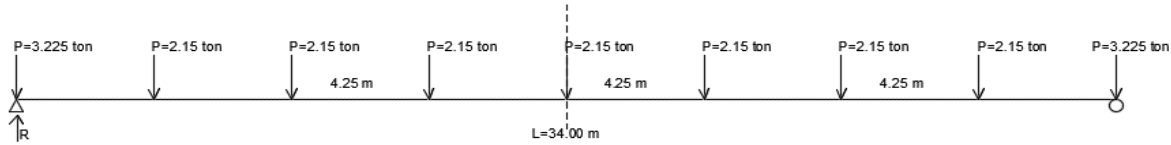
$$M_{\text{losa}} = \frac{W_{\text{losa}} \times L^2}{8} = \frac{7.00 \times 34^2}{8} = 1011.50 \text{ ton.m}$$

Momento para una viga

$$M_{\text{losa x viga}} = \frac{1}{6} M_{\text{losa}} = 168.58 \text{ ton.m}$$



CARGAS PUNTUALES (DIAFRAGMAS)



$$h_{1.50} = 1.50 \text{ m}$$

$$n_{\text{dia ext}} = 2$$

$$h_{1.00} = 1 \text{ m}$$

$$n_{\text{dia int}} = 7$$

$$B=0.4 \text{ m}$$

$$d_{\text{diaf}} = 4.25$$

$$L/2 = 17\text{m}$$

$$P_{\text{dia } h=1.50\text{m}} = 1.50 \times 0.40 \times (2.40 - 0.25) \times 2.50 = 3.23 \text{ ton}$$

$$P_{\text{dia } h=1.00\text{m}} = 1.00 \times 0.40 \times (2.40 - 0.25) \times 2.50 = 2.15 \text{ ton}$$

$$R = \frac{2 \times 3.23 + 7 \times 2.15}{2} = 10.76\text{ton}$$

Donde:

W_{viga} = Peso de la viga por metro lineal (ton/m)

M_{viga} = Momento de la viga (ton.m)

W_{losa} = Peso de la losa por metro lineal (ton/m)

M_{losa} = Momento de la losa (ton.m)

P_{diaf} = Peso por un diafragma (ton)

R = Reaccion para diafragma (ton)

M_{diaf} = Momento de la viga (ton.m)



PESO (ASFALTO)

$$W_{\text{asfalto}} = 0.05 \times 9.00 \times 2.20 = 0.99 \text{ ton/m}$$

Momento por ancho total de asfalto

$$M_{\text{asfalto total}} = \frac{W_{\text{asfalto}} \times L^2}{8} = \frac{0.99 \times 34^2}{8} = 143.06 \text{ ton. m}$$

Momento para una viga

$$M_{\text{asfalto x viga}} = \frac{1}{6} M_{\text{asfalto total}} = 23.84 \text{ ton. m}$$

PESO PROPIO (VEREDA)

$$W_{\text{vereda}} = 0.20 \times 2.50 \times 2.50 = 1.25 \text{ ton/m}$$

Momento por ancho total de una vereda

$$M_{\text{vereda}} = \frac{W_{\text{vereda}} \times L^2}{8} = \frac{1.25 \times 34^2}{8} = 180.63 \text{ ton. m}$$

Momento por ancho total de dos veredas

$$M_{\text{vereda}} = 180.63 \times 2 = 361.25 \text{ ton. m}$$

Momento para una viga

$$M_{\text{vereda x viga}} = \frac{1}{6} M_{\text{vereda total}} = 60.21 \text{ ton. m}$$

PESO (BARANDA)

$$W_{\text{baranda}} = 0.075 \text{ ton/m}$$

Momento total por una baranda

$$M_{\text{baranda}} = \frac{W_{\text{baranda}} \times L^2}{8} = \frac{0.075 \times 34^2}{8} = 10.84 \text{ ton. m}$$

Momento total por dos barandas

$$M_{\text{baranda x viga}} = \frac{1}{6} M_{\text{baranda total}} = 3.61 \text{ ton. m}$$



Donde:

W_{asfalto} = Peso del asfalto por metro lineal (ton/m)

M_{asfalto} = Momento del asfalto (ton.m)

W_{vereda} = Peso de la vereda por metro lineal (ton/m)

M_{vereda} = Momento de la vereda (ton.m)

W_{baranda} = Peso de la baranda por metro lineal (ton/m)

M_{baranda} = Momento de la baranda (ton.m)

CARGAS PEATONALES

AASHTO ART 3.6.1.6

Se deberá aplicar una carga peatonal de $W: 3.6 \times 10^{-3} \text{ MPa}$ en todas las aceras de más de 600 mm

$$W = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{sc peatonal}} = 0.36 \times 2.40 = 0.86 \text{ ton/m}$$

Momento por ancho total de sobre carga peatonal para una vereda

$$M_{\text{sc peatonal}} = \frac{W_{\text{sc peatonal}} \times L^2}{8} = \frac{0.86 \times 34^2}{8} = 124.85 \text{ ton. m}$$

Momento por ancho total de sobre carga peatonal para dos veredas

$$M_{\text{sc peatonal total}} = 124.85 \times 2 = 249.70 \text{ ton. m}$$

Momento para una viga

$$M_{\text{sc peatonal x viga}} = \frac{1}{6} M_{\text{sc peatonal total}} = 41.62 \text{ ton. m}$$



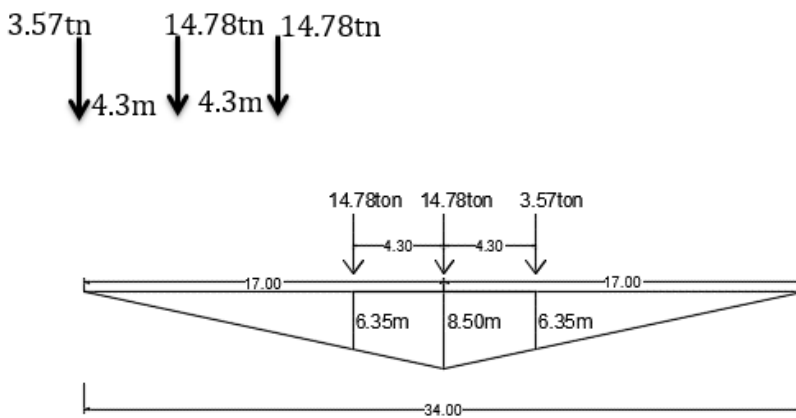
CARGA VIVA: AASHTO ART 3.6.1.2

El caso mas desfavorable entre:

$$M_{LL+IM} = M_{(HL93+IM)} + M_{CARRIL}$$

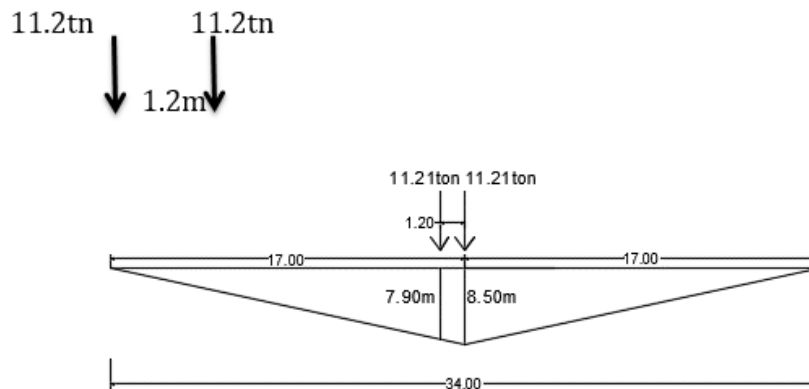
$$M_{LL+IM} = M_{(TANDEM+IM)} + M_{CARRIL}$$

CAMIÓN DE DISEÑO HL-93



$$M_{camion} = 14.78 \times 6.35 + 14.78 \times 8.50 + 3.57 \times 6.35 = 242.15 \text{ ton.m}$$

TANDEM DE DISEÑO



$$M_{camion} = 11.21 \times 7.90 + 11.21 \times 8.50 = 183.84 \text{ ton.m}$$



SOBRECARGA DISTRIBUIDA

$$q = 0.95 \text{ [Ton/m]}$$



$$M_{S/C} = \frac{0.95 \times 34^2}{8} = 137.28 \text{ ton/m}$$

Tabla 3.6.2.1-1 – Incremento por Carga Dinámica, *IM*

| Componente | <i>IM</i> |
|------------------------------------------------|-----------|
| Juntas del tablero - Todos los Estados Límites | 75% |
| Todos los demás componentes | |
| • Estado Límite de fatiga y fractura | 15% |
| • Todos los demás Estados Límites | 33% |

AASHTO ART 3.6.2.1

$$M_{LL+IM} = 1.33 \times 242.15 + 137.28 = 459.34 \text{ ton.m}$$



FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE LAS SOBRECARGAS POR CARRIL PARA
MOMENTO EN VIGAS INTERIORES AASHTO ART 4.6.2.2.2

$$e_{\text{Losa}} = 200\text{mm}$$

El parámetro de rigidez longitudinal, K_g , se deberá tomar como:

AASHTO ART 4.6 .2.2 .1-2

$$n = \frac{E_{\text{viga}}}{E_{\text{losa}}} = \frac{0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{450}}{0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{280}} = 1.27$$

Módulo de elasticidad del concreto

$$E_c = 0.043\gamma_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$$

$$I = 2E + 11 \text{ mm}^4$$

$$A = 698000 \text{ mm}^2$$

$$e_g = 900 \text{ mm}$$

$$K_g = n(I + A e_g^2) = 9.66E + 11 \quad \text{AASHTO ART 4.6.2.2.1 - 1}$$

Donde:

E_{viga} : Modulo de elasticidad del concreto para la viga (kg/cm²)

E_{losa} : Modulo de elasticidad del concreto para la losa (kg/cm²)

n: Relacion modular

I: Momento de inercia de la viga(mm⁴)

A: Area de la viga(mm⁴)

e_g : Distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero (mm)

$$\left(\frac{K_g}{L t s^3}\right)^{0.1} = \left(\frac{9.66 \times 10^{11}}{34000 \times 200^3}\right)^{0.1} = 1.14$$

—

Donde:

ts:Profundidad de la losa de hormigón(mm)

L:Longitud de viga(mm)

S:Ancho tributario(mm)



UN CARRIL DE DISEÑO CARGADO AASHTO ART 4.6.2.2b-1

$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{L \text{ ts}^3}\right)^{0.1}$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{2400}{4300}\right)^{0.4} \left(\frac{2400}{34000}\right)^{0.3} (1.14) = 0.47$$

DOS O MÁS CARRILES DE DISEÑO CARGADOS

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{L \text{ ts}^3}\right)^{0.1}$$

$$g = 0.075 + \left(\frac{2400}{2900}\right)^{0.6} \left(\frac{2400}{34000}\right)^{0.2} (1.14) = 0.67$$

El factor factor de distribución crítico es, g:

$$g_{\max} = 0.67 \text{ crítico}$$

Luego:

$$M_{(LL+IM)} = 0.67 \times 459.34 = 37.76 \text{ ton.m}$$



| ELEMENTO | RE | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 11 | 13 | 15 | 17 |
|-----------------------------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|------|
| M _{viga} = | 29.67 | 251.52 | 250.72 | 243.88 | 230.04 | 209.20 | 181.36 | 146.52 | 104.68 | 55.84 | 0.00 |
| M _{losa} = | 119.00 | 168.58 | 168.00 | 163.33 | 154.00 | 140.00 | 121.33 | 98.00 | 70.00 | 37.33 | 0.00 |
| M _{diafrag} = | 10.76 | 73.19 | 72.11 | 69.95 | 66.17 | 59.71 | 52.18 | 41.42 | 30.12 | 15.06 | 0.00 |
| M _D = | | 493.29 | 490.83 | 477.16 | 450.21 | 408.91 | 354.87 | 285.94 | 204.80 | 108.23 | 0.00 |
| M _{asfalto} = | 16.83 | 23.84 | 23.76 | 23.10 | 21.78 | 19.80 | 17.16 | 13.86 | 9.90 | 5.28 | 0.00 |
| M _{vereda} = | 7.083 | 60.21 | 60.00 | 58.33 | 55.00 | 50.00 | 43.33 | 35.00 | 25.00 | 13.33 | 0.00 |
| M _{barand} = | 0.425 | 3.61 | 3.60 | 3.50 | 3.30 | 3.00 | 2.60 | 2.10 | 1.50 | 0.80 | 0.00 |
| M _{SC peatonal} = | 4.896 | 41.62 | 41.47 | 40.32 | 38.02 | 34.56 | 29.95 | 24.19 | 17.28 | 9.22 | 0.00 |
| M _{cam} = | | 242.15 | 238.00 | 233.60 | 220.47 | 184.07 | 147.52 | 110.84 | 74.03 | 37.08 | 0.00 |
| 1.33M _{camion} = | | 322.06 | 316.54 | 310.69 | 293.23 | 244.81 | 196.20 | 147.42 | 98.46 | 49.32 | 0.00 |
| M _{SC} = | 16.15 | 137.28 | 136.80 | 133.00 | 125.40 | 114.00 | 98.80 | 79.80 | 57.00 | 30.40 | 0.00 |
| M _{L+1} = 1.33M _{cam} + M _{sc} | | 459.34 | 453.34 | 443.69 | 418.63 | 358.81 | 295.00 | 227.22 | 155.46 | 79.72 | 0.00 |
| fd × M _{L+1} = | | 307.76 | 303.74 | 297.27 | 280.48 | 240.40 | 197.65 | 152.24 | 104.16 | 53.41 | 0.00 |
| 2carriles | | 615.51 | 607.48 | 594.54 | 560.96 | 480.81 | 395.30 | 304.47 | 208.32 | 106.82 | 0.00 |
| M _{DS} = | | 744.79 | 432.57 | 422.52 | 398.57 | 347.76 | 290.70 | 227.39 | 157.84 | 82.04 | 0.00 |
| M' = | | 678.80 | 672.67 | 655.80 | 618.75 | 547.48 | 464.21 | 366.81 | 257.96 | 134.43 | 0.00 |

0: Mitad de viga

$$M' = M_{losa} + M_{dia} + M_{asf} + M_{ver} + M_{bar} + M_{sc\ pea} + fd \times M_{L+1}$$

$$M_{DS} = M_{losa} + M_{dia} + M_{asf} + M_{ver} + M_{bar} + M_{sc\ pea} + 2fd \times M_{L+1}$$

Viga

$$R_{viga} = 0.698 \times 34 \times 2.50/2 = 29.67 \text{ ton}$$

$$X = 0 \rightarrow M_{viga} = 29.67 \times 17 - 1.75 \times 17 \times \frac{17}{2} = 251.52 \text{ ton.m}$$

$$X = 1 \rightarrow M_{viga} = 29.67 \times (17 - 1) - 1.75 \times (17 - 1) \times \frac{17 - 1}{2} = 250.72 \text{ ton.m}$$

Losa

$$R_{losa} = 0.20 \times 14 \times 34 \times 2.50/2 = 119.00 \text{ ton}$$

$$X = 0 \rightarrow M_{losa} = (119 \times 17 - 0.20 \times 14 \times 17 \times 17/2 \times 2.50)/6 = 168.58 \text{ ton.m}$$

$$X = 1 \rightarrow M_{losa} = (119 \times (17 - 1) - 0.20 \times 14 \times (17 - 1) \times (17 - 1)/2 \times 2.50)/6 = 168.00 \text{ ton.m}$$



Diafragma

$$R_{\text{diaf}} = \frac{2 \times 3.225 + 7 \times 2.15}{2} = 10.76 \text{ ton}$$

$$X = 0 \rightarrow M_{\text{diaf}} = 10.76 \times 17 - 3.225 \times 17 - 2.15 \times (12.75 + 8.50 + 4.25) = 73.19 \text{ ton.m}$$

$$X = 1 \rightarrow M_{\text{diaf}} = 10.76 \times 16 - 3.225 \times 16 - 2.15 \times (11.75 + 7.50 + 3.25) = 72.11 \text{ ton.m}$$

Asfalto

$$R_{\text{asfalto}} = 0.05 \times 9 \times 34 \times 2.20/2 = 16.83 \text{ ton}$$

$$x = 0 \rightarrow M_{\text{asfalto}} = (16.83 \times 17 - 0.05 \times 9 \times 17 \times 17/2 \times 2.20)/6 = 23.84 \text{ ton.m}$$

$$x = 1 \rightarrow M_{\text{asfalto}} = (16.83 \times (17 - 1) - 0.05 \times 9 \times (17 - 1) \times (17 - 1)/2 \times 2.20)/6 = 23.76 \text{ ton.m}$$

Vereda

$$R_{\text{vereda}} = (0.20 \times 2.50 \times 2 \times 34 \times 2.50)/(2 \times 6) = 7.083 \text{ ton}$$

$$X = 0 \rightarrow M_{\text{vereda}} = 7.083 \times 17 - (0.20 \times 2.50 \times 2 \times 17 \times 17/2 \times 2.50)/6 = 60.21 \text{ ton.m}$$

$$X = 1 \rightarrow M_{\text{vereda}} = 7.083 \times (17 - 1) - (0.20 \times 2.50 \times 2 \times (17 - 1) \times (17 - 1)/2 \times 2.50)/6 = 60.00 \text{ ton.m}$$

Baranda

$$R_{\text{baranda}} = (0.075 \times 34 \times 2)/(2 \times 6) = 0.425 \text{ ton}$$

$$X = 0 \rightarrow M_{\text{baranda}} = 0.425 \times 17 - (0.075 \times 2 \times 17 \times 17)/(2 \times 6) = 3.61 \text{ ton.m}$$

$$X = 1 \rightarrow M_{\text{baranda}} = 0.425 \times (17 - 1) - (0.075 \times 2 \times (17 - 1) \times (17 - 1)/2)/6 = 3.60 \text{ ton.m}$$

SC Peatonal

$$R_{\text{sc pea}} = 0.36 \times (2.50 - 0.1) \times 34 \times 2/(2 \times 6) = 4.896 \text{ ton}$$

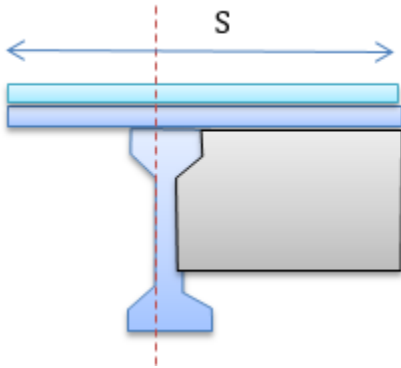
$$X = 0 \rightarrow M_{\text{sc pea}} = 4.896 \times 17 - (0.36 \times 2.40 \times 17 \times 2 \times 17)/(2 \times 6) = 41.62 \text{ ton.m}$$

$$X = 1 \rightarrow M_{\text{sc pea}} = 4.896 \times (17 - 1) - (0.36 \times 2.40 \times (17 - 1) \times 2 \times (17 - 1))/(2 \times 6) = 41.47 \text{ ton.m}$$



VIGAS EXTERIORES

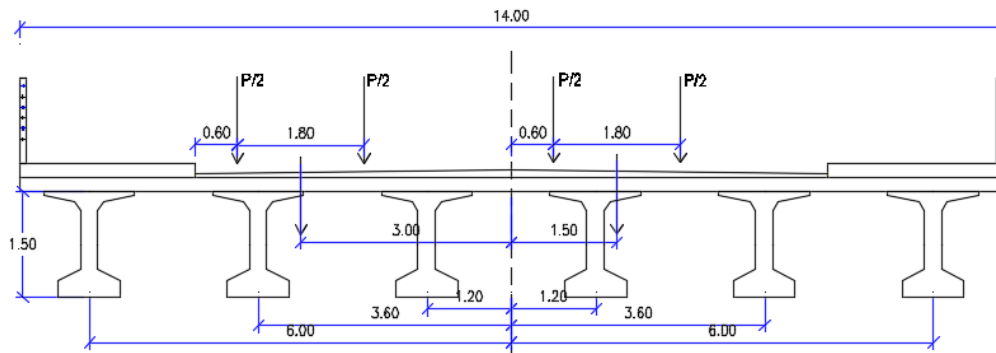
Ancho tributario viga exterior:



FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE LAS SOBRECARGAS POR CARRIL PARA
MOMENTO EN VIGAS EXTERIORES AASHTO C 4.6.2.2.2d

UN CARRIL CARGADO

LEY DE MOMENTOS



$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{\text{ext}} \sum e}{\sum X^2}$$



Donde:

R=Reacción sobre la viga exterior en terminos de carril

NL=Número de carriles cargados

Nb=Número de vigas

e= Excentricidad del camión de diseño respecto al centro de gravedad del conjunto de vigas

Xext= Distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hacia la viga exterior

X= Distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga

$$R = \frac{1}{6} + \frac{6 \times 3.00}{2(6^2 + 3.6^2 + 1.2^2)} = 0.35$$

Considerando el factor de presencia múltiple

$$g = R = 1.2 \times 0.35 = 0.41$$

DOS O MÁS CARRILES CARGADOS

$$R = \frac{2}{6} + \frac{6 \times (3.00 - 1.50)}{2(6^2 + 3.6^2 + 1.2^2)} = 0.42$$

El factor de distribución crítico es, g:

Luego $g_{\max} = 0.42$ Critico

$$M_{(LL+IM)} = 0.42 \times 459.34 = 192.92 \text{ ton.m}$$



RESUMÉN DE MOMENTOS PARA VIGAS EXTERIORES DESDE EL CENTRO DE VIGA

| ELEMENTO | R1 | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 11 | 13 | 15 | 17 |
|------------------------------------------------|------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|------|
| $M_{\text{viga}} =$ | 29.67 | 251.52 | 250.72 | 243.88 | 230.04 | 209.20 | 181.36 | 146.52 | 104.68 | 55.84 | 0.00 |
| $M_{\text{losa}} =$ | 119.00 | 168.58 | 168.00 | 163.33 | 154.00 | 140.00 | 121.33 | 98.00 | 70.00 | 37.33 | 0.00 |
| $M_{\text{diafrag}} =$ | | 73.19 | 72.11 | 69.95 | 66.17 | 59.71 | 52.18 | 41.42 | 30.12 | 15.06 | 0.00 |
| $\Sigma =$ | | 493.29 | 490.83 | 477.16 | 450.21 | 408.91 | 354.87 | 285.94 | 204.80 | 108.23 | 0.00 |
| $M_{\text{asfalto}} =$ | 16.83 | 23.84 | 23.76 | 23.10 | 21.78 | 19.80 | 17.16 | 13.86 | 9.90 | 5.28 | 0.00 |
| $M_{\text{vereda}} =$ | 7.08 | 60.21 | 60.00 | 58.33 | 55.00 | 50.00 | 43.33 | 35.00 | 25.00 | 13.33 | 0.00 |
| $M_{\text{barand}} =$ | 0.43 | 3.61 | 3.60 | 3.50 | 3.30 | 3.00 | 2.60 | 2.10 | 1.50 | 0.80 | 0.00 |
| $M_{\text{SC peatonal}} =$ | 4.90 | 41.62 | 41.47 | 40.32 | 38.02 | 34.56 | 29.95 | 24.19 | 17.28 | 9.22 | 0.00 |
| $M_{L+1} = 1.33M_{\text{cam}} + M_{\text{sc}}$ | | 459.34 | 453.34 | 443.69 | 418.63 | 358.81 | 295.00 | 227.22 | 155.46 | 79.72 | 0.00 |
| $fd \times M_{L+1} =$ | | 192.92 | 190.40 | 186.35 | 175.82 | 150.70 | 123.90 | 95.43 | 65.29 | 33.48 | 0.00 |
| 2carriles | | 385.84 | 380.81 | 372.70 | 351.65 | 301.40 | 247.80 | 190.86 | 130.59 | 66.96 | 0.00 |
| $M_{\text{DS}} =$ | $\Sigma =$ | 515.12 | 509.64 | 497.95 | 469.74 | 408.76 | 340.85 | 266.01 | 184.27 | 95.59 | 0.00 |
| $M' =$ | | 563.97 | 559.34 | 544.88 | 514.09 | 457.77 | 390.46 | 310.00 | 219.09 | 114.50 | 0.00 |

0: Mitad de viga

$$M' = M_{\text{losa}} + M_{\text{dia}} + M_{\text{asf}} + M_{\text{ver}} + M_{\text{bar}} + M_{\text{sc pea}} + fd \times M_{L+1}$$

$$M_{\text{DS}} = M_{\text{losa}} + M_{\text{dia}} + M_{\text{asf}} + M_{\text{ver}} + M_{\text{bar}} + M_{\text{sc pea}} + 2fd \times M_{L+1}$$



5.4. SECCIÓN COMPUESTA

AASHTO ART 4.6.2.6

El ancho efectivo de la sección compuesta, se deberá tomar como el menor valor entre:

$$b_{ef} = \frac{L}{4} = \frac{34}{4} = 8.5 \text{ m}$$

$$b_{ef} = W_{alma} + 12 \times W_{losa} = 0.25 + 12 \times 0.20 = 2.65 \text{ m}$$

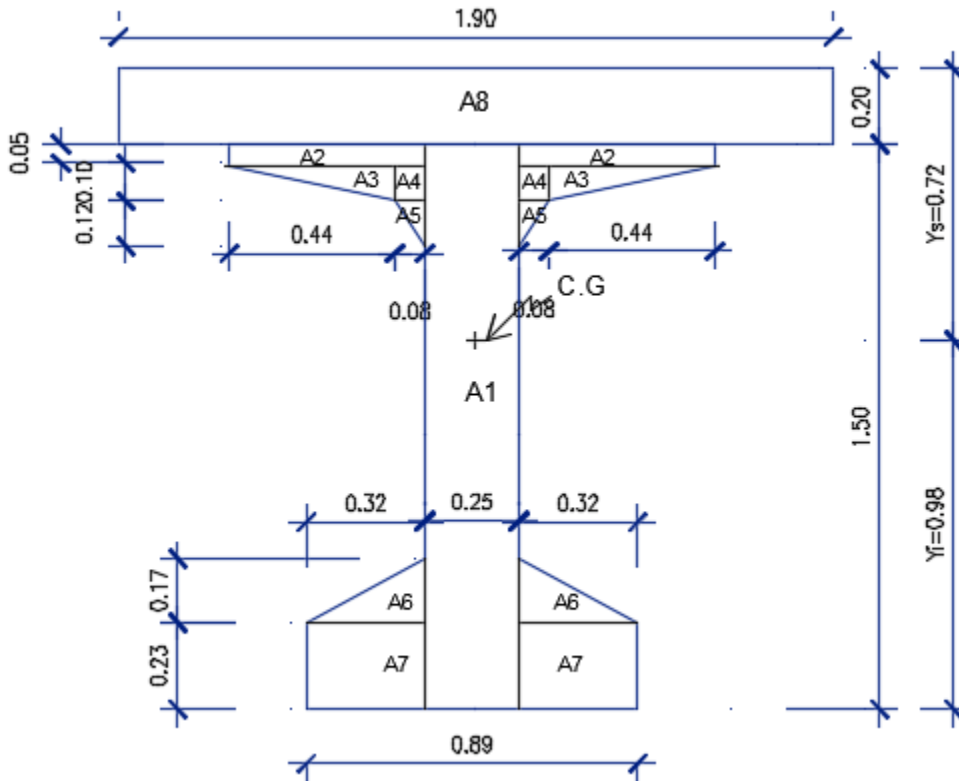
$$b_{ef} = S = 2.4 \text{ m}$$

Relación modular entre el concreto de las vigas y de la losa

$$n = \sqrt{\frac{f_{c\text{viga}}}{f_{c\text{losa}}}} = \sqrt{\frac{450}{280}} = 1.27$$

ANCHO EFECTIVO, del valor anterior de "n" resulta:

$$B_{ef} = \frac{b_{ef}}{n} = \frac{2.40}{1.27} = 1.9 \text{ m}$$



ÁREA DE LA SECCIÓN

| Sección | Factor | b | h | Área Parcial | Cantidad | Área Total |
|---------|--------|------|------|--------------|----------|--------------|
| A1= | | 0.25 | 1.50 | 0.375 | 1 | 0.375 |
| A2= | | 0.52 | 0.05 | 0.026 | 2 | 0.052 |
| A3= | 1/2 | 0.44 | 0.10 | 0.022 | 2 | 0.044 |
| A4= | | 0.08 | 0.10 | 0.008 | 2 | 0.016 |
| A5= | 1/2 | 0.08 | 0.12 | 0.005 | 2 | 0.010 |
| A6= | 1/2 | 0.32 | 0.17 | 0.027 | 2 | 0.054 |
| A7= | | 0.32 | 0.23 | 0.074 | 2 | 0.147 |
| A8= | | 1.89 | 0.2 | 0.379 | 1 | 0.379 |
| Ag= | | | | | | 1.077 |

| nro de veces | |
|--------------|----|
| 1 | 12 |
| 2 | 12 |
| 1 | 36 |
| 2 | 12 |
| 1 | 36 |
| 1 | 36 |
| 2 | 12 |
| 1 | 12 |



CENTRO DE GRAVEDAD

$$Y_{Gi} = \frac{\sum A_n \times Y_n}{\text{AREA}_{\text{total}}}$$

| | |
|-----|----------|
| Y1= | 0.75 |
| Y2= | 1.48 |
| Y3= | 1.42 |
| Y4= | 1.40 |
| Y5= | 1.31 |
| Y6= | 0.29 |
| Y7= | 0.12 |
| Y8= | 1.6 |
| Ys= | 0.72 [m] |
| Yi= | 0.98 [m] |

MOMENTO DE INERCIA

$$I_{\blacksquare} = \frac{b \times h^3}{12} + A_n \times (Y_{\text{total}} - Y_n)^2$$

$$I_{\Delta} = \frac{b \times h^3}{36} + A_n \times (Y_{\text{total}} - Y_n)^2$$

| | |
|------------|-------------------|
| IA1= | 0.090 |
| IA2= | 0.013 |
| IA3= | 0.0084 |
| IA4= | 0.007 |
| IA5= | 0.0033 |
| IA6= | 0.0262 |
| IA7= | 0.111 |
| IA8= | 0.147 |
| IG: | 0.406 [m4] |

Módulos de sección inferior y superior de la sección

Comparando la sección de la viga con la sección mínima requerida:

$$S_{\text{sup}} = \frac{I_{CG}}{Y_2} = \frac{0.406}{0.72} = 563,889 \text{ cm}^3 > S_{\text{sup min}} = 264,385 \text{ cm}^3$$

$$S_{\text{inf}} = \frac{I_{CG}}{Y_1} = \frac{0.406}{0.98} = 414,286 \text{ cm}^3 > S_{\text{inf min}} = 217,735 \text{ cm}^3$$

Sección adecuada.

Donde:

Y_s = Distancia del C. G a la fibra superior

Y_i = Distancia del C. G a la fibra inferior

S_{sup} = Modulo de seccion referido a la fibra superior en viga propuesta

S_{inf} = Modulo de seccion referido a la fibra inferior en viga propuesta

$S_{\text{sup min}}$ = Modulo de seccion minimo referido a la fibra superior

$S_{\text{inf min}}$ = Modulo de seccion minimo referido a la fibra inferior



EXCENRICIDADES

$$e = (y_i - X_{\text{cable}})$$

e: Excentricidad(m)

| | | | | | | | | | | | |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|
| X | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 11 | 13 | 15 | 15.78 | 17 |
| e1(m) | 0.600 | 0.597 | 0.572 | 0.522 | 0.447 | 0.348 | 0.223 | 0.074 | -0.101 | -0.180 | -0.300 |
| | | | | | | | | | | | |

$$x = 0\text{m} \rightarrow e_0 = (0.70 - 0.1) = 0.600 \text{ m}$$

$$x = 1\text{m} \rightarrow e_0 = (0.70 - 0.103) = 0.597\text{m}$$

ÁNGULO DE INCLINACIÓN DEL CABLE

$$Y' = \tan \alpha = \alpha = 2 \times \frac{(1.00 - 0.10)}{17^2} X$$

α : Ángulo de inclinación (Rad)

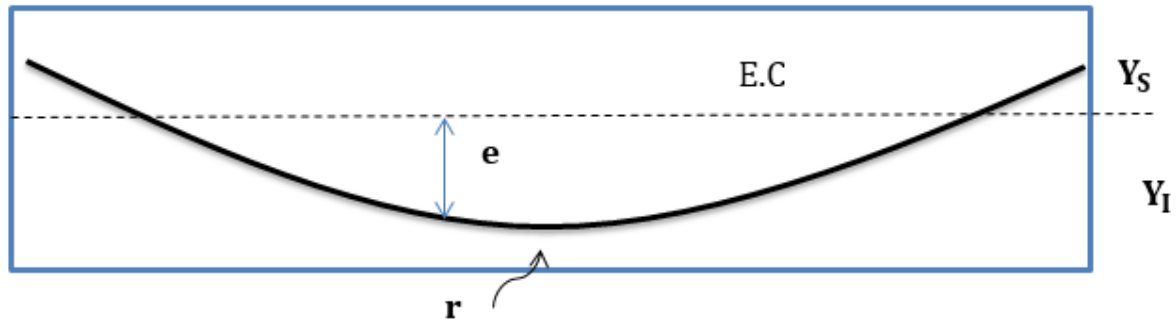
| | | | | | | | | | | | |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| X | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 11 | 13 | 15 | 15.78 | 17 |
| α (rad) | 0.000 | 0.006 | 0.019 | 0.031 | 0.044 | 0.056 | 0.069 | 0.081 | 0.093 | 0.098 | 0.1059 |
| | | | | | | | | | | | |

$$x = 0\text{m} \rightarrow 2 \times \frac{(1.00-0.10)}{17^2} (0) = 0.000 \text{ Rad}$$

$$x = 1\text{m} \rightarrow 2 \times \frac{(1.00-0.10)}{17^2} (1) = 0.006 \text{ Rad}$$



5.6. FUERZA DE TENSADO Y ESFUERZOS EN LA FIBRA SUPERIOR E INFERIOR



$$\begin{aligned} r &= 0.1 \text{ [m]} \\ e &= 0.60 \text{ [m]} = 60 \text{ [cm]} \end{aligned}$$

SECCIÓN SIMPLE DE VIGA

$$A = 0.698 \text{ m}^2$$

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

$$Y_i = 0.70 \text{ m}$$

$$I = 0.197 \text{ m}^4$$

SECCIÓN COMPUESTA DE VIGA

$$A = 1.08 \text{ m}^2$$

$$Y_s = 0.72 \text{ m}$$

$$Y_i = 0.98 \text{ m}$$

$$I = 0.406 \text{ m}^4$$



EXCENTRICIDAD

| | | | | | | | | | | | |
|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|------|
| x(m) | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 11 | 13 | 15 | 17 | |
| e(m) | 0.600 | 0.597 | 0.572 | 0.522 | 0.447 | 0.348 | 0.223 | 0.074 | -0.101 | -0.300 | [m] |
| | 60.0 | 59.7 | 57.2 | 52.2 | 44.7 | 34.8 | 22.3 | 7.4 | -10.1 | -30.0 | [cm] |

MOMENTOS PARA VIGAS INTERIORES

| | | | | | | | | | | |
|----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|------|
| x | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 11 | 13 | 15 | 17 |
| M _{viga} | 251.52 | 250.72 | 243.88 | 230.04 | 209.20 | 181.36 | 146.52 | 104.68 | 55.84 | 0.00 |
| M _{viga+losa+dia} | 493.29 | 490.83 | 477.16 | 450.21 | 408.91 | 354.87 | 285.94 | 204.80 | 108.23 | 0.00 |
| M _{total-viga} | 678.80 | 672.67 | 655.80 | 618.75 | 547.48 | 464.21 | 366.81 | 257.96 | 134.43 | 0.00 |

MOMENTOS PARA VIGAS EXTERIORES

| | | | | | | | | | | |
|----------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|------|
| x | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 11 | 13 | 15 | 17 |
| M _{viga+losa+dia} | 493.29 | 490.83 | 477.16 | 450.21 | 408.91 | 354.87 | 285.94 | 204.80 | 108.23 | 0.00 |
| M _{total-viga} | 563.97 | 559.34 | 544.88 | 514.09 | 457.77 | 390.46 | 310.00 | 219.09 | 114.50 | 0.00 |

VALORACIÓN DE LA FUERZA DE TENSIONAMIENTO

$$\sigma_i = -0.50 \times \sqrt{f'c} (\text{MPa})$$

$$0.50 \times \sqrt{450/10.1972} = 3.322 \text{ MPa}$$

$$3.3215 \times 10.1972 \times 10 = 338.70 \text{ ton/m}^2$$

MOMENTO DE SERVICIO

Para la fuerza de tesado igualarlo para el esfuerzo más crítico

$$\frac{nP_1}{A_s} + \frac{nP_1 \times e}{S_i} - \frac{M_{viga}}{S_i} - \frac{M_{total-viga}}{S'_i} \geq f_{ts}$$

$$P_1 \geq \frac{A_s \left(f_{ts} + \frac{M_{viga}}{S_i} + \frac{M_{total-viga}}{S'_i} \right)}{n \left(1 + \frac{e}{C_s} \right)}$$

$$P_1 \geq \frac{0.698 \left(-338.70 + \frac{251.52}{0.28} + \frac{678.80}{0.41} \right)}{0.85 \left(1 + \frac{0.60}{0.40} \right)} = 727.63 = 727.63 \times 1.10 = 800.39 \text{ ton}$$



$$S_i = \frac{I}{Y_i} = 0.28$$

$$S'_i = \frac{I}{Y_i} = 0.41$$

$$C_s = \frac{S_i}{A} = 0.40$$

FUERZA DE PRESFUERZO PARA VIGAS INTERIORES

$$P_1 = 800.332 \text{ ton}$$

Se suponen pérdidas de fuerza de 15% en la etapa de servicio:

$$P_2 = 680.333 \text{ ton}$$

FUERZA DE PRESFUERZO PARA VIGAS EXTERIORES

$$P_1 \geq \frac{A_s \left(f_{ts} + \frac{M_{\text{viga}}}{S_i} + \frac{M_{\text{total-viga}}}{S'_i} \right)}{n \left(1 + \frac{e}{C_s} \right)}$$
$$P_1 \geq \frac{0.698 \left(-338.70 + \frac{251.52}{0.28} + \frac{563.97}{0.41} \right)}{0.85 \left(1 + \frac{0.60}{0.40} \right)} = 635.63 = 635.63 \times 1.04 = 661 \text{ ton}$$

FUERZA DE PRESFUERZO PARA VIGAS EXTERIORES

$$P_1 = 661. \text{ ton}$$

Se suponen pérdidas de fuerza de 15% en la etapa de servicio:

$$P_2 = 561. \text{ ton}$$



ESFUERZOS PERMISIBLES

Antes de las pérdidas

Iniciales (transferencia)

Fibra superior-TRACCIÓN AASHTO TABLA 5.9.4.1.2-1

$$\sigma_s = -0.25 \times \sqrt{f'_c} \leq 1.38(\text{MPA})$$

$$\sigma_s = -0.25 \times \sqrt{(450/10.1972)} \times 10.1972 = -16.94 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra inferior-COMPRESIÓN AASHTO TABLA 5.9.4.1.2-2

$$\sigma_i = 0.60 \times f'_c(\text{MPA})$$

$$\sigma_i = 0.60 \times 450 = 270.00 \text{ kg/cm}^2$$

Después de las pérdidas

Aplicados (en servicio)

COMPRESIÓN AASHTO TABLA 5.9.4.2.1-1

$$\sigma_s = 0.45 \times f'_c(\text{MPA})$$

$$\sigma_s = 0.45 \times 450 = 202.50 \text{ kg/cm}^2$$

TRACCIÓN AASHTO TABLA 5.9.4.2.2-1

$$\sigma_i = -0.50 \times \sqrt{f'_c}(\text{MPA})$$

$$\sigma_i = -0.50 \times \sqrt{450/10.1972} \times 10.1972 = -33.87 \text{ kg/cm}^2$$

Sección simple

$$S_s = \frac{I}{Y_s} = 246250 \text{ cm}^3$$

$$S_i = \frac{I}{Y_i} = 281429 \text{ cm}^3$$

Sección compuesta

$$S'_s = \frac{I}{Y_s} = 563889 \text{ cm}^3$$

$$S'_i = \frac{I}{Y_i} = 414286 \text{ cm}^3$$

TESIS:

REHABILITACION DEL PUENTE SANTIAGO CON EL DISEÑO DE VIGAS
PRESFORZADAS, PROVINCIA Y DEPARTAMENTO DE CUSCO.



