

## EXPEDIENTE TÉCNICO:

**RENOVACIÓN DE PUENTE; EN EL (LA) CAMINO VECINAL VALLE LA UNIÓN – NUEVO PIURA EN EL DISTRITO DE SHAMBOYACU, PROVINCIA PICOTA, DEPARTAMENTO DE SAN MARTIN; CON C.U.I 2635030.**



OCTUBRE DEL 2024.

### ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE.

MAG. ING. RENZO RIVATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

GOBIERNO REGIONAL DE SHAMBOYACU  
PROVINCIA - SAN MARTIN  
Ing. Frank Pérez Alcivar  
CIP: 289563  
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

## CONTENIDO

ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE.....	1
INFORME DE ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE.....	4
I. OBJETIVO DE ESTUDIO.....	4
II. NORMATIVIDAD.....	4
III. ESPECIFICACIONES – MATERIALES EMPLEADOS.....	4
2.1 CONCRETO PUENTE VIGA-LOSA.....	4
2.2 CONCRETO-ESTRIBO .....	4
2.3 ACERO CORRUGADO (ASTM A605).....	4
IV. UBICACIÓN DEL PROYECTO.....	5
3.1 UBICACIÓN POLÍTICA.....	5
3.2 UBICACIÓN GEOGRAFICA .....	5
V. ESTADO ACTUAL DEL PUENTE. ....	6
VI. ANÁLISIS GEOTÉCNICO E HIDRÁULICO PARA EL DIMENSIONAMIENTO. DE LOS ELEMENTOS.....	7
6.1 ANÁLISIS GEOFÍSICO:.....	7
6.2 ANÁLISIS GEOTÉCNICO:.....	7
6.3 ANÁLISIS HIDROLÓGICO: .....	8
6.4 ANÁLISIS HIDRÁULICO:.....	8
6.5 RECOMENDACIONES PARA EL DIMENSIONAMIENTO:.....	8
VII. ELEMENTO DE LA ESTRUCTURA.....	10
7.1 SUBESTRUTURA.....	10
7.1.1 ESTRIBO TIPO VOLADIZO – AMBAS MÁRGENES .....	10
7.1.2 ALEROS .....	14
7.2 SUPERESTRUTURA DEL PUENTE .....	15
7.2.1 TABLERO DEL PUENTE .....	15
VIII. NORMAS UTILIZADAS Y METODOLOGÍA.....	20
IX. FILOSOFÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL. ....	20
9.1 CRITERIOS DE DISEÑO FUNDAMENTALES: .....	20
9.1.1 Estados Límite: .....	20
9.1.2 Factores de Resistencia ( $\phi$ ): .....	20
9.2 CARGAS CONSIDERADAS: .....	21
9.2.1 Cargas Permanentes (DC, DW):.....	21

MAG. ING. RENZO ALVARO LOPEZ  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
C.I.P. 14609



Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. Pablo Pérez Alcázar  
C.I.P. 28956  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO

9.2.2	Cargas Variables: .....	21
9.2.3	Cargas Ambientales: .....	21
9.3	COMBINACIONES DE CARGA: .....	21
9.3.1	Resistencia I: .....	21
9.3.2	Servicio I: .....	21
9.3.3	Evento Extremo I: .....	21
9.4	REQUISITOS DE SERVICIO: .....	21
9.4.1	Control de Deflexiones: .....	21
9.4.2	Control de Fisuración: .....	21
9.4.3	Fatiga: .....	21
9.5	METODOLOGÍA DE ANÁLISIS: .....	22
9.5.1	Modelamiento: .....	22
9.5.2	Verificaciones: .....	22
X.	CARGAS DE DISEÑO .....	22
10.1	CARGAS PERMANENTES. ....	22
10.2	CARGAS VARIABLES. ....	26
10.2.1	CARGA VEHICULAR (HL-93). ....	27
10.2.2	CAMIÓN DE DISEÑO .....	28
10.2.3	TÁNDEM DE DISEÑO. ....	29
10.2.4	SOBRECARGA DISTRIBUIDA (CARGA DEL CARRIL DE DISEÑO) .....	31
10.2.5	APLICACIÓN DE LAS CARGAS VIVAS VEHICULARES. ....	32
10.2.6	CARGA DINÁMICA PERMITIDA (IM). ....	32
10.2.7	FUERZAS DE FRENADO (BR). ....	33
XI.	CONTROL DE DEFORMACIÓN BAJO LAS DIFERENTES CARGAS. ....	34
11.1	CARGA PARA LA EVALUACIÓN OPCIONAL DE LA DEFLEXIÓN POR SOBRECARGA. ....	34
XII.	ANEXOS. ....	35

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE SHANGHAI  
PEQUÍN - SAN MARTÍN  
Ing. Frank Pérez Alcázar  
CIP: 28956  
JEFE DE LA UNIDAD DE OPERACIÓN Y ESTIMACIÓN

## INFORME DE ESTRUCTURAS Y OBRAS DE ARTE.

### I. OBJETIVO DE ESTUDIO.

La infraestructura vial proyectada en el presente estudio tiene como objetivo el diseño estructural del Proyecto **"RENOVACIÓN DE PUENTE; EN EL(LA) CAMINO VECINAL VALLE LA UNIÓN – NUEVO PIURA EN EL DISTRITO DE SHAMBOYACU, PROVINCIA PICOTA, DEPARTAMENTO DE SAN MARTIN; CON C.U.I 2635030"**, para brindar una adecuada transitabilidad vehicular; cumpliendo con los principales parámetros estructurales para puentes, con sus componentes tales como: Subestructuras (Estribos, condiciones de esfuerzos admisibles en el suelo y estabilidad de los Estribos), Superestructuras (Diseño del Puente tipo Viga - Losa, vigas principales, diafragmas, drenaje) y Estructuras complementarias (refuerzos en parapetos y espesor de la losa de aproximación), además de obras de protección de requerir en el proyecto.

### II. NORMATIVIDAD.

- Manual de Diseño de Puentes 2018 (Resolución Ministerial N° 209-2018-MTC/14).
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 2020, 9th Edition.

### III. ESPECIFICACIONES – MATERIALES EMPLEADOS.

#### 2.1 CONCRETO PUENTE VIGA-LOSA

- Resistencia a la compresión ( $f'_c$ ): 280 Kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de Elasticidad (E): 252,671.328 Kg/cm<sup>2</sup> ( $f'_c = 280$  Kg/cm<sup>2</sup>)
- Módulo de Poisson ( $\mu$ ): 0.20
- Peso Específico ( $\gamma_c$ ): 2,400 Kg/m<sup>3</sup> (concreto armado).

#### 2.2 CONCRETO-ESTRIBO

- Resistencia a la compresión ( $f'_c$ ): 210 Kg/cm<sup>2</sup>
- Módulo de Elasticidad (E): 217,370.65 Kg/cm<sup>2</sup> ( $f'_c = 210$  Kg/cm<sup>2</sup>)
- Módulo de Poisson ( $\mu$ ): 0.20
- Peso Específico ( $\gamma_c$ ): 2,400 Kg/m<sup>3</sup> (concreto armado).

#### 2.3 ACERO CORRUGADO (ASTM A605)

- Resistencia a la fluencia ( $f_y$ ): 4,200 Kg/cm<sup>2</sup> (G<sup>o</sup> 60)
- Módulo de Elasticidad (E): 2'100,000 Kg/cm<sup>2</sup>

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD DISTRITAL DE SHAMBOYACU  
PICOTA - SAN MARTIN  
Ing. Frank Pérez Alcivar  
CIP: 28956  
JEFE DE LA UNIDAD DE GENERAL Y ESTUDIOS



#### IV. UBICACIÓN DEL PROYECTO.

##### 3.1 UBICACIÓN POLÍTICA.

DEPARTAMENTO : SAN MARTÍN  
 PROVINCIA : PICOTA  
 DISTRITO : SHAMBOYACU  
 CENTRO POBLADO : VALLE LA UNION

##### 3.2 UBICACIÓN GEOGRAFICA

DEPARTAMENTO : SAN MARTÍN  
 PROVINCIA : PICOTA  
 DISTRITO : SHAMBOYACU  
 CENTRO POBLADO : VALLE LA UNION  
 ZONA : RURAL  
 REGION NATURAL : selva  
 ALTITU PROMEDIO : 715.00 M  
 COORDENADA : 374499.62/ 9212428.83



DEPARTAMENTO DE SAN MARTIN



PROVINCIA DE PICOTA

MAG. ING. RENZO ROLANDO FLORES AREVALO  
 INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
 CIP 166050



Victor Hugo Saavedra Navarro  
 INGENIERO CIVIL  
 JEFE DE PROYECTO  
 C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNICA DE SHAMBOYACU  
 PICOTA - SAN MARTIN  
 Ing. Frank Perez Alcivar  
 CIP: 28956  
 JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO



## V. ESTADO ACTUAL DEL PUENTE.

El puente existente, construido con elementos estructurales de madera, presenta serias limitaciones funcionales y estructurales que comprometen la seguridad y eficiencia del transporte en la zona. La principal deficiencia radica en su insuficiente capacidad portante, la cual restringe severamente el tránsito vehicular:

1. Solo permite el paso de vehículos menores y con carga limitada
2. No garantiza la resistencia estructural necesaria para soportar vehículos de carga que transportan productos agrícolas y otros insumos propios de la zona
3. La estructura de madera actual evidencia vulnerabilidad ante las sollicitaciones de carga vehicular, lo que representa un riesgo significativo para la seguridad de los usuarios
4. Las restricciones de carga impiden el desarrollo económico de la zona al no permitir el transporte eficiente de productos locales

Esta situación crítica genera la necesidad urgente de renovar la estructura existente por un puente de concreto armado que cumpla con los estándares de diseño actuales y permita el tránsito seguro de vehículos de carga, contribuyendo así al desarrollo socioeconómico de la región.