ESFUERZOS EN EL CENTRO DE LUZ

En condiciones iniciales:

Fibra superior (ec.1)

$$\sigma_s = \frac{P_{t=0}}{A} - \frac{P_{t=0} \times e}{S_s} + \frac{M}{S_s} = \frac{800392}{6980} - \frac{800392 \times 60}{246250} + \frac{251.52 \times 10^5}{246250} = 21.79 \text{ kg/cm}^2$$

Fibra inferior (ec. 2)

$$\sigma_i = \frac{P_{t=0}}{A} + \frac{P_{t=0} \times e}{S_i} - \frac{M}{S_i} = \frac{800392}{6980} + \frac{800392 \times 60}{281429} - \frac{251.52 \times 10^5}{281429} = 195.94 \text{ kg/cm}^2$$

En condiciones finales

$$P_{t=\infty} = RP_{t=0} = 0.85(800392) = 680333 \text{ kg}$$

Fibra superior (ec.3)

$$\sigma_s = \frac{P_{t=\infty}}{A} - \frac{P_{t=\infty} \times e}{S_s} + \left[\frac{M_{\text{inicial}}}{S_s} + \frac{M_{\text{servicio}}}{S'_s} \right] = \frac{680333}{6980} - \frac{680333 \times 60}{246250} + \left[\frac{251.52 \times 10^5}{246250} + \frac{678.80 \times 10^5}{563889} \right] =$$

Fibra inferior (ec. 4)

$$\sigma_i = \frac{P_{t=\infty}}{A} + \frac{P_{t=\infty} \times e}{S_i} - \left[\frac{M_{\text{inicial}}}{S_i} + \frac{M_{\text{servicio}}}{S'_i} \right] = \frac{680333}{6980} + \frac{680333 \times 60}{281429} - \left[\frac{251.52 \times 10^5}{281429} + \frac{678.80 \times 10^5}{414289} \right] =$$

VIGAS INTERIORES

ANÁLISIS EN SOLO VIGA

| x | CONDICIÓN INICIAL t=0 | | | | | | | | | |
|------------------------------------------------|-----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 11 | 13 | 15 | 17 |
| σ_s : (kg/cm ²) | 21.79 | 22.44 | 27.79 | 38.42 | 54.33 | 75.21 | 101.69 | 133.13 | 170.17 | 212.18 |
| σ_i : (kg/cm ²) | 195.94 | 195.37 | 190.69 | 181.39 | 167.46 | 149.20 | 126.03 | 98.52 | 66.10 | 29.35 |
| $\sigma_{\text{adm}S}$: (kg/cm ²) | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 |
| $\sigma_{\text{adm}i}$: (kg/cm ²) | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 |
| | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK |

Donde para los 2 primeros puntos:

$$x = 0 \rightarrow \sigma_s = \frac{800392}{6980} - \frac{800392 \times 60}{246250} + \frac{251.52 \times 10^5}{246250} = 21.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 0 \rightarrow \sigma_i = \frac{800392}{6980} + \frac{800392 \times 60}{281429} - \frac{251.52 \times 10^5}{281429} = 195.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 1 \rightarrow \sigma_s = \frac{800392}{6980} - \frac{800392 \times 59.7}{246250} + \frac{250.72 \times 10^5}{246250} = 22.44 \text{ kg/cm}^2$$

TESIS:



$$x = 1 \rightarrow \sigma_i = \frac{800392}{6980} + \frac{800392 \times 59.7}{281429} - \frac{250.72 \times 10^5}{281429} = 195.37 \text{ kg/cm}^2$$

ANÁLISIS VIGA, LOSA Y DIAFRAGMA

| CONDICIÓN INICIAL t=0 | | | | | | | | | | |
|------------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| x | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 11 | 13 | 15 | 17 |
| σ_s : (kg/cm ²) | 119.97 | 119.94 | 122.52 | 127.83 | 135.44 | 145.67 | 158.30 | 173.78 | 191.45 | 212.18 |
| σ_i : (kg/cm ²) | 110.03 | 110.05 | 107.80 | 103.15 | 96.50 | 87.55 | 76.49 | 62.94 | 47.49 | 29.35 |
| σ_{adm_s} : (kg/cm ²) | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 |
| σ_{adm_i} : (kg/cm ²) | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 |
| | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK |

donde para los 2 primeros puntos:

$$x = 0 \rightarrow \sigma_s = \frac{800392}{6980} - \frac{800392 \times 60}{246250} + \frac{493.29 \times 10^5}{246250} = 119.97$$

$$x = 0 \rightarrow \sigma_i = \frac{800392}{6980} + \frac{800392 \times 60}{281429} - \frac{493.29 \times 10^5}{281429} = 110.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 1 \rightarrow \sigma_s = \frac{800392}{6980} - \frac{800392 \times 59.7}{246250} + \frac{490.83 \times 10^5}{246250} = 119.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 1 \rightarrow \sigma_i = \frac{800392}{6980} + \frac{800392 \times 59.7}{281429} - \frac{490.83 \times 10^5}{281429} = 110.05 \text{ kg/cm}^2$$

ANÁLISIS VIGA, LOSA Y DIAFRAGMA, ASFALTO, VEREDA, SC PEATONAL, BARANDA Y C

| CONDICIÓN FINAL t=ñ | | | | | | | | | | |
|------------------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| x | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 11 | 13 | 15 | 17 |
| σ_s : (kg/cm ²) | 154.22 | 153.64 | 154.78 | 156.40 | 156.02 | 157.30 | 160.41 | 165.28 | 171.89 | 180.35 |
| σ_i : (kg/cm ²) | -10.71 | -9.67 | -9.21 | -7.43 | -0.96 | 5.10 | 10.78 | 15.90 | 20.76 | 24.95 |
| σ_{adm_s} : (kg/cm ²) | 202.50 | 202.50 | 202.50 | 202.50 | 202.50 | 202.50 | 202.50 | 202.50 | 202.50 | 202.50 |
| σ_{adm_i} : (kg/cm ²) | -33.87 | -33.87 | -33.87 | -33.87 | -33.87 | -33.87 | -33.87 | -33.87 | -33.87 | -33.87 |
| | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK |

Donde para los 2 primeros puntos:

$$x = 0 \rightarrow \sigma_s = \frac{680333}{6980} - \frac{680333 \times 60}{246250} + \left[\frac{251.52 \times 10^5}{246250} + \frac{678.80 \times 10^5}{563889} \right] = 154.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 0 \rightarrow \sigma_i = \frac{680333}{6980} + \frac{680333 \times 60}{281429} - \left[\frac{251.52 \times 10^5}{281429} + \frac{678.80 \times 10^5}{414289} \right] = -10.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 1 \rightarrow \sigma_s = \frac{680333}{6980} - \frac{680333 \times 59.7}{246250} + \left[\frac{250.72 \times 10^5}{246250} + \frac{672.67 \times 10^5}{563889} \right] = 153.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 1 \rightarrow \sigma_i = \frac{680333}{6980} + \frac{680333 \times 59.7}{281429} - \left[\frac{250.72 \times 10^5}{281429} + \frac{672.67 \times 10^5}{414289} \right] = -9.67 \text{ kg/cm}^2$$



| VIGAS EXTERIORES | | | | | | | | | | |
|------------------------------------------|------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|
| ANÁLISIS EN SOLO VIGA | | | | | | | | | | |
| | CONDICIÓN INICIAL t=0 | | | | | | | | | |
| x | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 11 | 13 | 15 | 17 |
| σ_s : (kg/cm ²) | 35.78 | 36.26 | 40.19 | 47.99 | 59.66 | 74.94 | 94.34 | 117.35 | 144.50 | 175.24 |
| σ_i : (kg/cm ²) | 146.27 | 145.85 | 142.41 | 135.58 | 125.37 | 112.01 | 95.03 | 74.89 | 51.14 | 24.24 |
| σ_{adm_s} : (kg/cm ²) | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 |
| σ_{adm_i} : (kg/cm ²) | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 |
| | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK |

Donde para los 2 primeros puntos:

$$x = 0 \rightarrow \sigma_s = \frac{661055}{6980} - \frac{661055 \times 60}{246250} + \frac{251.52 \times 10^5}{246250} = 35.78 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 0 \rightarrow \sigma_i = \frac{661055}{6980} + \frac{661055 \times 60}{281429} - \frac{251.52 \times 10^5}{281429} = 146.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 1 \rightarrow \sigma_s = \frac{661055}{6980} - \frac{661055 \times 59.7}{246250} + \frac{250.72 \times 10^5}{246250} = 36.26 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 1 \rightarrow \sigma_i = \frac{661055}{6980} + \frac{661055 \times 59.7}{281429} - \frac{250.72 \times 10^5}{281429} = 145.85 \text{ kg/cm}^2$$

ANÁLISIS VIGA, LOSA Y DIAFRAGMA

| | CONDICIÓN INICIAL t=0 | | | | | | | | | |
|------------------------------------------|------------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| x | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 11 | 13 | 15 | 17 |
| σ_s : (kg/cm ²) | 133.96 | 133.76 | 134.92 | 137.40 | 140.77 | 145.40 | 150.96 | 158.01 | 165.77 | 175.24 |
| σ_i : (kg/cm ²) | 60.36 | 60.53 | 59.52 | 57.35 | 54.41 | 50.35 | 45.49 | 39.32 | 32.52 | 24.24 |
| σ_{adm_s} : (kg/cm ²) | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 | -16.9 |
| σ_{adm_i} : (kg/cm ²) | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 | 270.0 |
| | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK |

Donde para los 2 primeros puntos:

$$x = 0 \rightarrow \sigma_s = \frac{661055}{6980} - \frac{661055 \times 60}{246250} + \frac{493.29 \times 10^5}{246250} = 133.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 0 \rightarrow \sigma_i = \frac{661055}{6980} + \frac{661055 \times 60}{281429} - \frac{493.29 \times 10^5}{281429} = 60.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 1 \rightarrow \sigma_s = \frac{661055}{6980} - \frac{661055 \times 59.7}{246250} + \frac{490.83 \times 10^5}{246250} = 133.76 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 1 \rightarrow \sigma_i = \frac{661055}{6980} + \frac{661055 \times 59.7}{281429} - \frac{490.83 \times 10^5}{281429} = 60.53 \text{ kg/cm}^2$$



ANÁLISIS VIGA, LOSA Y, DIAFRAGMA, ASFALTO, VEREDA , SC PEATONAL, BARANDA Y C

| x | CONDICIÓN FINAL t=0 | | | | | | | | | |
|-----------------------------------------|---------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 0 | 1 | 3 | 5 | 7 | 9 | 11 | 13 | 15 | 17 |
| σ_s : (kg/cm ²) | 145.75 | 145.29 | 145.65 | 145.98 | 144.64 | 143.99 | 144.09 | 144.98 | 146.53 | 148.96 |
| σ_i : (kg/cm ²) | -25.21 | -24.40 | -23.47 | -21.11 | -15.08 | -8.71 | -1.87 | 5.20 | 12.86 | 20.60 |
| σ_{admS} : (kg/cm ²) | 202.50 | 202.50 | 202.50 | 202.50 | 202.50 | 202.50 | 202.50 | 202.50 | 202.50 | 202.50 |
| σ_{admi} : (kg/cm ²) | -33.87 | -33.87 | -33.87 | -33.87 | -33.87 | -33.87 | -33.87 | -33.87 | -33.87 | -33.87 |
| | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK | OK |

Donde para los 2 primeros puntos:

$$x = 0 \rightarrow \sigma_s = \frac{561897}{6980} - \frac{561897 \times 60}{246250} + \left[\frac{251.52 \times 10^5}{246250} + \frac{563.97 \times 10^5}{563889} \right] = 145.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 0 \rightarrow \sigma_i = \frac{561897}{6980} + \frac{561897 \times 60}{281429} - \left[\frac{251.52 \times 10^5}{281429} + \frac{563.97 \times 10^5}{414289} \right] = -25.21 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 1 \rightarrow \sigma_s = \frac{561897}{6980} - \frac{561897 \times 59.7}{246250} + \left[\frac{250.72 \times 10^5}{246250} + \frac{559.34 \times 10^5}{563889} \right] = 145.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$x = 1 \rightarrow \sigma_i = \frac{561897}{6980} + \frac{561897 \times 59.7}{281429} - \left[\frac{250.72 \times 10^5}{281429} + \frac{559.34 \times 10^5}{414286} \right] = -24.40 \text{ kg/cm}^2$$



5.7. ÁREA DE ACERO DE PREESFUERZO

AASHTO ART 5.4.4

| MATERIAL | GRADO O TIPO | RESISTENCIA A TRACCIÓN f_{pu} (kg/cm ²) |
|----------|----------------------|----------------------------------------------------------|
| cables | 1860 Mpa (grado 270) | 18966.792 |

El cable trabaja al 70% de su capacidad

Luego: $f_{pi} = 0.70f_{pu} = 13276.75 \text{ kg/cm}^2$

Para un torón de 1/2 con un área de

$$A_{\text{toron}} = 0.987 \text{ cm}^2$$

$$0.987 \text{ cm}^2 \times (13276.75 \text{ kg/cm}^2) = 13104 \text{ kg}$$

VIGA INTERIOR

$$P_1 \text{ int} = 800.392 \text{ ton}$$

$$N_{\text{torones}} = \frac{800392 \text{ kg}}{13104 \text{ kg}} = 61$$

$$A_{ps} \text{ int} = 0.987 \times 61 = 60.21 \text{ cm}^2$$

VIGA EXTERIOR

$$P_1 \text{ ext} = 661.055 \text{ ton}$$

$$N_{\text{torones}} = \frac{661055}{13104} = 50$$

$$A_{ps} \text{ ext} = 0.987 \times 50 = 49.35 \text{ cm}^2$$

Donde:

fpu: Resistencia a la tracción del acero de presfuerzo Kg/cm²

fpi: Porcentaje de la resistencia a la tracción que trabaja el acero de presfuerzo kg/cm²

P1 int: Fuerza de presfuerzo inicial para la viga interior

P1 ext: Fuerza de presfuerzo inicial para la viga exterior

Aps int: Area del acero de presfuerzo para la viga interior

Aps ext: Area del acero de presfuerzo para la viga exterior



N_{torones} = Numero de torones

$A_{\text{toron } 0.5''}$ = Area de un toron de 0.5"

5.8. DISEÑO POR FLEXIÓN

TENSIÓN EN EL ACERO DE PRETENSADO A LA RESISTENCIA NOMINAL A LA FLEXIÓN

ELEMENTOS CON TENDONES ADHERENTES AASHTO ART 5.7.3.1

Si $f_{pe} > 0.5 \times f_{pu}$ la tensión media en el acero de pretensado f_{ps} , se puede tomar como:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

Siendo:

Para comportamiento de sección Rectangular:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Donde:

f_{pu} = Resistencia a la tracción especificada del acero de pretensado (kg/cm²)

f_{pe} = Tension efectiva en el acero de presfuerzo luego de las perdidas (kg/cm²)

f_{py} = Tensión de fluencia del acero de pretensado (kg/cm²)

f_{ps} = Tension media en el acero de presfuerzo (kg/cm²)

A_{ps} = Área del acero de pretensado (cm²)

A_s = Área de la armadura del acero no pretensado (cm²)

A'_s = Área de la armadura de compresión (cm²)

f_y = Tensión de fluencia de la armadura de tracción (kg/cm²)

f'_y = Tensión de fluencia de la armadura de compresión (kg/cm²)

d_p = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de los tendones de pretensado (mm)



S_{ext} = Ancho tributario externo

S_{int} = Ancho tributario interno

f_c = Resistencia a la compresion del concreto de la losa (kg/cm²)

c = Distancia entre el eje neutro y la cara comprimida (mm)

Luego:

$$f_{pe} = \frac{P_2}{A_{ps}} = \frac{680.333 \times 1000}{60} = 11299.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pu} = 18966.792 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pe} = 11,299 \text{ kg/cm}^2 \geq 0.5 \times f_{pu} = 9,483.396 \text{ kg/cm}^2 \text{ OK}$$

Donde:

P_2 = Fuerza de presfuerzo despues de las perdidas (kg)

Según ASSHTO 5.4.4.1

$$f_{py} = 0.90f_{pu}$$

$$f_{py} = 0.90 \times 18966.792 = 17070 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2 \left(1.04 - \frac{0.9f_{pu}}{f_{pu}} \right) = 2 \left(1.04 - \frac{17070}{18966.792} \right) = 0.28$$

Área de acero preesforzado

$$A_{PS \text{ VIG INT}} = 60 \text{ cm}^2$$

$$A_{PS \text{ VIG EXT}} = 49 \text{ cm}^2$$



Área de acero no presforzado

| NRO | UBIC | VARILLAS | | | | TOTAL |
|---------|----------|----------|-------|------|------|--------------|
| | | 1/2 | 5/8 | 3/4 | 1 | |
| | | 1.27 | 1.98 | 2.85 | 5.07 | |
| | INTERIOR | | 8 | | 10 | |
| | EXTERIOR | | 8 | | 10 | |
| AREA DE | INTERIOR | 0 | 15.84 | 0 | 50.7 | 66.54 |
| | EXTERIOR | 0 | 15.84 | 0 | 50.7 | 66.54 |

$$A_{S \text{ VIG INT}} = 50.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{S \text{ VIG EXT}} = 50.70 \text{ cm}^2$$

Distancia entre la fibra extrema superior y el acero de

$$d_p = H - r' = 1.70 - 0.10 = 1.60 \text{ m}$$

Distancia entre la fibra extrema superior y el acero no

$$d_s = H - r = 1.70 - 0.05 = 1.65 \text{ m}$$

Donde:

d_p = Distancia entre fibra extrema superior y el acero de presforzado (m)

d_s = Distancia entre fibra extrema superior y el acero no presforzado (m)

r' = Recubrimiento del acero presforzado(m)

r = Recubrimiento del acero no presforzado(m)

H = Altura viga losa(m)

$A_{S \text{ VIG INT}}$ = Area de acero no presforzado de la viga interior(cm²)

$A_{S \text{ VIG EXT}}$ = Area de acero no presforzado de la viga exterior(cm²)

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85f'_c \beta_1 b + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Para una viga interior

$$c_{int} = \frac{60.21 \times 18966.792 + 50.70 \times 4200 - 15.84 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 0.85 \times 240 + 0.28 \times 60.21 \times \frac{18966.792}{160}} = 25.49 \text{ cm}$$

Tensión media del acero de preesfuerzo

$$f_{ps \text{ int}} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c_{int}}{d_p} \right) = 18966.792 \left(1 - 0.28 \frac{25.49}{160} \right) = 0.955$$



$$f_{ps\text{int}} = 0.955 \times 18966.792 = 18113.29 \text{ kg/cm}^2$$

Para una viga exterior

$$c_{\text{ext}} = \frac{49.35 \times 18966.792 + 50.70 \times 4200 - 15.84 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 0.85 \times 220 + 0.28 \times 49.35 \times \frac{18966.792}{160}} = 23.46 \text{ cm}$$

Tensión media del acero de preesfuerzo

$$f_{ps\text{ext}} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c_{\text{ext}}}{d_p} \right) = 18967 \left(1 - 0.28 \frac{23.46}{160} \right) = 0.959 f_{pu}$$

$$f_{ps\text{ext}} = 0.959 \times 18966.792 = 18189.15 \text{ kg/cm}^2$$

RESISTENCIA A LA FLEXIÓN MAYORADA

La resistencia a la flexión mayorada M_r se deberá tomar como:

$$M_r = \phi M_n$$

SECCIONES CON ALAS VIGA INTERIOR

$$M_n = A_{ps} f_{ps\text{int}} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$M_n = 60.21 \times 18113.29 \left(160 - \frac{21.67}{2} \right) + 50.70 \times 4200 \left(165 - \frac{21.67}{2} \right) + 0.85 \times 280 \times (240 - 25) \times 0.85 \times 20 \times \left(\frac{21.67}{2} - \frac{20}{2} \right)$$

$$M_n = 1962.3378 \text{ ton.m}$$

$$a = c_{\text{int}} \beta_1 = 25.49 \times 0.85 = 21.670 \text{ cm}$$

Para flexión en acero de preesfuerzo $\phi = 1$

$$M_r = \phi M_n = 1.00 \times 1962.3378 = 1962.3378 \text{ ton.m}$$

SECCIONES CON ALAS VIGA EXTERIOR

$$M_n = 49.35 \times 18189.15 \left(160 - \frac{19.94}{2} \right) + 50.70 \times 4200 \left(165 - \frac{19.94}{2} \right) + 0.85 \times 280 \times (220 - 25) \times 0.85 \times 20 \times \left(\frac{19.94}{2} - \frac{20}{2} \right)$$

$$M_n = 1676.6053 \text{ ton.m}$$

TESIS:



$$a = c_{\text{ext}}\beta_1 = 23.46 \times 0.85 = 19.94 \text{ cm}$$

Para flexión en acero de preesfuerzo $\phi = 1$

$$M_r = \phi M_n = 1.00 \times 1676.6053 = 1676.6053 \text{ ton.m}$$

Donde:

M_n = Resistencia nominal (ton.m)

M_r = Momento resistente

ϕ = Factor de resistencia

b_w = Ancho del alma (mm)

β_1 = Factor para el diagrama de tensiones

h_f = Altura del ala comprimida (mm)

b = Ancho del ala comprimida (mm)

Momentos debido a la carga muerta y viva

| | M_D | M_{DS} | M_L |
|---------------|--------|----------|--------|
| VIGA INTERIOR | 557.11 | 23.84 | 657.13 |
| VIGA EXTERIOR | 557.11 | 23.84 | 427.46 |

M_D = Momento de la carga muerta

$$M_D = M_{\text{viga}} + M_{\text{losa}} + M_{\text{Diafr}} + M_{\text{Vereda}} + M_{\text{Baranda}} = 251.52 + 168.58 + 73.19 + 60.21 + 3.61 = 557.11 \text{ ton.m}$$

M_{DS} = Momento del asfalto

$$M_{DS} = 23.84 \text{ ton.m}$$

M_L = Momento debido a la carga viva

$$M_L = 41.62 + 615.51 = 657.13 \text{ ton.m}$$



MOMENTO ÚLTIMO DE LA SECCIÓN

Verificación por resistencia

VIGA INTERIOR

Momento último de la sección

$$M_u = 1.25M_D + 1.50M_{DS} + 1.75M_L$$

$$M_u = 1.25 \times 557.11 + 1.50 \times 23.84 + 1.75 \times 657.13 = 1882.1250 \text{ ton.m}$$

$$M_R = 1962.34 \text{ ton.m} > M_U = 1882.14 \text{ ton.m}$$

| | Momento Manual | Momento Csi bridge | % Variacion |
|--------------------|----------------|--------------------|-------------|
| Resistencia | 1962.34 | 1949.1 | 0.67% |
| Demanda | 1882.125 | 1864.15 | 0.96% |

Verificación por resistencia

VIGA EXTERIOR

Momento último de la sección

$$M_u = 1.25M_D + 1.50M_{DS} + 1.75M_L$$

$$M_u = 1.25 \times 557.11 + 1.50 \times 23.84 + 1.75 \times 427.46 = 1480.2025 \text{ ton.m}$$

$$\phi M_n = M_u$$

$$M_R = 1676.61 \text{ ton.m} > M_U = 1480.20 \text{ ton.m}$$

| | Momento Manual | Momento Csi bridge | % Variacion |
|--------------------|----------------|--------------------|-------------|
| Resistencia | 1676.61 | 1671.43 | 0.31% |
| Demanda | 1480.20 | 1465.24 | 1.01% |



ARMADURA MÁXIMA AASHTO ART 5.7.3.3

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

Siendo:

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y}$$

Donde:

c = Distancia entre la fibra extrema comprimida y el eje neutro (mm)

d_e = Altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema comprimida y el baricentro de la fuerza de tracción en la armadura traccionada (mm)

$$c = 0.2549 \text{ m}$$

$$d_e = d_p = 1.60 \text{ m}$$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{0.2549}{1.60} = 0.1593 \leq 0.42 \text{ OK}$$

La sección cumple con los requisitos de refuerzo máximo

REFUERZO MÍNIMO AASHTO ART 5.7.3.3.2

En cualquier sección de un elemento flexionado la cantidad de armadura deberá ser adecuada

para desarrollar una resistencia a la flexión mayorada, tomar el menor entre:

$$1.2M_{cr}$$

MOMENTO DE FISURACIÓN DEL CONCRETO (M_{cr})

$$M_{cr} = S_c(f_r + f_{cpe}) - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \leq S_c f_r$$

Si la sección soporta todas las cargas, en la expresión anterior M_{cr} se deberá sustituir S_{nc} por s_c .

Donde:

S_c = Módulo seccional para la fibra extrema de la sección compuesta (cm³)

f_r = Modulo de rotura (kg/cm²)

f_{cpe} = Tensión de compresión en el concreto debida exclusivamente a las fuerzas de pretensado Efectivas(una vez que han ocurrido todas las pérdidas) en la fibra extrema (kg/cm²)



M_{dnc} = Momento total no mayorado debido a la carga permanente que actúa sobre la sección Simple (kg. cm)

S_{nc} = Módulo seccional para la fibra extrema de la sección simple (cm³)

S_{nc} = Módulo seccional para la fibra extrema de la sección simple (cm³)

$$S_c = \frac{I_{CG}}{Y_i} = \frac{0.406}{0.98} = 414286 \text{ cm}^3$$

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} = 0.63\sqrt{450/10.1972} \times 10.1972 = 42.68$$

$$f_{cpe} = \frac{P}{A_{Comp}} + \frac{Pe'}{S_c} = \left(\frac{681000}{10768} + \frac{681000 \times 88.31}{412770} \right) = 207.691$$

$$e = Y_i - r' = 98.31 - 10 = 88.00 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = S_c(f_r + f_{cpe}) = \frac{412770(42.68 + 208.938)}{10^5} = 1037.25 \text{ ton.m}$$

$$1.2M_{cr} = 1.2 \times 1038.60 = 1244.70 \text{ ton.m}$$

2.- **1.33M_u**

$$M_u = 1.25M_D + 1.50M_{DS} + 1.75M_L$$

$$M_u = 1.25 \times 558.38 + 1.50 \times 23.84 + 1.75 \times 655.07 = 1882.13 \text{ ton.m}$$

$$1.33M_u = 2503.23 \text{ ton.m}$$

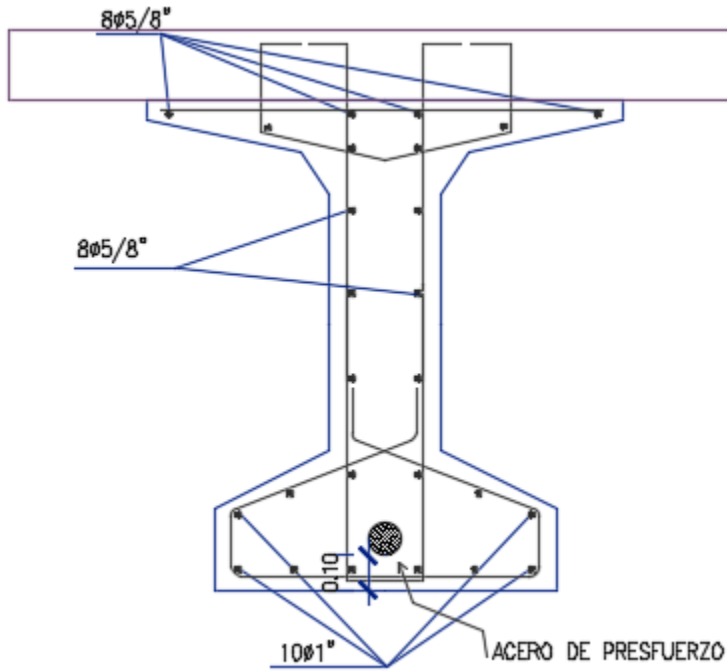
Tomamos $1.2M_{cr}$ por ser el menor, entonces:

$$\phi M_n = 1962.34 \text{ ton.m} > 1.2M_{cr} = 1244.70 \text{ ton.m}$$

La sección cumple con los requisitos de refuerzo mínimo

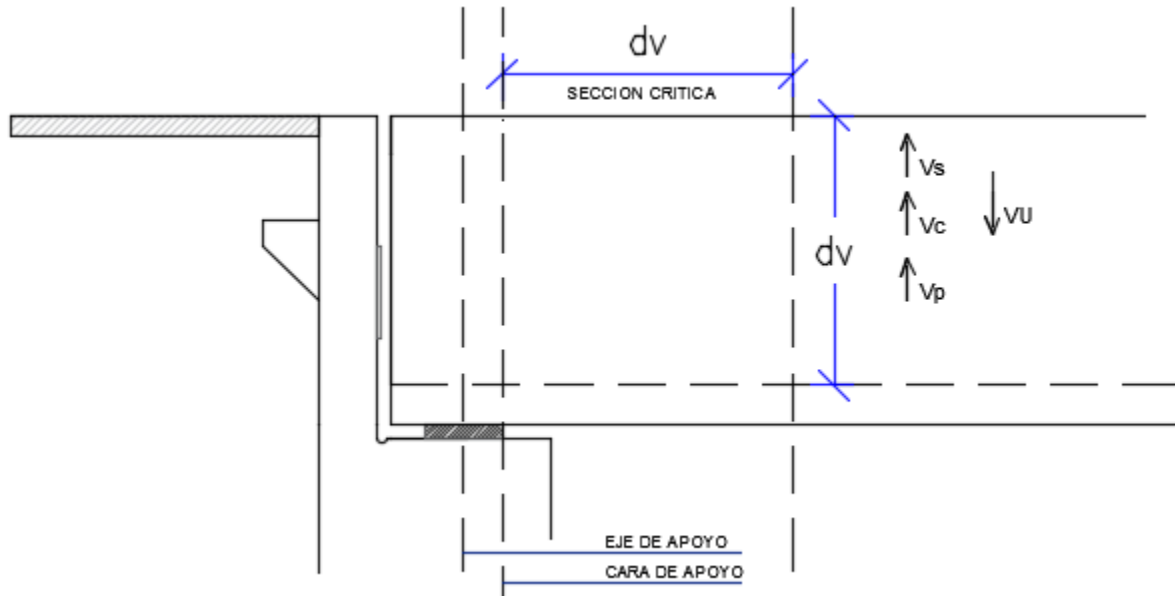


ARMADO DE ACERO EN VIGA





5.9. DISEÑO POR CORTE



Donde:

V_s : Fuerza cortante resistida por el concreto

V_p : Fuerza cortante resistida por el preesfuerzo

V_s : Fuerza cortante resistida por la armadura pasiva

V_u : Fuerza cortante última

Peralte efectivo por corte

$$d_e = H - Y'_i + e = (1.70) - 0.98 + (-0.18) =$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 0.54 - \frac{0.22}{2} =$$

$$a = 21.67 \text{ cm} = 0.22 \text{ m}$$

$$0.90d_e = 0.90 \times 0.54 = 0.49 \text{ m}$$

$$0.72H = 0.72 \times 1.70 = 1.22 \text{ m}$$

$$d_v = \text{MAX}(0.9d_e, 0.72h, d_e - 0.5a)$$

Punto de máxima cortante

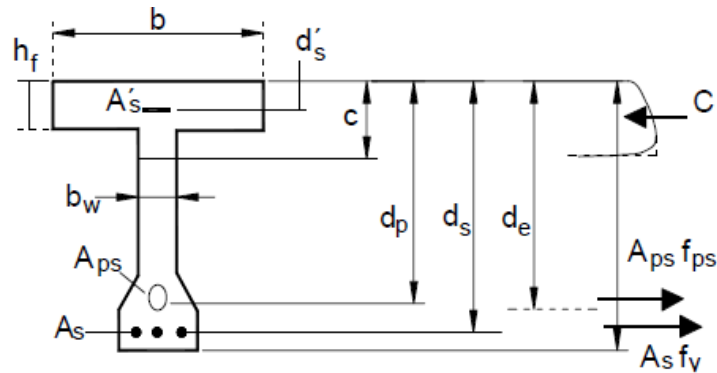
$$d_v = 1.22 \text{ m}$$



Donde:

d_e : Altura efectiva correspondiente entre la fibra extrema y el acero de preesfuerzo (cm)

d_v : Peralte de corte efectivo (cm)