  
 MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO  
 INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
 CIP 166050

  
 Victor Hugo Saavedra Navarro  
 INGENIERO CIVIL  
 JEFE DE PROYECTO  
 C.I.P. N° 136742

  
 INGENIERO CIVIL DE SHAMBOYACU  
 PEDUTA - SAN MARTIN  
 Ing. Frank Pérez Alcivar  
 CIP: 289563  
 JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS



## VI. ANÁLISIS GEOTÉCNICO E HIDRÁULICO PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS.

## 6.1 ANÁLISIS GEOFÍSICO:

- Se realizaron ensayos de refracción sísmica (LRS-01 y LRS-02) y MASW (MASW-01 y MASW-02).
- Se identificaron tres estratos principales:
  - Capa 1: Suelo de cobertura, arcillas de baja plasticidad (300-600 m/s)
  - Capa 2: Depósitos aluviales con arcillas de mediana plasticidad (600-1200 m/s)
  - Capa 3: Arcillas compactas con escasa presencia de gravas (1200-3599 m/s)
- La clasificación del suelo según la norma E.030: S2 (Suelo Intermedio)
- El Vs30 está entre 313-500 m/s

## 6.2 ANÁLISIS GEOTÉCNICO:

- El terreno está conformado principalmente por arcillas limosas (CL-ML)
- Se identificó roca arenisca a profundidad
- Cotas de cimentación recomendadas:
  - Estribo derecho: 709.00 msnm
  - Estribo izquierdo: 710.40 msnm
- Ambos estribos se apoyarán sobre roca arenisca
- El material del cauce tiene un diámetro medio  $D_{50} \approx 1.02 \text{ mm}$ .
- Material de fundación: Roca arenisca
- No presenta riesgo de socavación por naturaleza del material.

MAG. ING. RENZO RIVATO FLORES ARRIOLA  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTADÍSTICA  
CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

7

- Capacidad portante adecuada para cargas de diseño
- Verificación de estabilidad asegurada por:
  - o Fricción roca-concreto
  - o Empotramiento en roca competente
  - o Control de distribución de presiones

### 6.3 ANÁLISIS HIDROLÓGICO:

- Área de la cuenca: 7.993 km<sup>2</sup>
- Tiempo de concentración: 37 minutos
- Caudales de diseño:
  - o  $T_r=140$  años:  $Q = 117.30$  m<sup>3</sup>/s (diseño estructural)
  - o  $T_r=500$  años:  $Q = 177.00$  m<sup>3</sup>/s (socavación)
- Precipitación máxima 24h ( $T_r=140$  años): 190.32 mm.

### 6.4 ANÁLISIS HIDRÁULICO:

- NAME: 717.20 msnm
- Tirante máximo: 7.52 m
- Velocidad de flujo: 1.00 m/s
- Gálibo adoptado: 2.00 m (cumple requerimientos).

### 6.5 RECOMENDACIONES PARA EL DIMENSIONAMIENTO:

#### A. Geometría del puente:

- Luz total: 18.00 m (4 tramos de 4.50 m)
- Ancho total: 7.90 m
- Pendiente longitudinal: 0.00%

#### B. Niveles de diseño:

- Nivel de aguas máximas: 717.20 msnm
- Cota de rasante: 721.17 msnm
- Tirante de diseño: 7.52 m
- Gálibo: 2.00 m

#### C. Cimentación:

- Directa sobre roca arenisca
- Altura de zapata: 1.45 m
- No requiere análisis de socavación
- Solado de nivelación  $e=5$ cm,  $f'c=100$  kg/cm<sup>2</sup>

#### D. Elementos estructurales:

- Estribos altura total: 11.85 m
- Ancho de base: 7.00 m
- Contrafuertes incluidos
- Apoyos móvil y fijo en estribos.

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

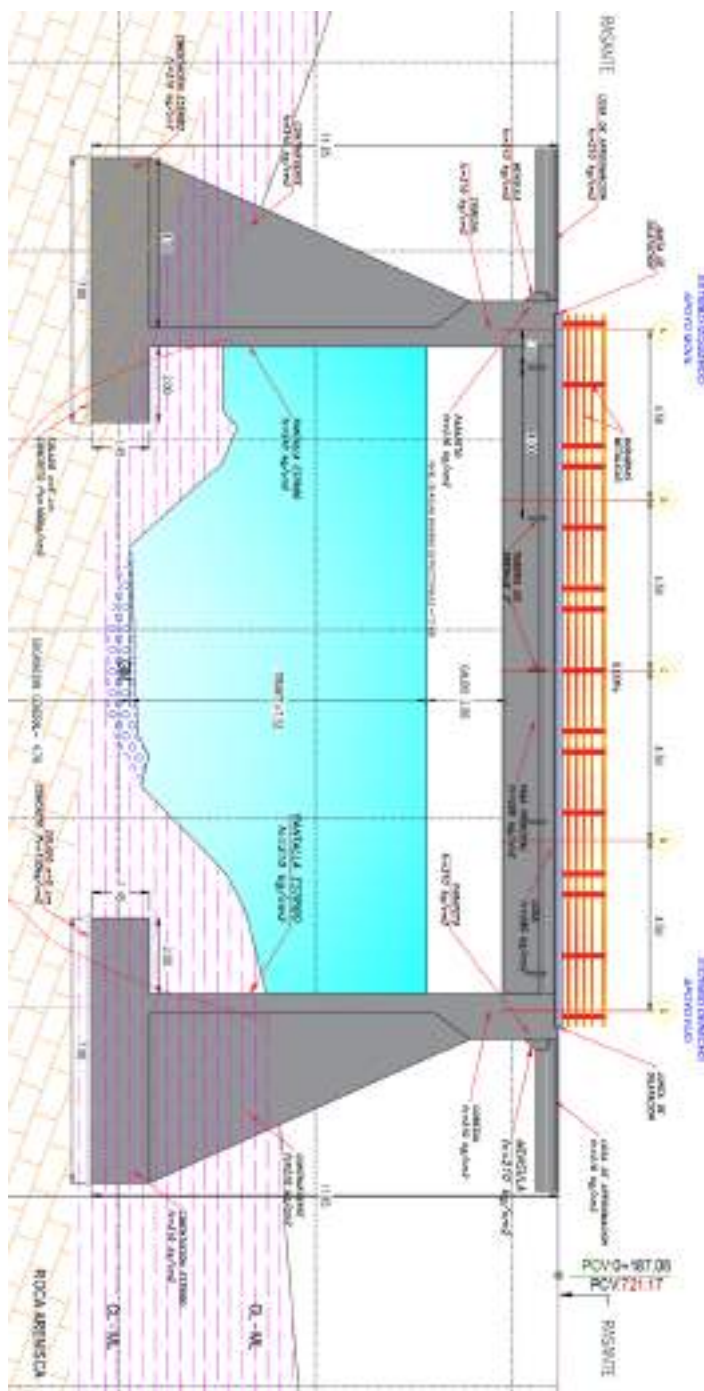
Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE CHAGUAYACO  
PIEDRA - SAN MARTÍN  
Ing. Frank Pérez Alcázar  
CIP: 284563  
JEFE DE LA UNIDAD DE VERIFICACIÓN Y ESTUDIOS



El dimensionamiento propuesto es adecuado considerando:

1. Fundación directa en roca que garantiza estabilidad
2. Gálibo que cumple requerimientos hidráulicos
3. Capacidad hidráulica suficiente para caudal de diseño
4. Geometría optimizada para condiciones del sitio



MAG. ING. RENZO RIVATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNICA DE SHAMBOYACO  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. Frank Perez Rodriguez  
CIP: 229564  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO

## VII. ELEMENTO DE LA ESTRUCTURA.

### 7.1 SUBESTRUTURA.

#### 7.1.1 ESTRIBO TIPO VOLADIZO – AMBAS MÁRGENES

- La subestructura consiste en estribos tipo voladizo de concreto armado, ubicados en ambos márgenes del puente, con las siguientes características:

##### 1. Dimensiones Principales:

- Altura total del estribo (H): 11.85 m
- Longitud libre de estribo (L): 10.21 m
- Ancho de pantalla (B): 7.00 m
- Altura de pantalla (Hp): 10.40 m
- Altura de zapata (Hz): 1.45 m
- Profundidad de cimentación (hf): 1.64 m

##### 2. Dimensiones de Zapata:

- Ancho de punta (Lpunta): 2.80 m
- Ancho de talón (Ltalon): 3.70 m
- Espesor inferior (tinf): 0.50 m
- Longitud de cajuela (N): 0.90 m

##### 3. Detalles de Parapeto:

- Altura de parapeto (hparap): 1.45 m
- Ancho de parapeto (bparap): 0.30 m
- Espesor superior (tsup): 0.50 m

##### 4. Características Técnicas:

- Resistencia del concreto:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Longitud de apoyo: 8.50 m
- Se incluyen escalonamientos en la pantalla para optimizar el diseño
- Dimensiones de escalones:
  - \*  $e1 = 0.80 \text{ m}$
  - \*  $e2 = 0.90 \text{ m}$
  - \*  $t2 = 0.70 \text{ m}$

##### 5. Consideraciones de Diseño:

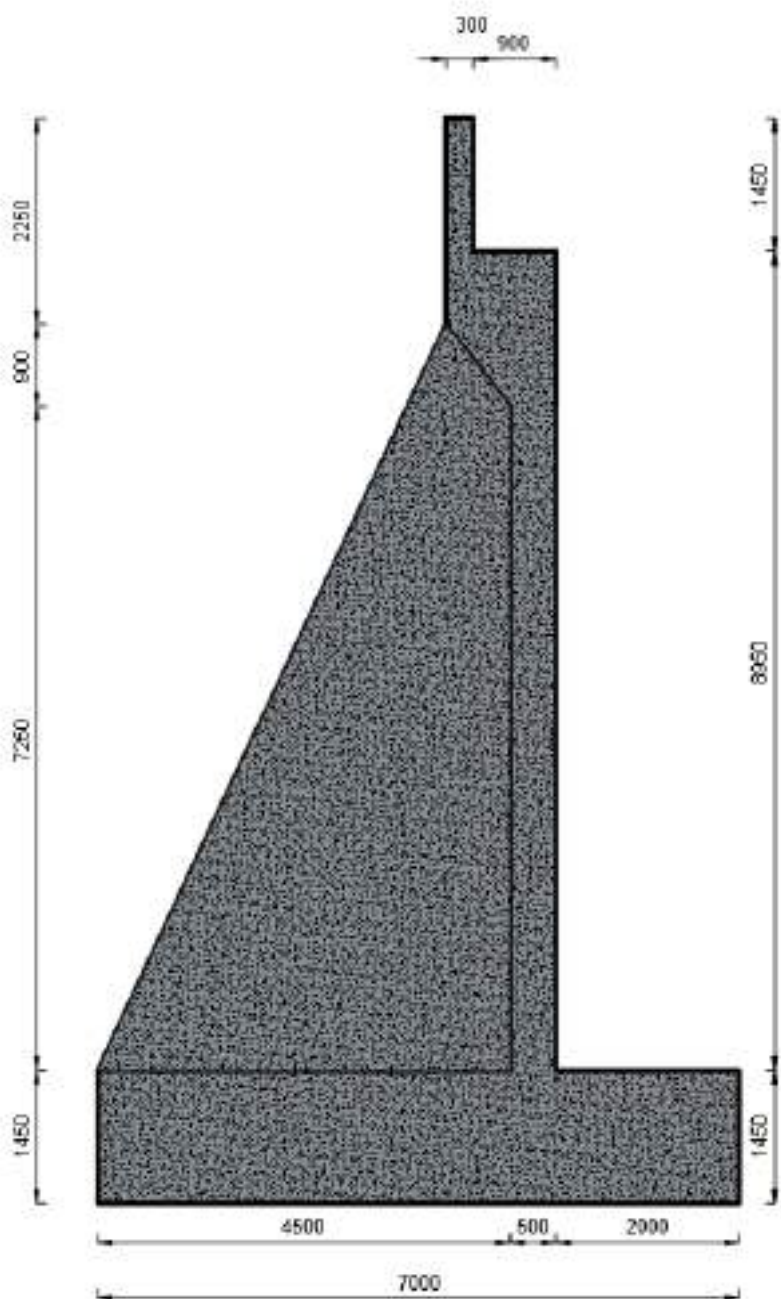
- Diseño en voladizo para resistir empujes laterales del terreno
- Inclusión de contrafuertes para rigidizar la estructura
- Dimensionamiento optimizado para garantizar estabilidad al volteo y deslizamiento
- Cajuela diseñada para adecuado apoyo de la superestructura

MAG. ING. RENZO RINATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARCO  
PUNTA - SAN MARTIN  
Ing. Frank Pérez Alcivar  
CIP: 28956  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO

Esta configuración proporciona un estribo robusto y estable, adecuado para las condiciones geotécnicas e hidráulicas del sitio, con dimensiones optimizadas para soportar las cargas de la superestructura y empujes del terreno.



MAG. ING. RENZO RIVATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050



Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. *[Signature]*  
CIP: 224563  
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

### 7.1.1.1 DISEÑO ESTRUCTURAL

El estribo tipo dado de concreto armado se diseñó con el propósito de mantener y retener el suelo utilizando su peso propio para resistir las fuerzas laterales del terreno y sísmicas. La estructura tiene las siguientes características:

1. Características del Material:

- Concreto:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Acero de refuerzo:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

2. Dimensiones Principales:

- Base: 7000 mm
- Altura total: 8950 mm
- Altura de parapeto: 1450 mm
- Ancho de parapeto: 300 mm
- Longitud de cajuela: 900 mm

3. Configuración Estructural:

- Zapata de 1450 mm de altura
- Contrafuerte vertical para rigidizar la pantalla
- Longitud de zapata anterior: 2000 mm
- Longitud de zapata posterior: 4500 mm
- Espesor de pantalla: 500 mm

4. Refuerzo Principal:

- Zapata: Acero de 3/4" y 1" @ 0.15m y 0.25m
- Pantalla: Acero de 1/2" y 5/8" @ 0.175m
- Contrafuerte: Acero de 1/2" @ 0.25m en ambas capas
- Detalles especiales en secciones C-C y D-D con acero de 3/4"

5. Consideraciones de Diseño:

El diseño consideró las condiciones para evitar:

- Volteo
- Deslizamiento
- Control de presiones admisibles del suelo
- Verificación según Manual de Puentes MTC 2018

Esta configuración estructural garantiza la estabilidad del estribo ante las cargas de servicio, empuje de suelos y solicitaciones sísmicas, cumpliendo con los requisitos normativos vigentes.

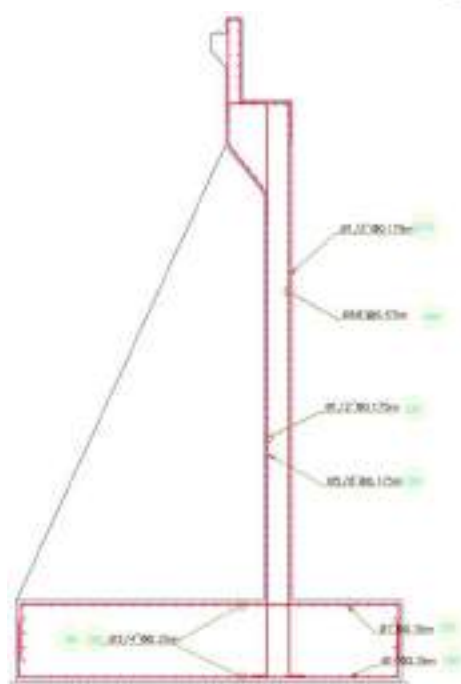
MAG. ING. RENZO RIVATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

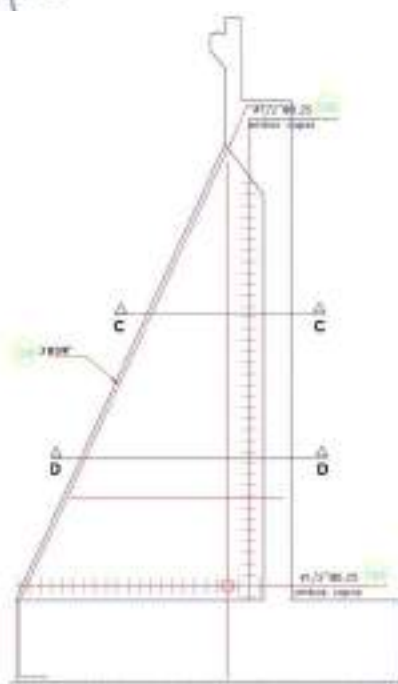
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARCO  
PIURA - SAN MARTIN  
Ing. Frank Pérez Alcivar  
CIP: 28956  
JEFE DE LA UNIDAD DE OPERACIÓN Y ESTUDIOS



MAG. ING. RENZO RIVATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050



ACERO DE ZAPATAS Y ELEVACION EN ESTRIBOS  
CORTE A-A  
ESC: 1/50



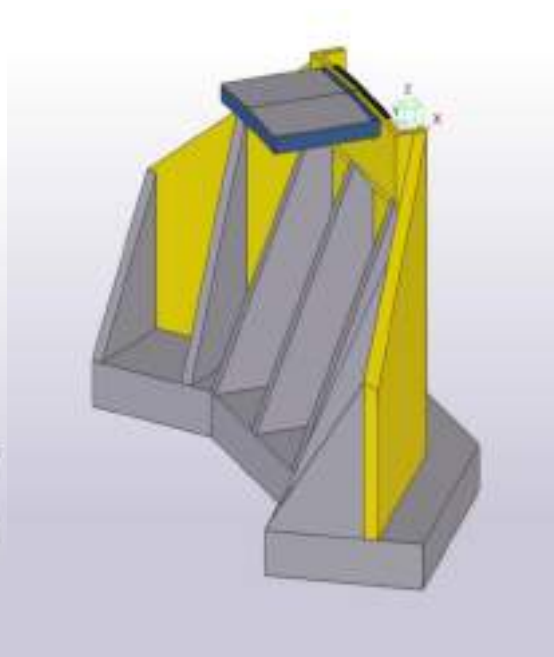
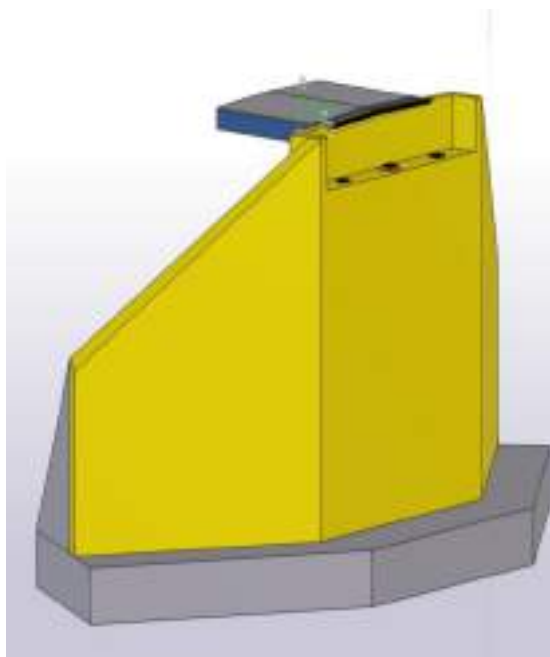
ACERO EN CONTRAFUERTE  
SECCIÓN A-A  
ESC: 1/50



SECCIÓN C-C  
ESC: 1/25



SECCIÓN D-D  
ESC: 1/25



Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. ~~Renzo Flores Arevalo~~  
CIP: 229563  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO

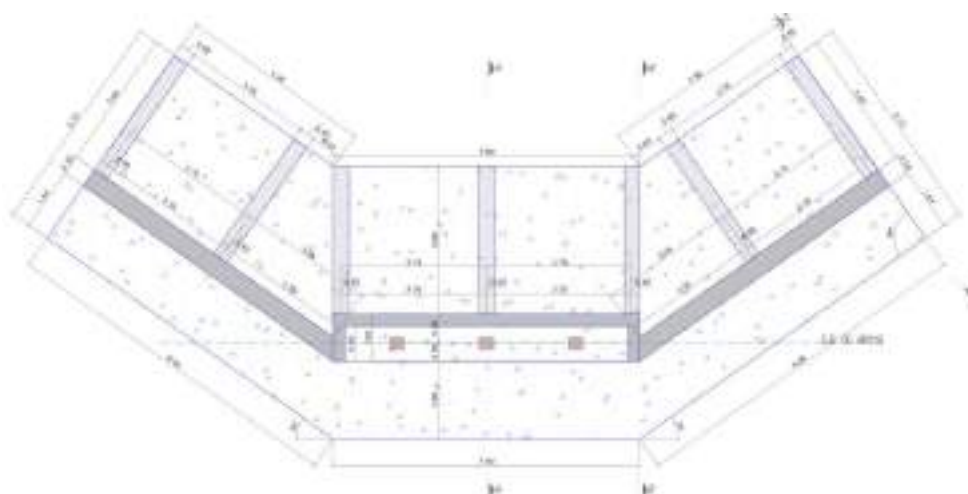
### 7.1.2 ALEROS

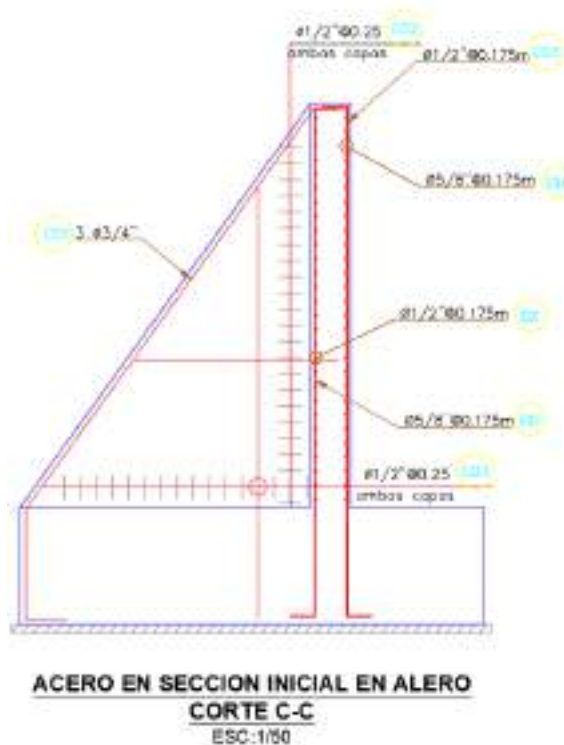
Los estribos cuentan con aleros de concreto armado en ambos costados con las siguientes características:

1. Características del Material:
  - Concreto:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
  - Acero de refuerzo:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
2. Dimensiones Principales:
  - Ancho de base variable: 5.73 m – 7.00 m
  - Altura total: 3.75 m
  - Ángulo de inclinación:  $35^\circ$  respecto al eje de apoyo
  - Longitud en planta: 9.00 m
  - Espesor de pantalla: 0.50 m
3. Configuración Estructural:
  - Ancho superior: 4.98 m
  - Ancho inferior: 9.00 m
  - Altura de zapata (peralte): 1.45 m
  - Base de cimentación: 9.00 m
  - Contrafuertes intermedios de 0.40 m de espesor
4. Detalles Constructivos:
  - Inclinación del muro adaptada al terraplén
  - Zapata con peralte constante
  - Transición suave entre estribo principal y aleros
  - Sistema de drenaje integrado



Esta configuración estructural de los aleros está diseñada para contener el material de relleno y proporcionar una transición adecuada entre el estribo y el terraplén de acceso, garantizando la estabilidad general de la estructura.





## 7.2 SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

### 7.2.1 TABLERO DEL PUENTE

El tablero del puente es de tipo losa con vigas de concreto armado, diseñado con las siguientes características:

#### 1. DIMENSIONES PRINCIPALES:

- Ancho total: 7900 mm
- Carriles: 2 x 2000 mm = 4000 mm
- Veredas: 2 x 1200 mm = 2400 mm
- Bermas: 2 x 500 mm = 1000 mm
- Barandas: 2 x 200 mm = 400 mm
- Peralte total en vigas: 1300 mm
- Peralte de losa: 200 mm

#### 2. CARACTERÍSTICAS DE MATERIALES:

- Concreto:  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$
- Carpeta asfáltica:  $e = 50 \text{ mm}$
- Acero de refuerzo:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

#### 3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES:

##### a) Losa de tablero:

- Espesor: 200 mm
- Pendiente transversal: 2% en veredas
- Bombeo: 3% en calzada

MAG. ING. RENZO RIVATO FLORES ARENAL  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARCO  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. *[Firma]*  
CIP: 289563  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO

## b) Vigas longitudinales:

- Peralte: 1300 mm
- Ancho: 400 mm
- Espaciamiento: 1900 mm

## c) Viga diafragma:

- Peralte: 900 mm
- Ancho: 250 mm
- Ubicación: En apoyos y centro de luz

**4. DETALLES CONSTRUCTIVOS:**

- Cota de rasante: 665.237 msnm
- Sistema de drenaje integrado
- Juntas de dilatación en extremos
- Barandas metálicas en veredas h=1088 mm
- Acabado rugoso en veredas

**5. CONSIDERACIONES DE DISEÑO:**

- Diseñado según AASHTO LRFD
- Carga viva: HL-93
- Verificación por servicio y resistencia
- Control de deflexiones y vibraciones

Esta configuración estructural garantiza la capacidad del tablero para las solicitaciones de diseño, proporcionando adecuada funcionalidad y durabilidad durante su vida útil.



  
Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

  
INGENIERO CIVIL DE SHAMBOYACU  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. Flavia Pérez Rodríguez  
C.I.P. N° 289563  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO



### 1. CARACTERÍSTICAS GENERALES:

- Longitud total: 19000 mm (18.00 m luz libre)
- Ancho total: 7900 mm
- Tipo: Viga-Losa de concreto armado  $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$

### 2. SECCIÓN TRANSVERSAL:

#### a) Distribución de anchos:

- Calzada: 2 carriles de 2000 mm c/u
- Veredas: 1200 mm en cada lado
- Bermas: 500 mm en cada lado
- Barreras: 200 mm en cada lado

#### b) Pendientes:

- Bombeo de calzada: 3%
- Pendiente en veredas: 2%

### 3. ARMADURA PRINCIPAL:

#### a) Viga Principal:

- Acero longitudinal superior:

- \* VP01: 7  $\phi 1"$ @1 mm (acero corrido)
- \* VP02: 2 $\phi 1"$  (refuerzo adicional)

- Acero longitudinal inferior:

- \* VP03: 4 $\phi 5/8"$
- \* VP04: 6 $\phi 1"$  (paquetes de acero)
- \* VP06:  $\phi 1/2"$ @400 mm (distribución)

- Acero de estribos:

- \* VP05  $\phi 1/2"$ : 2@0.05, 16@0.15, 10@0.25, 9@0.30, resto@0.40

#### b) Losa del Tablero:

- Acero superior:

- \* L01:  $\phi 5/8"$ @175 mm (L=6127mm)
- \* L02:  $\phi 1/2"$ @165 mm

- Acero inferior:

- \* L01:  $\phi 5/8"$ @175 mm (L=6127mm)
- \* L02:  $\phi 1/2"$ @165 mm



MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050



Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742



17  
Ing. Frank Pérez Rodríguez  
CIP: 284563  
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

#### 4. DETALLES CONSTRUCTIVOS:

- Recubrimiento mínimo: 4 cm
- Longitudes de desarrollo según norma
- Traslapes según especificaciones
- Espaciamiento de estribos variable
- Diafragmas transversales

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

#### 5. CONSIDERACIONES DE DISEÑO:

- Diseño por resistencia última
- Control de fisuración
- Control de deflexiones
- Distribución de carga viva
- Efectos dinámicos e impacto

Esta configuración estructural garantiza un comportamiento adecuado para las cargas de diseño consideradas según la normativa AASHTO LRFD y el Manual de Puentes del MTC.

#### LOSA DE APROXIMACIÓN

##### 1. DIMENSIONES GENERALES:

- Longitud total: 4.00 m
- Ancho efectivo: 3.75 m
- Espesor de losa: 0.25 m
- Cota de rasante: 721.170 m.s.n.m.

##### 2. CARACTERÍSTICAS CONSTRUCTIVAS:

###### a) Elementos:

- Solado de concreto:  $e = 5$  cm
- Losa estructural:  $e = 25$  cm
- Pendiente transversal: 3% (bombeo)

###### b) Geometría:

- Ancho variable de transición: 3.70 m a 3.75 m
- Berma lateral: 0.25 m + 0.30 m
- Longitud de desarrollo: 5.00 m

##### 3. DETALLES CONSTRUCTIVOS:

- Diente de anclaje:
  - \* Profundidad: 0.50 m
  - \* Ancho: 0.25 m
  - \* Longitud dentada: 0.55 m.

  
Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARCO  
PIURA - SAN MARTIN  
  
Ing. Frank Pérez Alcázar  
CIP: 28956  
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

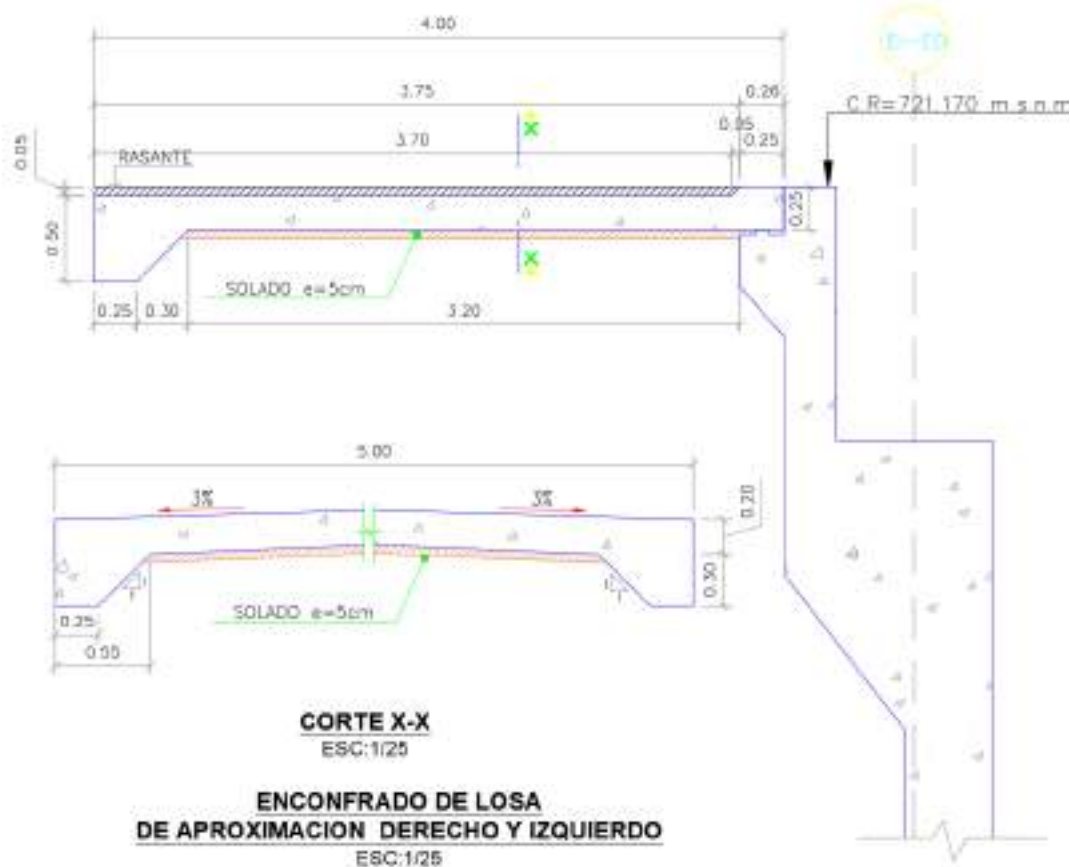
#### 4. ACABADOS:

- Superficie con acabado rugoso
- Bombeo de 3% hacia ambos lados
- Juntas de dilatación en unión con estribo

#### 5. CONSIDERACIONES DE DISEÑO:

- Diseñada como elemento de transición
- Control de fisuración
- Drenaje superficial mediante pendientes
- Capacidad estructural para tránsito pesado

La losa de aproximación está diseñada para proporcionar una transición suave entre el terraplén de acceso y el puente, controlando asentamientos diferenciales y asegurando confort en la transitabilidad.