CORTANTE POR DEMANDA

PESO PROPIO(VIGA)

$$W_{\text{viga}} = 0.698 \times 2.50 \times 34 = 59.33 \text{ ton}$$

Cortante para una viga

$$V_{\text{viga}} = \frac{59.33}{2} - 0.698 \times 2.50 \times 1.22 = 27.54 \text{ ton}$$

$$M_{\text{viga}} = \frac{59.33}{2} \times 1.22 - 0.698 \times 2.50 \times \frac{1.22^2}{2} = 28.37 \text{ ton}$$

PESO PROPIO (LOSA)

$$W_{\text{losa}} = 0.20 \times 14.00 \times 2.50 \times 34 = 238.00 \text{ ton}$$

Cortante por ancho total de losa

$$V_{\text{losa}} = \frac{238.00}{2} - 0.20 \times 14.00 \times 2.50 \times 1.22 = 110.46 \text{ ton}$$

Cortante de losa por una viga

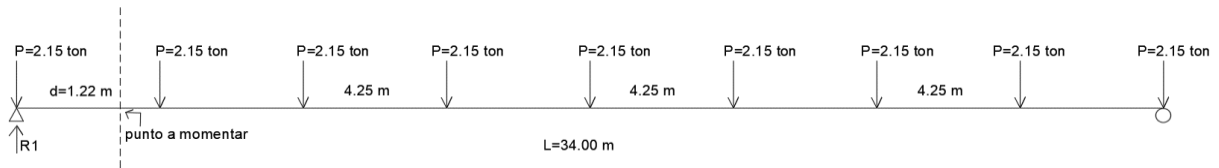
$$V_{\text{losa x viga}} = \frac{1}{6} V_{\text{losa total}} = 18.4 \text{ ton}$$

$$M_{\text{losa}} = \frac{1}{6} \left(\frac{238}{2} \times 1.22 - 0.20 \times 14 \times 2.5 \times \frac{1.22^2}{2} \right) = 18.97 \text{ ton.m}$$



CARGAS PUNTUALES (DIAFRAGMAS)

SECCIÓN DIAFRAGMA



$$n_{\text{diaf}} = 9$$

$$d - d_{\text{diaf}} = 4.25 \text{ m}$$

$$P_{\text{diaf}} = 1.00 \times 0.40 \times (2.40 - 0.25) = 2.15 \text{ ton}$$

$$V_{\text{max dia}} = 9 \times \frac{2.15}{2} - 2.15 = 7.53 \text{ ton}$$

$$M_{\text{diafragma}} = (9 \times 2.15/2 - 2.15) \times 1.22 = 9.18 \text{ ton.m}$$

Donde:

W_{viga} = Peso de la viga Por metro lineal (ton/m)

V_{viga} = Cortante de la viga Para el punto de maxima cortante (ton)

M_{viga} = Momento de la viga Para el punto de maxima cortante (ton.m)

W_{losa} = Peso de la losa Por metro lineal (ton/m)

V_{losa} = Cortante de la losa Para el punto de maxima cortante (ton)

M_{losa} = Momento de la losa Para el punto de maxima cortante (ton.m)

P_{diaf} = Peso por diafragma (ton)

$V_{\text{max dia}}$ = Cortante de diafragma para el punto de maxima cortante (ton)

M_{diaf} = Momento de la diafragma Para el punto de máxima cortante (ton.m)

PESO (ASFALTO)

$$W_{\text{asfalto}} = 0.05 \times 9.00 \times 2.20 \times 34 = 33.66 \text{ ton}$$

Cortante por ancho total de asfalto

$$V_{\text{asfalto}} = \frac{33.66}{2} - 0.05 \times 9.00 \times 2.20 \times 1.22 = 15.62 \text{ ton}$$



Cortante de asfalto por una viga

$$V_{\text{asfalto x viga}} = \frac{1}{6} V_{\text{asfalto total}} = 2.60 \text{ ton}$$

PESO (VEREDA)

$$W_{\text{vereda}} = 0.20 \times 2.50 \times 2.50 \times 34 \times 2 = 85 \text{ ton}$$

Cortante por ancho total de vereda

$$V_{\text{vereda}} = \frac{85.00}{2} - 0.20 \times 2.50 \times 2.50 \times 1.22 \times 2 = 39.45 \text{ ton}$$

Cortante de vereda por una viga

$$V_{\text{vereda x viga}} = \frac{1}{6} V_{\text{vereda total}} = 6.58 \text{ ton}$$

PESO (BARANDA)

$$W_{\text{baranda}} = 0.075 \times 34 \times 2 = 5.10 \text{ ton}$$

Cortante total de baranda

$$V_{\text{baranda}} = \frac{5.10}{2} - 0.075 \times 1.22 \times 2 = 2.37 \text{ ton}$$

Cortante de baranda por una viga

$$V_{\text{baranda x viga}} = \frac{1}{6} V_{\text{baranda total}} = 0.39 \text{ ton}$$

Donde:

W_{asfalto} = Peso de asfalto por metro lineal (ton/m)

V_{asfalto} = Cortante del asfalto para el punto de maxima cortante (ton)

W_{vereda} = Peso de la vereda por metro lineal (ton/m)

V_{vereda} = Cortante de la losa para el punto de maxima cortante (ton)

W_{baranda} = Peso de la baranda por metro lineal (ton/m)

V_{baranda} = Cortante del baranda para el punto de maxima cortante (ton)



CARGAS PEATONALES

Se deberá aplicar una carga peatonal de $W: 0.36 \text{ ton/m}^2$ en todas las aceras de más de 600mm

$$W = 0.36 \text{ ton/m}^2$$

$$W_{sc \text{ peatonal}} = 0.36 \times 2.40 \times 34 \times 2 = 58.75 \text{ ton}$$

Cortante por ancho total de carga peatonal

$$V_{sc \text{ peatonal}} = \frac{58.75}{2} - 0.36 \times 2.40 \times 1.22 \times 2 = 27.27 \text{ ton}$$

Cortante de sc peatonal por una viga

$$V_{sc \text{ peatonal x viga}} = \frac{1}{6} V_{sc \text{ peatonal total}} = 4.54 \text{ ton}$$

Donde:

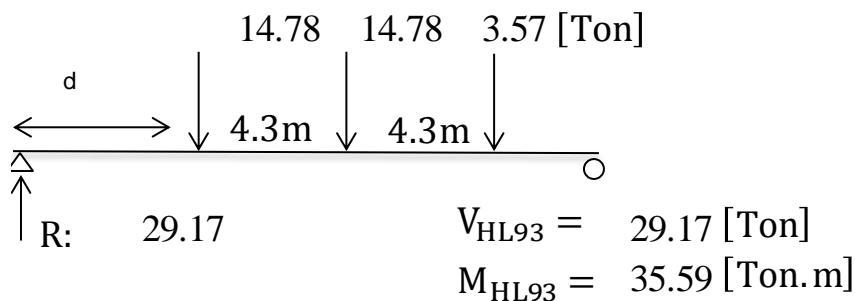
$W_{sc \text{ peatonal}}$ = Peso de la sobre carga peatonal (ton)

$V_{sc \text{ peatonal}}$ = Cortante del baranda para el punto de maxima cortante (ton)

CARGA VIVA

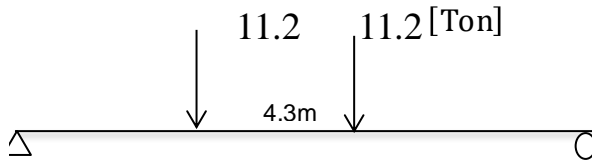
$$d = 1.22\text{m}$$

- Camión de diseño



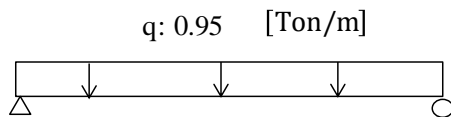


- Tándem



$$V_{\text{tandem}} = 20.18 \text{ [Ton]}$$

- Carga de carril



$$\begin{aligned} \uparrow 16.15 \text{ [Ton]} \quad V_{\text{sc dist}} &= 14.99 \text{ [Ton]} \\ M_{\text{sc dist}} &= 19.00 \text{ [Ton.m]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{LL+IM}} &= 53.79 \text{ [Ton]} \\ M_{\text{LL+IM}} &= 66.33 \text{ [Ton.m]} \end{aligned}$$

Donde:

V_{HL93} = Cortante del camion de diseño en el punto de maxima cortante (ton)

M_{HL93} = Momento del camion de diseño en el punto de maxima cortante (ton.m)

V_{tandem} = Cortante del tandem en el punto de maxima cortante (ton)

$V_{\text{sc dist}}$ = Cortante de la carga distribuida en el punto de maxima cortante (ton)

$M_{\text{sc dist}}$ = Momento de la carga distribuida en el punto de maxima cortante (ton.m)

$V_{\text{LL+IM}}$ = Cortante de la carga viva incluye impacto en el punto de maxima cortante (ton)

$M_{\text{LL+IM}}$ = Momento de la carga viva incluye impacto en el punto de maxima cortante (ton.m)



FACTORES DE DISTRIBUCIÓN DE LA SOBRECARGA POR CARRIL PARA CORTE EN
 VIGAS INTERIORES

$$S = 2400\text{mm}$$

SEGÚN NORMA AASHTO TABLA 4.6.2.2.3a.1

UN CARRIL DE DISEÑO CARGADO

$$F_D = 0.36 + \frac{S}{7600} = 0.68$$

DOS O MAS CARRILES DE DISEÑO CARGADOS

$$F_D = 0.20 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2 = 0.82 \text{ critico}$$

Cortante por carga viva para un carril

$$V'_{LL+IM} = g \times V_{LL+IM} = 0.82 \times 53.79 = 44.10 \text{ ton}$$

Cortante por carga viva para dos carriles

$$V'_{LL+IM} = n \times g \times V_{LL+IM} = 2 \times 0.82 \times 53.79 = 88.21 \text{ ton}$$

Factor de distribución por momento interno

$$g = 0.67$$

$$M_{LL+IM} = 0.67 \times 66.33 = 44.44\text{ton.m}$$

| | V_D | V_{DS} | V_{LL+IM} | M_D | M_{LL+IM} |
|---------------|-------|----------|-------------|-------|-------------|
| VIGA INTERIOR | 60.44 | 2.60 | 92.75 | 56.51 | 44.44 |
| | | | | | |

CORTANTE MAYORADA ÚLTIMA

Para el diseño por el estado límite de resistencia I, con $n=n_D n_{Rn} I=1$

$$V_U = n(1.25V_{DC} + 1.50V_{DW} + 1.75V_{LL+IM})$$

$$V_U = n(1.25 \times 60.44 + 1.50 \times 2.60 + 1.75 \times 92.75) = 241.77 \text{ ton}$$

$$M_U = 1.25 \times 56.51 + 1.75 \times 44.44 = 148.41 \text{ ton}$$



Cortante resistente:

$$V_r = \phi V_n \quad \phi = 0.9$$

Siendo V_n el menor de:

Donde:

$$\left\{ \begin{array}{l} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \end{array} \right.$$

Cortante resistente concreto

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_v d_v$$

Cortante resistente acero

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{S}$$

Donde:

V_{DC} = Cortante de la carga muerta (ton)

V_{DW} = Cortante de la carga muerta (ton)

V_{LL+IM} = Cortante de la carga muerta (ton)

V_U = Cortante ultima(ton)

M_U = Momento ultimo (ton.m)

V_c = Cortante del concreto (ton)

V_s = Cortante del acero no presforzado (ton)

V_p = Cortante del acero de presfuerzo (ton)

CORTANTE RESISTENTE CONCRETO (V_c) AASHTO ART 5.8.3.3

La deformación en el refuerzo sobre el lado de tensión a flexión del miembro será determinada

como:

$$\epsilon_x = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}0.7f_{pu}}{E_{ps}A_{ps} + E_pA_s} \leq 0.002$$



Si el valor calculado de la ecuación es negativo, su valor absoluto será reducido multiplicándolo por el factor ϕ tomado como:

$$F_E = \frac{E_{ps}A_{ps}}{E_cA_c + E_{ps}A_{ps}}$$

Donde:

ϕ = Factor de resistencia para corte

A_c = Área del concreto sobre el lado de tensión a flexión del miembro como se muestra(mm²)

A_{ps} = Área de acero pretensado sobre el lado de tensión a flexión del miembro (mm²)

N_u = Fuerza axial factorada tomada como positiva si es de compresión(N)

V_u = Fuerza de corte factorada (N)

A_s = Área de acero no pretensado sobre el lado de tensión flexión del miembro(mm²)

M_U = Momento factorado (N-mm)

f_{po} = Esfuerzo en el acero pretensado cuando el esfuerzo alrededor del concreto es 0.0 (N)

Refuerzo transversal mínimo AASHTO ART 5.8.2.5

$$A_v = 0.083\sqrt{f'_c} \frac{b_v S}{f_y}$$

Donde:

b_v = Ancho del alma (cm)

S = Espaciamiento entre el refuerzo transversal (cm)

f_y = Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo (kg/cm²)

$$A_{v \min} = 0.083\sqrt{450} \frac{25 \times 15}{4200} = 0.50 \text{ cm}^2$$

$$A_v = 2.54 \text{ cm}^2 > 0.50 \text{ cm}^2 \text{ OK}$$



MÓDULO DE ELASTICIDAD

CABLES:

En ausencia de datos más precisos, el módulo de elasticidad de los aceros de pretensado, en base al área nominal de la sección transversal, se puede tomar como:

para cables :

$$E_p = 197000 \text{MPa}$$

$$E_p = 2008848.4 \text{ kg/cm}^2$$

CONCRETO:

En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad, E_c , para concreto armado cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/cm² se puede tomar como:

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \sqrt{(450/10.1972)} \times 10.1972 = 364104 \text{ kg/cm}^2$$

ACERO CORRUGADO

$$E_s = 2039440 \text{ kg/cm}^2$$

Refuerzo longitudinal

$$A_{p_s} = 60.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 66.54 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 4141 \text{ cm}^2$$

Donde:

$$A_{p_s} = \text{Área de preesfuerzo (cm}^2\text{)}$$

$$A_s = \text{Área del acero no presfzado (cm}^2\text{)}$$

$$A_c = \text{Área de compresión (cm}^2\text{)}$$



1RA ITERACIÓN

Asumiendo $\theta = 27.6$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}0.7f_{pu}}{E_sA_s + E_{ps}A_{ps}} \leq 0.002$$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{148.41 \times 10^5}{122} + |241.77 - 66.87| \times 10^3 - 60.21 \times 0.7 \times 18967}{2039440 \times 66.54 + 2008848.4 \times 60.21}$$

$$\varepsilon_x = -0.0020$$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}0.7f_{pu}}{E_sA_s + E_{ps}A_{ps} + E_cA_c} \leq 0.002$$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{148.41 \times 10^5}{122} + |241.77 - 66.87| \times 10^3 - 60.21 \times 0.7 \times 18967}{2039440 \times 66.54 + 2008848.4 \times 60.21 + 364104 \times 4141}$$

$$\varepsilon_x = -0.0003$$

De la tabla resulta: MTC ART 2.9.1.5.6.3.4.1

$$-0.00003 \leq \varepsilon_s \leq 0.006$$

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750\varepsilon_s} = \frac{4.8}{1 + 750 \times (-0.0003)} = 6.19$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s = 29 + 3500 \times (-0.0003) = 27.95$$

Donde:

β : Capacidad del hormigon fisurado diagonalmente de transmitir traccion

θ : Angulo de inclinacion de las tensiones de compresion diagonal



$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{S} = \frac{2.54 \times 4200 \times 122 \times \cot 27.95}{15} = 163.53 \text{ ton}$$

Donde:

A_v = Area de la armadura de corte en una distancia S (cm²)

θ = Angulo de inclinacion de las tensiones de compresion diagonal

α = Angulo de inclinacion de la armadura transversal respecto al eje longitudinal

S = Separacion de estribos (cm)

CORTANTE DE PREEFORZADO

$$P = 680.333 \text{ ton}$$

$$\alpha = 0.0983$$

$$V_p = P \times \alpha =$$

$$V_p = 680.333 \times 0.0983 = 66.87 \text{ ton}$$

RESISTENCIA NOMINAL AL CORTE

Se determina como el menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 106.21 + 163.53 + 66.87 = 336.60 \text{ ton}$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p$$

$$V_n = 0.25 \times 450 \times 25 \times 122 \times 10^{-3} + 66.87 = 409.99 \text{ ton}$$

Luego el menor es: 336.60 ton

Cortante resistente total

$$\phi V_n = 0.9 \times 336.60 = 302.94 \text{ ton} > 241.77 \text{ ton OK}$$



Verificación de la demanda con la capacidad

$$\frac{V_u}{\phi(0.25f'_c b_v d_v + V_p)} \leq 1$$
$$\frac{241.77 \times 10^3}{0.9(0.25 \times 450 \times 25 \times 122 + 66.87 \times 10^3)} = 0.655$$

$$\frac{V_u}{\phi(V_c + V_s + V_p)} \leq 1$$
$$\frac{241.77 \times 10^3}{0.9(106.21 + 163.53 + 66.87) \times 10^3} = 0.798$$

Donde:

V_U = Cortante ultima(ton)

f'_c = Cortante del concreto (kg/cm²)

b_v = Ancho de ala(cm)

V_c = Cortante del concreto (ton)

V_s = Cortante del acero no presforzado (ton)

V_p = Cortante del acero de presfuerzo (ton)

d_v = Altura de corte efectiva(cm)

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

Se determina como:

$$V'_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v}$$

Donde:

b_v = Ancho de alma efectivo tomado como el mínimo ancho del alma (cm)

d_v = Altura de corte efectivo (cm).

ϕ = Factor de resistencia para corte



$$v_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} = 66.15 \text{ kg/cm}^2$$

También:

$$\text{SI } v_u < 0.125f'_c \rightarrow S_{\max} = 0.8d_v \leq 0.60\text{m}$$

$$\text{SI } v_u \geq 0.125f'_c \rightarrow S_{\max} = 0.4d_v \leq 0.30\text{m}$$

$$v_u = 66.15 \text{ kg/cm}^2 > 0.125 \times 450 = 56.25 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces:

$$S_{\max} = 0.40d_v = 0.49 \text{ m}$$

$$S_{\max} = 0.30 \text{ m}$$

Luego, en una distancia 1.22m desde apoyo usar estribos de

1"/2 @ 15 cm



5.10. DISEÑO DE TABLERO

Predimensionamiento

El peralte mínimo de un tablero excluyendo ranuras o desgastes no deberá ser menor que 175mm.

En voladizos de concreto armado que soportan barreras de concreto, el espesor mínimo de la losa será: $T_{min}=0.2m$

Teniendo en cuenta las disposiciones sobre el espesor de la losa se uniformizo con el siguiente espesor $T=0.2m$

CÁLCULO DEL ACERO PRINCIPAL NEGATIVO

Evaluación de las cargas

Se calcularón los momentos de flexión negativos

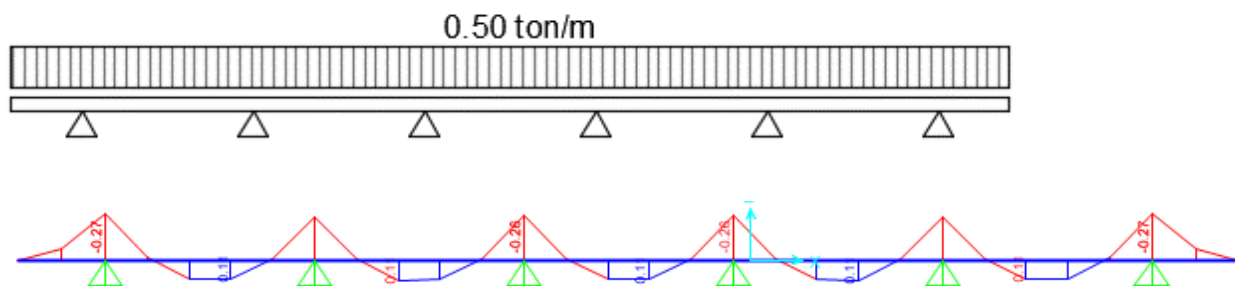
Carga muerta(DC)

PESO PROPIO DE LA LOSA:

Para fajas de 1m

$$W_{Losa} = 0.20 \times 1.00 \times 2.50 = 0.5 \text{ ton/m}$$

Resolviendo la losa continua sobre las 6 apoyos, se obtuvo:



El momento en los apoyos es:

$$M_{DC1} = -0.27 \text{ ton.m}$$



El art 4.6 2.1.6 especifica que para momento negativo en construcciones monolíticas de concreto se puede tomar la sección de diseño en la cara de apoyo (a 12.5 cm del eje)

$$M_{DC1,Cara} = -0.20 \text{ ton.m}$$

PESO DE LA BARANDA

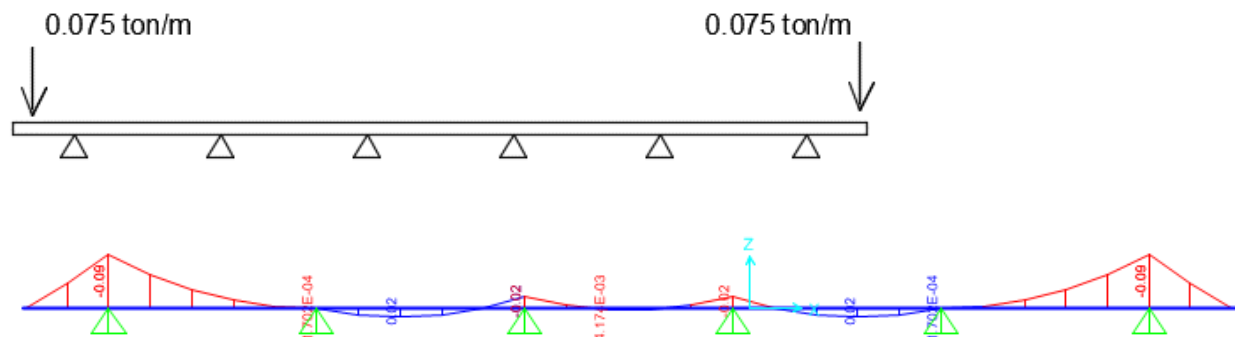
$$P_{Baranda} = 0.075 \text{ ton}$$

Donde:

W_{Losa} = Peso de la losa(ton/m)

M_{DC1} = Momento en los apoyos debido al peso de la losa(ton.m)

$M_{DC1,cara}$ = Momento en la cara debido al peso de la losa(ton.m)



$$M_{DC2} = -0.09 \text{ ton.m}$$

$$M_{DC2,cara} = -0.08 \text{ ton.m}$$

Donde:

M_{DC2} = Momento en los apoyos debido al peso de la baranda (ton.m)

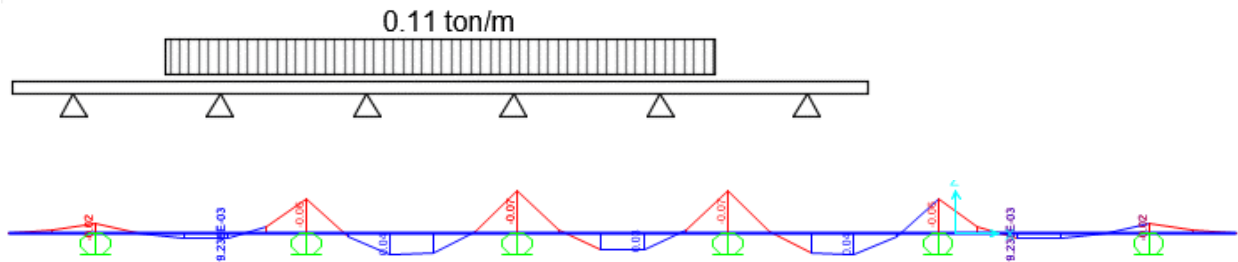
$M_{DC2,cara}$ = Momento en la cara debido al peso de la baranda(ton.m)



CARGA POR SUPERFICIE DE RODADURA (DW)

ASFALTO:

$$W_{Asf} = 0.05 \times 1.00 \times 2.20 = 0.11 \text{ ton/m}$$



$$M_{DW} = -0.02 \text{ ton.m}$$

$$M_{DW,cara} = -0.01 \text{ ton.m}$$

Donde:

M_{DW} = Momento en los apoyos debido al peso del asfalto (ton.m)

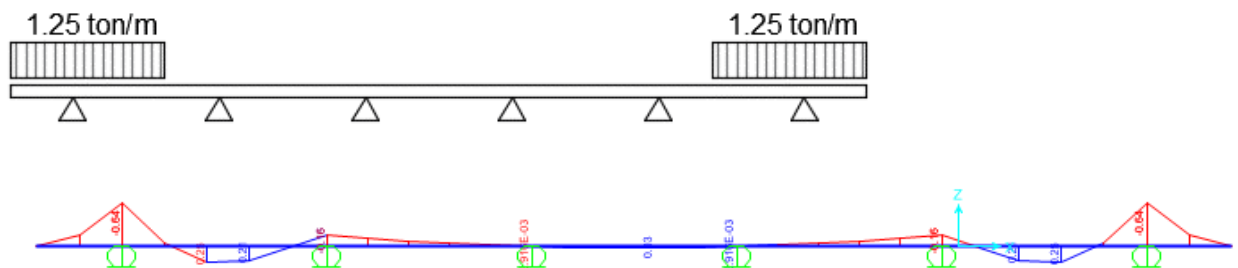
$M_{DW,cara}$ = Momento en la cara debido al peso del asfalto(ton.m)

W_{Asf} = Peso del asfalto por metro lineal (ton/m)

CARGA POR SUPERFICIE DE VEREDA

VEREDA:

$$W_{ver} = 0.20 \times 2.50 \times 2.50 = 1.25 \text{ ton/m}$$



$$M_{ver} = -0.64 \text{ ton.m}$$



$$M_{\text{ver,cara}} = -0.49 \text{ ton.m}$$

Donde:

M_{ver} = Momento en los apoyos debido al peso de la vereda (ton.m)

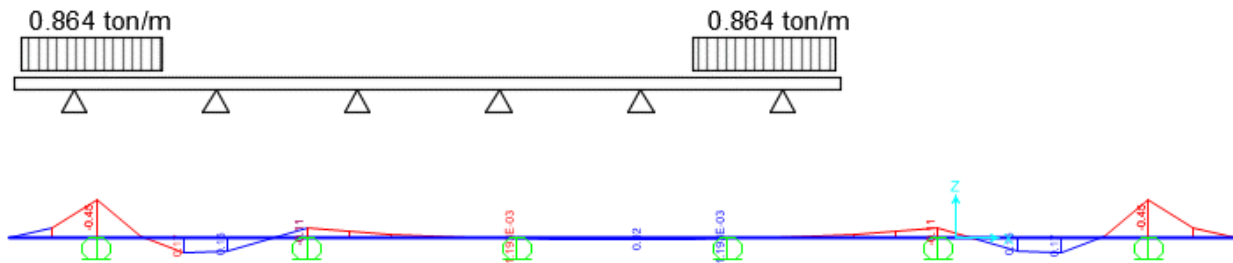
$M_{\text{ver,cara}}$ = Momento en la cara debido al peso de la vereda(ton.m)

W_{ver} = Peso de la vereda por metro lineal (ton/m)

CARGA POR SOBRE CARGA PEATONAL

S/C PEATONAL:

$$W_{\text{ver}} = 0.36 \times 2.4 = 0.864 \text{ ton/m}$$



$$M_{\text{pea}} = -0.45 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{pea,cara}} = -0.34 \text{ ton.m}$$

Donde:

M_{pea} = Momento en los apoyos debido al peso de la sobre carga peatonal (ton.m)

$M_{\text{pea,cara}}$ = Momento en la cara debido al peso de la sobre carga peatonal(ton.m)

W_{pea} = Peso de la sobre carga peaton por metro lineal (ton/m)

CARGA VIVA Y EFECTO DE CARAG DINÁMICA (LL + IM):

Para el cálculo de la carga viva y efecto de carga dinámica, se realizó el análisis considerando un

tramo de la estructuras y hallando los momentos como si fuera una viga simplemente apoyada

(isostático). De esta forma, se calculó el momento hiperestático considerando lo siguiente:



$$M_{\text{hiperestático}} = 0.8M_{\text{isostático}}$$

Se calculó el momento isostático utilizando el método aproximado de análisis (art 2.6.4.2.1.1), en el cual el tablero se subdivide en franjas perpendiculares a los apoyos. Este método especifica que, donde se aplica el método de franjas, el momento positivo mayor de cualquier panel del tablero entre vigas será el que se considere en todas las regiones de momento positivo. De igual manera, el momento negativo será tomado en todas las regiones de momento negativo.

$$q_{\text{Puntual}} = 14.78 \text{ ton}$$

$$q_{\text{Distribuida}} = 0.95 \text{ ton/m}$$

ANCHO EQUIVALENTE DE FRANJAS INTERIORES (ART. 2.6.4.2.1.3)

El ancho de franja equivalente fue tomado como se especifica en la Tabla 2.6.4.2.1.3 – 1

S: Espaciamiento de componentes de apoyo (mm)

M +: Momento positivo

M -: Momento negativo

X: Distancia desde la aplicación de la carga al punto de apoyo (mm)

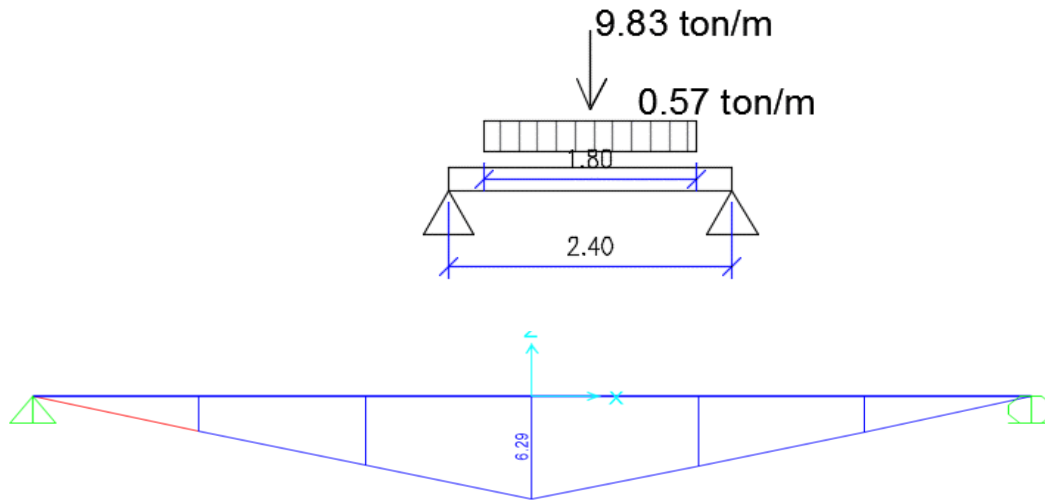
E: Ancho de franja (mm)

$$E = 1220 + 0.25S = 1220 + 0.25(2400) = 1820 \text{ mm}$$

$$E = 1.82 \text{ m}$$

$$P' = \left(\frac{14.78}{2}\right) 1.33$$

$$P_w = 0.95 \left(\frac{1.82}{3}\right) = 0.58 \text{ ton/m}$$



$$M = 6.29 [\text{Ton. m}]$$

$$M_{\text{isost}} = \frac{M}{E} = \frac{6.31}{1.82} = 3.46 \text{ ton. m}$$

$$M_{\text{LL+IM}} = -0.8M_{\text{isost}} = -2.76 \text{ ton. m}$$

Resumen de momentos negativos y positivos por cargas en C (ton. m)

| Carga | Tipo | M(-) eje | M(-) cara | M(+) eje | M(+) cara | γ (Resist. I) |
|--------------|-----------------|----------|-----------|----------|-----------|----------------------|
| Losa | D _{C1} | -0.270 | -0.200 | 0.110 | 0.110 | 1.25 |
| Baranda | D _{C2} | -0.09 | -0.080 | 0.020 | 0.003 | 1.25 |
| Vereda | D _{C3} | -0.64 | -0.49 | 0.250 | 0.150 | 1.25 |
| s/c peatonal | LL | -0.45 | -0.34 | 0.150 | 0.110 | 1.25 |
| Asfalto | DW | -0.02 | -0.010 | 0.040 | 0.040 | 1.5 |
| Carga Viva | LL+IM | -2.76 | -2.76 | | | 1.75 |

Momento último de la sección

Para el diseño por Estado Límite de Resistencia I $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_u = n [1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}]$$

En la cara de la viga:

$$M_u = 1.25(-0.200 - 0.080 - 0.49) + 1.5(-0.01) + 1.75(-2.76 - 0.34)$$

$$M_u = -6.41 \text{ ton. m}$$



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

Donde:

M_u = Momento ultimo(ton. m)

b = Ancho de analisis (1m)

M_{DC} = Momento debido a las cargas de baranda , losa, vereda (ton. m)

M_{DW} = Momento debido a las carga del asfalto (ton. m)

$M_{(LL+IM)}$ = Momento debido a las carga viva mas el impacto (ton. m)

$$z = 2.5 + \frac{1.59}{2} = 3.30 \text{ cm}$$

$$d = 20 - z = 20 - 3.30 = 16.70 \text{ cm}$$

$$a = 5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi_f f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{6.43 \times 10^5}{0.90 \times 4200 \left(16.70 - \frac{5}{2}\right)} = 11.94 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{11.97 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 2.11 \text{ cm}$$

1ra iteración

$$A_s = 10.84 \text{ cm}^2$$

$$a = 1.91 \text{ cm}$$

2ra iteración

$$A_s = 10.77 \text{ cm}^2$$

$$a = 1.90 \text{ cm}$$

$$A_s(-) = 10.77 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas de $\phi 5/8"$, la separación será: $s' = \frac{1.98}{10.80} = 0.18 \text{ m}$

Por lo tanto utilizando varillas de $\phi 5/8"@ 0.15\text{m}$



$$s'' = 0.15 \text{ m}$$

$$A'_s(-) = 13.20 \text{ cm}^2$$

$A'_s(-)$ = Area de acero negativo (cm²)

Límites para el refuerzo

Refuerzo máximo (Art. 2.9.1.3.10.1. d. 1)

La cantidad máxima de refuerzo no presforzado será tal que:

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

Donde:

$$a = 1.90 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{1.91}{0.85} = 2.24 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{2.24}{16.70} = \mathbf{0.13}$$

$$\leq \mathbf{0.42 \text{ OK}}$$

c = Distancia desde la fibra extrema en compresion al eje neutro

El tablero cumple con el requisito de refuerzo máximo

REFUERZO MÍNIMO (Art. 2.9.1.3.10.1. d. 2)

Para componentes que tienen acero no pretensado, las provisiones de refuerzo mínimo, pueden ser satisfechas si:

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r S = 1.2 \times 33.63 \times 6666.67 = 2.69$$

Siendo:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 2.01\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 = 2.01\sqrt{280} =$$



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

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 20^2}{6} =$$

$$1.33M_u = 1.33 \times 6.43 = 8.53 \text{ ton.m}$$

$$M_u = 6.41 > 2.69 \quad \text{OK}$$

ACERO DE TEMPERATURA Y CONTRACCIÓN (ART. 2.9.1.4.5):

Se consideró este esfuerzo en el tablero, porque es una superficie de concreto expuesta a cambios diarios de temperatura y de masa de concreto estructural.

El esfuerzo por contracción y temperatura debe ser en forma de barras o alambres soldados. Para las barras el área de refuerzo en cada dirección no debe ser menor que:

$$A_s = 0.75 \frac{A_g(\text{mm}^2)}{f_y(\text{MPa})}$$

$$A_s = 0.75 \frac{20 * 100 * 100}{(4200/10.1972)}$$

$$A_s = 364.19 \text{ mm}^2$$

Se debe colocar en dos capas: $\frac{3.64}{2} = 1.82 \text{ cm}^2/\text{capa}$

Utilizamos varillas de $\varnothing 3/8$ ", la separación será $S = \frac{0.71}{1.82} = 0.39$

$$S = 0.39 \text{ m}$$

$$S_{\text{máx}} = 3t = 3(0.20) = 0.60\text{m} \text{ o } S_{\text{máx}} = 0.45$$

$$S_{\text{máx}} = 0.45 \text{ m}$$

Por lo tanto utilizamos varillas de $\varnothing 3/8$ "@ 0.30m

El acero se colocará en la parte superior de la losa, en el sentido del tráfico.



DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO PARA EL CONTROL DE AGRIETAMIENTO (ART. 2.9.1.3.2.2.1)

Los miembros deberán considerar que los esfuerzos de tracción en refuerzo de acero transversal en el estado limite, f_{sa} , no debe exceder:

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6f_y$$

$$d_c = \text{recubrimiento} + \frac{\phi}{2} = 2.5 + \frac{1.59}{2} = 3.30 \text{ cm}$$

$$A = \frac{(2d_c)s''}{n_v}$$

s'' = Espaciamiento final del acero = 15 cm

n_v = Número de varillas = 1

$$A = \frac{2 \times 3.30 \times 15}{1} = 99 \text{ cm}^2$$

$Z = 30000 \text{ N/mm}$ (condición de exposición moderada)

Luego:

$$f_{sa} = \frac{30581}{(3.30 \times 99)^{1/3}} = 4440.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

ESFUERZO DEL DEL ACERO BAJO CARGAS DE SERVICIO:

$$f_s = \frac{M_s C}{I} n$$

Para el diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_s = n[1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0M_{LL+IM}]$$

$$M_s = 1.0[1.0(-0.20 - 0.08 - 0.49) + 1.0(-0.01) + 1.0(-2.77 - 0.34)]$$

$$M_s = -3.88 \text{ ton.m/m}$$



Luego:

$$M_s = \left(-3.89 \text{ ton} \frac{\text{m}}{\text{m}}\right) (0.15 \text{ m}) = -0.583 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$E_c = 0.043(\gamma_c)^{1.5} \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \sqrt{280/10.1972} = 28165.47 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{197000}{287208.93} = 6.86$$

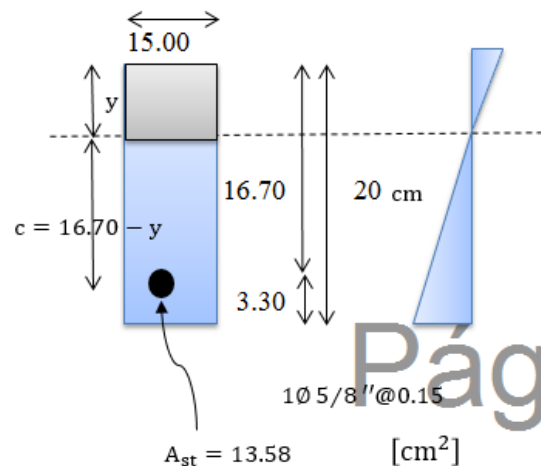
Área de acero transformada:

A_{st} = Relación modular x área de acero

$$A_{st} = n A_{\text{Acero Unitario}}$$

$$A_{st} = 6.86 \times 1.98 = 13.58 \text{ cm}^2$$

Momento respecto del eje neutro para determinar y:



$$15(y) \left(\frac{y}{2}\right) = 13.58(16.70 - y)$$

$$y = 4.67 \text{ cm}$$

$$c = d - y = 16.70 - 4.67 = 12.03 \text{ cm}$$

$$c = 12.03 \text{ cm}$$

Inercia respecto del eje neutro de la sección transformada

$$I = A_{st}c^2 + \frac{S'y^3}{3}$$



$$I = 13.58(12.03)^2 + \frac{15(4.67)^3}{3} = 2474.55 \text{ cm}^4$$

$$f_s = \frac{M_s C}{I} n = \frac{58400(12.03)}{2474.55} 6.86 = 1943.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1943.38 \text{ Kg/cm}^2 < f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2 \text{ OK}$$

Finalmente conforme al art.9.5.3, no es necesario investigar el estado de fatiga en tableros de concreto de vigas múltiples.

CÁLCULO DEL ACERO PRINCIPAL POSITIVO

Evaluación de las cargas

Se calcularon los momentos de flexión positivos.

Carga muerta (DC)

Del diagrama de momentos en el tablero por carga muerta

$$M_{DC1} = 0.09 \text{ ton.m}$$

Para las barras

$$M_{DC2} = 0.01 \text{ ton.m}$$

Carga por superficie de rodadura (DW)

Del diagrama de momento en el tablero por carga de asfalto:

$$M_{DW} = 0.04 \text{ ton.m}$$

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL + IM):

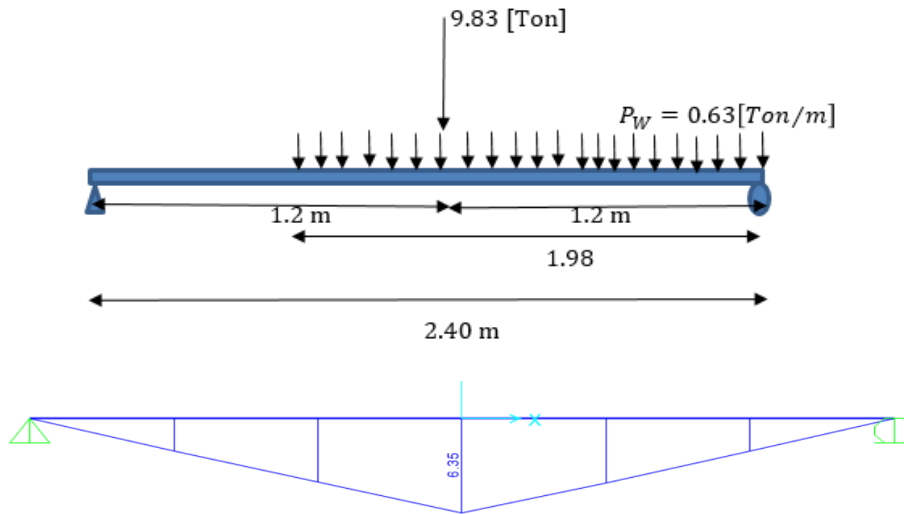
Se realizó el mismo análisis utilizando en el cálculo del acero negativo

Ancho de la faja

$$E = 660 + 0.55S = 660 + 0.55(2000) = 1980 \text{ mm} = 1.98\text{m}$$

$$P' = \left(\frac{14.78}{2}\right) 1.33 = 9.83$$

$$P_W = 0.95 \left(\frac{1.98}{3}\right) = 0.63 \text{ ton/m}$$



$$M = 6.35 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{isost}} = \frac{M}{E} = \frac{6.35}{1.98} = 3.21 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{LL+IM}} = 0.8M_{\text{isost}} = 2.57 \text{ ton.m}$$

Resumén de momentos positivos por cargas en (ton. m)

| Carga | Tipo | M(+) | γ (Resist. I) |
|--------------|----------|-------|----------------------|
| Losa | D_{C1} | 0.110 | 1.25 |
| Baranda | D_{C2} | 0.020 | 1.25 |
| Vereda | D_{C3} | 0.250 | 1.25 |
| s/c peatonal | LL | 0.150 | 1.75 |
| Asfalto | DW | 0.040 | 1.50 |
| Carga Viva | LL+IM | 2.57 | 1.75 |

Momento último de la sección

Para el diseño por Estado Límite de Resistencia I $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_u = n[1.25M_{DC} + 1.5M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}]$$

$$M_u = 1.25(0.11 + 0.02 + 0.25) + 1.5(0.04) + 1.75(0.15 + 2.57)$$

$$M_u = 5.15 \text{ ton.m}$$



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

$$z = 5.0 + \frac{1.59}{2} = 5.8\text{cm}$$

$$d = 20 - z = 20 - 5.80 = 14.20\text{ cm}$$

$$a = 5\text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{\phi_f f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{5.15 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \left(14.20 - \frac{5}{2}\right)} = 11.64\text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{11.64 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100} = 2.05\text{ cm}$$

$$A_s = 10.34\text{ cm}^2$$

$$a = 1.83\text{ cm}$$

$$A_s = 10.25\text{ cm}^2$$

$$a = 1.81\text{ cm}$$

$$A_s(+)= 10.25\text{cm}^2$$

Utilizando varillas de $\phi 5/8"$, la separación sera: $s' = \frac{1.98}{10.25} = 0.19\text{ m}$

Por lo tanto utilizando varillas de $\phi 5/8"@ 0.18\text{m}$



Límites para el refuerzo

Refuerzo máximo (Art. 2.9.1.3.10.1. d. 1)

La cantidad máxima de refuerzo no presforzado será tal que:

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

Donde:

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85(f'_c)b}$$

$$a = \frac{11.00(4200)}{0.85 \times 280 \times 100} = 1.94 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{2.28}{14.20} = \mathbf{0.16} \leq \mathbf{0.42 \text{ OK}}$$

El tablero cumple con el requisito de refuerzo máximo

Refuerzo mínimo (Art. 2.9.1.3.10.1. d. 2)

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r S = 1.2 \times 33.63 \times 6666.67 = 2.69$$

$$f_r = 0.63\sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 2.01\sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 =$$

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Siendo:

$$c = \frac{1.94}{0.85} = 2.28 \text{ cm}$$

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

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \times 20^2}{6} = 6666.67 \text{ cm}^3$$



$$1.33M_U = 1.33 \times 5.15 = 6.85 \text{ ton.m}$$

$$M_u = 5.15 > 2.69 \text{ OK}$$

Distribución del refuerzo para el control de agrietamiento (Art. 2.9.1.3.2.2. e. 2.1)

Los miembros deberán considerar que los esfuerzos de tracción en refuerzos de acero transversal en el estado limite, fsa, no debe exceder:

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6f_y$$

$$d_c = \text{recubrimiento} + \frac{\emptyset}{2} = 5.0 + \frac{1.59}{2} = 5.80 \text{ cm}$$

$$A = \frac{(2d_c)s''}{n_v}$$

$$s'' = \text{Espaciamiento final del acero} = 18 \text{ cm}$$

$$n_v = \text{Número de varillas} = 1$$

$$A = \frac{2 \times 5.80 \times 18}{1} = 208.8 \text{ cm}^2$$

$$Z = 30000 \text{ N/mm (condición de exposición moderda)}$$

Luego:

$$f_{sa} = 2869.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{sa} \leq 0.6 \times 4200 = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo del del acero bajo cargas de servicio:



$$f_s = \frac{M_s C}{I} n$$

Para el diseño por Estado Límite de Servicio I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_s = n[1.0M_{DC} + 1.0M_{DW} + 1.0M_{LL+IM}]$$

$$M_s = 1.0[1.0(0.11 + 0.02 + 0.25) + 1.0(0.04) + 1.0(2.57 + 0.15)]$$

Luego:

$$M_s = \left(3.14 \text{ ton} \frac{\text{m}}{\text{m}}\right) (0.18\text{m}) = 0.56$$

$$E_c = 0.043(\gamma_c)^{1.5} \sqrt{f'_c} 28165.5 \text{ MPa} = 287208.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{1970000}{270149.9} = 6.86$$

Distribución del refuerzo para el control de agrietamiento (Art. 2.9.1.3.2.2. e. 2.1)

Los miembros deberán considerar que los esfuerzos de tracción en refuerzo de acero transversal en el estado límite, f_{sa} , no debe exceder:

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0.6f_y$$

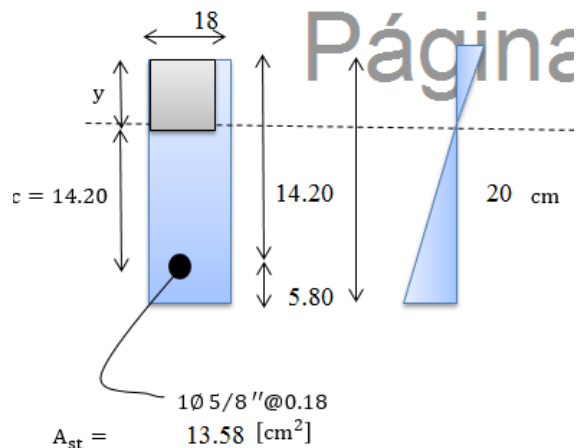
Área de acero transformada:

A_{st} = Relación modular x área de acero

$$A_{st} = n A_{\text{Acero Unitario}}$$

$$A_{st} =$$

Momento respecto del eje neutro para determinar y:



$$18(y) \left(\frac{y}{2}\right) = 13.58(14.20 - y)$$

$$y = 3.93 \text{ cm}$$

$$c = d - y = 14.20 - 3.93 = 10.27 \text{ cm}$$

Inercia respecto del eje neutro de la sección transformada

$$I = A_{st}c^2 + \frac{S'y^3}{3}$$

$$I = 13.58(10.27)^2 + \frac{18(3.93)^3}{3} = 1796.51 \text{ cm}^4$$

$$f_s = \frac{M_s C}{I} n = \frac{56000(10.27)}{1796.51} 6.86 = 2196.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 2196.10 \text{ Kg/cm}^2 < f_{sa} = 2520 \text{ Kg/cm}^2$$

Finalmente conforme al art. 9.5.3, no es necesario instigar el estado de fatiga en tableros de concreto de vigas múltiples.

Acero de distribución (Art 2.9.1.3.3.4)

El acero de distribución debe colocarse en la dirección secundaria, en la parte inferior de la losa como un porcentaje del reforzamiento principal para momento positivo como se especifica.



Cuando el refuerzo principal es perpendicular al tráfico

$$A_{Dist} = \frac{3480}{\sqrt{S}} = 67\%$$

Donde:

S: Longitud efectiva del tramo tomado igual a la longitud específica (mm)

$$S = (2.40 - 0.25) \times 1000 = 2150 \text{ mm}$$

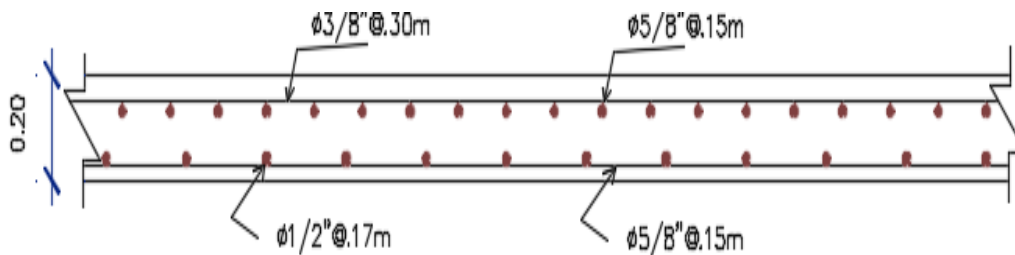
$$A_{Dist} = 75.05\%$$

$$75.05\% > 67\% \text{ por lo tanto } \% = 0.67$$

$$A_{S \text{ Distr}} = 0.67(11.00) = 7.37 \text{ cm}^2$$

$$\text{Por lo tanto utilizamos varillas de } \phi 1/2" \text{ la separación será: } s = \frac{1.27}{7.37} = 0.17 \text{ m}$$

Se asume varillas de $\phi 1/2" @ 0.17\text{m}$



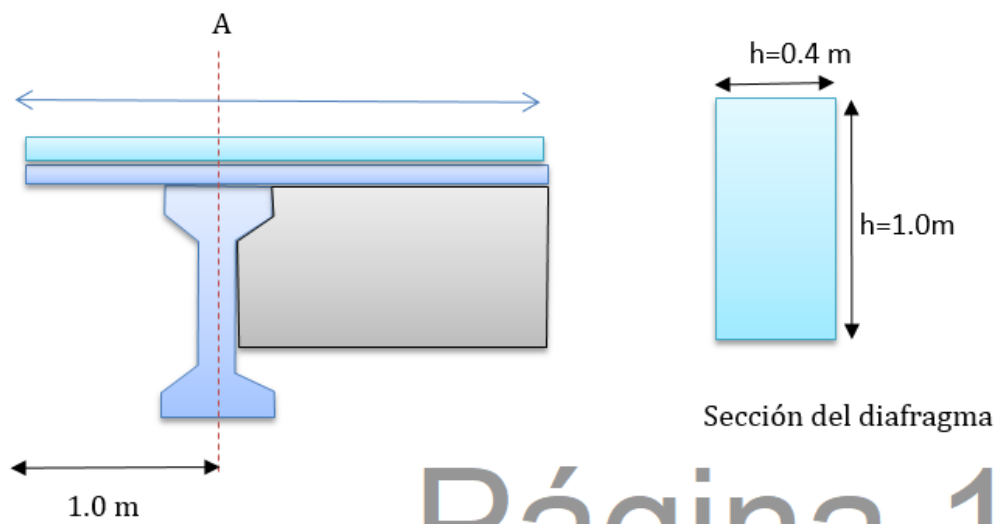


5.11. DISEÑO DE VIGA DIAFRAGMA

Son vigas transversales que se usa como arriostras en los extremos y en los tercios de las vigas longitudinales para mantener las geometría de la sección y así mismo resistir fuerzas laterales

Cálculo del acero principal positivo

Calculamos los momentos de flexión positivos por:



Carga Muerta (DC)

Calcularemos en el eje A debido al volado

$$P_{\text{Barrera}} = 0.075 \text{ ton}$$

$$P_{\text{Losas+Vereda}} = (1.00 \times (0.2 + 0.2) \times (0.4) \times (2.50)) = 0.40 \text{ ton}$$

$$P_{\text{total}} = 0.48 \text{ ton}$$



Momento en el eje A debido al volado

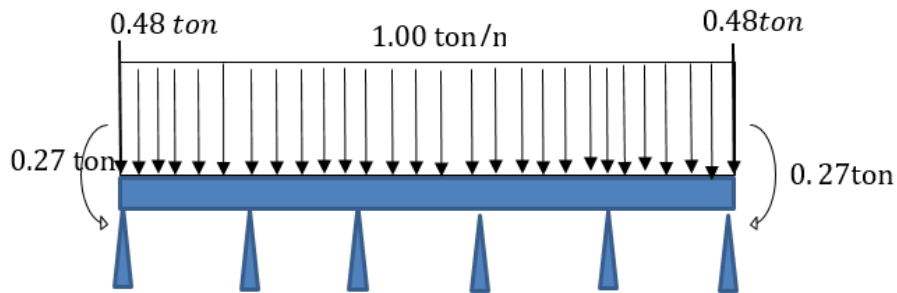
$$M_{\text{barrera}} = 0.075 \times (1.00 - 0.05) = 0.07 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{Losas+Vereda}} = 0.40 \times \left(\frac{1.00}{2}\right) = 0.20 \text{ ton.m}$$

$$M_{\text{Total}} = 0.27 \text{ ton.m}$$

Carga distribuida por peso propio del diafragma

$$P_{\text{Diaf}} = 0.4 \times 1.00 \times 2.50 = 1.0 \text{ ton/m}$$



Carga muerta en viga diafragma

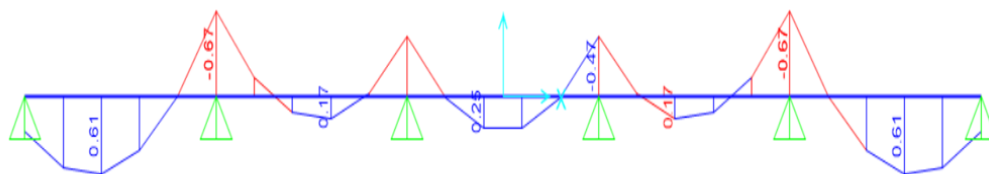


Diagrama de momento debido carga muerta en viga diafragma

$$M_{DC} = 0.61 \text{ [Ton. m]}$$

Página 2

Carga por superficie de rodadura (DW)

Se desprecia por ser pequeña



Carga viva y efecto de carga dinámica (LL + IM):

$$M_{LL+IM} = 2.76 \text{ ton. m}$$

Momento último de la sección

Para el Estado de Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_u = n(1.25M_{DC} + 1.75M_{LL+IM})$$

$$M_u = 1.00[(1.25 \times 0. + 0.61) + (1.75 \times 2.76)] = 5.60 \text{ ton. m}$$

CALCULO DEL ACERO NEGATIVO

Utilizando acero principal $4\phi 3/4"$

$$A_s = 11.40 \text{ cm}^2$$

Colocamos losa ($\phi 5/8"$), estribos ($\phi 1/2"$) y recubrimiento $r = 5.0 \text{ cm}$

$$r = 5.0 \text{ cm}$$

$$\text{diafragma } (\phi 3/4") = 1.91 \text{ cm}$$

$$\text{estribo } (\phi 1/2") = 1.27 \text{ cm}$$

$$\text{losa } (\phi 5/8") = 1.58 \text{ cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$z = 5.0 + 1.27 + 1.59 + \frac{1.91}{2} = 8.82 \text{ cm}$$

$$d = 100 - z = 100 - 8.82 = 91.18 \text{ cm}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{11.40 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 40} = 5.03 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.9 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) A_s = 0.9 \times 4200 \times \left(91.18 - \frac{5.03}{2} \right) \times 11.40 = 38.21 \text{ ton. m}$$



Refuerzo Máximo

La cantidad máxima de refuerzo no presforzado será tal que:

$$\frac{c}{d} \leq 0.42$$

Donde:

$$a = 5.03 \text{ cm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.03}{0.85} = 5.92 \text{ cm}$$

$$\frac{c}{d} = \frac{5.92}{91.18} = 0.06$$

$$0.06 \leq 0.42 \quad \text{OK}$$

El tablero cumple con el requisito de refuerzo máximo

Refuerzo Mínimo

Las fallas del diagrama deberán ser siempre dúctiles, evitando que sean frágiles

y repentinas, como falla por tracción del concreto. Así, se calculó el momento mínimo

que debe soportar el diafragma

Entonces:

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r S = 1.2 \times 33.63 \times 6666.67 = 26.91 \text{ ton.m}$$

Siendo:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'_c} = 2.01\sqrt{280} = 33.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{40(100)^2}{6} = 66666.67 \text{ cm}^3$$

$$1.33M_U = 1.33 \times 5.60 = 7.45 \text{ ton}$$

$$M_u = 38.21 > 7.45$$



Calculamos el acero requerido:

Por lo tanto $4 \varnothing$ de $3/4$ "

Nuestro diafragma contará con un acero mínimo, por lo tanto no es necesario analizar el refuerzo máximo

Armadura de contracción y temperatura en caras laterales

El refuerzo por contracción y temperatura debe ser en forma de barras o alambres soldados. Para barras o alambres soldados el área de refuerzo en cada dirección no debe ser menor que:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.756A_g}{f_y}$$

A_g : Área gruesa de la sección (mm^2)

f_y : Resistencia a la fluencia de la barras de refuerzo (Mpa)

En el alma de la viga diafragma:

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.756(400)(1000)}{420} = 720\text{mm}^2 = 7.20\text{cm}^2$$

$$A_{s_{\min \text{ Cara}}} = 3.60\text{cm}^2/\text{cara}$$

Por lo tanto utilizando varillas de $2 \varnothing 5/8$ "

$$A_{s'_{\min}} \geq A_{s_{\min \text{ Cara}}} \quad \text{OK}$$



Diseño por corte

Resistencia nominal al corte (Art. 2.9.1.3.10.2. b. 1)

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p$$

Determinación del peralte efectivo por corte (d_v)

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

Donde:

d_e : La profundidad efectiva correspondiente desde la fibra extrema en Compresión al centroide de la fuerza en tensión en el refuerzo a tensión

a: Profundidad del bloque equivalente de esfuerzos

$$d_e = 0.91\text{m}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85(f'_c)b}$$

$$a = \frac{3.96 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 40} = 1.75 \text{ cm} = 0.0175\text{m}$$

$$a = \frac{3.96 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 40} = 0.90\text{cm}$$

No menor que el mayor valor de:

$$0.9d_e = 0.90 \times 0.91 = 0.82\text{m}$$

$$0.72h = 0.72 \times 1.00 = 0.72\text{m}$$



La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

$$0.125 + 0.91 = 1.03\text{m}$$

La fuerza cortante producto de la carga muerta será la siguiente:

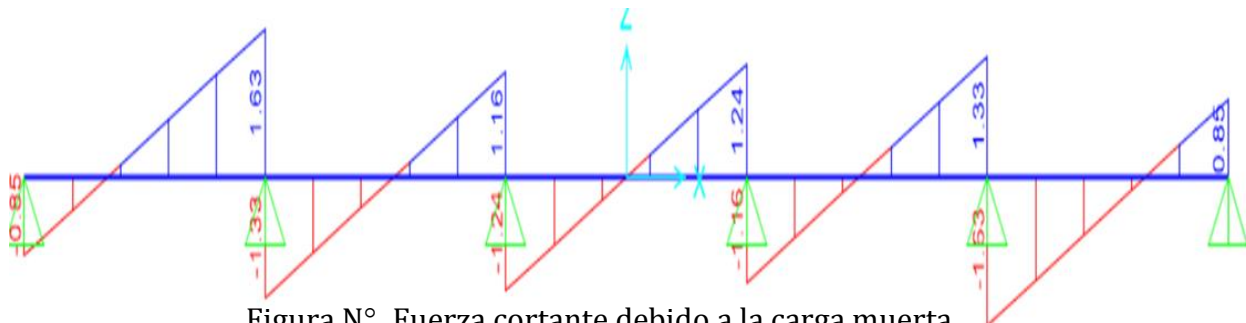


Figura N° Fuerza cortante debido a la carga muerta

$$V_{DC} = 0.22 \text{ ton}$$

Determinación de la fuerza cortante de la carga Viva (V_{LL+IM})

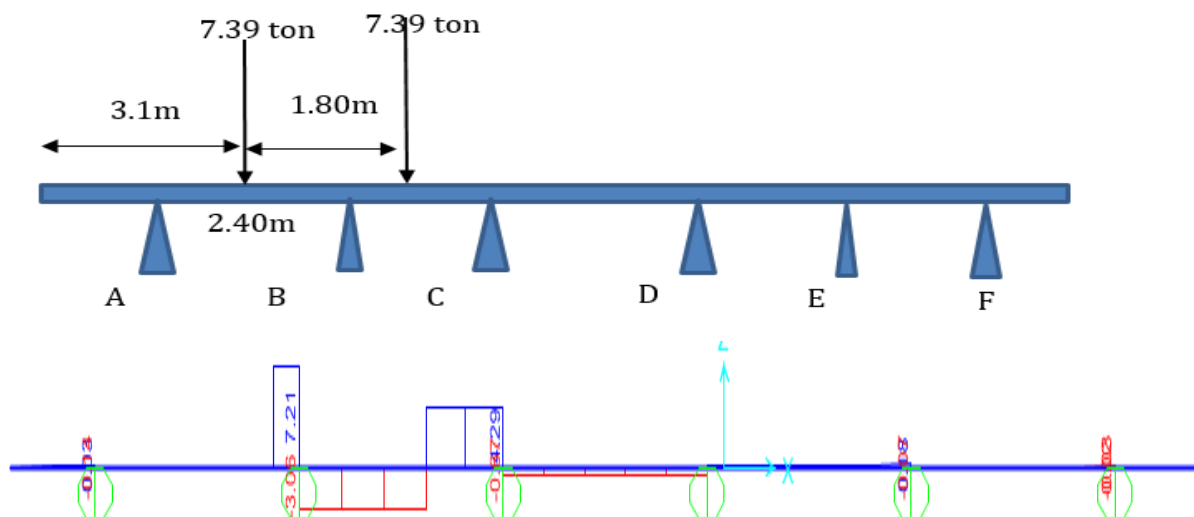


Figura N° Fuerza cortante debido a la carga viva



$$V_{(LL+IM)} = -3.1 \text{ Ton}$$

$$V_{(LL+IM)} = -3.1 \times 1.33 = -4.12 \text{ ton}$$

Cortante última de la sección

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$, es:

$$V_u = n[1.25V_{DC} + 1.75V_{LL+IM}]$$

$$V_u = 1.00 \times [1.25(0.22) + 1.75(4.12)] = 7.49 \text{ ton}$$

Fuerza Cortante en el concreto

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v$$

Donde:

b_v : Ancho efectivo del alma tomado como el mínimo ancho del alma dentro de la altura d_v efectiva de corte

β : Factor que indica la habilidad del concreto fisurado diagonalmente para transmitir tensión

Determinación de β y θ

(Art. 2.9.1.3.10. b. 2.1)

Procedimiento simplificado para secciones no pretensadas

Para secciones de concreto no pretensado y no sujetas a tensión axial y contenido al menos la cantidad mínima de refuerzo transversal

Los valores pueden ser usados como:

$$\beta = 2$$

$$\theta = 45^\circ$$

$$b_v = 40 \text{ cm}$$

$$V_c = 0.083 \times (2 \times \sqrt{280}) \times 40 \times 91 = 316.22 \text{ KN} = 32.23 \text{ ton}$$



Acero de refuerzo transversal Requerido (v_s)

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s}$$

Donde:

α : Ángulo de inclinación del estribo respecto a la horizontal = 90°

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s}$$

Se proponen estribos de $\emptyset 3/8 @ 0.30$ m

$$V_s = \frac{1.42(4200)90}{30} = 17892.00 \text{ Kg} = 17.82 \text{ ton}$$

$$A_v = 2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Donde:

s: Espaciamiento asumido de estribos

A_v : Asumiendo 2 ramas de $\emptyset 3/8 = 1.42 \text{ cm}^2$

Cortante nominal resistente

El menor de:

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 32.23 + 17.89 + 0 = 50.12 \text{ ton}$$

$$V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p = 0.25(280)40(90)/1000 = 252.00 \text{ ton}$$

$$V_n = 50.12 \text{ ton}$$

$$\emptyset V_n = 0.9 \times 50.12 = 45.11 \text{ ton}$$



45.11ton > 7.49 ton OK

Por lo tanto a una distancia de 1.03m del apoyo (sección crítica por cortante)
usar estribos de $\emptyset 3/8'' @ 0.30m$

Donde el refuerzo transversal es requerido, el área de acero no será menor que:

Mínimo refuerzo transversal (Art. 5.8.)

Se proponen estribos de $\emptyset 3/8 @ 0.30 m$

$$A_v \geq 0.27 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

Donde:

$$b_v = 40 \text{ cm}$$

$$s = 30 \text{ cm}$$

A_v : Área de refuerzo transversal dentro de la distancia s (cm^2)

b_v : Ancho del alma ajustado por la presencia de ductos (cm)

S: Espacio entre el refuerzo transversal (cm)

$$A_v \geq 0.27 \sqrt{280} \frac{40(30)}{4200} = 1.29 \text{ cm}^2$$

1.42 $\text{cm}^2 > 1.29 \text{ cm}^2$ OK



Espaciamiento máximo de refuerzo transversal (Art. 5.8.2.7)

El espaciamiento de refuerzo transversal no excederá lo siguiente:

$$V_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (5.8.2.9 - 1)$$

$$V_u = \frac{V_u}{\phi b_v d_v} = \frac{7490}{0.9(40)(90)} = 2.31 \text{ kg/cm}^2$$

También:

$$\text{Si } V_u < 0.125 f'c \quad s_{\max} = 0.8d_v \leq 60\text{cm} \quad (5.8.2.7 - 1)$$

$$\text{Si } V_u \geq 0.125 f'c \quad s_{\max} = 0.4d_v \leq 30\text{cm} \quad (5.8.2.7 - 2)$$

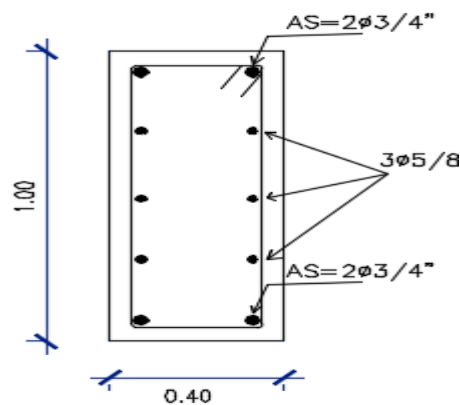
Como $V_u = 2.31 \text{ Kg/cm}^2 < 0.125(280 \text{ kg/cm}^2)$

$$V_u = 2.31 \text{ Kg/cm}^2 < 35(\text{kg/cm}^2)$$

$$s_{\max} = 0.8(90) \leq 60\text{cm} \rightarrow \text{como } 72\text{cm} \geq 60\text{cm}$$

$$s_{\max} = 60\text{cm}$$

Entonces $s = 0.45\text{m}$





5.12. PÉRDIDAS

$$f'_{cviga} = 450 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{ciosa} = 280 \text{ kg/cm}^2$$

Evaluación de las pérdidas de tensado en la viga postensada

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA}$$

Donde:

Δf_{pT} : Pérdida total

Δf_{pES} : Pérdidas debido al acortamiento elástico

Δf_{pSR} : Pérdidas debido al encogimiento o contracción del concreto

Δf_{pCR} : Pérdidas debido a "creep" o flujo plástico del concreto

Δf_{pR2} : Pérdidas debido a la relajación diferida del acero

Δf_{pF} : Pérdida por fricción

Δf_{pA} : Pérdida por anclaje

Pérdida por fricción, Δf_{pF} (Kg/cm²)

$$P_x = P_0 e^{-(\mu\alpha + kx)}$$

Coefficientes supuestos de fricción y curvatura involuntaria

$$K = 0.0007 \text{ [1/m]}$$

$$\mu = 0.25 \text{ [1/Rad]}$$



Ecuación del cable resultante

$$y = \frac{(1.00 - 0.10)}{17^2}x^2 + 0.10$$

$$p = 0.003114$$

Para la ecuación del cable nos queda:

$$y = 0.003114x^2 + 0.10$$

$$f(x) = y = 0.003114x^2 + 0.10$$

$$\frac{dy}{dx} = y' = 2 \times 0.003114x = \tan \alpha \cong \alpha = 0.006228$$

$$\alpha = 0.006228x$$

$$\mu\alpha = 0.006228(0.25) x = 0.001557x$$

$$\mu\alpha + kx = 0.001557x + 0.0007x = 0.002257x$$

$$-(\mu\alpha + kx) = -0.002257x$$

$$P_x = P_0 e^{-(\mu\alpha+kx)} = P_0 e^{-0.002257x}$$

Para el centro de viga la fuerza llega con:

$$P_{17} = 800x e^{-0.002257x17} = 770.26 \text{ [ton]}$$

La pérdida por fricción resulta:

$$\Delta f_{pF} = 800 - 769.88 = 30.13 \text{ [ton]}$$

Pérdida por anclajes, Δf_{pA} (Kg/cm²)

Los cálculos siguientes están basados en la publicación de la empresa Suiza: "Vorspannung VLS – Schweiz – 1982"

$$W = \sqrt{\frac{\Delta L_c E_s A_{ps}}{\Delta P}}$$



W: Distancia desde el anclaje móvil hasta el punto en el que la fuerza de rozamiento por penetración de cuña es cero

$\Delta P = 2\Delta pW$: Pérdida de la fuerza de preesfuerzo entre dos puntos de la viga

ΔL_c : Penetración de cuña (igual a 5.0mm para este caso)

E_s : Módulo de elasticidad del acero = 1.9710^6 Kg/cm^2

A_{ps} : Área del acero de preesfuerzo

Δp : Pérdida de fuerza de preesfuerzo expresada en términos de fuerza por unidad de longitud

$$\Delta p = (P_1 - P_L)/L$$

P_1 : Fuerza de preesfuerzo en el anclaje

P_L : Fuerza de preesfuerzo en un punto de la viga situado a la distancia arbitraria L del anclaje móvil

$$\Delta L_c = 0.50[\text{cm}]$$

$$\Delta p = \frac{800 - 769.88}{17} = 1.77 \text{ ton/m}$$

$$W = \sqrt{\frac{\Delta L_c E_s A_{ps}}{\Delta P}}$$

$$W = \sqrt{\frac{0.50 \times 1.97 \times 10^6 \times 0.987}{17.70}} = 234.36 \text{ cm}$$

$$= 2.34 \text{ cm}$$

La reducción de fuerza de presfuerzo en el anclaje es:

$$\Delta P = 2\Delta pW$$

$$\Delta P = 2 \times 1.77 \times 2.34 = 8.28 [\text{ton}]$$



Pérdida por acortamiento elástico, Δf_{pES} (Kg/cm²)