  
Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

  
INGENIERO CIVIL DE SHAMBOYACO  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. F. Pérez  
C.I.P. N° 224563  
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

## VIII. NORMAS UTILIZADAS Y METODOLOGÍA.

Las recomendaciones del Manual de Puentes del MTC y de la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications 9th Edition, para el Puente de 18 metros de longitud, deberá ser proyectado tomando en cuenta los estados límites que se especifican en estas normas vigentes para el país, con la finalidad de cumplir con los objetivos de constructibilidad, seguridad y servicialidad que debe tener toda estructura de puente, así como con la debida consideración en lo que se refiere a inspección, economía y estética.



## IX. FILOSOFÍA DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

### 9.1 CRITERIOS DE DISEÑO FUNDAMENTALES:

#### 9.1.1 Estados Límite:

- RESISTENCIA I: Combinación básica de carga vehicular normal
- RESISTENCIA II: Combinación con vehículos especiales
- SERVICIO I: Control de deflexiones y fisuración
- EVENTO EXTREMO I: Incluye efectos sísmicos
- FATIGA: Cargas vehiculares repetitivas

#### 9.1.2 Factores de Resistencia ( $\phi$ ):

- Flexión y tracción en concreto armado:  $\phi = 0.90$
- Corte y torsión en concreto armado:  $\phi = 0.85$
- Compresión en concreto armado:  $\phi = 0.75$
- Compresión en concreto con espirales:  $\phi = 0.85$ .





## 9.2 CARGAS CONSIDERADAS:

### 9.2.1 Cargas Permanentes (DC, DW):

- DC: Peso propio elementos estructurales
- DW: Peso superficies de rodadura e instalaciones
- Factor de carga  $\gamma_p$  máx = 1.25, mín = 0.90

### 9.2.2 Cargas Variables:

- LL: Sobrecarga vehicular HL-93
- IM: Impacto (33%)
- PL: Sobrecarga peatonal (3.6 kN/m<sup>2</sup>)
- Factor de carga  $\gamma_{LL}$  = 1.75

### 9.2.3 Cargas Ambientales:

- EQ: Sismo según E.030
- TU: Temperatura uniforme
- SE: Asentamiento

## 9.3 COMBINACIONES DE CARGA:

### 9.3.1 Resistencia I:

$$U = 1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL+IM)$$

### 9.3.2 Servicio I:

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

### 9.3.3 Evento Extremo I:

$$U = 1.25DC + 1.50DW + 0.50(LL+IM) \pm EQ.$$

## 9.4 REQUISITOS DE SERVICIO:

### 9.4.1 Control de Deflexiones:

- L/800 para carga viva vehicular
- L/1000 para carga total

### 9.4.2 Control de Fisuración:

- Esfuerzo máximo en el acero:  $f_s \leq 0.60f_y$
- Separación máxima de acero según exposición

### 9.4.3 Fatiga:

- Rango de esfuerzos admisible
- Número de ciclos de carga según categoría

  
MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

  
Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

  
INGENIERIA CIVIL DE SHAMBOYACO  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. Frank Perez Rodriguez  
CIP: 289563  
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

## 9.5 METODOLOGÍA DE ANÁLISIS:

### 9.5.1 Modelamiento:

- Elementos tipo frame para vigas y columnas
- Elementos shell para losas
- Consideración de diafragma rígido
- Inclusión de efectos P-Delta

### 9.5.2 Verificaciones:

- Periodos y modos fundamentales
- Participación de masa modal > 90%
- Derivas máximas permitidas

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES ARENALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

## X. CARGAS DE DISEÑO

### 10.1 CARGAS PERMANENTES.

Conformada por el peso propio de la losa, vigas principales, vigas diafragmas, superficie de rodadura, barandas, etc. Para todos los elementos se han utilizado las densidades indicadas en la Tabla 1: 2.4.2.1-1 Pesos Específicos.(MTC, 2018)

Tabla 1: 2.4.2.1-1 Pesos Específicos.

MATERIAL		Unidad de Peso (kcf)
Aleaciones de aluminio		0.175
Superficies de desgaste bituminosas		0.140
Hierro fundido		0.450
Relleno de ceniza		0.060
Arena, limo o arcilla compactado		0.120
Concreto	Ligero	0.110
	Liviano	0.120
	Con peso normal $f'_c \leq 5.0$ ksi	0.145
	Con peso normal $5.0 < f'_c \leq 15.0$ ksi	$0.140 + 0.001f'_c$
Arena, limo o grava suelto		0.100
Arcilla blanda		0.100
Laminados grava, macadam, o de lastre		0.140
Acero		0.490
Mampostería de piedra		0.170
Madera	Dura	0.060
	Blanda	0.050
Agua	Dulce	0.0624
	Salada	0.0640
Artículo		peso por unidad de longitud (klf)
Rieles de tránsito, unión y fijación por pista		0.200



Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARCO  
PIURA - SAN MARTIN  
Ing. Frank Pérez Rodríguez  
CIP: 28956  
JEFE DE LA UNIDAD DE OPERACIÓN Y ESTUDIOS

Superficie de Rodadura: Se consideró una carga distribuida correspondiente a un pavimento de 0.05 m de espesor. Carga aplicada: 0.1125 Tnf/m<sup>2</sup> (derivada del peso específico del pavimento de 2.250 Tnf/m<sup>3</sup>).

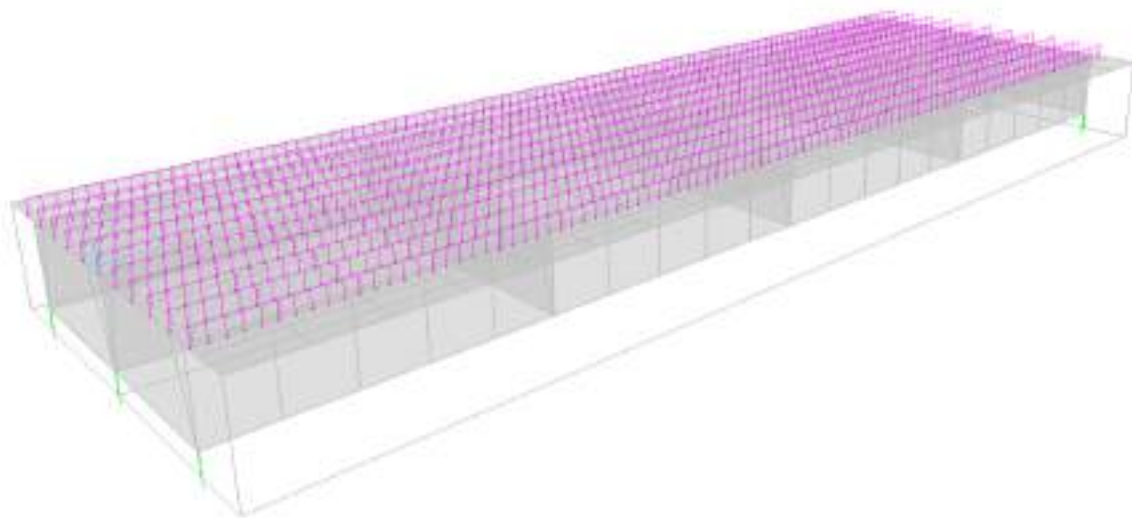


Figura 1: Carga del Asfalto DW=0.1125 Tnf/m<sup>2</sup>

Vereda: Se aplicó una carga lineal de 0.336 Tnf/ml a lo largo de la estructura.

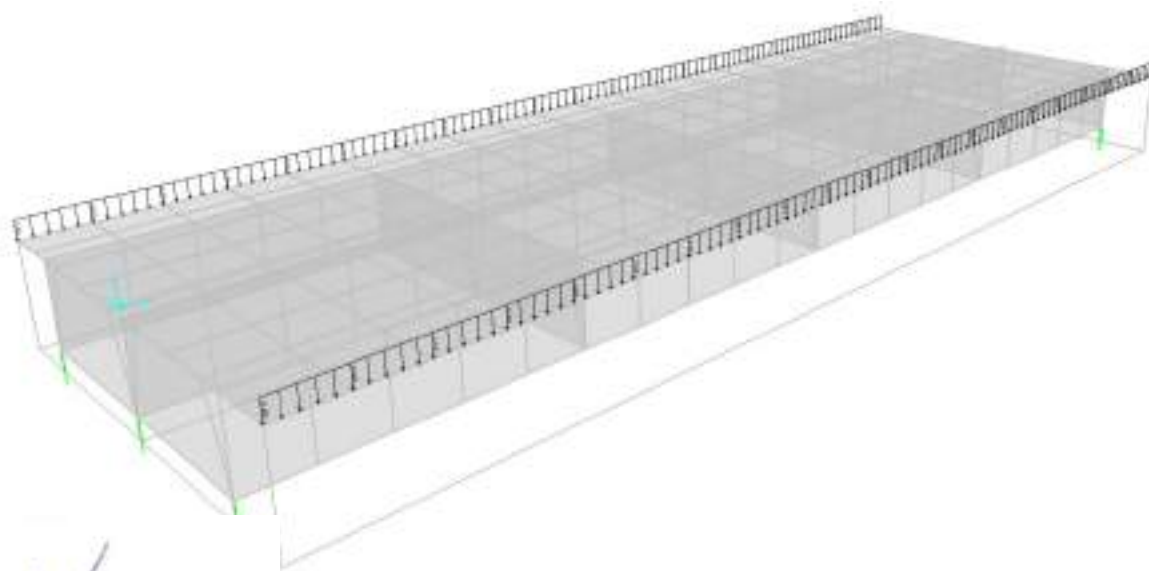


Figura 2: Carga de Vereda DC= 0.336 Tnf/ml.