Para miembros postensados:

$$\Delta f_{pES} = \frac{0.5 E_p f_{cir}}{E_{ci}}$$

Donde:

E_p : Módulo de elasticidad del acero de preesfuerzo = 1.97×10^6 Kg/cm²

E_{ci} : Módulo de elasticidad del concreto en el instante de la transferencia

E_{cir} : Esfuerzo en el concreto en el centro de la gravedad del acero de preesfuerzo debido a la fuerza de tensado y a la carga muerta de la viga inmediatamente después de la transferencia

$$E_p = 1\,970\,000 \text{ [kg/cm}^2\text{]}$$

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 360\,703.55 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculos referidos a la viga simple

$$f_{cir} = + \frac{P_1}{A} + \frac{P_1 e^2}{I} - \frac{M_{Viga} e}{I}$$

$$f_{cir} = \left(+ \frac{800}{0.698} + \frac{800 \times 0.60^2}{0.197} - \frac{252.15 \times 0.60}{0.197} \right) \times 10^{-1} = 184.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{0.5 \times 1970000 \times 184.01}{360703.55} = 503.360 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pES} = \Delta f_{pES} N_{torones} A_{ps}$$

$$\Delta f_{pES} = 502.49 \times 61 \times 0.987 \times 10^{-3} = 30.31 \text{ ton}$$

Pérdidas debido al encogimiento o contracción del concreto, Δf_{pSR} (Kg/cm²)

Para miembros postensados:

$$\Delta f_{pSR} = 8.2 \times 10^{-6} K_{sh} \left(1 - 0.06 \frac{V}{S} \right) (100 - RH) E_p$$



$$\frac{V}{S} : \text{Volumen/Superficie} = \text{Area Total/Perímetro}$$

RH: Humedad relativa promedio anual, que rodea al elemento del concreto

K_{sh} :

| Días | 1 | 3 | 5 | 7 | 10 | 20 | 30 |
|----------|------|------|-----|------|------|------|------|
| K_{sh} | 0.92 | 0.85 | 0.8 | 0.77 | 0.73 | 0.64 | 0.58 |

Supongamos

Curado: 30 días

$$K_{sh} = 0.58$$

$$\frac{V}{S} = 11.06 \text{ cm}$$

$$RH = 60\%$$

$$\Delta f_{pSR} = 8.2 \times 10^{-6} \times 0.58 \times (1 - 0.06 \times 11.06) \times (100 - 60) \times 1970000 = 126.03 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{pSR} = \frac{126.03 \times 0.987 \times 61}{1000} = 7.59 \text{ ton}$$

Pérdidas debido al creep del concreto, Δf_{pCR} (Kg/cm²)

$$\Delta f_{pCR} = 1.6 \frac{E_p}{E_C} (f_{cir} - f_{cds})$$

f_{cds} : Esfuerzo en el concreto en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debido a todas las cargas muertas, exceptuando la carga muerta presente en el momento que se aplica la fuerza de tensado



$$M_{\text{Losa}} = 168.58 \text{ ton}$$

$$M_{\text{Diafragma}} = 73.19 \text{ ton}$$

$$M_{\text{asfalto}} = 23.84 \text{ ton}$$

$$M_{\text{vereda}} = 60.21 \text{ ton}$$

$$M_{\text{Baranda}} = 3.61 \text{ ton}$$

$$M_{\text{sc peat}} = 41.62 \text{ ton}$$

$$M_{\text{L+I}} = 307.76 \text{ ton}$$

$$M_{\text{total}} = 678.81 \text{ ton}$$

Los cálculos anteriores referidos a la viga compuesta

Distancia del eje centroidal de la viga compuesta al punto de aplicación de la resultante de la fuerza de tensado:

$$Y_{\text{com}} = 0.98 - 0.1 = 0.88 \text{ m}$$

$$f_{\text{cds}} = \frac{677.69 \times 0.88}{0.406} \times 10^{-1} = 147.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{\text{cir}} = \left(+ \frac{800}{0.698} + \frac{800 \times 0.60^2}{0.197} - \frac{252.15 \times 0.60}{0.197} \right) \times 10^{-1} = 184.33 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{\text{pCR}} = 1.6 \frac{1970000}{339149.81} (185.41 - 163.58) = 325.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta f_{\text{pCR}} = 324.39 \times 61 \times 0.987 \times 10^{-3} = 19.57 \text{ ton}$$

Pérdidas debido a la relajación del acero, Δf_{pR2} (Kg/cm²)

$$\Delta f_{\text{pR2}} = [K_{\text{re}} - J(\Delta f_{\text{pES}} + \Delta f_{\text{pSR}} + \Delta f_{\text{pCR}})] C$$



| Tipo De Tendón | K_{re} | J |
|-------------------------|------------|-------------|
| Gr 270 Cordón o alambre | 1400 | 0.15 |
| Gr 250 Cordón o alambre | 1295 | 0.14 |
| Gr 270 Baja relajación | 350 | 0.04 |
| Gr 250 Baja relajación | 324 | 0.037 |

Para miembros postensados y torones de baja relajación:

$$K_{re} = 350$$

$$J = 0.04$$

| Valores de C | | |
|-------------------|------------------|---------------------|
| f_{pi} / f_{pu} | Cordón o Alambre | cordón o Alambre de |
| 0.8 | | 1.28 |
| 0.79 | | 1.22 |
| 0.78 | | 1.16 |
| 0.77 | | 1.11 |
| 0.76 | | 1.05 |
| 0.75 | 1.45 | 1.00 |
| 0.74 | 1.36 | 0.95 |

Donde:

f_{pi} : Esfuerzo inicial en el acero de preesfuerzo

$$P = 800.392 \text{ ton}$$

$$A_{ps} = 60.0 \text{ cm}^2$$

$$N_{\text{Torones}} = 61$$

Luego:

$$f_{pi} = \frac{P}{A_{ps}} = 13293.34 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{13333.33}{18966.79} = 0.70$$

$$C = 0.95$$

$$\Delta f_{pR2} = [350 - 0.040(502.49 + 126.03 + 324.39)] \times 0.95 = 296.23 \text{ kg/cm}^2$$



$$\Delta f_{pR2} = 296.29 \times 61 \times 0.987 \times 10^{-3} = 17.84 \text{ ton}$$

Resumen de Pérdidas

| | |
|------------------------|------------|
| Por fricción: | 30.13 ton |
| Anclaje: | 8.28 ton |
| Acortamiento elástico: | 30.31 ton |
| Encogimiento: | 7.59 ton |
| Creep del concreto: | 19.57 ton |
| Relajación del Acero: | 17.84 ton |
| | 113.71 ton |

$$\Delta'P\% = \left(\frac{113.61}{800.392} \right) 100 = 14.21\%$$



5.13. DISEÑO DE APOYO

$$G = 12.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2531.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta F_{TH} = 1683.00$$

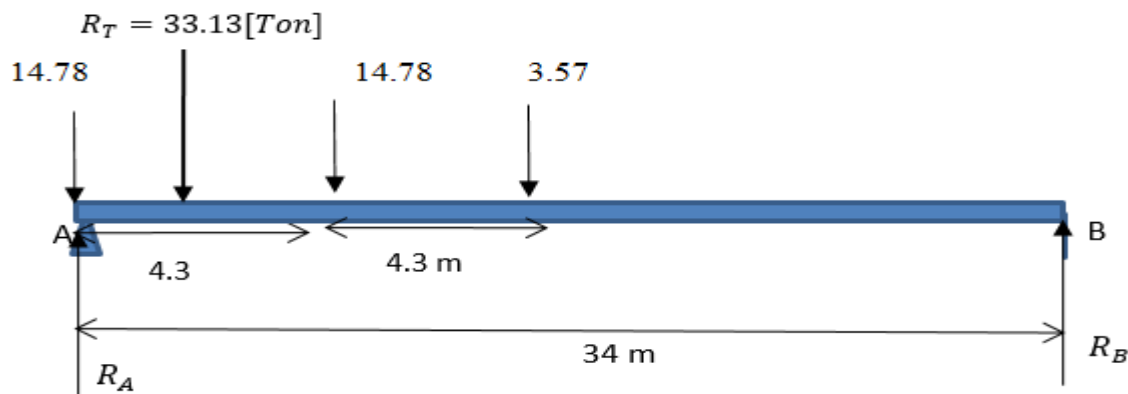
Las vigas postensadas diseñadas anteriormente, deberán transmitir las cargas a los estribos mediante la interposición de unos elementos denominados apoyos. Los apoyos no solamente deberán ser capaces de absorber las fuerzas horizontales y verticales transmitidas por el tablero, originadas por las cargas permanentes y sobrecargas, sino también deben permitir (según la tipología de la estructura y de la subestructura) determinados movimientos e impedir otros.

Las Cargas actuantes en cada apoyo provenientes de la viga son:

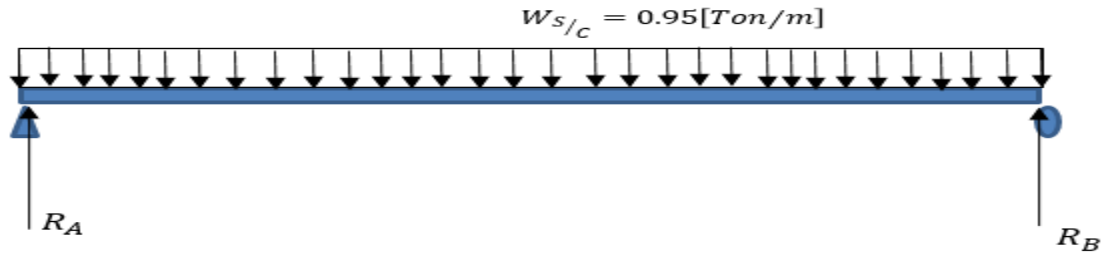
Reacción de carga dinámica (LL + IM):

$$R_T = 33.13 \text{ ton}$$

$$L_{\text{Camion}} = 4.30 \text{ m}$$



$$R_{\text{Camion A}} = [14.78 \times 34 + 14.78(34 - 4.3) + 3.57(34 - 2 \times 4.3)]/34 = 60.36 \text{ ton}$$



$$R_{s/c} = \frac{(0.95 \times 34)}{2} = 16.15 \text{ ton}$$

$$R_{\text{viga}} = (0.698 \times 2.50 \times 34) / 2 = 29.67 \text{ ton}$$

$$R_{\text{losa}} = (0.20 \times 14.00 \times 2.50 \times 34) / (2 \times 6) = 19.83 \text{ ton}$$

$$R_{\text{vereda}} = (0.20 \times 2.50 \times 2 \times 2.50 \times 34) / (2 \times 6) = 7.083 \text{ ton}$$

$$R_{\text{sc/peat}} = (0.36 \times 2.40 \times 2 \times 34) / (2 \times 6) = 4.9 \text{ ton}$$

$$R_{\text{diafr}} = (2 \times 3.225 + 7 \times 2.15) / (2 \times 6) = 1.79 \text{ ton}$$

$$R_{\text{baranda}} = (0.075 \times 2 \times 34) / (2 \times 6) = 0.43 \text{ ton}$$

$$R_{\text{DC}} = 63.70 \text{ ton}$$

$$R_{\text{DW}} = 0.05 \times 9.0 \times 2.20 \times 34 / (2 \times 6) = 2.81 \text{ ton}$$

$$R_{\text{LL+IM}} = 30.36 \times 1.33 + 16.15 = 56.53 \text{ ton}$$

$$R_{\text{Total}} = 123.03 \text{ ton}$$

Esfuerzo de compresión por carga total en servicio en apoyos fijos

Esfuerzo de compresión (σ_s) no deberá exceder lo siguiente:)

$$\sigma_s \leq 2 \text{ GS} \leq 122 \text{ Kg/cm}^2$$

Verificando esto, se hallará el apoyo requerido mínimo:

$$A_{\text{req}} \geq \frac{R_T}{\sigma_s} = \frac{123030}{122} = 1008.44 \text{ cm}^2$$

Para el ancho de la viga postensada $b = 89 \text{ cm}$, escogemos $W = 40 \text{ cm}$.

Entonces el largo mínimo será:



$$W = 40.0 \text{ cm}$$

$$L \geq \frac{1008.44}{40} = 25.21 \text{ cm}$$

$$L = 40.0 \text{ cm}$$

Así, el area del apoyo en planta será, de $40 \times 40 = 1600 \text{ cm}^2$

$$A'_{\text{Req}} = 1600.00 \text{ cm}^2$$

Luego, se halla el nuevo esfuerzo de compresión con el área final:

Para carga total

$$\sigma_s = \frac{123030}{1600} = 76.89 \text{ kg/cm}^2$$

Para carga viva

$$\sigma_L = \frac{56530}{1600} = 35.00 \text{ kg/cm}^2$$

Factor de forma S mínimo

Como dato, conocemos que el módulo de corte del apoyo es $G = 12 \text{ Kg/cm}^2$. Así, verificando en para cargas total y carga viva

Para carga total

$$S_T \geq \frac{\sigma_s}{2G} = \frac{76.89}{2 \times 12} = 3.20 \text{ cm}$$

Para carga viva

$$S_L \geq \frac{\sigma_L}{G} = \frac{35}{12} = 2.92 \text{ cm}$$

Por consiguiente el factor de forma será el mayor :

$$S = 3.20 \text{ cm}$$



Grosor de una capa interior del elastómero (h_{ri})

El factor de forma de una capa de elastómero sera:

$$S_1 = \frac{LW}{2h_{ri}(L + W)} \rightarrow h_{ri} \leq \frac{LW}{2S_1(L + W)}$$

Donde:

L: Longitud del apoyo de elastómero rectangular(paralelo al eje longitudinal del puente)

W: Ancho del apoyo, en dirección transversal

h_{ri} : Grosor de la capa i – ésima de elastómero en el apoyo

Para carga total

$$h_{ri} \leq \frac{40 \times 40}{2 \times 3.20 \times (40 + 40)} = 3.12 \text{ cm}$$

Para carga viva

$$h_{ri} \leq \frac{40 \times 40}{2 \times 2.92 \times (40 + 40)} = 3.43 \text{ cm}$$

Entonces elegimos $h_{ri} = 1.60 \text{ cm}$

Se vuelve a calculo el factor de forma con el grosor de elastómero requerido

$$S_1 = \frac{LW}{2h_{ri}(L + W)}$$

$$S_1 = \frac{40 \times (40)}{2(1.60)(40 + 40)} = 6.25 \text{ cm}$$

Número de capas interiores de elastómero

Los apoyos se diseñan para la no ocurrencia de levantamiento bajo cualquier combinación de carga y las rotaciones correspondientes. Los apoyos rectangulares (según ASSHTO) satisfacen requerimiento de levantamiento si:



$$\sigma_s > GS \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{B}{h_{ri}} \right)^2$$

Verificación de estabilidad del elastómero

Los serán investigados por inestabilidad en el estado Límite de servicio, con combinaciones de carga. Los apoyos se considerarán estables si satisfacen:

$$2A \leq B \quad \text{o} \quad A - B \leq 0$$

Donde:

$$A = \frac{1.92 \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}}$$

$$B = \frac{2.67}{(S + 2) \left(1 + \frac{L}{4W} \right)}$$

$$A = \frac{1.92 \frac{6.0}{40}}{\sqrt{1 + \frac{2 \times 40}{40}}} = 0.166$$

$$B = \frac{2.67}{(6.25 + 2) \left(1 + \frac{40}{4 \times 40} \right)} = 0.259$$

$$A - B = -0.093 \text{ ok}$$

Cálculo de las placas de refuerzo en el elastómero

El grosor de refuerzo de acero, h_s , cumplirá

En el estado Límite de servicio:

$$h_s \geq \frac{3h_{\text{Max}}\sigma_s}{f_y}$$

En el estado Límite de fatiga:

$$h_s \geq \frac{2h_{\text{Max}}\sigma_L}{\Delta F_{\text{TH}}}$$



Donde:

ΔF_{TH} : Grosor de la capa de elastómero más gruesa en el apoyo.

σ_L : Esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga viva

σ_s : Esfuerzo de compresión promedio en servicio debido a la carga total

F_y : Resistencia de fluencia del acero de refuerzo

$$h_s \geq \frac{3 \times 1.60 \times 123.03}{2531} = 0.233$$

Según la tabla 6.6.1.2.5 – 3 AASHTO LRFD para la categoría A, $\Delta F_{TH} = 1683$

$$h_s \geq \frac{2 \times 1.6 \times 56.53}{1683} = 0.107$$

Se asume, $h_s = 0.3$ cm

Entonces

La altura total del elastómero será: $h_t = h_{rt} + h_s(4) = 7.2$ cm

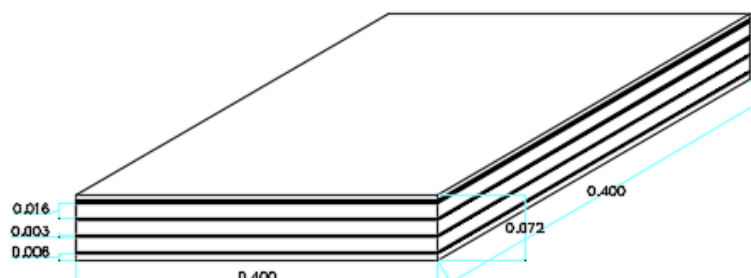
$h_t = 7.20$ cm

Por consiguiente nuestro apoyo tendrá las siguientes características:

Ancho: 40cm

Largo: 40cm

Altura Total: 7.2cm





5.14. DEFLEXIONES

MÓDULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO

En ausencia de información más precisa, el módulo de elasticidad, E_c , para concreto armado cuya densidad está comprendida entre 1440 y 2500 kg/m³ se puede tomar como:

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$

donde:

γ_c = Densidad del hormigon (kg/m³)

f'_c = Resistencia especifica del concreto armado (MPa)

DEFLEXIONES EN LA VIGA SIMPLE

Calculo en el centro de la luz debido al peso propio de la viga simple resistencia en el instante de la transferencia.

$$f'_c = 450 \text{ kg/cm}^2$$

$$W_{\text{viga}} = 1.75 \text{ ton/m}$$

$$E_c = 0.043 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f'_c} = 0.043 \times 2500^{1.5} \sqrt{450/10.1972} = 35706 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 364103.79 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_{\text{Com}} = 0.406 \text{ m}^4$$

Deflexión para una carga distribuida es:

$$\delta_D = \frac{5WL^4}{384E_c I_c} = \frac{5 \times 1.75 \times 34^4}{384 \times 3641038 \times 0.406} = 0.02 \text{ m}$$

Momento debido a la fuerza de tesado inicial:

$$P = 800.392 \text{ ton}$$

$$e = 0.60 \text{ m}$$



$$M = P_1 e = 800.392 \times 0.60 = 480.24 \text{ ton.m}$$

La deflexión debida a un momento M es:

$$\delta_M = \frac{ML^2}{8E_c I_c} = \frac{480 \times 34^2}{8 \times 3641038 \times 0.406} = 0.05\text{m}$$

$$\delta = 0.03 - 0.05 = -0.03\text{m}$$

DEFLEXIONES EN LA VIGA COMPUESTA

Cálculo en el centro de la luz debido a la carga viva

$$f'_c = 450 \text{ kg/cm}^2$$

Considerando el momento de la carga viva incluye impacto y factor de distribución

$$M_{LL+IM} = 0.67(1.33 \times 242.15 + 137.28) = 307.76 \text{ ton.m}$$

$$\delta_{LL+IM} = \frac{ML^2}{8E_c I_c} = \frac{306.76 \times 34^2}{8 \times 3641038 \times 0.406} = 0.030\text{m}$$

Valor admisible de deformación por carga viva

$$\delta_{\max} = \frac{L}{1000} = \frac{3400}{1000} = 3.4\text{cm}$$

Y como 3.4 cm > 3.0 cm OK

Según la norma AASHTO 2.5.2.6.2

- Carga vehicular, general..... Longitud/800,
- Cargas vehiculares y/o peatonales..... Longitud/1000,
- Carga vehicular sobre voladizos..... Longitud/300, y
- Cargas vehiculares y/o peatonales sobre voladizos ..
..... Longitud/375



5.15. DISEÑO DEL PUENTE CON EL SOFTWARE CSI BRIDGE

DIMENSIONES DE LA SECCION DE LA VIGA

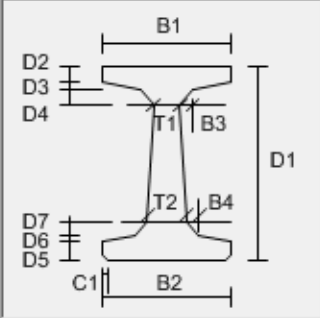
Precast Concrete I / Bulb Tee Girder

Section Name: Display Color:

Section Notes:

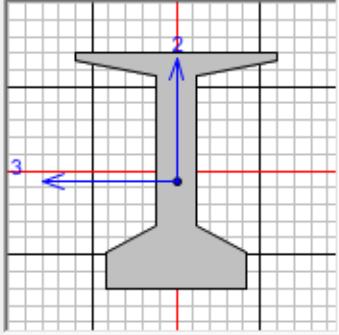
Source: User Defined

Section Dimensions



| | |
|----|-----------------------------------|
| B1 | <input type="text" value="1.29"/> |
| B2 | <input type="text" value="0.89"/> |
| B3 | <input type="text" value="0."/> |
| B4 | <input type="text" value="0."/> |
| D1 | <input type="text" value="1.5"/> |
| D2 | <input type="text" value="0.05"/> |
| D3 | <input type="text" value="0.1"/> |
| D4 | <input type="text" value="0.12"/> |
| D5 | <input type="text" value="0.23"/> |
| D6 | <input type="text" value="0.17"/> |
| D7 | <input type="text" value="0."/> |
| T1 | <input type="text" value="0.25"/> |
| T2 | <input type="text" value="0.25"/> |
| C1 | <input type="text" value="0."/> |

Section



Properties

fc=450 kg/cm²



SECCION TRANSVERSAL

Define Bridge Section Data - Precast Concrete I Girder

Section is Legal Show Section Details...

Girder Output
Modify/Show Girder Force Output Locations...

Modify/Show Properties
Materials... Frame Sects...

Units
Tonf, m, C

Convert To User Bridge Section

OK Cancel

Section Data

| Item | Value |
|-----------------------------------------|-------------------|
| General Data | |
| Bridge Section Name | Seccion |
| Slab Material Property | fc=280 kg/cm2 |
| Number of Interior Girders | 4 |
| Total Width | 14. |
| Girder Longitudinal Layout | Along Layout Line |
| Constant Girder Spacing | Yes |
| Constant Girder Haunch Thickness (t2) | Yes |
| Constant Girder Frame Section | Yes |
| Slab Thickness | |
| Top Slab Thickness (t1) | 0.2 |
| Concrete Haunch Thickness (t2) | 0. |
| Girder Section Properties | |
| Girder Section | Viga postensada |
| Fillet Horizontal Dimension Data | |
| f1 Horizontal Dimension | 0. |
| f2 Horizontal Dimension | 0. |
| Left Overhang Data | |



DIMENSIONES DEL DIAFRAGMA INTERIOR

Bridge Diaphragm Property

Diaphragm Name: Dia int

Units: Tonf, m, C

Select Diaphragm Type

- Solid (Applies to Concrete Bridges and User Bridge Section)
- Chord and Brace (Applies to Steel Bridges Only)
- Single Beam (Applies to Steel Bridges Only)
- Steel Plate (Applies to Steel U Girder Internal Only)

Solid Diaphragm Parameters

Diaphragm Thickness: 0.4

Diaphragm Depth (For Concrete Solid Girder Bridge Section Only): 1.

Diaphragm Material (only for User Bridge Section): + fc=280 kg/cm2

OK Cancel



RESTRICCIONES APOYO FIJO

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Units:

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

User Bearing Properties

| DOF/Direction | Release Type | Stiffness |
|-------------------------------------------|--------------|-----------|
| Translation Vertical (U1) | Fixed | |
| Translation Normal to Layout Line (U2) | Fixed | |
| Translation Along Layout Line (U3) | Fixed | |
| Rotation About Vertical (R1) | Free | |
| Rotation About Normal to Layout Line (R2) | Free | |
| Rotation About Layout Line (R3) | Free | |



RESTRICCIONES DEL APOYO MOVIL

Bridge Bearing Data

Bridge Bearing Name: Apoyo móvil

Units: Tonf, m, C

Bridge Bearing Is Defined By:

Link/Support Property

User Definition

User Bearing Properties

| DOF/Direction | Release Type | Stiffness |
|-------------------------------------------|--------------|-----------|
| Translation Vertical (U1) | Fixed | |
| Translation Normal to Layout Line (U2) | Fixed | |
| Translation Along Layout Line (U3) | Free | |
| Rotation About Vertical (R1) | Free | |
| Rotation About Normal to Layout Line (R2) | Free | |
| Rotation About Layout Line (R3) | Free | |

OK Cancel



CAMION DE DISEÑO

The screenshot shows the 'Vehicle Data' dialog box with the following settings:

- Vehicle Name:** HL-93K
- Design Type:** Vehicle Live
- Units:** Tonf, m, C
- Source:** AASHTO.xml
- Length Effects:** Axle: None, Uniform: None
- Vehicle Location in Lane:** Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only: ; Straddle Reduction Factor: [empty]; Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction):
- Usage:** Lane Negative Moments at Supports: ; Interior Vertical Support Forces: ; All other Responses:
- Min Dist Allowed From Axle Load:** Lane Exterior Edge: 0.3048; Lane Interior Edge: 0.6096
- Center of Gravity:** Height - Axle Loads: 0.; Height - Uniform Loads: 0.

Visualizations on the right include a 'Load Plan' showing three vertical lines on a red bar and a 'Load Elevation' showing three downward arrows on a red bar. Buttons for 'Vertical Loading...' and 'Horizontal Loading...' are present.

TANDEM DE DISEÑO

The screenshot shows the 'Vehicle Data' dialog box with the following settings:

- Vehicle Name:** HL-93M
- Design Type:** Vehicle Live
- Units:** Tonf, m, C
- Source:** AASHTO.xml
- Length Effects:** Axle: None, Uniform: None
- Vehicle Location in Lane:** Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only: ; Straddle Reduction Factor: [empty]; Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction):
- Usage:** Lane Negative Moments at Supports: ; Interior Vertical Support Forces: ; All other Responses:
- Min Dist Allowed From Axle Load:** Lane Exterior Edge: 0.3048; Lane Interior Edge: 0.6096
- Center of Gravity:** Height - Axle Loads: 0.; Height - Uniform Loads: 0.

Visualizations on the right include a 'Load Plan' showing two vertical lines on a red bar and a 'Load Elevation' showing two downward arrows on a red bar. Buttons for 'Vertical Loading...' and 'Horizontal Loading...' are present.



2 CAMIONES DE DISEÑO PARA (2 TRAMOS)

Vehicle Data

Vehicle Name: HL-93S

Design Type: Vehicle Live

Units: Tonf, m, C

Source: AASHTO.xml

Convert to User Defined

Notes: Notes...

Length Effects

Axle: None

Uniform: None

Modify/Show...

Vehicle Location in Lane

Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Straddle Reduction Factor: []

Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Usage

Lane Negative Moments at Supports

Interior Vertical Support Forces

All other Responses

Min Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048

Lane Interior Edge: 0.6096

Center of Gravity

Height - Axle Loads: 0.

Height - Uniform Loads: 0.

Load Plan

Load Elevation

Modify/Show Loads

Vertical Loading...

Horizontal Loading...

OK

Cancel



CLASE DE VEHICULO (EL MAS CRITICO)

Vehicle Class Data

Vehicle Class Name: HL-93

Define Vehicle Class

| Vehicle Name | Scale Factor |
|--------------|--------------|
| HL-93K | 1. |
| HL-93K | 1. |
| HL-93M | 1. |
| HL-93S | 1. |

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel



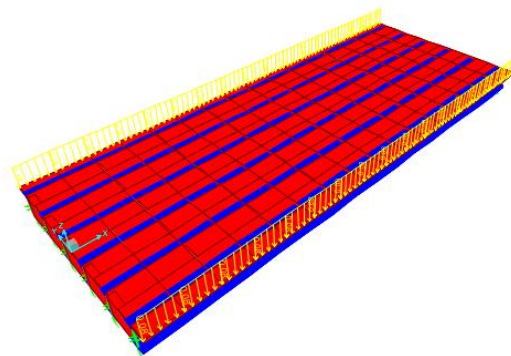
ASIGNACION DE CARGA DE BARANDA

The image shows a software dialog box titled "Bridge Line Load Distribution Definition Data". It contains several sections for configuring a load:

- Load Name:** A text input field containing "Baranda izq".
- Units:** A dropdown menu set to "Tonf, m, C".
- Load Direction:** A section with three dropdown menus: "Load Type" set to "Force", "Coordinate System" set to "GLOBAL", and "Direction" set to "Gravity".
- Load Value:** A text input field for "Value" containing "0.075".
- Load Transverse Location:** A section with a dropdown menu for "Reference Location" set to "Left Edge of Deck" and a text input field for "Load Distance from Reference Location" containing "0".
- Load Vertical Location:** A section with the text "Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion".

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.

CARGA DE BARANDAS





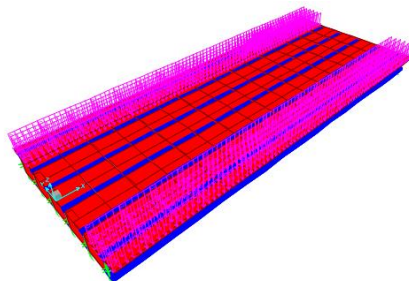
ASIGNACION DE CARGA DE VEREDA

The screenshot shows a dialog box titled "Bridge Area Load Distribution Definition Data". It contains several sections for defining load parameters:

- Load Name:** Vereda izq
- Units:** Tonf, m, C
- Load Direction:**
 - Load Type: Force
 - Coordinate System: GLOBAL
 - Direction: Gravity
- Load Value:**
 - Left Edge Value: 0.48
 - Right Edge Value: 0.48
- Load Transverse Location:**
 - Left Reference Location: Left Edge of Deck
 - Left Load Distance from Left Ref. Location: 0.
 - Right Reference Location: Left Edge of Deck
 - Right Load Distance from Right Ref. Location: 2.5
- Load Vertical Location:** Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion

Buttons for "OK" and "Cancel" are located at the bottom of the dialog.

CARGA DE VEREDA





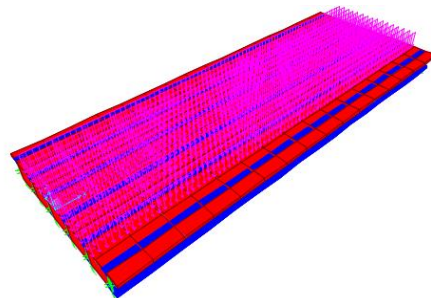
ASIGNACION DE CARGA DE ASFALTO

The image shows a software dialog box titled "Bridge Area Load Distribution Definition Data". It contains several sections for configuring a load:

- Load Name:** A text field containing "Asfalto".
- Units:** A dropdown menu set to "Tonf, m, C".
- Load Direction:** Includes "Load Type" (Force), "Coordinate System" (GLOBAL), and "Direction" (Gravity).
- Load Value:** Includes "Left Edge Value" (0.11) and "Right Edge Value" (0.11).
- Load Transverse Location:** Includes "Left Reference Location" (Left Edge of Deck), "Left Load Distance from Left Ref. Location" (2.5), "Right Reference Location" (Right Edge of Deck), and "Right Load Distance from Right Ref. Location" (2.5).
- Load Vertical Location:** A checkbox labeled "Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion" which is checked.

At the bottom are "OK" and "Cancel" buttons.

CARGA DE ASFALTO





ASIGNACION DE CARGA SOBRECARGA PEATONAL

The image shows a software dialog box titled "Bridge Area Load Distribution Definition Data". It contains several sections for configuring a pedestrian load:

- Load Name:** A text field containing "Sc peatonal izq".
- Units:** A dropdown menu set to "Tonf, m, C".
- Load Direction:** Three dropdown menus: "Load Type" set to "Force", "Coordinate System" set to "GLOBAL", and "Direction" set to "Gravity".
- Load Value:** Two text fields: "Left Edge Value" set to "0.36" and "Right Edge Value" set to "0.36".
- Load Transverse Location:** Four fields: "Left Reference Location" (dropdown: "Left Edge of Deck"), "Left Load Distance from Left Ref. Location" (text: "0."), "Right Reference Location" (dropdown: "Left Edge of Deck"), and "Right Load Distance from Right Ref. Location" (text: "2.5").
- Load Vertical Location:** A text box containing "Top Slab is Loaded at Midheight of its Thinnest Portion".

At the bottom of the dialog are "OK" and "Cancel" buttons.



FUERZA Y AREA DE PREESFUERZO

Bridge Tendon Data

Tendon Name: TEN15

Tendon Load Pattern: + PREESFUERZO

Tendon Start Location: Span: Span 1, Start Location: Start of Span, Span Length: 34., Distance Along Span: 0.

Tendon End Location: Span: Span 1, End Location: End of Span, Span Length: 34., Distance Along Span: 34.

Tendon Parameters: Prestress Type: Post Tension, Jack From: Start, Material Property: Cable de alta, Tendon Area: + 6.021E-03, Max Discretization Length: 1.524

Vertical Layout: Edit Vertical Layout..., Quick Start...

Horizontal Layout: Edit Horizontal Layout..., Quick Start...

Load Type: Force (selected), Stress

Tendon Load: Force (Tonf): 800.392

Tendon Layout Display: Span 1, Z, S, Refresh Plot, Mouse Pointer Location: S: 26.9864, Z: -7.6406

Tendon Layout Display Options: Show Elevation (selected), Show Plan, Show Section

Snap To This Item: None (selected), Reference Line, Tendon

Snap To This Span Location: Anywhere Along Span (selected), Every 1/ of Span

Coordinate System: GLOBAL

Tendon Modeling Options: Model As Loads, Model As Elements (selected)

Units: Tonf, m, C

Move: Move Tendon...

Tabulated Tendon Profile: Show Tabular Data...

OK Cancel



TRAYECTORIA DE LA FUERZA DE PREESFUERZO

Tendon Vertical Layout Data - TEN15

Tendon Layout Data

| Point ID | Segment Type From Point (n - 1) to Point(n) | Tendon Dist. m | Vert. Offset m | Slope m / m |
|----------|------------------------------------------------|-------------------|-------------------|----------------|
| 3 | Parabola End Point and Initial Slope | 34. | -0.7 | 0. |
| 1 | Start of Tendon | 0. | -0.7 | |
| 2 | Parabola End Point and Final Slope | 17. | -1.6 | 0. |
| 3 | Parabola End Point and Initial Slope | 34. | -0.7 | 0. |
| 4 | Linear to End of Tendon | 34. | -0.7 | |

Tendon Layout Display

Span 1

Double Click Picture For Expanded Display Refresh Plot

Mouse Pointer Location

| Span | Span Dist. | Tendon Dist. | S | Z |
|------|------------|--------------|---------|---------|
| | | | 29.5319 | -7.3517 |

Tendon Layout Display Options

- Elevation Is Shown
- Plan Is Shown
- Section Is Shown

Snap To This Item

- None
- Reference Line
- Tendon

Snap To This Span Location

- Anywhere Along Span
- Every 1/ of Span

Coordinate System

GLOBAL

Units

Tonf, m, C

Move

Move Tendon...

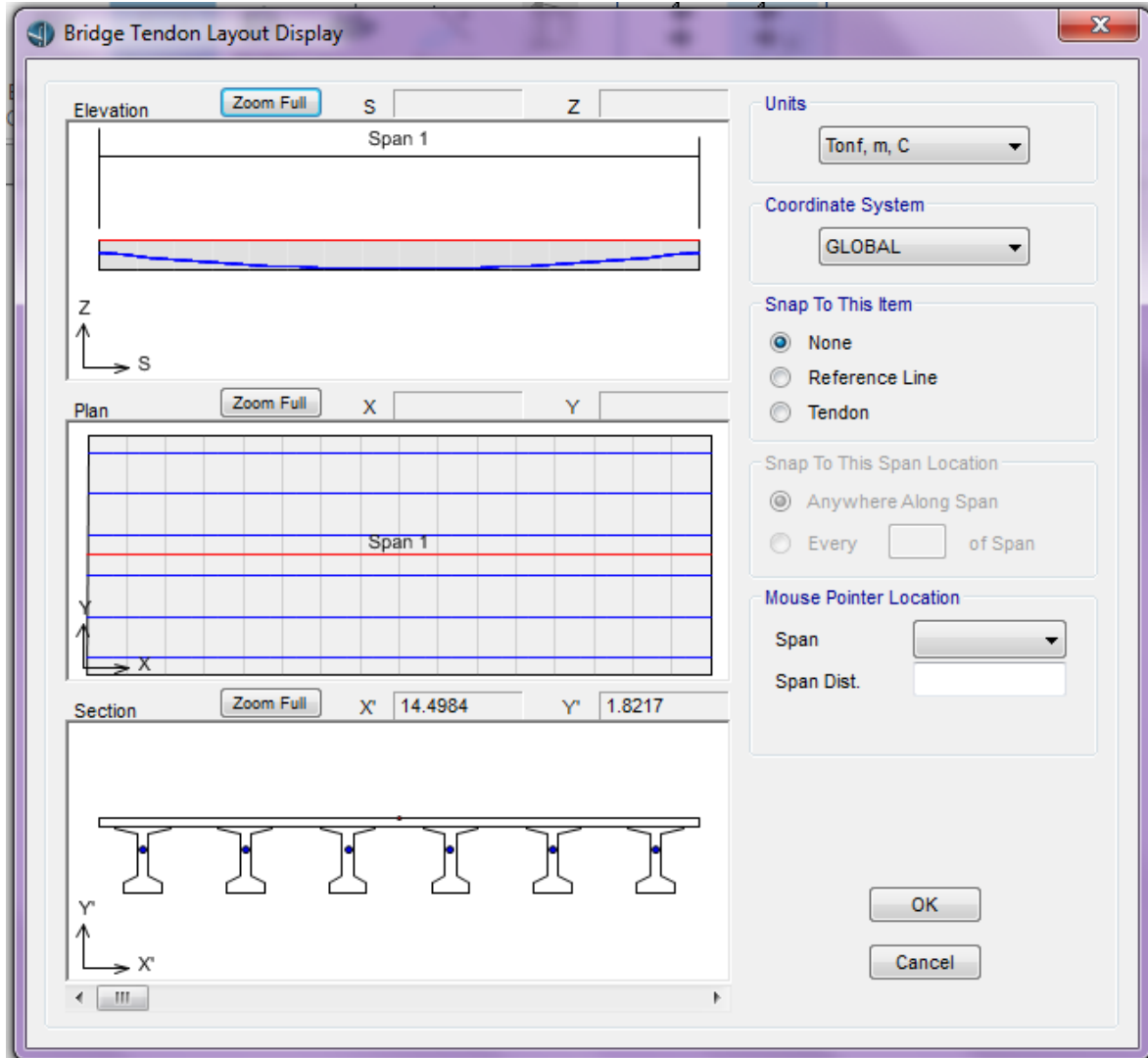
Tabulated Tendon Profile

Show Tabular Data...

OK Cancel



CABLES DE PREEFUERZO EN LAS VIGAS POSTENSADAS





ACERO LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL EN LAS VIGAS

Bridge Girders Reinforcement Layout

Select Bridge Object: BOBJ1 Select Bridge Girder: Interior Girder 2 Copy to: Left Exterior Girder Units: Tonf, m, C

Longitudinal Reinforcement Transverse Reinforcement

Longitudinal Rebar

Material: A615Gr60

| Bar Size | N. of Bars | Reference Line | Dist. Left | Dist. Right | Dist. Vertical | From |
|----------|------------|-----------------|------------|-------------|----------------|--------|
| #2 | | Start of Span 1 | | | | Bottom |
| #8 | 10 | Start of Span 1 | 0. | 34. | 0.05 | Bottom |
| #8 | 16 | Start of Span 1 | 0. | 34. | 0.2 | Top |

Add Modify Delete

Girder Reinforcement Layout Plot

34.0 34. Span 1

OK Cancel



COTAS PARA LOS ELASTOMERICOS

Bridge Object Abutment Assignments

Bridge Object Name: BOBJ1

Units: Tonf, m, C

Start Abutment | End Abutment

Start Abutment

Superstructure Assignment

Support Name: Start Abutment

Abutment Direction (Bearing Angle): Default

Diaphragm Property: + Dia ext

Substructure Assignment

None

Abutment Property + Estribo

Bent Property +

Substructure Location

Elevation (Global Z): -1.572

Horizontal Offset: 0

Note: Horizontal offset is from layout line to midlength of abutment.

Bearing Assignment

Girder-by-Girder General

Bearing Property: + apoyo fijo

Restrainer Property at Bearing: + None

Elevation at Layout Line (Global Z): -1.5

Rotation Angle from Bridge Default: 0

Girder-by-Girder Overwrites

Modify/Show Overwrites... No Overwrites Exist

OK Cancel



UBICACIÓN DE LOS DIAFRAGMAS INTERIORES

Bridge Object In-Span Cross-Diaphragm Assignments

Bridge Object Name: BOBJ1

Units: Tonf, m, C

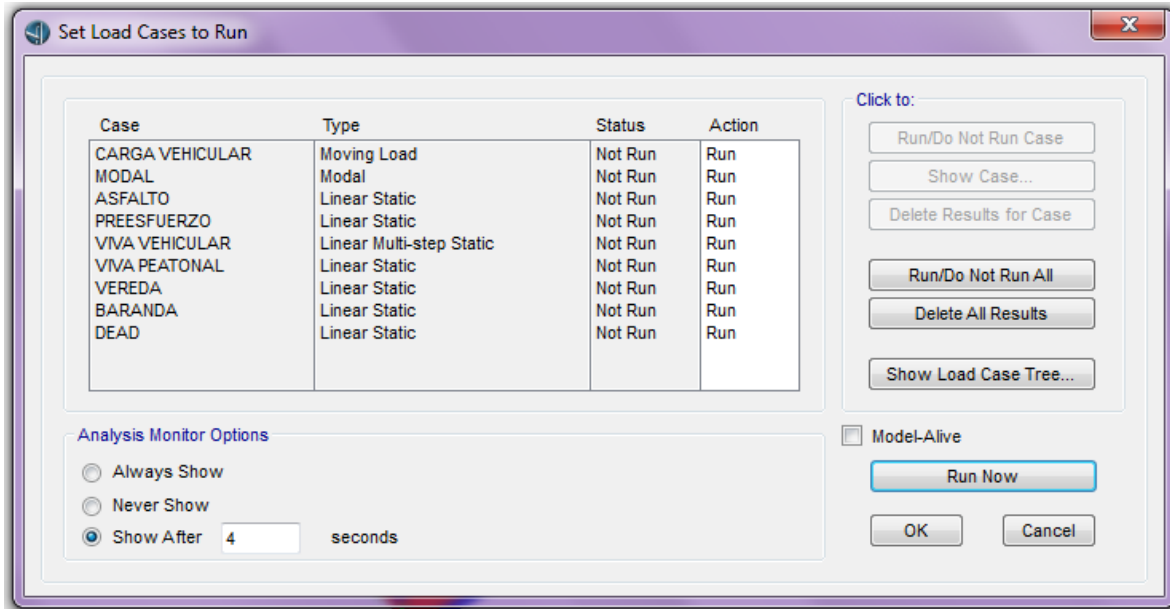
In-Span Cross-Diaphragm Definition

| Span | Diaphragm Property | Location | Bearing | Distance | Ref Line |
|--------|--------------------|------------|---------|----------|-------------|
| Span 1 | Dia int | All Spaces | Default | 4.25 | Layout Line |
| Span 1 | Dia int | All Spaces | Default | 8.5 | Layout Line |
| Span 1 | Dia int | All Spaces | Default | 12.75 | Layout Line |
| Span 1 | Dia int | All Spaces | Default | 17. | Layout Line |
| Span 1 | Dia int | All Spaces | Default | 21.25 | Layout Line |
| Span 1 | Dia int | All Spaces | Default | 25.5 | Layout Line |
| Span 1 | Dia int | All Spaces | Default | 29.75 | Layout Line |

Buttons: Add, Modify, Delete, OK, Cancel

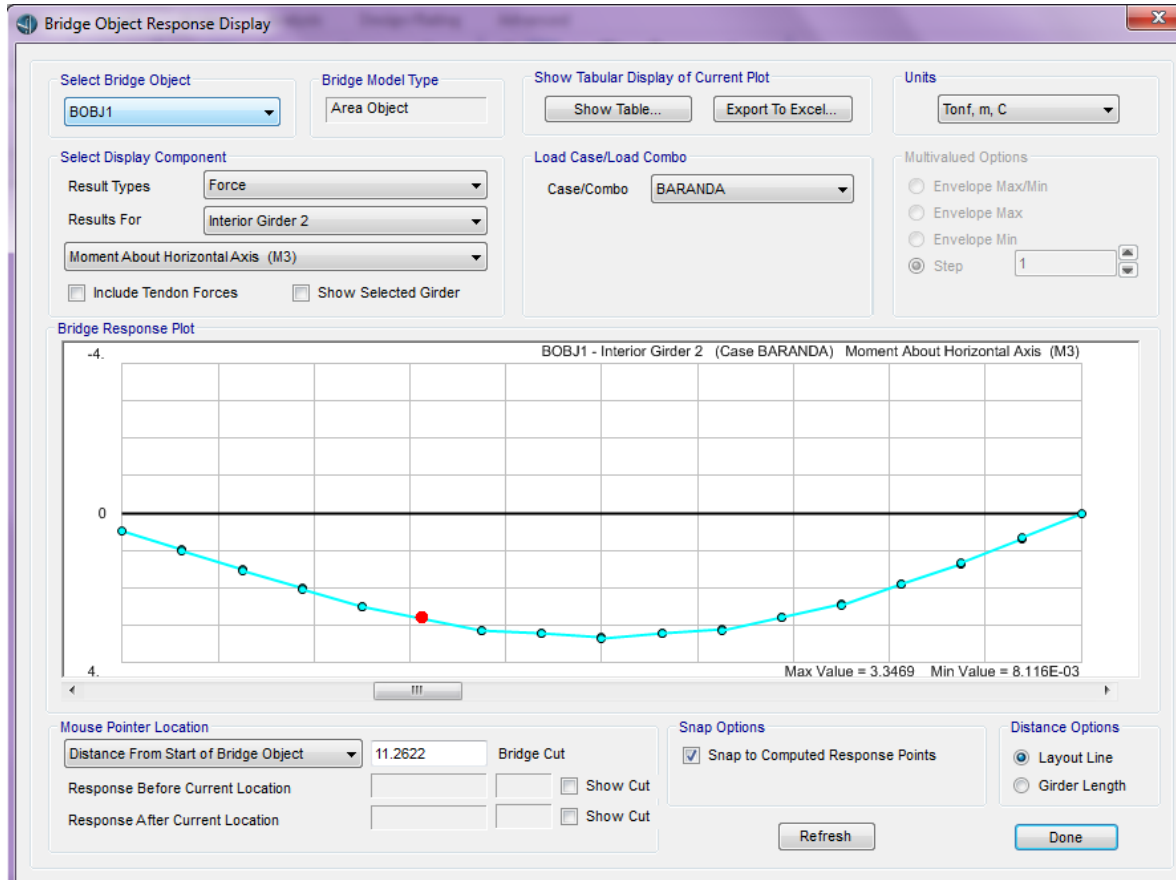


ANALISIS



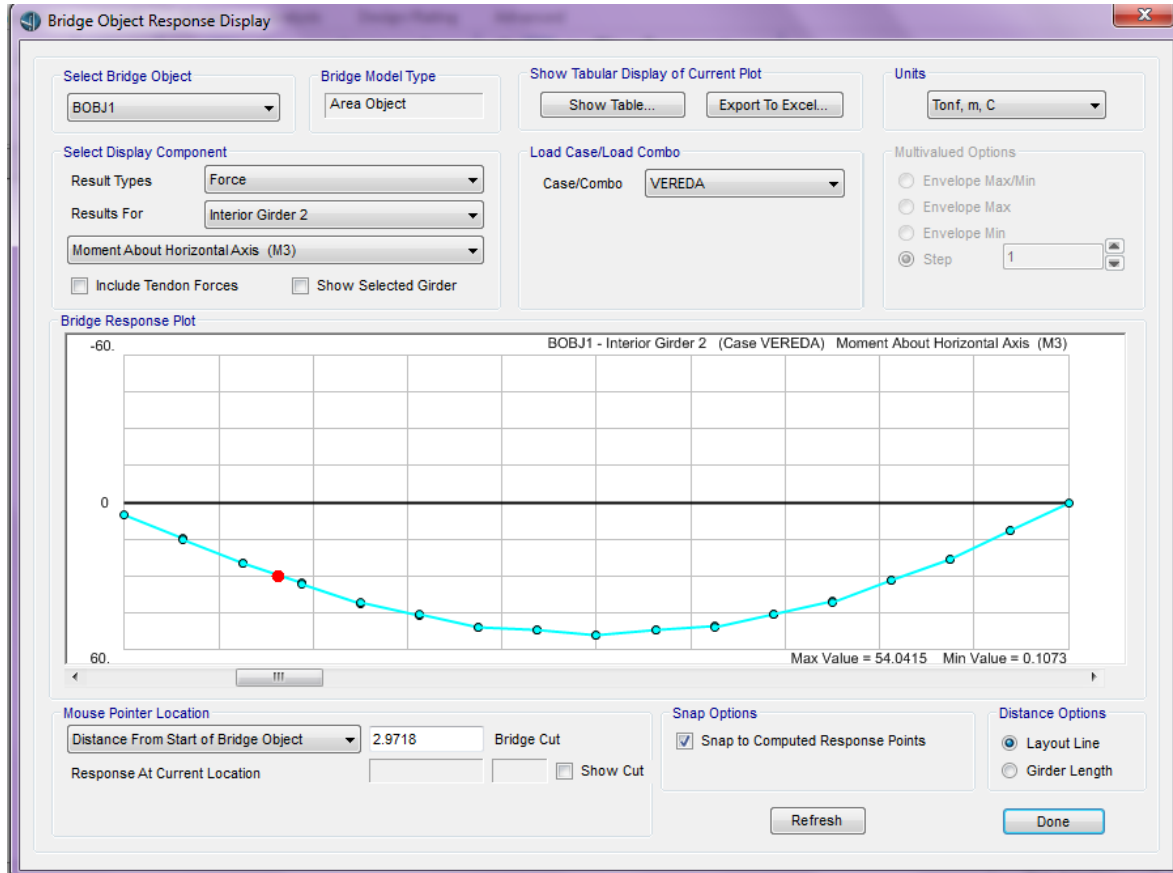


MOMENTO DEBIDO A LA BARANDA



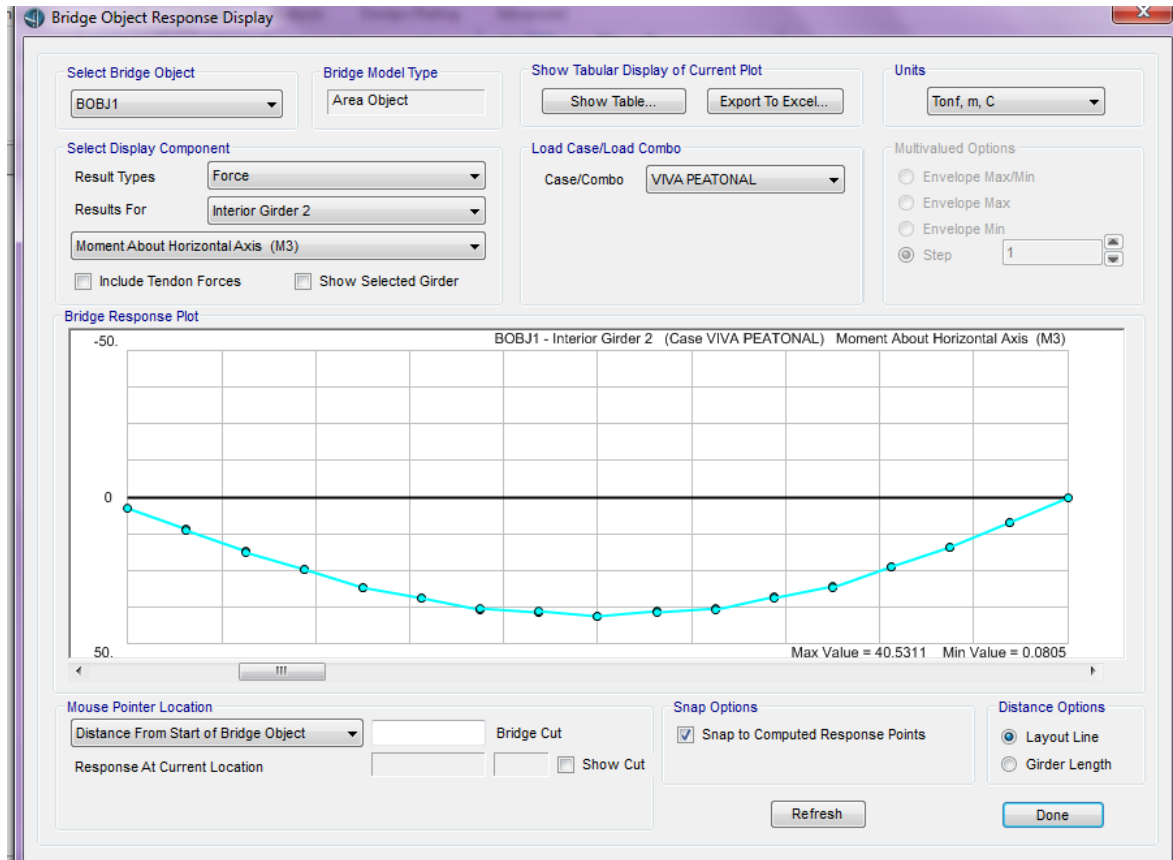


MOMENTO DEBIDO A LA VEREDA



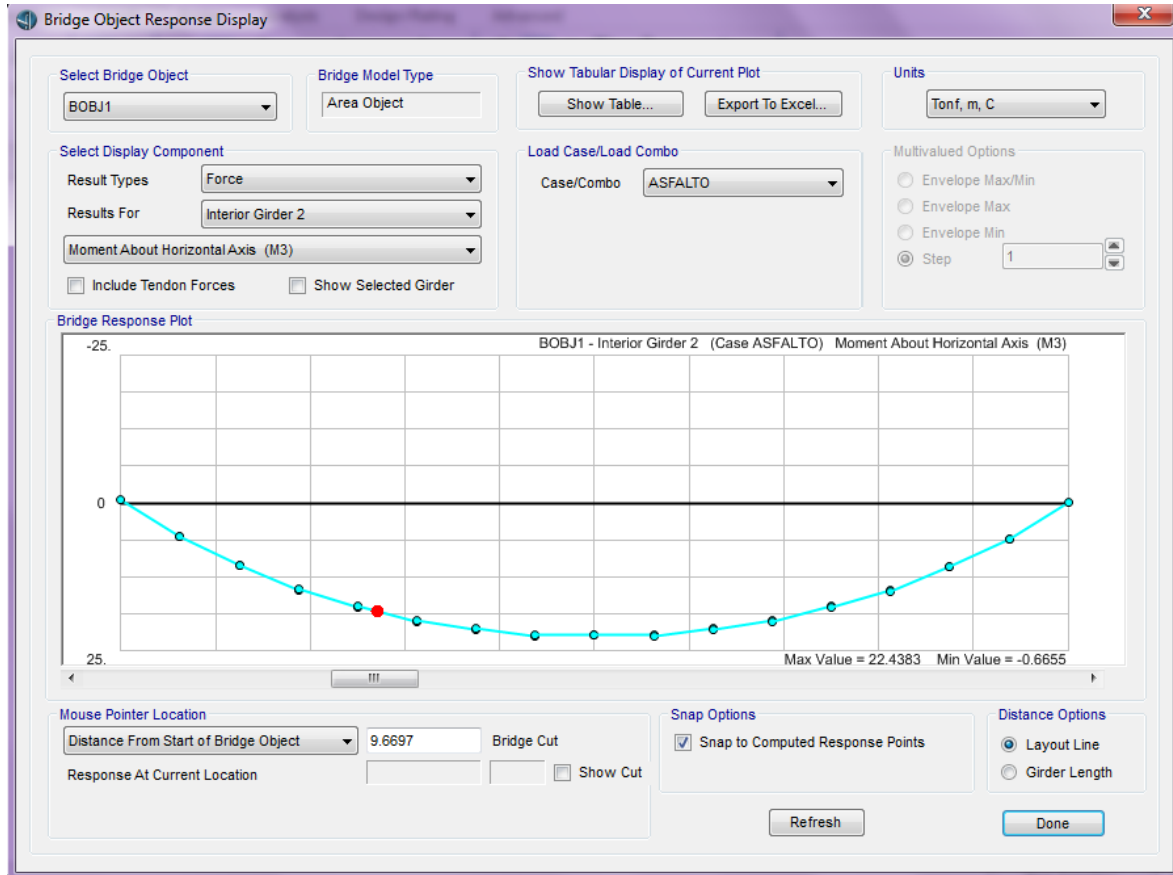


MOMENTO DEBIDO A LA CARGA VIVA PEATONAL





MOMENTO DEBIDO A LA CARGA DEL ASFALTO





DISEÑO POR FLEXION

Bridge Design Request - Superstructure - AASHTO LRFD 2014

Name: FLEXION

Notes: [Modify/Show...](#)

Bridge Object: BOBJ1

Check Type: Precast Comp Flexure

Station Ranges

| | Location | Start Type | Start Station | End Type | End Station |
|----|----------|--------------|---------------|------------|-------------|
| 1. | Both | Bridge Start | | Bridge End | |

[Add](#) [Delete](#)

Design Request Parameters: [Modify/Show...](#)

Demand Sets

| Name | Combo | Parameters |
|-------|--------|-----------------------------|
| DSet1 | Str-I9 | Modify/Show |

[Add](#) [Delete](#)

Live Load Distribution (LLD) to Girders

Method: Use Factors Specified by User

| Location | Moment | Shear |
|-----------------|--------|-------|
| Interior Girder | 0.67 | 1.082 |
| Exterior Girder | 0.42 | 1.082 |

[OK](#) [Cancel](#)



DISEÑO POR CORTE

Bridge Design Request - Superstructure - AASHTO LRFD 2014

Name: CORTE

Notes: [Modify/Show...](#)

Bridge Object: BOBJ1

Check Type: Precast Comp Shear

Station Ranges

| | Location | Start Type | Start Station | End Type | End Station | |
|----|----------|--------------|---------------|------------|-------------|-----------------------------------------------|
| 1. | Both | Bridge Start | | Bridge End | | Add Delete |

Design Request Parameters: [Modify/Show...](#)

Demand Sets

| Name | Combo | Parameters | |
|-------|--------|-----------------------------|-----------------------------------------------|
| DSet1 | Str-I9 | Modify/Show | Add Delete |

Live Load Distribution (LLD) to Girders

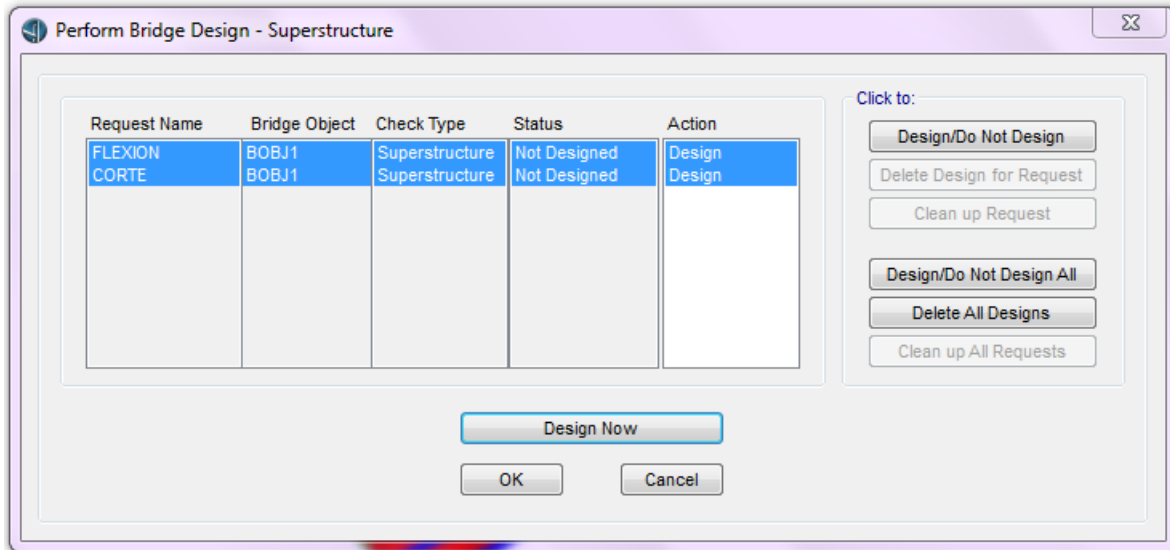
Method: Use Factors Specified by User

| Location | Moment | Shear |
|-----------------|--------|-------|
| Interior Girder | 0.67 | 0.82 |
| Exterior Girder | 0.42 | 0.82 |

[OK](#) [Cancel](#)