  
MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

  
Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

  
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE SHAMBOYACU  
PROYECTO - SAN MARTÍN  
Ing. F. Pérez  
CIP: 224563  
JEFE DE LA UNIDAD DE VERIFICACIÓN Y ESTUDIOS



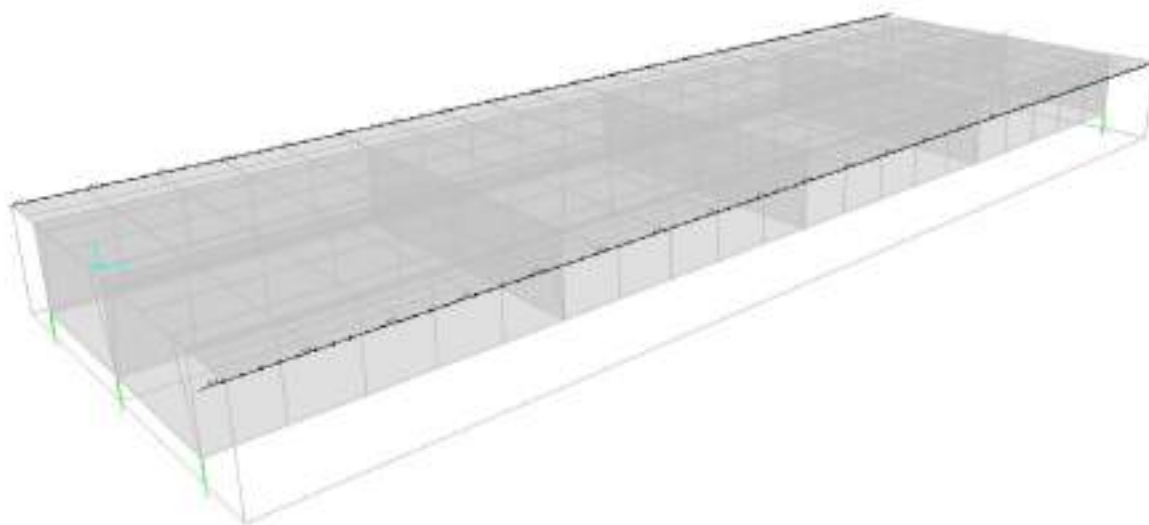


Figura 4: Carga de Barrera New Jersey DC=0.576 Tnf/ml.

Sobrecarga Peatonal: Conforme al Artículo 2.4.3.6.1 del Manual de Puentes (MTC, 2018), se aplicó una carga distribuida de 75 lb/ft<sup>2</sup> (equivalente a 0.367 Tnf/m<sup>2</sup>).

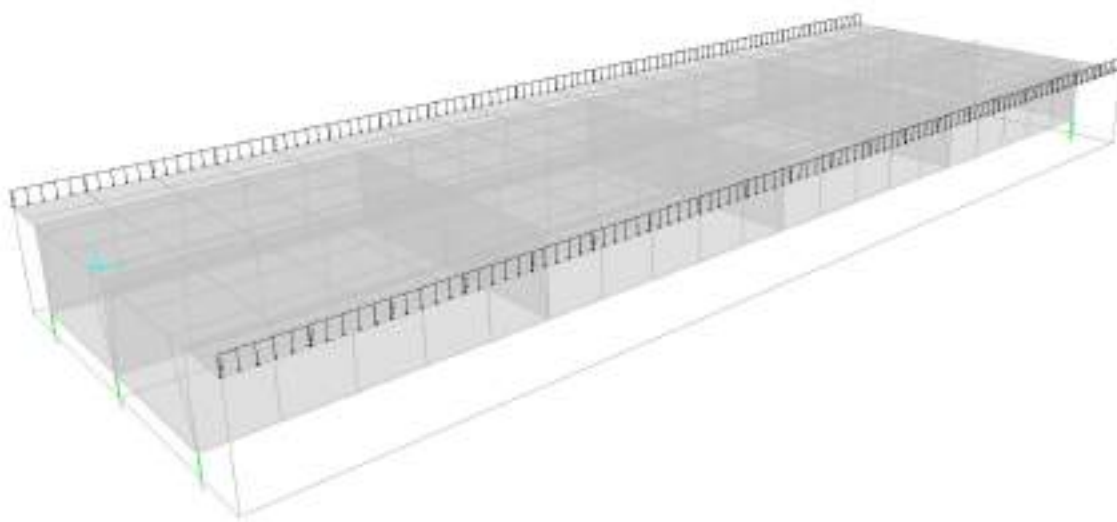


Figura 5: Carga Peatonal PL= 0.367 Tnf/m<sup>2</sup>.

  
 MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO  
 INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
 CIP 166050

  
 Victor Hugo Saavedra Navarro  
 INGENIERO CIVIL  
 JEFE DE PROYECTO  
 C.I.P. N° 136742

  
 INGENIERIA CIVIL DE SHAMBOYACO  
 PROYECTO - SAN MARTIN  
 Ing. F. Pérez  
 CIP: 22456  
 JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS





La determinación precisa de las líneas de diseño es fundamental para el análisis subsecuente de cargas vehiculares y la distribución de esfuerzos en la estructura del puente, garantizando así un diseño que cumple con los requisitos de seguridad y funcionalidad establecidos en la normativa.

Figura 6: Línea de diseño N°1.

### 10.2.1 CARGA VEHICULAR (HL-93).

De acuerdo con lo establecido, la carga viva designada como HL-93 consiste en una combinación de:

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

Para el estado límite de fatiga, solo se considerará la carga correspondiente al camión de diseño, según se indica en el Artículo 2.4.3.2.4.

Para el cálculo de flexiones, se tomará el mayor de los resultados obtenidos con el camión de diseño solo, o con la suma de la sobrecarga distribuida más 25% del camión de diseño, tal como se especifica en el Artículo 3.6.1.3.2.

MAG. ING. RENZO RUIZ FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNICA DE SHAMBOYACO  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. Frank Perez Rodriguez  
CIP: 289563  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTIMACIÓN

### 10.2.2 CAMIÓN DE DISEÑO

De acuerdo con el Artículo 3.6.1.2.2, las cargas por eje y los espaciamientos entre ejes serán los indicados en la Figura 2.4.3.2.2-1, la distancia entre los dos ejes de 32.0 kips será tomada como aquella que, estando entre los límites de 14.0 ft y 30.0 ft, resulta en los mayores efectos. Las cargas del camión de diseño deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en el Artículo 2.4.3.3.

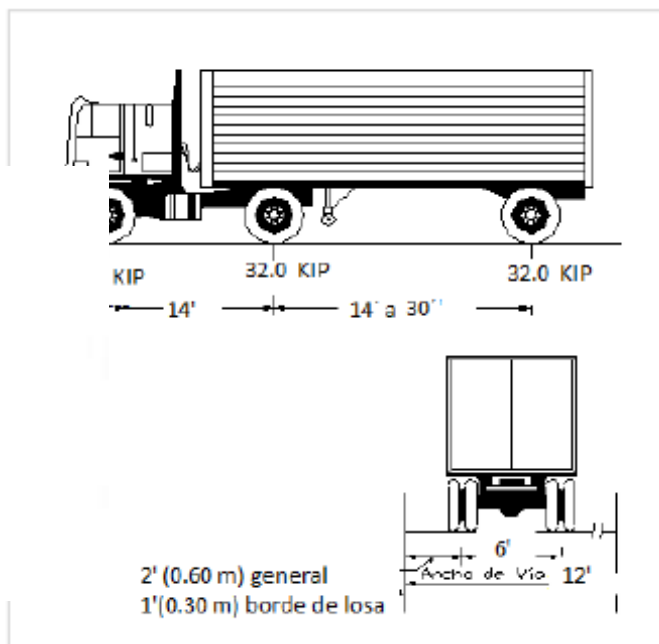


Figura 7: Camión de Diseño.

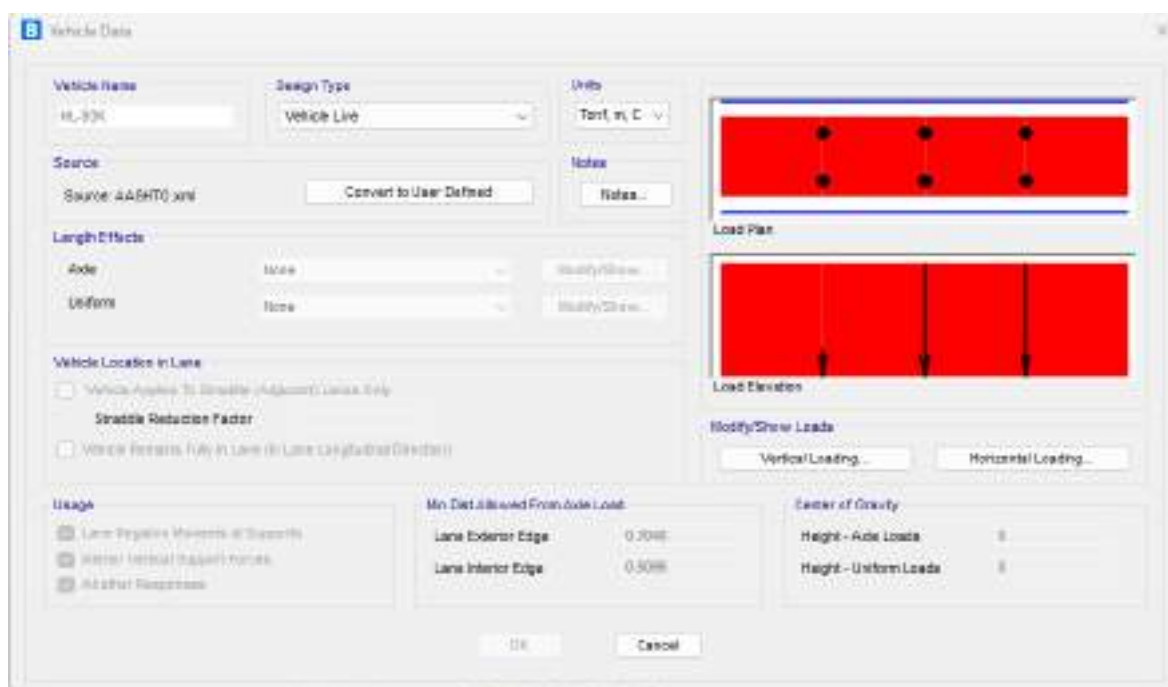


Figura 8: Camión de Diseño en CSIBridge.

**B Vehicle Data - Vertical Loading**

**Loads**

Uniform Load Scale Factor: 1      Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	3.6267	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	3.6267	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672	9.144	0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048			

Add    Insert    Modify    Delete

**Floating Axle Loads**

Value      Width Type      Axle Width

For Lane Moments      0      One Point      f

For Other Responses      0      One Point      f

Floating Axle Load Scale Factor      1

☐ Ignore the Lane Moment Load when Calculating Ineffective Span Moments

☐ Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

OK      Cancel

**Superelevation Effects**

☐ Adjust Vertical Loads for Superelevation

Axle Load Factor     

Uniform Load Factor     

Figura 9: Cargas del Camión de Diseño considerados en CSIBridge.

### 10.2.3 TÁNDEM DE DISEÑO

De acuerdo con el Artículo 3.6.1.2.3, el tándem de diseño consistirá en un conjunto de dos ejes, cada uno con una carga de 25.0 kip, espaciados a 4.0 ft. La distancia entre las ruedas de cada eje, en dirección transversal, será de 6.0 ft.