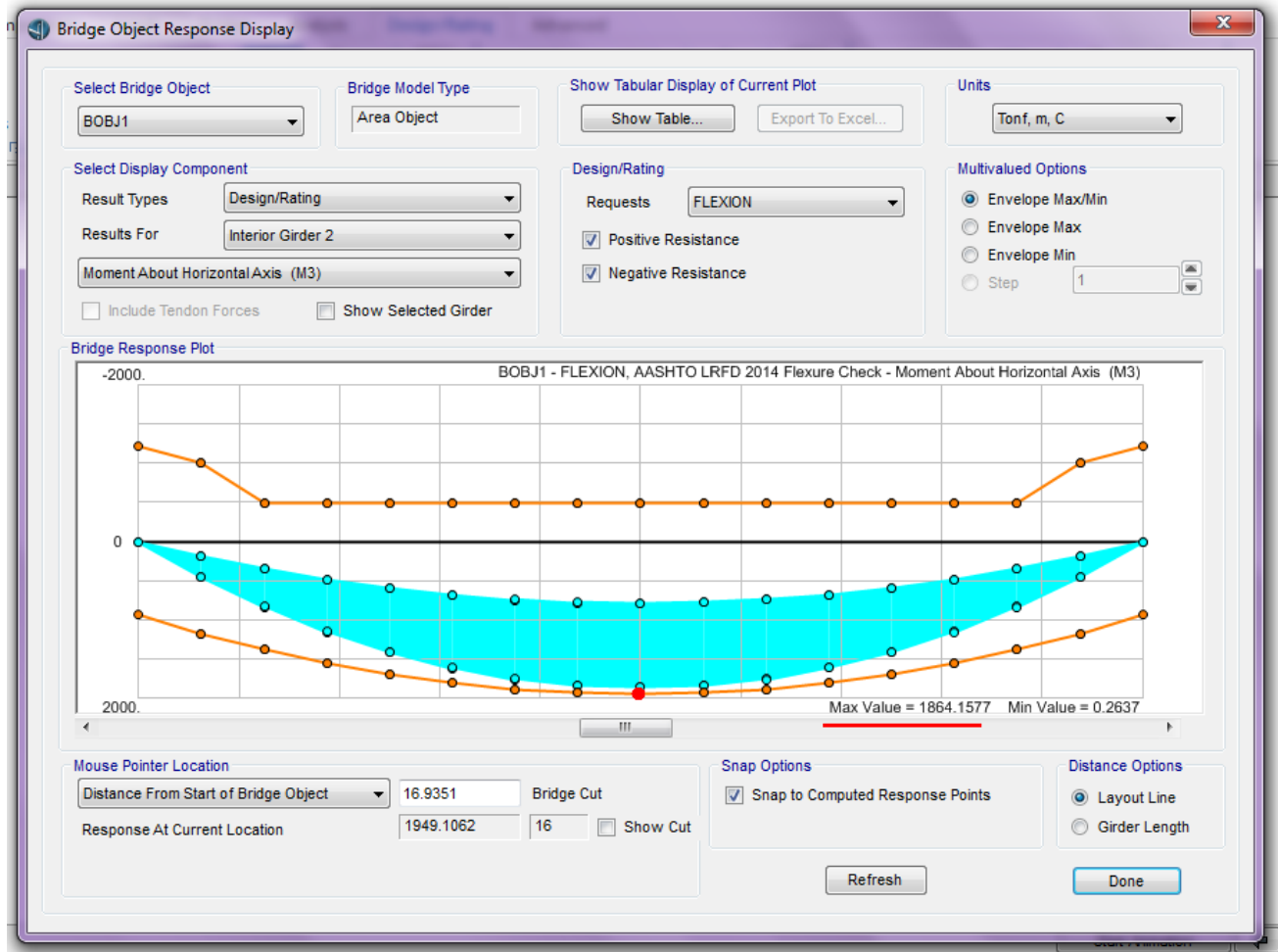


DISEÑO



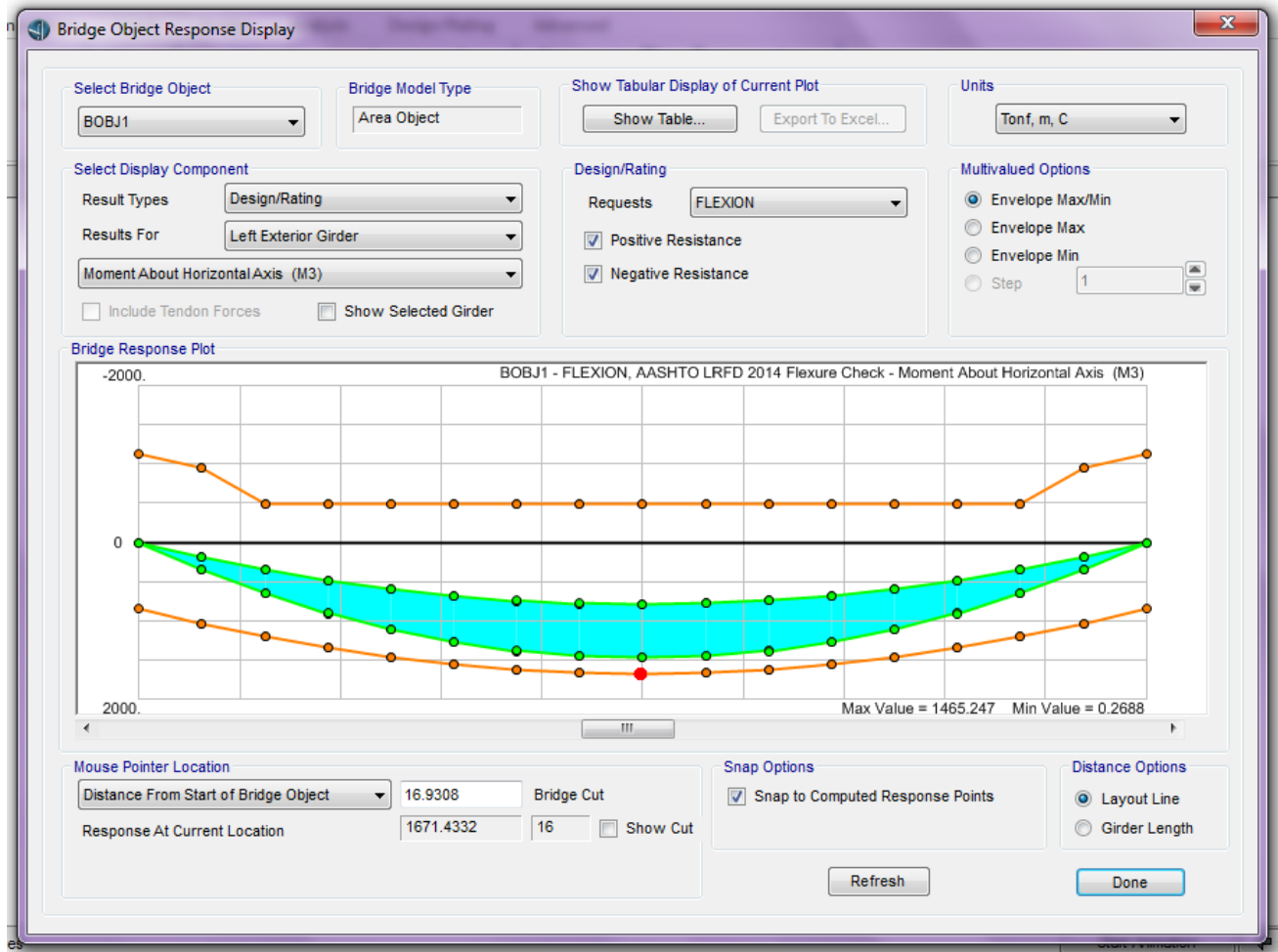


MOMENTO ACTUANTE Y MOMENTO RESISTENTE EN LAS VIGAS INTERIORES



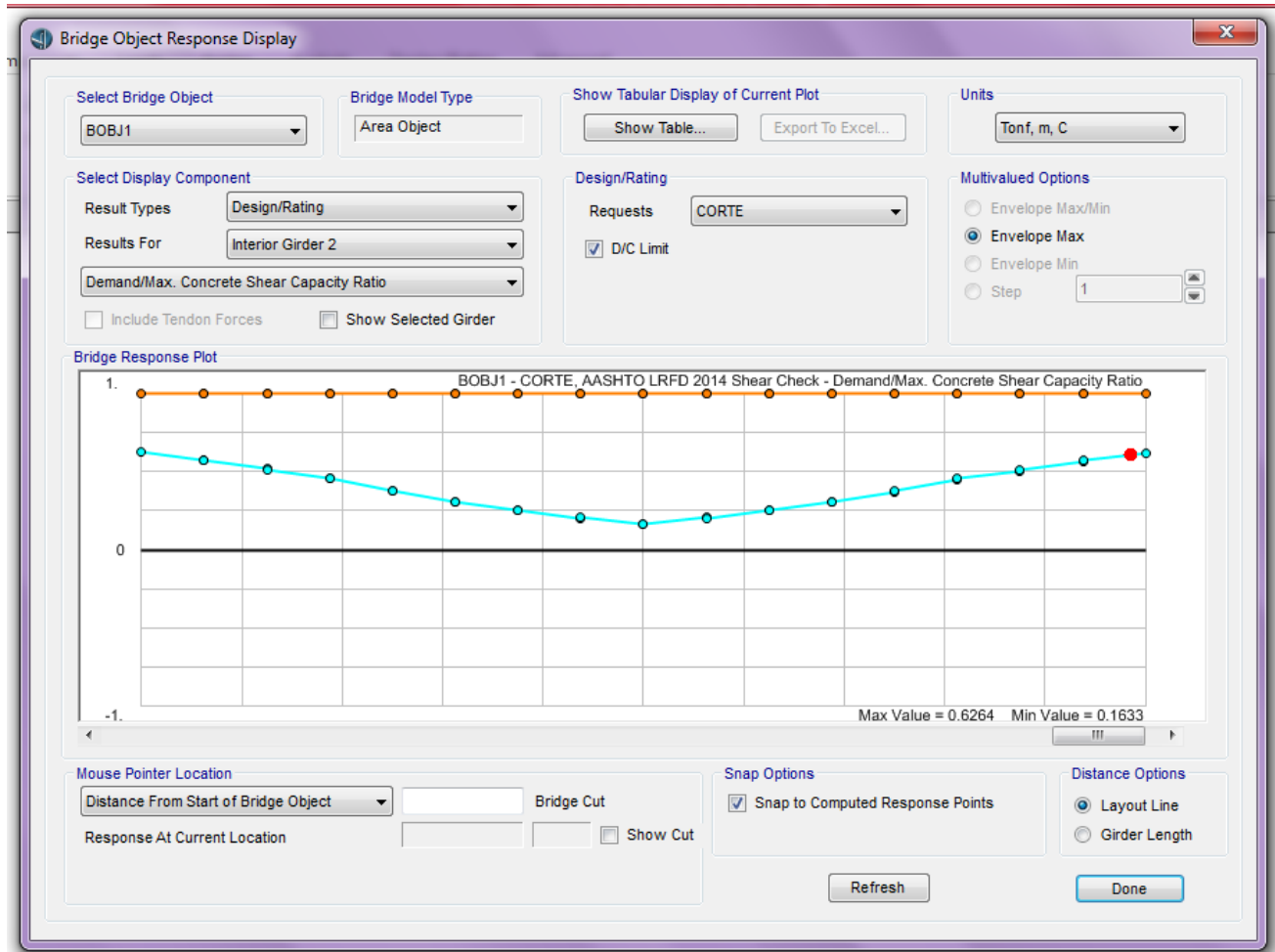


MOMENTO ACTUANTE Y MOMENTO RESISTENTE EN LAS VIGAS EXTERIORES



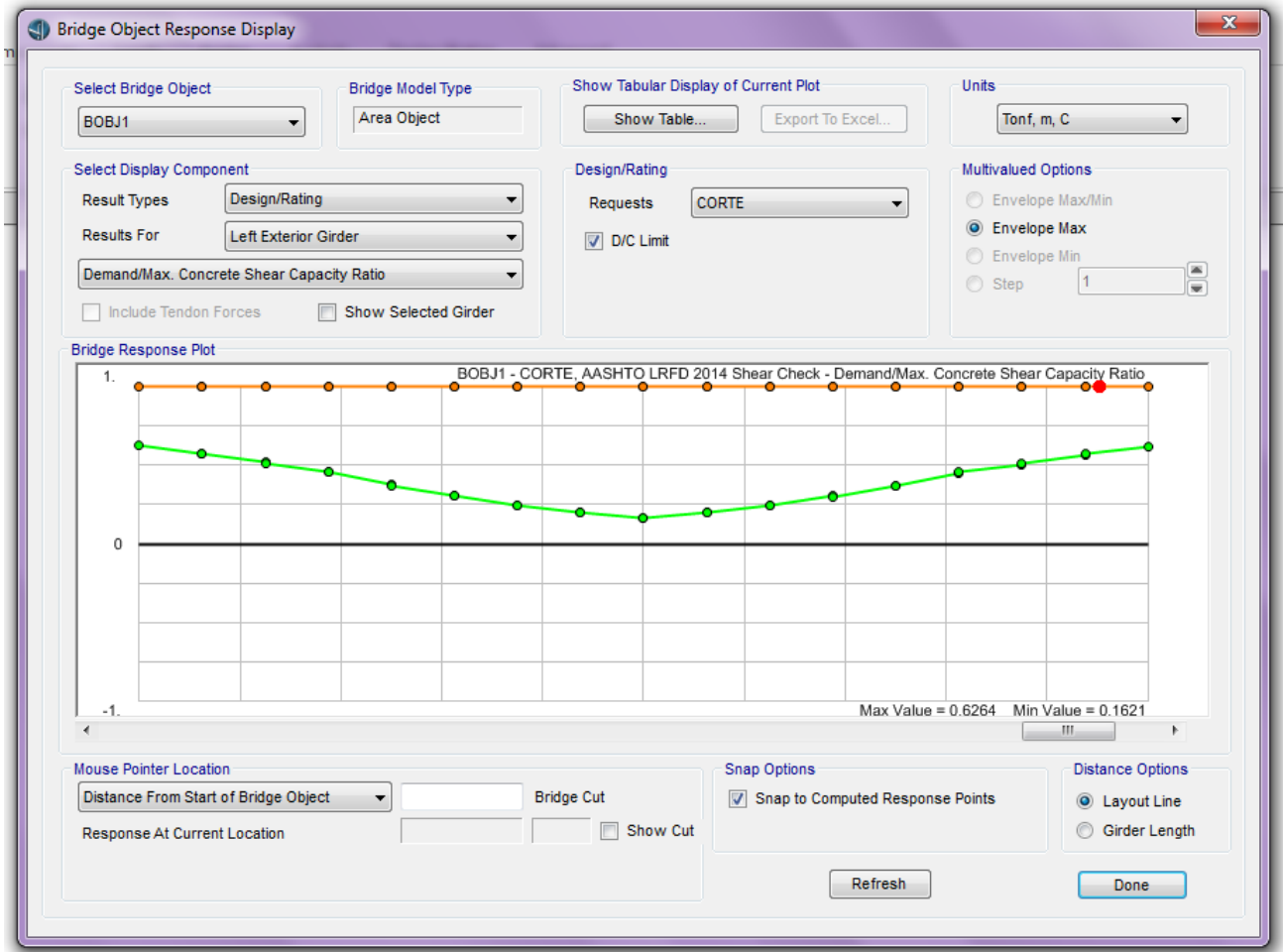


CORTANTE ACTUANTE Y CORTANTE RESISTENTE EN LAS VIGAS INTERIORES





CORTANTE ACTUANTE Y CORTANTE RESISTENTE EN LAS VIGAS EXTERIORES





6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- De acuerdo a los resultados manuales obtenidos estos han sido semejantes a los resultados obtenidos con el software CS-Bridge, ...
- el peso específico para el concreto en el diseño de puentes es 2.5 ton/m³ tanto para la superestructura como subestructura.
- Se ha elegido el postensado en relación con el pretensado a razón de que la trayectoria parabólica contrarresta de mejor manera el efecto de las cargas externas.
- El uso de postensado nos permite reducir el peralte Y abarcar mayores luces para las vigas en relación a un puente convencional de concreto armado.
- Cabe indicar que el tensionamiento parcial del cable se realiza a solo la viga, y se completa ya concluido el tablero.
- De acuerdo a nuestros cálculos la deflexión obtenida está dentro del rango admisible que indica la norma AASHTO LRFD
- Se concluye que el ensayo MASW se debería considerar solo como un ensayo preliminar mas no tomar como un ensayo determinante.
- Que se respete el trazado del cable de preesfuerzo, ya que la modificación de esta podría alterar la fuerza preesfuerzo necesario para las vigas.



RECOMENDACIONES

- Este trabajo se realizó para el puente Santiago, lo que se recomienda realizar el diseño también para el puente Belen y Grau.
- Se recomienda que cuando se haga el ensayo de MASW se haga en un momento donde el tránsito sea mínimo o en su defecto restringir totalmente el tránsito ya que esto podría alterar el resultado puesto que estos aparatos son demasiados sensibles.
- Se recomienda que cuando se haga un diseño ya sea en algún software se haga un cálculo manual para la debida comparación.



ANEXOS

DISEÑO DE MEZCLA

CONTENIDO

1. GENERALIDADES
2. OBJETIVOS Y FINES
3. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO Y MATERIALES
4. CONSIDERACIONES DE ESTUDIO
 - 4.1. ENSAYOS REALIZADOS EN EL LABORATORIO
5. DISEÑO DE MEZCLA ACI
6. PRUEBAS
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
 - 7.1. CONCLUSIONES
 - 7.2. RECOMENDACIONES
8. PANEL FOTOGRÁFICO

1.0 GENERALIDADES

Se ara el diseño de las mezcla para complementar la tesis más antes mencionada mediante el método ACI

2.0 OBJETIVOS

El objetivo es el diseño de mezcla para una resistencia de $f_c=280 \text{ Kg/cm}^2$ y de 450 Kg/cm^2 y ponerlos a prueba se hará la utilizando los agregados existentes en la zona.



3.0 CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

En la presente tesis de investigación está compuesto por diferentes componentes como son las vigas postensadas, estribos, zapatas, carpeta de rodadura y cada uno de ellas tienen una resistencia especificada a la compresión para los cuales se requiere el diseño de mezcla según las siguientes características, cabe mencionar que debido a que la relación de agua cemento para la resistencia es muy reducida se vio la necesidad de utilizar plastificante

| RESISTENCIA DE DISEÑO (F' C) | SLUMP (PULG) | TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL | TIPO DE CEMENTO |
|------------------------------|--------------|-----------------------|-----------------|
| 280 | (3"-4") | 1/2" | Sol Tipo I |
| 450 | (1"-2") | 1/2" | Sol Tipo I |

4.0 CONSIDERACIONES DEL ESTUDIO

El método de diseño usado es realizado por el ACI "American Concrete Institute" empleando el método del Peso unitario varillado del agregado grueso

4.1 ENSAYOS REALIZADOS EN EL LABORATORIO DE LA UNSAAC

| N° | ENSAYO | NORMA DE REFERENCIA |
|----|----------------------------------------------------|-------------------------------------------|
| 1 | Contenido de Humedad | MTC E 108-200 y ASTM D-2216 |
| 2 | Cantidad de Material Fino que pasa el Tamiz N°200 | MTC E 108-2000 , ASTM C-117 y AASHTO T-11 |
| 3 | Análisis granulométrico de Agregados Grueso y Fino | MTC E 204-2000 , ASTM C-136 y AASHTO T-27 |
| 4 | Peso Específico y Absorción de Agregados Finos | MTC E 205-2000 , ASTM C-128 y AASHTO T-84 |
| 5 | Peso Específico y Absorción de Agregados Gruesos | MTC E 206-2000 , ASTM C-127 y AASHTO T-85 |
| 6 | Peso Unitario y Vacíos | MTC E 203-2000 , ASTM C-29 |



4.1.1 CONTENIDO DE HUMEDAD

CONTENIDO DE HUMEDAD DE AGREGADO GRUESO

| PIEDRA 1/2" | Capsula | Capsula + Muestra Humeda | Peso muestra humeda | capsula +muestra seca | Peso muestra Seca | Humedad |
|-------------|---------|--------------------------|---------------------|-----------------------|-------------------|---------|
| M- 01 | 58.80 | 173.80 | 115.00 | 172.80 | 114.00 | 0.88% |
| M- 02 | 56.60 | 183.00 | 126.40 | 181.90 | 125.30 | 0.88% |
| M-03 | 58.90 | 184.90 | 126.00 | 183.30 | 124.40 | 1.29% |
| | | | | | | 1.01% |

CONTENIDO DE HUMEDAD DE AGREGADO FINO

| CONFITILLO | Capsula | Capsula + Muestra Humeda | Peso muestra humeda | capsula +muestra seca | Peso muestra Seca | Humedad |
|------------|---------|--------------------------|---------------------|-----------------------|-------------------|---------|
| M- 01 | 56.40 | 168.10 | 111.70 | 167.70 | 111.30 | 0.36% |
| M- 02 | 62.10 | 184.40 | 122.3000 | 184.00 | 121.9000 | 0.33% |
| M-03 | 58.80 | 164.60 | 105.80 | 164.30 | 105.50 | 0.28% |
| | | | | | | 0.32% |

| ARENA | Capsula | Capsula + Muestra Humeda | Peso muestra humeda | capsula +muestra seca | Peso muestra Seca | Humedad |
|-------|---------|--------------------------|---------------------|-----------------------|-------------------|---------|
| M- 01 | 59.00 | 133.20 | 74.20 | 129.40 | 70.40 | 5.40% |
| M- 02 | 60.00 | 141.90 | 81.90 | 138.20 | 78.20 | 4.73% |
| M-03 | 59.30 | 133.80 | 74.50 | 130.50 | 71.20 | 4.63% |
| | | | | | | 4.92% |
| | | | | | | 2.62% |

4.1.2 CANTIDAD DE FINO QUE PASA EL TAMIZ N°200

| | Antes del Lavado | Despues lavado | Porcentaje |
|--------|------------------|----------------|------------|
| Piedra | 1232.71 | 1231.7 | 0.08% |
| Arena | 537.31 | 533.8 | 0.65% |



4.1.3 ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE AGREGADO

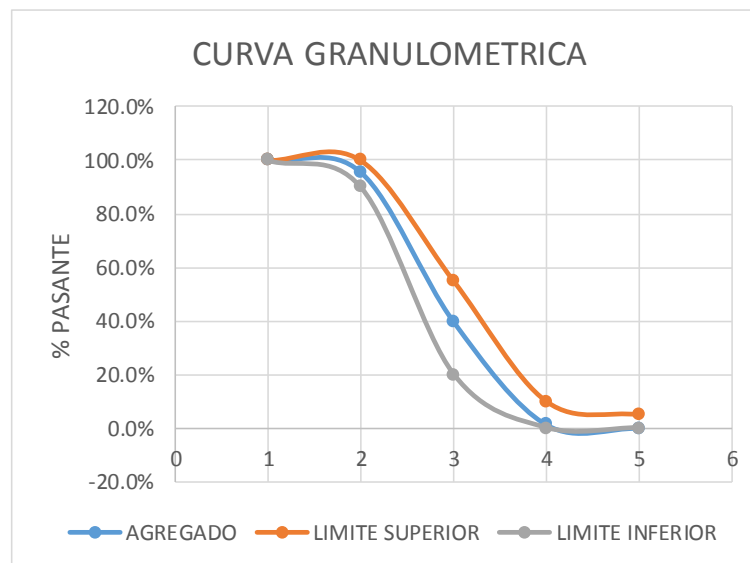
GRUESO Y FINO

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO AGREGADO GRUESO

MUESTRA: PIEDRA DE 1/2"
PROCEDENCIA: CANTERA HUILLQUE

Peso inicial: kg

| MALLA | P.RETENIDO EN gr | % RETENIDO | % RETENIDO ACUMULADO | % PASANTE ACUMULADO |
|-------|------------------|------------|----------------------|---------------------|
| 1" | | 0.00% | 0.00% | 100.00% |
| 3/4" | 534 | 4.68% | 4.68% | 95.32% |
| 1/2" | 3325 | 29.12% | 33.80% | 66.20% |
| 3/8" | 3032 | 26.55% | 60.35% | 39.65% |
| #4 | 4374 | 38.31% | 98.66% | 1.34% |
| #8 | 148.5 | 1.30% | 99.96% | 0.04% |
| #16 | 5 | 0.04% | 100.00% | 0.00% |
| #30 | 0 | 0.00% | 100.00% | 0.00% |
| #50 | 0 | 0.00% | 100.00% | 0.00% |
| #100 | 0 | 0.00% | 100.00% | 0.00% |
| #200 | 0 | 0.00% | 100.00% | 0.00% |
| TOTAL | 11418.5 | 100.00% | | |





ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO AGREGADO FINO

MUESTRA: Confitillo Y Arena fina cunyac (6:4)

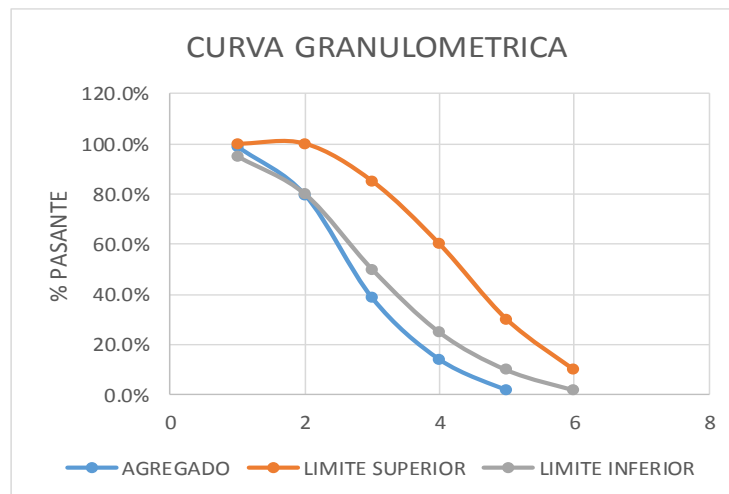
PROCEDENCIA:

Peso inicial: 1083.94 kg

| MALLA | P.RETENIDO EN gr | % RETENIDO | % RETENIDO ACUMULADO | % PASANTE ACUMULADO |
|-------|------------------|------------|----------------------|---------------------|
| 1" | | 0.00% | 0.00% | 100.00% |
| 3/4" | 0 | 0.00% | 0.00% | 100.00% |
| 1/2" | 0 | 0.00% | 0.00% | 100.00% |
| 3/8" | 0 | 0.00% | 0.00% | 100.00% |
| #4 | 13.86 | 1.29% | 1.29% | 98.71% |
| #8 | 205.84 | 19.23% | 20.53% | 79.47% |
| #16 | 240.05 | 22.43% | 42.95% | 57.05% |
| #30 | 198.91 | 18.58% | 61.54% | 38.46% |
| #50 | 261.38 | 24.42% | 85.96% | 14.04% |
| #100 | 130.8 | 12.22% | 98.18% | 1.82% |
| #200 | 19.51 | 1.82% | 100.00% | 0.00% |
| TOTAL | 1070.35 | 100.00% | | |

Modulo de fineza:

$$MF = \frac{\sum \% \text{ retenido acumulado}}{100} = 3.10$$





4.1.4 PESO ESPECÍFICO Y ABSORCIÓN DE AGREGADOS FINOS

PESO ESPECÍFICO AGREGADO FINO

1.- Comenzamos cuarteando la muestra y utilizar la cantidad aproximada de 1 kg

2.- Se procede a secar en el horno por un periodo de 24 hrs

Peso de muestra totalmente se 292.21 gr

3.- Sumergir la muestra por un periodo de 24 hrs

4.- Secar la muestra saturada sin perder finos

Peso de muestra saturada con superficie 300 gr

5.- Se realiza en procedimiento del molde conico hasta obtener el estado saturado con superficie seca

5.- Introducir en el picnometro previamente tarado, 500 gr de muestra se añade agua segudamente extraer el aire interno

Peso de picnometro con agua: 640.61 gr

Peso muestra , agua y picnome: 832.25 gr

6.- Sacar la muestra del picnometro y secar en el horno por 24 hrs

Peso muestra seca: 292.21 gr

Resultados:

$$\text{Peso específico nominal} = \frac{A}{B + A - C} = \quad \mathbf{2.91} \quad \text{gr/cm}^3$$

$$\text{Peso específico aparente (S. S. S)} = \frac{A}{B + S - C} = \quad \mathbf{2.70} \quad \text{gr/cm}^3$$

$$\text{Absorción} = \frac{S - A}{A} \times 100 = \quad \mathbf{2.67\%}$$

Donde:

A = Peso de muestra totalmente seca en gramos

B = Peso del picnometro lleno de agua en gramos

C = Peso de muestra, agua y picnometro, gramos

S = Peso de muestra saturada con superficie seca en gramos



4.1.5 PESO ESPECÍFICO Y ABSORCIÓN DE AGREGADOS GRUESOS

PESO ESPECÍFICO AGREGADO GRUESO

1.- Comenzamos cuarteando la muestra y utilizar la cantidad mínima para el ensayo según la tabla nro 1

Tabla N° 01

| Tamaño máximo nominal | Cantidad mínima de muestra (kg) |
|-----------------------|---------------------------------|
| 1/2" | 2 |
| 3/4" | 3 |
| 1" | 4 |
| 1 1/2" | 5 |
| 2" | 8 |
| 2 1/2" | 12 |
| 3" | 18 |
| 3 1/2" | 25 |

2.- Después de lavada la muestra y esta libre de polvo, se procede a secar en el horno por un periodo de 24 hrs

Peso de muestra totalmente seca: 629.23 gr

3.- Sumergir la muestra por un periodo de 24 hrs

4.- Secar la muestra saturada hasta obtener una muestra saturada con superficie seca

Peso de muestra saturada con superficie 638.19 gr

5.- Se coloca la muestra en una probeta de vidrio y se determina su peso sumergida en el agua

Peso de muestra sumergida en agua: 399.44 gr

5.- Secar la muestra en el horno y determinar su peso seco

Peso agregado seco: 629.23 gr

Resultados:

$$\text{Peso específico nominal} = \frac{A}{A - C} = 2.74 \text{ gr/cm}^3$$

$$\text{Peso específico aparente (S. S. S)} = \frac{A}{B - C} = 2.64 \text{ gr/cm}^3$$

$$\text{Absorción} = \frac{B - A}{A} \times 100 = 1.42\%$$

Donde:

A = Peso de muestra totalmente seca en gramos

B = Peso de muestra saturada con superficie seca en gramos

C = Peso de muestra sumergida en agua, gramos



4.1.6 PESO UNITARIO Y VACIOS

ENSAYO PESO UNITARIO

PESO UNITARIO AGREGADO GRUESO

$$h = 11.3 \text{ cm}$$

$$d = 15 \text{ cm}$$

$$v = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$v = 0.002 \text{ m}^3$$

| Agregado Grueso | Peso Suelto | Peso Compactado | Volumen |
|-----------------|-------------|-----------------|---------|
| piedra 1/2" | 2.90 | 3.33 | 0.00200 |

PESO UNITARIO SUELTO

$$P. U = \frac{W_s}{V} = 1450.32 \text{ kg/m}^3$$

PESO UNITARIO COMPACTADO

$$P. U = \frac{W_c}{V} = 1666.81 \text{ kg/m}^3$$

PESO UNITARIO AGREGADO FINO

$$h = 11.16 \text{ cm}$$

$$d = 10 \text{ cm}$$

$$v = \frac{\pi d^2}{4}$$

$$v = 0.00088$$

| AGREGADO FINO | Peso Suelto | Peso Compactado | Volumen |
|---------------|-------------|-----------------|---------|
| confitillo | 1.62 | 1.78 | 0.00088 |

PESO UNITARIO SUELTO

$$P. U = \frac{W_s}{V} = 1846.47 \text{ kg/m}^3$$

PESO UNITARIO COMPACTADO

$$P. U = \frac{W_c}{V} = 2025.71 \text{ kg/m}^3$$



5.0 DISEÑO DE MEZCLA MÉTODO ACI

5.1 PARA 280 Kg/CM²

DISEÑO DE MEZCLA MÉTODO ACI

f'cr aplicable cuando no se dispone de resultados para definir la desviacion estandar

| f'cr especificado | f'cr(kg/cm ²) |
|-------------------|---------------------------|
| Menos de 210 | f'c + 70 |
| 210 a 350 | f'c + 84 |
| Mayor de 350 | f'c + 98 |

Si f'c= 280 kg/cm²

$$f'cr = 280 + 84 = 364 \text{ kg/cm}^2$$

| | |
|-------------------------|-------|
| Slump con plastificante | 3"-4" |
|-------------------------|-------|

Características agregado grueso

| | | |
|-------------------------------|---------|-------------------|
| Tamaño Maximo Nominal: | 1/2" | |
| Peso especifico seco: | 2738.28 | kg/m ³ |
| Peso Unitario Compactado Seco | 1666.81 | kg/m ³ |
| Absorcion: | 1.42% | |
| Humedad: | 1.01% | |

Características agregado fino

| | | |
|-----------------------|---------|-------------------|
| Peso especifico seco: | 2905.54 | kg/m ³ |
| Modulo de fineza: | 3.10 | |
| Absorcion: | 2.67% | |
| Humedad: | 2.62% | |

Cemento : Sol Tipo 1

Peso especifico : 3120 kg/m³

Agua

Peso especifico : 1000 kg/m³

Concreto sin aire

1.-Volumen de agua

TABLA NRO 1. Cantidad aproximada de agua para diferentes Slump

| SLUMP | 3/8" | 1/2" | 3/4" | 1" | 1 1/2" | 2" | 3" | 4" |
|----------------------|------|------|------|-----|--------|-----|-----|-----|
| Sin aire incorporado | | | | | | | | |
| 1" a 2" | 207 | 199 | 190 | 179 | 166 | 154 | 130 | 113 |
| 3" a 4" | 228 | 216 | 205 | 193 | 181 | 169 | 145 | 124 |
| 6" a 7" | 243 | 228 | 216 | 202 | 190 | 178 | 160 | |

$$Vol \text{ de agua (m}^3) = \frac{\text{peso de agua (kg)}}{\text{peso especifico agua (kg/m}^3)}$$

$$Vol \text{ de agua (m}^3) = 0.216 \text{ m}^3$$



2.- Volumen de cemento

TABLA NRO 2. Relacion agua-cemento

| f'c a 28 días (kg/cm ²) | Relacion agua/cemento en peso | |
|----------------------------------------|-------------------------------|----------------------|
| | Sin aire incorporado | con aire incorporado |
| 450 | 0.38 | - |
| 400 | 0.42 | - |
| 350 | 0.47 | 0.39 |
| 300 | 0.54 | 0.45 |
| 250 | 0.61 | 0.52 |
| 200 | 0.69 | 0.6 |
| 150 | 0.79 | 0.7 |

| f'cr | a/c |
|------|-------|
| 400 | 0.420 |
| 364 | 0.456 |
| 350 | 0.470 |

$$\text{Peso del cemento (m3)} = \frac{\text{peso del agua (kg)}}{\text{relacion agua - cemento(kg/m3)}}$$

$$\text{Peso de cemento (m3)} = 473.68 \quad \text{kg}$$

$$\text{Vol del cemento (m3)} = \frac{\text{peso del cemento (kg)}}{\text{peso especifico cemento (kg/m3)}}$$

$$\text{Vol de cemento (m3)} = 0.152 \quad \text{m3}$$

3.- Volumen del agregado

| Tamaño maximo del agregado | Volumen del agregado grueso compactado en seco para diversos modulos de fineza de la arena | | | |
|-------------------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------|------|------|------|
| | 2.4 | 2.6 | 2.8 | 3 |
| 3/8" | 0.5 | 0.48 | 0.46 | 0.44 |
| 1/2" | 0.59 | 0.57 | 0.55 | 0.53 |
| 3/4" | 0.66 | 0.64 | 0.62 | 0.6 |
| 1" | 0.71 | 0.69 | 0.67 | 0.65 |
| 1 1/2" | 0.75 | 0.73 | 0.71 | 0.69 |
| 2" | 0.78 | 0.76 | 0.74 | 0.72 |
| 3" | 0.82 | 0.79 | 0.78 | 0.75 |
| 6" | 0.87 | 0.85 | 0.83 | 0.81 |

| f'cr | Volumen agregado |
|------|------------------|
| 3.10 | 0.600 |



**UNIVERSIDAD NACIONAL SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**





UNIVERSIDAD NACIONAL SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



$$\text{Vol del agregado abs (m3)} = \frac{\text{Volumen del agregado (tabla3)} \times \text{peso unitario compactado seco (kg)}}{\text{peso especifico seco (kg/m3)}}$$

$$\text{Vol del agregado abs (m3)} = 0.365 \quad \text{m3}$$

4.- Se suman los volumnes calculados hasta aquí

| | |
|------------------------|-------|
| Vol de agua | 0.216 |
| Vol de cemento | 0.152 |
| Vol de agregado Grueso | 0.365 |
| | 0.733 |

5.- Se resta el volumen total obtenido de paso 4 de 1 m3 para obtener el volumen abs de agregado fino

$$1\text{m}^3 - 0.733\text{m}^3 = 0.267 \quad \text{m}^3$$

6.- Se calculan los pesos en base a los volumenes obtenidos, multiplicando por sus pesos especificos

| Elemento | Volumen Absoluto m3 | Peso especifico kg/m3 | Peso kg |
|---------------|------------------------|--------------------------|---------|
| agua | 0.216 | 1000.000 | 216.00 |
| cemento | 0.152 | 3120.000 | 473.68 |
| pedra | 0.365 | 2738.283 | 1000.09 |
| agregado fino | 0.267 | 2905.538 | 775.65 |
| total | 1 | | |

7.- se corrige por absorcion y humedad

| | | |
|-------------------------------------|-----------------------|---------|
| Piedra humeda pesara | 1000.09x(100%+1.01%)= | 1010.22 |
| agregado fino humeda pesara | 775.65x(100%+2.62%)= | 795.99 |
| Balance de agua en la piedra | 1.01%-1.42%= | -0.0041 |
| Balance de agua en el agregado fino | 2.62%-2.67%= | -0.0004 |
| Contribucion agua piedra | 1010.22x(-0.0041)= | -4.14 |
| Contribucion agua agregado fino | 795.99x(-0.0004)= | -0.34 |

El agua de mezcla corregida sera:

$$\text{Agua final} \quad 216 - (-4.22 - 0.34) = 220.49 \quad \text{kg}$$

8.- Diseño final

| | KG | Proporcion |
|---------------|---------|------------|
| agua | 220.49 | 0.47 |
| cemento | 473.68 | 1.00 |
| pedra | 1010.22 | 2.13 |
| agregado fino | 795.99 | 1.68 |
| | | 5.28 |



5.2 PARA 450 Kg/CM²

DISEÑO DE MEZCLA METODO ACI

f'cr aplicable cuando no se dispone de resultados para definir la desviacion estandar

| f'cr especificado | f'cr(kg/cm ²) |
|-------------------|---------------------------|
| Menos de 210 | f'c + 70 |
| 210 a 350 | f'c + 84 |
| Mayor de 350 | f'c + 98 |

Si f'c = 450 kg/cm²

$$f'cr = 450 + 98 = 548 \text{ kg/cm}^2$$

| | |
|--------------------------------|-------|
| Slump con plastificante | 1"-2" |
|--------------------------------|-------|

Características agregado grueso

| | | |
|-------------------------------|---------|-------------------|
| Tamaño Maximo Nominal: | 1/2" | |
| Peso especifico seco: | 2738.28 | kg/m ³ |
| Peso Unitario Compactado Seco | 1666.81 | kg/m ³ |
| Absorcion: | 1.42% | |
| Humedad: | 1.01% | |

Características agregado fino

| | | |
|-----------------------|---------|-------------------|
| Peso especifico seco: | 2905.54 | kg/m ³ |
| Modulo de fineza: | 3.10 | |
| Absorcion: | 2.67% | |
| Humedad: | 2.62% | |

Cemento : Sol Tipo 1

Peso especifico : 3120 kg/m³

Agua

Peso especifico : 1000 kg/m³

Concreto sin aire

1.-Volumen de agua

TABLA NRO 1. Cantidad aproximada de agua para diferentes Slump

| SLUMP | Agua de mezcla para los tamaños maximos de agregado grueso | | | |
|---------|------------------------------------------------------------|------|------|-----|
| | 3/8" | 1/2" | 3/4" | 1" |
| 1" a 2" | 183 | 174 | 168 | 165 |
| 3" a 4" | 189 | 183 | 174 | 171 |
| 6" a 7" | 195 | 189 | 180 | 177 |

$$Vol \text{ de agua (m}^3) = \frac{\text{peso de agua (kg)}}{\text{peso especifico agua (kg/m}^3)}$$

$$Vol \text{ de agua (m}^3) = 0.168 \text{ m}^3$$



2.- Volumen de cemento

TABLA NRO 2. Relacion agua-cemento

| Relacion agua-cemento con plastificante | | | | |
|-----------------------------------------|--------------|---------------------------------------------------------------------|------|------|
| Resistencia promedio f'cr (kg/cm2) | Edad 28 dias | Relacion agua/cemento para los tamaños maximos de agregados gruesos | | |
| | | 3/8" | 1/2" | 3/4" |
| 500 | 28 | 0.49 | 0.47 | 0.45 |
| 550 | 28 | 0.44 | 0.42 | 0.4 |
| 600 | 28 | 0.4 | 0.38 | 0.36 |
| 650 | 28 | 0.36 | 0.35 | 0.33 |
| 700 | 28 | 0.33 | 0.32 | 0.31 |
| 750 | 28 | 0.31 | 0.3 | 0.28 |
| 800 | 28 | 0.29 | 0.28 | 0.26 |
| 850 | 28 | 0.27 | 0.26 | 0.25 |

| f'cr | a/c |
|------|-------|
| 500 | 0.450 |
| 548 | 0.402 |
| 550 | 0.400 |

$$\text{Peso del cemento (m3)} = \frac{\text{peso del agua (kg)}}{\text{relacion agua - cemento (kg/m3)}}$$

$$\text{Peso de cemento (m3)} = 417.91 \quad \text{kg}$$

$$\text{Vol del cemento (m3)} = \frac{\text{peso del cemento (kg)}}{\text{peso especifico cemento (kg/m3)}}$$

$$\text{Vol de cemento (m3)} = 0.134 \quad \text{m3}$$

3.- Volumen del agregado

| Volumen del agregado grueso por unidad de volumen de concreto (modulos de fineza del agregado fino entre 2.5-3.2) | | | | |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|------|------|------|------|
| Tamaño nominal maximo | 3/8" | 1/2" | 3/4" | 1" |
| Fraccion volumetrica | 0.65 | 0.68 | 0.72 | 0.75 |

$$\text{Volumen de agregado según el modulo de finesa} = 0.68$$

$$\text{Vol del agregado abs (m3)} = \frac{\text{Volumen del agregado (tabla3)} \times \text{peso unitario compactado seco (kg)}}{\text{peso especifico seco (kg/m3)}}$$

$$\text{Vol del agregado abs (m3)} = 0.414 \quad \text{m3}$$

4.- Se suman los volúmenes calculados hasta aquí

| | |
|------------------------|-------|
| Vol de agua | 0.168 |
| Vol de cemento | 0.134 |
| Vol de agregado Grueso | 0.414 |
| | 0.716 |



5.- Se resta el volumen total obtenido de paso 4 de 1 m³ para obtener el volumen abs de agregado fino

$$1\text{m}^3 - 0.716\text{m}^3 = 0.284 \text{ m}^3$$

6.- Se calculan los pesos en base a los volúmenes obtenidos, multiplicando por sus pesos específicos

| Elemento | Volumen Absoluto m ³ | Peso específico kg/m ³ | Peso kg |
|---------------|---------------------------------|-----------------------------------|---------|
| agua | 0.168 | 1000.000 | 168.00 |
| cemento | 0.134 | 3120.000 | 417.91 |
| pedra | 0.414 | 2738.283 | 1133.43 |
| agregado fino | 0.284 | 2905.538 | 825.56 |
| total | 1 | | |

7.- Se corrige por absorción y humedad

| | | |
|-------------------------------------|-------------------------------------|---------|
| Piedra húmeda pesara | $1133.43 \times (100\% + 1.01\%) =$ | 1144.92 |
| agregado fino húmeda pesara | $825.56 \times (100\% + 2.62\%) =$ | 847.21 |
| Balance de agua en la piedra | $1.01\% - 1.42\% =$ | -0.0041 |
| Balance de agua en el agregado fino | $2.62\% - 2.67\% =$ | -0.0004 |
| Contribución agua piedra | $1144.92 \times (-0.0041) =$ | -4.70 |
| Contribución agua agregado fino | $847.21 \times (-0.0004) =$ | -0.37 |

El agua de mezcla corregida será:

$$\text{Agua final} \quad 168 - (-4.70 - 0.37) = 173.06 \quad \text{kg}$$

8.- Diseño final

| | KG | Proporción |
|---------------|---------|------------|
| agua | 173.06 | 0.41 |
| cemento | 417.91 | 1.00 |
| pedra | 1144.92 | 2.74 |
| agregado fino | 847.21 | 2.03 |
| | | 6.18 |



6.0 PRUEBAS

| Muestra | f'c | Vaciado | Peso kg | Fuerza | | Area cm ² | Esfuerzo kg/cm ² | % | Observacion |
|---------|--------------------|------------|------------|------------|-------|-------------------------|--------------------------------|--------|-------------|
| | kg/cm ² | | | lbr-fuerza | kg | | | | |
| 7 días | | | | | | | | | |
| m1 | 450 | 29/10/2018 | 4099.9 | 80000 | 36000 | 78.54 | 458.37 | 101.86 | |
| m2 | 450 | 29/10/2018 | 4115.2 | 75000 | 33750 | 78.54 | 429.72 | 95.49 | |
| m3 | 450 | 29/10/2018 | 4051.2 | 45000 | 20250 | 78.54 | 257.83 | 57.30 | |
| m1 | 280 | 29/10/2018 | 4029.8 | 50000 | 22500 | 78.54 | 286.48 | 102.31 | |

7.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

- De acuerdo al diseño que se propuso tanto para 280 kg/cm² como para 450 Kg/cm² y haciendo la prueba de compresión se está llegando a la resistencia a más del 70% a los 7 días
- Cuando se haga diseño de altas resistencias el tipo de cemento debe de ser tipo I
- En cuanto a los agregados en particular el del agregado grueso debe tener un peso específico mayor a 2.65 gr/cm³
- Tanto los agregados fino como grueso deben estar lo más limpio que sea posible

7.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda que el agregado grueso sea de preferencia el de la cantera de Huillque, porque es limpio



- El tipo de cemento tiene que ser de tipo I y de preferencia Sol pues este tiene un peso específico de 3.12 gr/cm^3
- Para que sea trabajable se debería incorporar un plastificante cuando ya se haga diseños de altas resistencias.