Estas cargas deberán incrementarse por efectos dinámicos en los casos indicados en el Artículo 2.4.3.3.

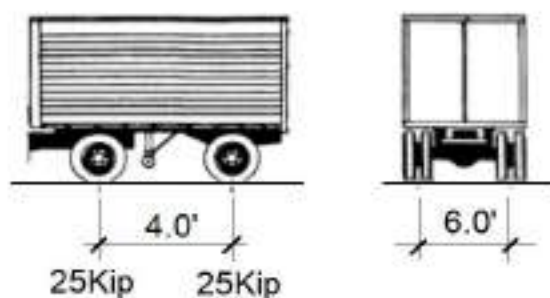


Figura 10: Camión Tándem.

MAG. ING. RENZO RUIZ FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARCO  
PIURA - SAN MARTIN  
Ing. Erick Pérez Alcázar  
CIP: 28956  
JEFE DE LA UNIDAD DE OPERACIÓN Y ESTUDIOS

**Vehicle Data**

Vehicle Name: TL-200 Design Type: Vehicle Lane Units: Tent. m, 0

Source: Source: AASHTO Joint Convert to User Defined Notes: Notes...

Length Effects

Axle: None Modify/Share

Uniform: None Modify/Share

Vehicle Location in Lane

☐ Vehicle applies To Straddle (Adjustment, Lane Only)

Straddle Reduction Factor

☐ Vehicle Remains Fully in Lane on Lane Longitudinal Direction

Usage

☒ Lane Negative Moments at Supports

☒ Major Vertical Support Forces

☒ All other Responses

File Dist Allowed From Axle Load

Lane Exterior Edge: 0.3048

Lane Interior Edge: 0.3048

Center of Gravity

Height - Axle Loads: 0

Height - Uniform Loads: 0

Load Plan

Load Elevation

Modify/Show Loads

Vertical Loading... Horizontal Loading...

OK Cancel

Figura 11: Tándem en CSIBridge.

**Vehicle Data - Vertical Loading**

Loads

Uniform Load Scale Factor: 1 Axle Load Scale Factor: 1.33

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3388	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3388	Two Points	1.8288
Fixed Length	1.2192		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3388	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048			

OK Insert Modify Delete

Floating Axle Loads

Value Width Type Axle Width

For Lane Moments: 0 One Point 1

For Other Responses: 0 One Point 1

Floating Axle Load Scale Factor: 1

☐ Disable the Lane Straddle Load when Calculating Negative Span Moments

☐ Ignore Vertical Loads if Horizontal Centrifugal or Braking Loads are Defined

Superlevation Effects

☐ Adjust Vertical Loads for Superlevation

Axle Load Factor:

Uniform Load Factor:

OK Cancel

Figura 12: Cargas del Tándem en CSIBridge.

*[Signature]*

MAG. ING. RENZO RIVERO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

*[Signature]*

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
PROYECTO - SAN MARTIN

*[Signature]*

Ing. Frank Perez Rodriguez  
CIP: 289563  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTIMACIÓN



#### 10.2.4 SOBRECARGA DISTRIBUIDA (CARGA DEL CARRIL DE DISEÑO)

Según el Artículo 3.6.1.2.4, se considerará una sobrecarga de 0.64 klf (954 kg/m), uniformemente distribuida en dirección longitudinal sobre aquellas porciones del puente en las que produce un efecto desfavorable. Se supondrá que esta sobrecarga se distribuye uniformemente sobre un ancho de 10.0 ft en dirección transversal. Esta sobrecarga se aplicará también sobre aquellas zonas donde se ubique el tándem de diseño. No se considerarán efectos dinámicos para esta sobrecarga.

Load	Load Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	None			0.64	Fixed Width	10.0	1.0	Two Points	1.0
Trailing Load	None			0.64	Fixed Width	10.0	1.0	Two Points	1.0
Fixed Length	4.2672			0.64	Fixed Width	10.0	1.0	Two Points	1.0
Variable Length	4.2672	5.144		0.64	Fixed Width	10.0	1.0	Two Points	1.0
Trailing Load	None			0.64	Fixed Width	10.0	1.0	Two Points	1.0

Figura 13: Sobrecarga Distribuida en el Camión de Diseño en CSiBridge.

Load	Load Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Uniform Width Type	Uniform Width	Axle Load	Axle Width Type	Axle Width
Leading Load	None			0.64	Fixed Width	10.0	1.0	Two Points	1.0
Trailing Load	None			0.64	Fixed Width	10.0	1.0	Two Points	1.0
Fixed Length	1.2142			0.64	Fixed Width	10.0	1.0	Two Points	1.0
Variable Length	1.2142			0.64	Fixed Width	10.0	1.0	Two Points	1.0
Trailing Load	None			0.64	Fixed Width	10.0	1.0	Two Points	1.0

Figura 14: Sobrecarga Distribuida en el Tándem en CSiBridge.

### 10.2.5 APLICACIÓN DE LAS CARGAS VIVAS VEHICULARES

*Posición de las Cargas en Dirección Longitudinal:*

- El puente será cargado de forma continua o discontinua según resulte más crítico para el efecto en estudio.
- Se deberá considerar el tándem de diseño más carga distribuida.
- Se deberá considerar el camión de diseño más carga distribuida, donde la distancia entre los ejes de 32.0 kips será aquella que produzca el efecto más desfavorable.
- Tanto para momento negativo entre puntos de contra-flexión bajo una carga uniforme en todos los tramos, como para reacción en pilas interiores solamente, 90% de la sollicitación debida a los camiones de diseño separados como mínimo 50.0 ft entre el último eje del primer camión hasta el eje delantero del camión que le sigue, combinada con 30% de la sollicitación del camión completo.

*Posición de las Cargas en Dirección Transversal:*

- Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 10.0 ft de cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan sollicitaciones extremas.
- Para el diseño del voladizo del tablero - 1.0 ft a partir de la cara del sardinel o de la baranda.
- Para el diseño de todos los demás componentes - 2.0 ft a partir del borde del carril de diseño.

### 10.2.6 CARGA DINÁMICA PERMITIDA (IM).

De acuerdo con la sección 3.6.2 de AASHTO, se aplicará un factor de carga dinámica (IM) a los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, excluyendo las fuerzas centrífugas y de frenado. Este factor se determina según la Tabla 2.4.3.3-1, que especifica el incremento por carga viva debido a efectos dinámicos.

El factor a aplicar a la carga estática se calcula como:

$$\text{Factor de Impacto} = (1 + \text{IM}/100)$$

donde IM es el porcentaje de incremento indicado en la tabla.

Tabla 2: Tabla 2.4.3.3-1: Incremento de la Carga Viva por Efectos Dinámicos (IM)

Componente	Porcentaje (IM)
Elementos de unión en el tablero (para todos los estados límite)	75%
Para otros elementos	
• Estados límite de fatiga y fractura	15%
• Otros estados límite	33%

  
**Victor Hugo Saavedra Navarro**  
 INGENIERO CIVIL  
 JEFE DE PROYECTO  
 C.I.P. N° 136742

  
**Ing. F. Pérez**  
 JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO

Consideraciones importantes:

1. El incremento por carga dinámica no se aplicará a:
  - Cargas peatonales
  - Carga del carril de diseño (carga uniformemente repartida).
2. Para componentes enterrados:
  - No se aplicará IM a muros de sostenimiento no solicitados por reacciones verticales de la superestructura.
  - No se aplicará IM a componentes de las fundaciones que estén completamente por debajo del nivel del terreno.
3. Se permite la reducción del incremento por carga dinámica para algunos componentes (excepto juntas) si existe evidencia suficiente que justifique esta reducción, respetando los requisitos del Artículo 4.7.2.1 de AASHTO.

MAG. ING. RENZO ARMANDO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

En los cálculos subsiguientes, se aplicará el factor de impacto correspondiente a cada elemento estructural según su función y estado límite analizado, multiplicando las cargas estáticas del camión o tándem de diseño por  $(1 + IM/100)$ .

### 10.2.7 FUERZAS DE FRENADO (BR).

De acuerdo con el Artículo 2.4.3.5 del Manual de Puentes del MTC (2018), correspondiente al Artículo 3.6.4 de AASHTO LRFD, se han calculado las fuerzas de frenado para el Puente

#### PARÁMETROS DE DISEÑO.

Longitud del puente :  $L = 18 \text{ m}$   
 Número de carriles de diseño : 1  
 Camión de diseño : HL-93.

#### CÁLCULO DE LAS FUERZAS DE FRENADO.

La fuerza de frenado se toma como el mayor de los siguientes valores:

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

Cálculos:

- a) 25% de los pesos por eje del camión de diseño:
- b) Peso total del camión HL-93 = 35 tonf
- c)  $BR = 0.25 \times 35 \text{ tonf} = 8.75 \text{ tonf}$ .

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE SHANGHAI  
PEQUÍN - SAN MARTÍN  
Ing. Pablo Pérez Rodríguez  
CIP: 284563  
JEFE DE LA UNIDAD DE GERENCIA Y ESTUDIOS

- 5% del camión de diseño más la carga del carril:
  - d) Peso del camión = 35 tonf
  - e) Carga del carril =  $0.96 \text{ tonf/m} \times 18 \text{ m} = 17.28 \text{ tonf}$
  - f)  $BR = 0.05 \times (35 \text{ tonf} + 134.4 \text{ tonf}) = 2.614 \text{ tonf}$

Se toma el mayor valor:  
BR = 8.75 tonf por carrilE

### **FUERZA DE FRENADO TOTAL**

Considerando 1 carriles de diseño:  
BR total =  $8.75 \text{ tonf} \times 1 = 8.75 \text{ tonf}$

MAG. ING. RENZO ARMANDO FLORES ARENALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

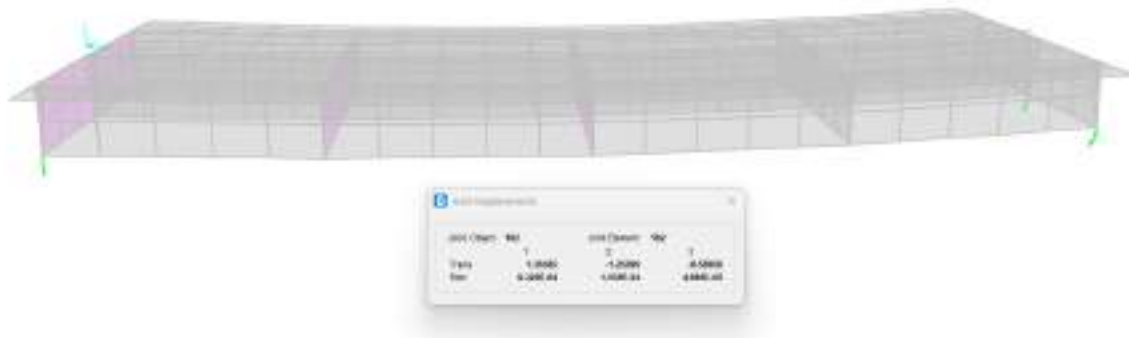
## **XI. CONTROL DE DEFORMACIÓN BAJO LAS DIFERENTES CARGAS.**

### **11.1 CARGA PARA LA EVALUACIÓN OPCIONAL DE LA DEFLEXIÓN POR SOBRECARGA**

De acuerdo con la sección 3.6.1.3.2 de AASHTO, y referenciando el Artículo 2.9.1.4.4.5.1b (2.5.2.6.2 AASHTO), la deflexión por sobrecarga se calculará considerando el mayor valor entre:

- La deflexión resultante del camión de diseño solamente.
- La deflexión resultante del 25% del camión de diseño considerado conjuntamente con la carga del carril de diseño.