8 PANEL FOTOGRÁFICO





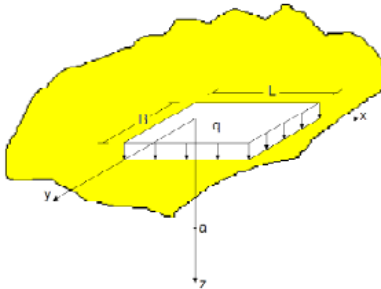


BULBO DE TENSIONES

Se denominan isobaras de tensión a las curvas o superficies obtenidas enlazándose los puntos de la misma tensión vertical. Este conjunto de isobaras forma lo que se da en llamar “bulbo de tensiones”.

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS EN EL TERRENO DEBIDO A UNA CARGA RECTANGULAR

METODO BASADO EN LA TEORIA DE BOUSSINESQ



Partiendo de la solución dada por Boussinesq para una carga puntual y la definición de r , y dividiendo un área cargada rectangular en diferenciales de área, como la mostrada en la figura, donde una carga puntual sobre un diferencial se puede aproximar a, $dp=q \, dx \, dy$ obtenemos que:

$$d(\Delta\sigma_z) = \frac{3(qd_x d_y)}{2\pi z^2 \left(1 + \left(\frac{\sqrt{x^2 + y^2}}{z}\right)^2\right)^{\frac{5}{2}}} = \frac{3(qd_x d_y)z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}}$$

Integrando en toda la superficie del área rectangular, tendríamos que:

$$\Delta\sigma_z = \int_{Y=0}^{y=L} \int_{x=0}^{x=B} \frac{3(qd_x d_y)z^3}{2\pi(x^2 + y^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}}$$



Al solucionar la anterior integral (newmark) 1935, encontraríamos que el incremento de el esfuerzo vertical $\Delta\sigma_z$ para un punto cualquiera (a) debajo de la esquina de una cimentación rectangular, de ancho B y largo L, cargada con un valor de esfuerzo de contacto (q) uniformemente distribuido, en una profundidad dada (z) cualquiera, será:

$$\Delta\sigma_z = qI(m, n)$$

Donde:

$$q = \text{Esfuerzo} \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}} \right)$$

I = Factor de influencia

$$m = \frac{B}{z} \quad \text{y} \quad n = \frac{L}{z}$$

$$V = m^2 + n^2 + 1$$

$$W = m^2 \cdot n^2$$

$$X = 2 \cdot m \cdot n$$

En el caso de:

$$\text{si } V > W, I_z = \frac{1}{\pi} \left(\frac{X \cdot \sqrt{V}}{V + W} \cdot \frac{V + 1}{V} + \arctg \left(\frac{X \cdot \sqrt{V}}{V - W} \right) \right)$$

Caso contrario:

$$\text{si } V < W, I_z = \frac{1}{\pi} \left(\frac{X \cdot \sqrt{V}}{V + W} \cdot \frac{V + 1}{V} + \arctg \left(\frac{X \cdot \sqrt{V}}{V - W} \right) + \pi \right)$$

Para el estribo

$$B = 7.2 \text{ m} \quad \text{y} \quad L = 14 \text{ m}$$

$$q = 22.1 \text{ ton/m}^2$$



UNIVERSIDAD NACIONAL SAN ANTONIO ABAD DEL CUSCO
FACULTAD DE ARQUITECTURA E INGENIERÍA CIVIL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



Valores de esfuerzos en el budo de presiones

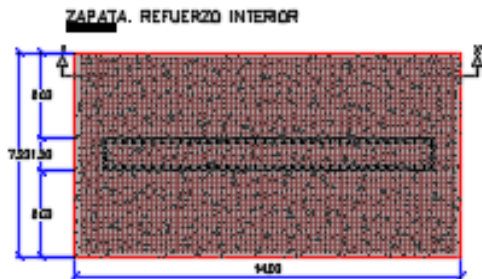
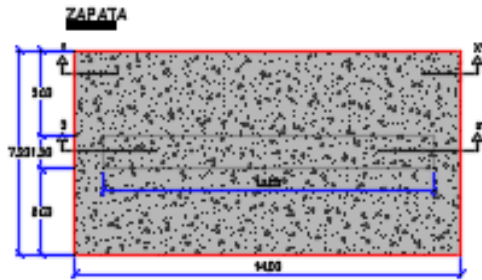
| Ancho (B) m | Largo (L) m | Carga (q) ton/m ² | Potundia ad (z) m | $m = \frac{B}{2.z}$ | $n = \frac{L}{2.z}$ | $V = m^2 + n^2 + 1$ | $W = m^2.n^2$ | $X = 2.m.n$ | $I_z =$ | $\sigma_v = q.I_z$ Ton/m ² | % |
|----------------|----------------|---------------------------------|-------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------|-------------|---------|------------------------------------------|--------|
| 7.2 | 14 | 22.1 | 0.25 | 14.40 | 28.00 | 992.36 | 162570.24 | 806.40 | 1.00 | 22.10 | 99.98% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 0.5 | 7.20 | 14.00 | 248.84 | 10160.64 | 201.60 | 1.00 | 22.07 | 99.88% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 0.75 | 4.80 | 9.33 | 111.15 | 2007.04 | 89.60 | 1.00 | 22.01 | 99.61% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 1 | 3.60 | 7.00 | 62.96 | 635.04 | 50.40 | 0.99 | 21.90 | 99.11% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 1.25 | 2.88 | 5.60 | 40.65 | 260.11 | 32.26 | 0.98 | 21.73 | 98.33% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 1.5 | 2.40 | 4.67 | 28.54 | 125.44 | 22.40 | 0.97 | 21.50 | 97.27% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 1.75 | 2.06 | 4.00 | 21.23 | 67.71 | 16.46 | 0.96 | 21.20 | 95.92% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 2 | 1.80 | 3.50 | 16.49 | 39.69 | 12.60 | 0.94 | 20.84 | 94.30% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 2.25 | 1.60 | 3.11 | 13.24 | 24.78 | 9.96 | 0.92 | 20.43 | 92.44% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 2.5 | 1.44 | 2.80 | 10.91 | 16.26 | 8.06 | 0.90 | 19.97 | 90.37% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 2.75 | 1.31 | 2.55 | 9.19 | 11.10 | 6.66 | 0.88 | 19.48 | 88.14% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 3 | 1.20 | 2.33 | 7.88 | 7.84 | 5.60 | 0.86 | 18.96 | 85.78% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 3.25 | 1.11 | 2.15 | 6.87 | 5.69 | 4.77 | 0.83 | 18.42 | 83.33% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 3.5 | 1.03 | 2.00 | 6.06 | 4.23 | 4.11 | 0.81 | 17.86 | 80.82% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 3.75 | 0.96 | 1.87 | 5.41 | 3.21 | 3.58 | 0.78 | 17.30 | 78.28% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 4 | 0.90 | 1.75 | 4.87 | 2.48 | 3.15 | 0.76 | 16.74 | 75.73% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 4.25 | 0.85 | 1.65 | 4.43 | 1.95 | 2.79 | 0.73 | 16.18 | 73.20% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 4.5 | 0.80 | 1.56 | 4.06 | 1.55 | 2.49 | 0.71 | 15.62 | 70.70% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 4.75 | 0.76 | 1.47 | 3.75 | 1.25 | 2.23 | 0.68 | 15.08 | 68.24% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 5 | 0.72 | 1.40 | 3.48 | 1.02 | 2.02 | 0.66 | 14.55 | 65.83% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 5.25 | 0.69 | 1.33 | 3.25 | 0.84 | 1.83 | 0.63 | 14.03 | 63.48% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 5.5 | 0.65 | 1.27 | 3.05 | 0.69 | 1.67 | 0.61 | 13.53 | 61.20% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 5.75 | 0.63 | 1.22 | 2.87 | 0.58 | 1.52 | 0.59 | 13.04 | 58.99% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 6 | 0.60 | 1.17 | 2.72 | 0.49 | 1.40 | 0.57 | 12.56 | 56.85% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 6.25 | 0.58 | 1.12 | 2.59 | 0.42 | 1.29 | 0.55 | 12.11 | 54.79% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 6.5 | 0.55 | 1.08 | 2.47 | 0.36 | 1.19 | 0.53 | 11.67 | 52.80% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 6.75 | 0.53 | 1.04 | 2.36 | 0.31 | 1.11 | 0.51 | 11.25 | 50.89% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 7 | 0.51 | 1.00 | 2.26 | 0.26 | 1.03 | 0.49 | 10.84 | 49.05% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 7.25 | 0.50 | 0.97 | 2.18 | 0.23 | 0.96 | 0.47 | 10.45 | 47.28% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 7.5 | 0.48 | 0.93 | 2.10 | 0.20 | 0.90 | 0.46 | 10.07 | 45.59% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 7.75 | 0.46 | 0.90 | 2.03 | 0.18 | 0.84 | 0.44 | 9.71 | 43.96% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 8 | 0.45 | 0.88 | 1.97 | 0.16 | 0.79 | 0.42 | 9.37 | 42.40% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 8.25 | 0.44 | 0.85 | 1.91 | 0.14 | 0.74 | 0.41 | 9.04 | 40.90% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 8.5 | 0.42 | 0.82 | 1.86 | 0.12 | 0.70 | 0.39 | 8.72 | 39.47% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 8.75 | 0.41 | 0.80 | 1.81 | 0.11 | 0.66 | 0.38 | 8.42 | 38.10% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 9 | 0.40 | 0.78 | 1.76 | 0.10 | 0.62 | 0.37 | 8.13 | 36.79% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 9.25 | 0.39 | 0.76 | 1.72 | 0.09 | 0.59 | 0.36 | 7.85 | 35.53% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 9.5 | 0.38 | 0.74 | 1.69 | 0.08 | 0.56 | 0.34 | 7.59 | 34.32% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 9.75 | 0.37 | 0.72 | 1.65 | 0.07 | 0.53 | 0.33 | 7.33 | 33.17% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 10 | 0.36 | 0.70 | 1.62 | 0.06 | 0.50 | 0.32 | 7.09 | 32.07% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 10.25 | 0.35 | 0.68 | 1.59 | 0.06 | 0.48 | 0.31 | 6.85 | 31.01% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 10.5 | 0.34 | 0.67 | 1.56 | 0.05 | 0.46 | 0.30 | 6.63 | 29.99% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 10.75 | 0.33 | 0.65 | 1.54 | 0.05 | 0.44 | 0.29 | 6.41 | 29.02% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 11 | 0.33 | 0.64 | 1.51 | 0.04 | 0.42 | 0.28 | 6.21 | 28.09% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 11.25 | 0.32 | 0.62 | 1.49 | 0.04 | 0.40 | 0.27 | 6.01 | 27.20% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 11.5 | 0.31 | 0.61 | 1.47 | 0.04 | 0.38 | 0.26 | 5.82 | 26.35% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 11.75 | 0.31 | 0.60 | 1.45 | 0.03 | 0.37 | 0.26 | 5.64 | 25.53% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 12 | 0.30 | 0.58 | 1.43 | 0.03 | 0.35 | 0.25 | 5.47 | 24.75% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 12.25 | 0.29 | 0.57 | 1.41 | 0.03 | 0.34 | 0.24 | 5.30 | 23.99% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 12.5 | 0.29 | 0.56 | 1.40 | 0.03 | 0.32 | 0.23 | 5.14 | 23.27% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 12.75 | 0.28 | 0.55 | 1.38 | 0.02 | 0.31 | 0.23 | 4.99 | 22.58% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 13 | 0.28 | 0.54 | 1.37 | 0.02 | 0.30 | 0.22 | 4.84 | 21.91% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 13.25 | 0.27 | 0.53 | 1.35 | 0.02 | 0.29 | 0.21 | 4.70 | 21.27% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 13.5 | 0.27 | 0.52 | 1.34 | 0.02 | 0.28 | 0.21 | 4.57 | 20.66% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 13.75 | 0.26 | 0.51 | 1.33 | 0.02 | 0.27 | 0.20 | 4.44 | 20.07% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 14 | 0.26 | 0.50 | 1.32 | 0.02 | 0.26 | 0.20 | 4.31 | 19.51% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 14.25 | 0.25 | 0.49 | 1.31 | 0.02 | 0.25 | 0.19 | 4.19 | 18.96% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 14.5 | 0.25 | 0.48 | 1.29 | 0.01 | 0.24 | 0.18 | 4.07 | 18.44% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 14.75 | 0.24 | 0.47 | 1.28 | 0.01 | 0.23 | 0.18 | 3.96 | 17.93% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 15 | 0.24 | 0.47 | 1.28 | 0.01 | 0.22 | 0.17 | 3.86 | 17.45% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 15.25 | 0.24 | 0.46 | 1.27 | 0.01 | 0.22 | 0.17 | 3.75 | 16.98% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 15.5 | 0.23 | 0.45 | 1.26 | 0.01 | 0.21 | 0.17 | 3.65 | 16.53% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 15.75 | 0.23 | 0.44 | 1.25 | 0.01 | 0.20 | 0.16 | 3.56 | 16.10% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 16 | 0.23 | 0.44 | 1.24 | 0.01 | 0.20 | 0.16 | 3.47 | 15.68% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 16.25 | 0.22 | 0.43 | 1.23 | 0.01 | 0.19 | 0.15 | 3.38 | 15.28% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 16.5 | 0.22 | 0.42 | 1.23 | 0.01 | 0.19 | 0.15 | 3.29 | 14.89% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 16.75 | 0.21 | 0.42 | 1.22 | 0.01 | 0.18 | 0.15 | 3.21 | 14.52% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 17 | 0.21 | 0.41 | 1.21 | 0.01 | 0.17 | 0.14 | 3.13 | 14.16% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 17.25 | 0.21 | 0.41 | 1.21 | 0.01 | 0.17 | 0.14 | 3.05 | 13.81% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 17.5 | 0.21 | 0.40 | 1.20 | 0.01 | 0.16 | 0.13 | 2.98 | 13.47% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 17.75 | 0.20 | 0.39 | 1.20 | 0.01 | 0.16 | 0.13 | 2.91 | 13.15% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 18 | 0.20 | 0.39 | 1.19 | 0.01 | 0.16 | 0.13 | 2.84 | 12.83% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 18.25 | 0.20 | 0.38 | 1.19 | 0.01 | 0.15 | 0.13 | 2.77 | 12.53% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 18.5 | 0.19 | 0.38 | 1.18 | 0.01 | 0.15 | 0.12 | 2.70 | 12.24% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 18.75 | 0.19 | 0.37 | 1.18 | 0.01 | 0.14 | 0.12 | 2.64 | 11.95% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 19 | 0.19 | 0.37 | 1.17 | 0.00 | 0.14 | 0.12 | 2.58 | 11.68% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 19.25 | 0.19 | 0.36 | 1.17 | 0.00 | 0.14 | 0.11 | 2.52 | 11.41% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 19.5 | 0.18 | 0.36 | 1.16 | 0.00 | 0.13 | 0.11 | 2.47 | 11.16% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 19.75 | 0.18 | 0.35 | 1.16 | 0.00 | 0.13 | 0.11 | 2.41 | 10.91% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 20 | 0.18 | 0.35 | 1.15 | 0.00 | 0.13 | 0.11 | 2.36 | 10.67% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 20.25 | 0.18 | 0.35 | 1.15 | 0.00 | 0.12 | 0.10 | 2.31 | 10.43% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 20.5 | 0.18 | 0.34 | 1.15 | 0.00 | 0.12 | 0.10 | 2.26 | 10.21% |
| 7.2 | 14 | 22.1 | 20.75 | 0.17 | 0.34 | 1.14 | 0.00 | 0.12 | 0.10 | 2.21 | 9.99% |



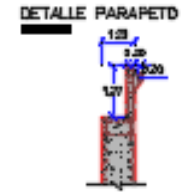
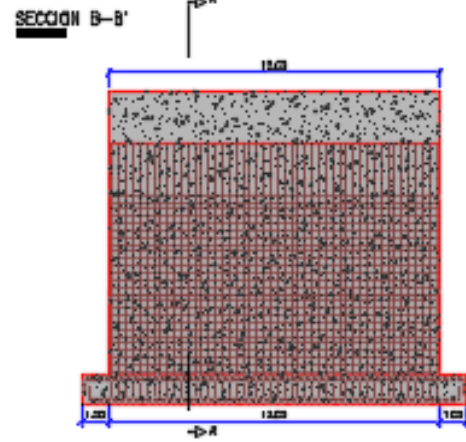
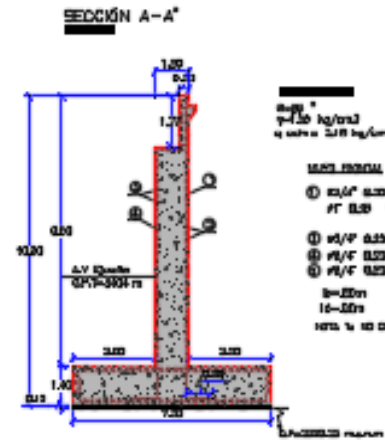
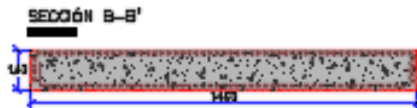
Bibliografía

- BADILLO. (2011). *MECANICA DE SUELOS*. MEXICO.
- BRAJA, M. (2010). *FUNDAMENTOS DE INGENIERIA DE CIMENTACIONES*.
- CAPECO. (2010). *MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES*. LIMA PERU.
- COMUNICACIONES, M. D. (2003). *MANUAL DE DISEÑO DE PUENTES*. LIMA PERU.
- FONSECA, R. L. (2015). *DISEÑO DE UN PUENTE CON VIGAS PREFABRICADAS*.
- HERRERA, .. (1996). *PUENTES*. BOGOTA.
- HERRERA, P. (2000). *INTRODUCCION AL DISEÑO DE PUENTES EN CONCRETO*. LIMA PERU.
- LIN, T. (1984). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO PREESFORZADO*.
- MONTALVAN, S. J. (2016). *ENSAYOS GEOFISICOS PARALA EXPLORACION DE SUELOS EN ESTRUCTURAS PATRIMONIALES*.
- NORMA AASHTO LRFD*. (2004).
- REYNOSO, A. P. (2014). *CALCULO Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA PARA EL PUENTE NARANJAL 1*. CUENCA ECUADOR.
- VAHENA, C. R. (2009). *PUENTES EN POSTENSADO*.

ESTRIBO 1



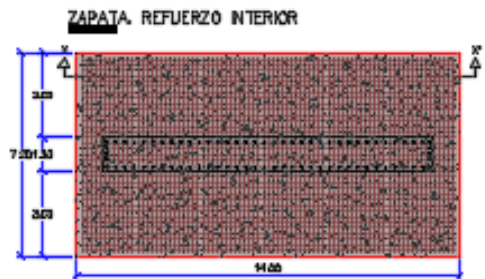
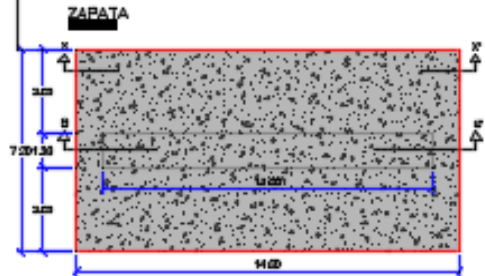
ARMADURA BASE ZAPATA
 PARRILLA SUPERIOR E INFERIOR
 #17 A230 PERIMETRO (PERPENDICULAR A LA PANTALLA)
 #8/10/12 A230 RECORRIDO (PARALELO A LA PANTALLA)



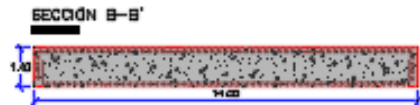
| RESUMEN DE MATERIALES | |
|-----------------------|----------|
| CANTIDAD DE CEMENTO | 10.00 m³ |
| CANTIDAD DE AGUA | 12.00 m³ |
| CANTIDAD DE ARENA | 10.00 m³ |
| CANTIDAD DE GRAVA | 10.00 m³ |
| CANTIDAD DE BARRAS | 10.00 m³ |
| CANTIDAD DE ALAMBRE | 10.00 m³ |
| CANTIDAD DE CEMENTO | 10.00 m³ |
| CANTIDAD DE AGUA | 12.00 m³ |
| CANTIDAD DE ARENA | 10.00 m³ |
| CANTIDAD DE GRAVA | 10.00 m³ |
| CANTIDAD DE BARRAS | 10.00 m³ |
| CANTIDAD DE ALAMBRE | 10.00 m³ |



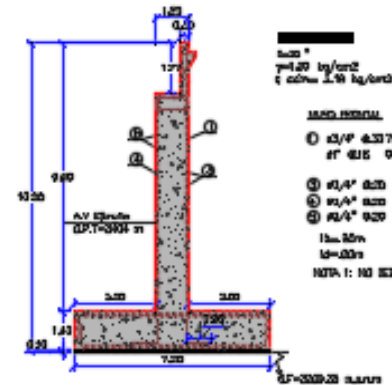
ESTRIBO 2



ARMADURA BASE ZAPATA
 ARMADURA SUPERIOR Y SUPERIOR
 #1 EN EL AZEJO PRINCIPAL (PERPENDICULAR A LA PANTALLA)
 #2-A #3 EN EL AZEJO SECUNDARIO (PARALELO A LA PANTALLA)



SECCIÓN A-A'



h=13.20 m
 $\gamma=24.00$ kg/cm³
 c cóncreto 2.40 kg/cm³

ARREDO PRINCIPAL

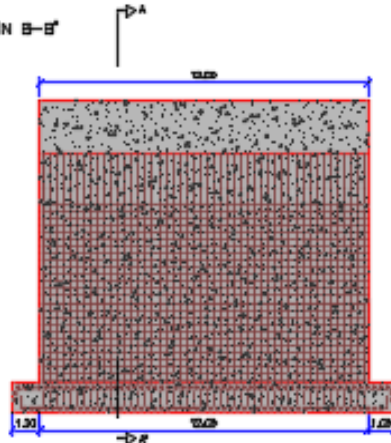
- 1) #3/A' 4.33 7.20x13.20m
- 2) #1 0.15 0.4x0.40m

- 3) #1/A' 0.20
- 4) #2/A' 0.20
- 5) #2/A' 0.20

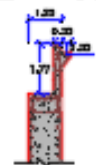
l₁=1.20m
 l₂=0.20m

NOTA 1: NO SE DEBEN CONSIDERAR IMPALMES EN UNA MISMA SECCION, DEBEN ALTERNARSE.

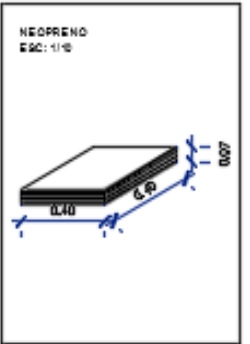
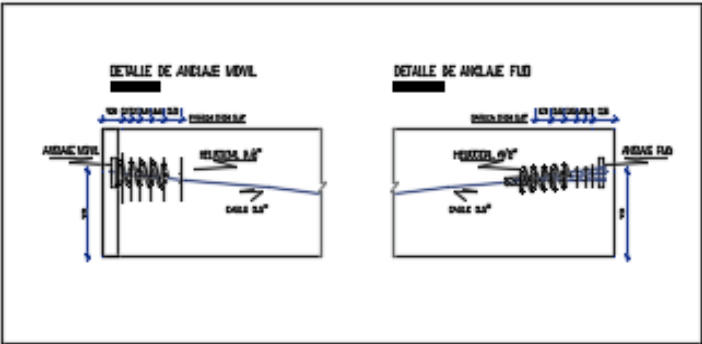
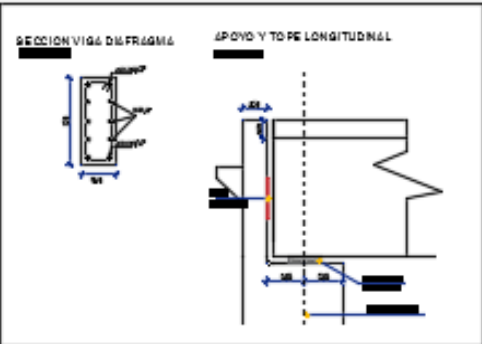
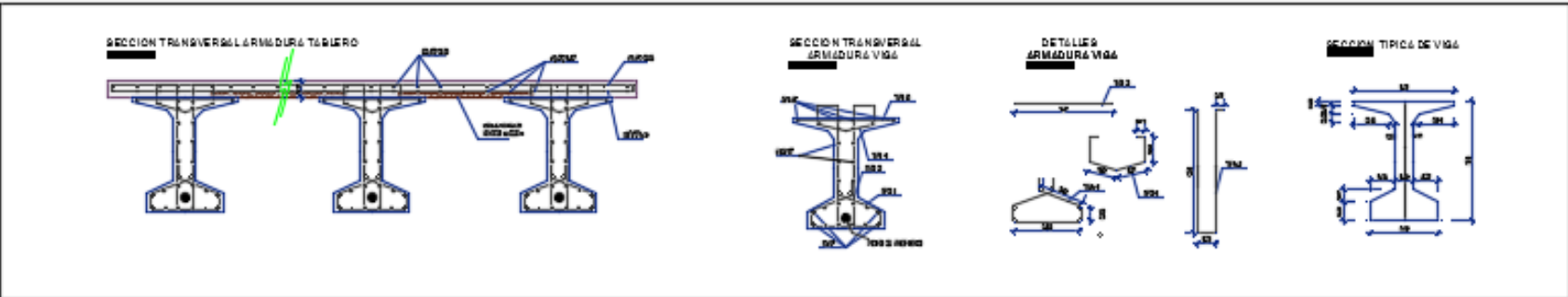
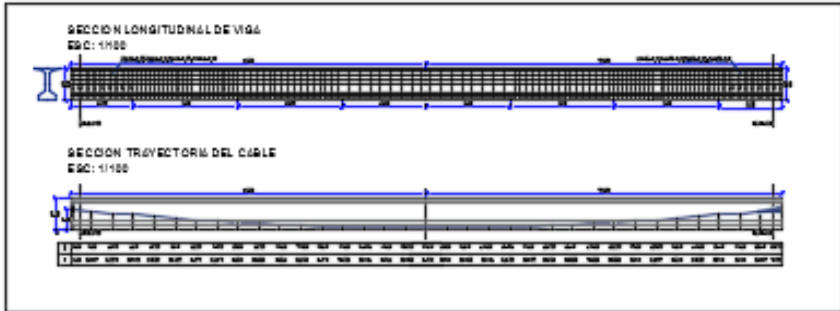
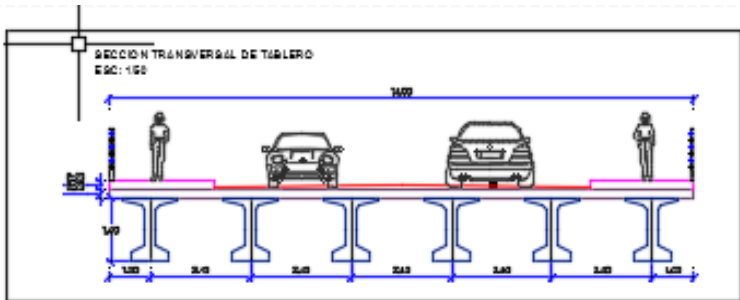
SECCIÓN B-B'



DETALLE PARAPETO



| ESPECIFICACIONES GENERALES | |
|----------------------------|------|
| CONCRETO EN OBRA | C-20 |
| CONCRETO EN LABORATORIO | C-25 |
| ACERO EN OBRA | A-42 |
| ACERO EN LABORATORIO | A-50 |
| ACERO EN OBRA | A-42 |
| ACERO EN LABORATORIO | A-50 |
| ACERO EN OBRA | A-42 |
| ACERO EN LABORATORIO | A-50 |
| ACERO EN OBRA | A-42 |
| ACERO EN LABORATORIO | A-50 |
| ACERO EN OBRA | A-42 |
| ACERO EN LABORATORIO | A-50 |



| | |
|----|--------------------|
| 1 | ARMADURA DE BARRAS |
| 2 | ARMADURA DE CABLES |
| 3 | ARMADURA DE BARRAS |
| 4 | ARMADURA DE BARRAS |
| 5 | ARMADURA DE BARRAS |
| 6 | ARMADURA DE BARRAS |
| 7 | ARMADURA DE BARRAS |
| 8 | ARMADURA DE BARRAS |
| 9 | ARMADURA DE BARRAS |
| 10 | ARMADURA DE BARRAS |
| 11 | ARMADURA DE BARRAS |
| 12 | ARMADURA DE BARRAS |
| 13 | ARMADURA DE BARRAS |
| 14 | ARMADURA DE BARRAS |
| 15 | ARMADURA DE BARRAS |
| 16 | ARMADURA DE BARRAS |
| 17 | ARMADURA DE BARRAS |
| 18 | ARMADURA DE BARRAS |
| 19 | ARMADURA DE BARRAS |
| 20 | ARMADURA DE BARRAS |
| 21 | ARMADURA DE BARRAS |
| 22 | ARMADURA DE BARRAS |
| 23 | ARMADURA DE BARRAS |
| 24 | ARMADURA DE BARRAS |
| 25 | ARMADURA DE BARRAS |
| 26 | ARMADURA DE BARRAS |
| 27 | ARMADURA DE BARRAS |
| 28 | ARMADURA DE BARRAS |
| 29 | ARMADURA DE BARRAS |
| 30 | ARMADURA DE BARRAS |
| 31 | ARMADURA DE BARRAS |
| 32 | ARMADURA DE BARRAS |
| 33 | ARMADURA DE BARRAS |
| 34 | ARMADURA DE BARRAS |
| 35 | ARMADURA DE BARRAS |
| 36 | ARMADURA DE BARRAS |
| 37 | ARMADURA DE BARRAS |
| 38 | ARMADURA DE BARRAS |
| 39 | ARMADURA DE BARRAS |
| 40 | ARMADURA DE BARRAS |
| 41 | ARMADURA DE BARRAS |
| 42 | ARMADURA DE BARRAS |
| 43 | ARMADURA DE BARRAS |
| 44 | ARMADURA DE BARRAS |
| 45 | ARMADURA DE BARRAS |
| 46 | ARMADURA DE BARRAS |
| 47 | ARMADURA DE BARRAS |
| 48 | ARMADURA DE BARRAS |
| 49 | ARMADURA DE BARRAS |
| 50 | ARMADURA DE BARRAS |

ESPECIFICACIONES TECNICAS

GENERAL.-

- LOS PLANOS ESTAN DISEÑADOS Y DETALLADOS UTILIZANDO UNIDADES DEL S.I
- TODAS LAS COTAS INDICADAS SON VALORES EN METROS (M).

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO.-

- 1.- NORMA AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS EDICION 2004
- 2.- MANUAL DISEÑO GEOMETRICO DE PUENTES DE EDICION 2016
- 3.- NORMA ASTM (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING MATERIALS)
- 4.- REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (AGI 318S-14)
- 4.- NORMAS AISC (AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION)

METODO DE DISEÑO.-

EL TABLERO DE VIGAS POSTENSADAS ESTA DISEÑADO COMO UNA ESTRUCTURA DE VIGAS DE ACUERDO A LOS REQUISITOS DEL MANUAL DE PUENTES DE PERU.

CARGAS DE DISEÑO:

1. CARGAS PERMANENTES

- A. CONCRETO ARMADO: 2.5 ton/m³
- B. ACERO ESTRUCTURAL: 7.85 ton/m³
- C. SUPERFICIE DE RODADURA ASFALTICA: 2.2 ton/m³
- D. BARANDAS SEGUN SU PESO ESPECIFICO DEL MATERIAL

2. CARGAS VIVAS

TREN DE CARGAS HL-93 SEGUN EL MANUAL DE PUENTES DEL PERU / AASHTO LRFD

3. SOBRECARGAS DE PEATONES

SOBRECARGA PEATONAL EN VEREDAS DE 3.6 KN/m³

4. SOBRECARGAS DE PEATONES

SOBRECARGA PEATONAL EN VEREDAS DE 3.6 KN/m³

MATERIALES:

1. CONCRETOS

- LOSA DE TABLERO $f_c=280$ kg/cm²
- VIGAS DIAFRAGNA $f_c=280$ kg/cm²
- VIGAS POSTENSADAS $f_c=450$ kg/cm²
- ESTRIBOS $f_c=280$ kg/cm²
- SOLADOS $f_c=100$ kg/cm²

2. ACERO DE REFUERZO

- BARRAS CORRUGADAS DE ACERO (A63-42H) CON RESALTES $f_y=4200$ MPa (GRADO 60 ASTM-AB15)
- LAS LONGITUDES DE ANCLAJE Y TRASLAPE NO ACOTADOS EN PLANOS SE REALIZARAN DE ACUERDO A RECOGIDO EN LA NORMA AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS

3. ACERO DE REFUERZO

- TORONES GRADO 270 DE BAJA RELAJACION (A-416)
- DIAMETRO (9.53 A 16.24 mm)
- RESISTENCIA A LA TRACCION $f_{pu}=18967$ kg/cm²
- LIMITE ELASTICO $f_y=80\%$ f_{pu}
- MODULO DE ELASTICIDAD $E=1970000$ kg/cm²

ESPECIFICACIONES DE LOS APARATOS DE APOYO.-

- LOS APARATOS DE APOYO SERAN ELASTOMEROS DE NEOPRENO ZUNCHADO CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS Y DIMENSIONES GEOMETRICAS:

| | |
|-------------------------------------|---------------------------|
| - DIMENSION PERPENDICULAR A LA VIGA | 40.00 cm |
| - DIMENSION PARALELA A LA VIGA | 40.00 cm |
| - ESPESOR TOTAL | 7.2 cm |
| - ESPESOR DE ELASTOMERO | 6.0 cm |
| - ESPESOR DE CAPA DE ACERO (A36) | 0.30 cm |
| - MODULO DE ELASTICIDAD TANGENCIAL | 12.00 kgf/cm ² |
| - MODULO DE ELASTICIDAD TANGENCIAL | 60 |

ESPECIFICACIONES DEL POSTENSADO

- LOS APARATOS DE APOYO SERAN ELASTOMEROS DE NEOPRENO ZUNCHADO CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS Y DIMENSIONES GEOMETRICAS:

- CARGA DE ROTURA DE CADA CORDON
- CARGA DE ROTURA DE CADA CABLE:
- SECCION DE UN TORON: 0.987 cm²
- SECCION TOTAL DE POSTENSADO 60.00 cm²
- LOS CABLES SE TENSARAN DE FORMA SIMETRICA, DESDE AMBOS ESTRIBOS
- EL TENSADO DE LOS CABLES SE REALIZARA A LOS 7 DIAS DEL VACIADO DEL CONCRETO
- GARANTIZANDO CON ESTO LA RESISTENCIA MINIMA A COMPRESION DE 36 MPa
- LOS CABLES SE TENSARAN AL 0 DE LA CARGA DE ROTURA

| PULG | LONGITUD DE EMPALMES | | |
|--------|----------------------|---------------|-------------|
| | ANCLAJE (cm) | TRASLAPE (cm) | GANCHO (cm) |
| 3/8" | 40.0 | 55.0 | 15.0 |
| 1/2" | 45.0 | 73.0 | 15.0 |
| 5/8" | 80.0 | 81.0 | 20.0 |
| 3/4" | 79.0 | 110.0 | 30.0 |
| 1" | 130.0 | 160.0 | 35.0 |
| 1 3/8" | 160.0 | 340.0 | 40.0 |



ESPECIFICACIONES TECNICAS

ET-1