Para el presente cálculo, se evaluarán ambas condiciones y se utilizará el valor más desfavorable para el diseño, garantizando así un enfoque conservador que cumpla con los requerimientos normativos.



La verificación de la deflexión por carga móvil es de  $L/800 = 18000/800 = 22.5 \text{ mm}$ , contra una deflexión de 8.59 mm

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNICA DE SHAMBOYACO  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. Frank Perez Maldonado  
CIP: 284563  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIOS

## XII. ANEXOS.

### DISEÑO DE ESTRIBO CON CONTRAFUERTE

#### I. DATOS DE ENTRADA.

##### MATERIAL DE RELLENO

Peso Específico  $\gamma_{rel} = 1800 \frac{kgf}{m^3}$

Ángulo de fricción  $\phi' = 35^\circ$

##### MATERIAL DEL MURO

Res. Compresión  $f_c = 210 \frac{kgf}{m^2}$

Límite de Fluencia  $f_y = 4200 \frac{kgf}{m^2}$

Peso Específico  $\gamma_c = 2.4 \frac{tonnef}{m^3}$

##### TERRENO DE FUNDACIÓN

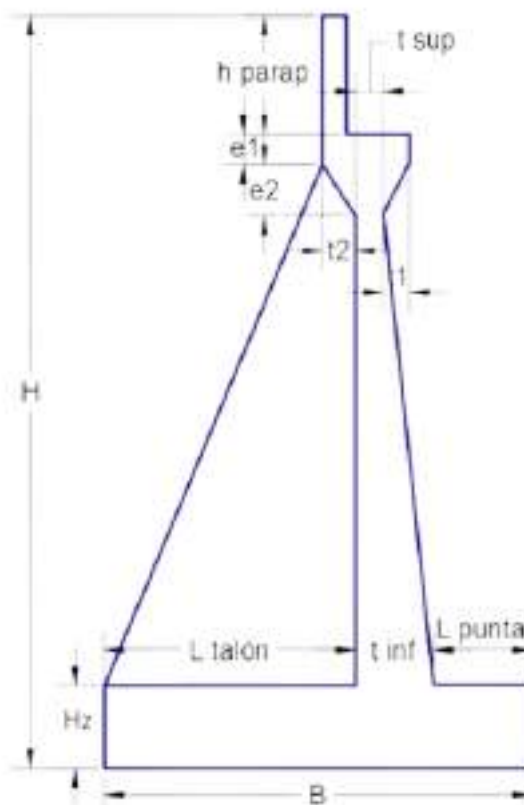
Capacidad Portante  $\sigma_{adm} = 2.49 \frac{kgf}{cm^2}$

Ángulo de fricción  $\phi_f = 32^\circ$

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

#### II. PRE-DIMENSIONAMIENTO.

Altura Total del Estribo	$H = 11850 \text{ mm}$
Long. Libre de Estribo	$L = 10210 \text{ mm}$
Prof. de Cimentación	$h_f = 1640 \text{ mm}$
Altura de Zapata	$H_z = 1450 \text{ mm}$
Altura de Pantalla	$H_p = 10400 \text{ mm}$
Ancho de Pantalla	$B = 7000 \text{ mm}$
Ancho de Punta	$L_{punta} = 2900 \text{ mm}$
Espesor de P.inferior	$t_{inf} = 500 \text{ mm}$
Ancho de Talón	$L_{talón} = 3700 \text{ mm}$
Espesor de P.super	$t_{sup} = 500 \text{ mm}$
Altura de Relleno	$H_r = 10400 \text{ mm}$
Altura de parapeto	$h_{parap} = 1450 \text{ mm}$
Ancho de parapeto	$b_{parap} = 300 \text{ mm}$
	$t_1 = 0 \text{ mm}$
	$t_2 = 700 \text{ mm}$
	$e_1 = 800 \text{ mm}$
	$e_2 = 900 \text{ mm}$
	$S = 0^\circ$
Longitud de Cajuela	$N = 900 \text{ mm}$



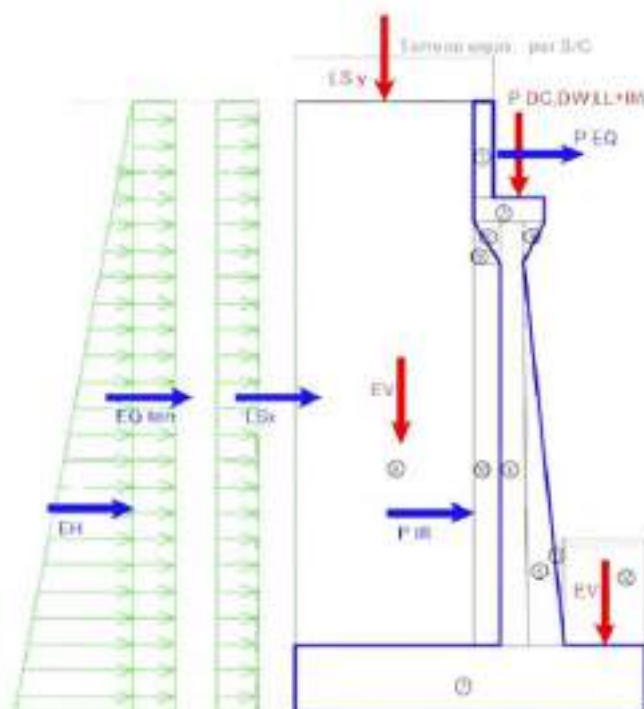
Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. Renzo Flores Arevalo  
CIP: 166050  
JEFE DE LA UNIDAD DE VERIFICACIÓN Y ESTUDIO



## III. ANALISIS ESTRUCTURAL

## 3.1. CASO I - ESTRIBO CON PUENTE



MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

## 3.1.1. CARGAS VERTICALES (considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

## Cargas DC

Peso propio estribo de concreto armado (DC):

$$DC = 38.244 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$X_{ADC} = \frac{DCX}{DC} = 3.389 \text{ m}$$

$$Y_{ADC} = \frac{DCY}{DC} = 2.965 \text{ m}$$

ELEMENTO	DC (tonnef/m)	XA (m)	YA (m)	DC XA (tonnef-m/m)	DC YA (tonnef-m/m)
1	1044	3.890	11.125	4.019	11.615
2	2.004	3.490	10.000	7.024	20.040
3	0.756	3.353	9.309	2.611	7.001
4	3.160	3.890	5.525	20.929	17.435
5	0.000	3.390	3.305	0.000	0.000
6	0.000	2.300	3.667	0.000	0.000
7	24.360	3.960	0.125	85.260	3.061
<b>Σ</b>	<b>38.244</b>			<b>129.613</b>	<b>102.381</b>

Peso propio superestructura:

$$P_{DC} = 29.8 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$X_A = 3.25 \text{ m}$$

## Cargas DW

Peso asfalto en superestructura:

$$P_{DW} = 0.96 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$X_A = 3.25 \text{ m}$$

## Cargas EV (peso del terreno)

$$EV = 66.82 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$X_{AEV} = \frac{EVX}{EV} = 5.174 \text{ m}$$

$$Y_{AEV} = \frac{EYV}{EV} = 6.381 \text{ m}$$

ELEMENTO	EV (tonnef/m)	XA (m)	YA (m)	EV XA (tonnef-m/m)	EV YA (tonnef-m/m)
8	55.160	5.500	6.650	303.880	365.464
9	0.007	5.807	3.000	2.136	3.003
10	3.335	3.850	5.000	12.842	16.675
11	4.000	2.800	1.500	11.200	6.000
12	6.660	1.400	1.540	9.324	10.244
<b>Σ</b>	<b>66.829</b>			<b>345.692</b>	<b>426.497</b>



Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. F. Pérez Rodríguez  
CIP: 259563  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO

**Cargas LL+IM**

Carga viva e impacto desde la superestructura:

$$P_{LL+IM} = 10.2 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad X_A = 3.25 \text{ m}$$

**Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)**

Altura equivalente de suelo por S/C. Por cargas vehiculares actuando sobre el terreno, agregamos una porción equivalente de suelo. En este caso para:

$$H = 11.85 \text{ m} \quad h' = 0.6 \text{ m}$$

Terreno equivalente extendido en el talón del estribo:

$$LS_1 = 3.24 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad X_{ALG} = 5.5 \text{ m}$$

**RESUMEN DE CARGAS VERTICALES:**

CARGA	TIPO	Y (tonnef/m)	XA	MY (tonnef-m/m)
DC	DC	30.244	0.000	120.610
DD	DD	23.600	3.250	36.050
DDV	DDV	0.960	3.250	3.120
EV	EV	45.820	5.914	245.339
LL+IM	LL+IM	10.200	3.250	33.150
LS <sub>1</sub>	LS	3.240	5.500	17.820
	<b>Σ</b>	<b>143.264</b>		<b>626.252</b>

MAG. ING. BENITO RUBATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

**3.1.2. CARGAS HORIZONTALES (considerando franjas de 1m de longitud de estribo)****Cálculo del coeficiente de empuje activo (ka)** $\phi'_1$  = "ángulo de fricción interna" $\delta$  = "ángulo de fricción entre el suelo y el muro" $\beta$  = "ángulo del material del suelo con la horizontal" $\theta$  = "ángulo de inclinación del muro del lado del terreno"

$$\delta = 0^\circ \quad \beta = 0^\circ \quad \theta = 90^\circ$$

$$r = \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_1 + \delta) \sin(\phi'_1 - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right)^2 = 2.476 \quad k_a = \frac{(\sin(\theta + \phi'_1))^2}{r \cdot (\sin(\theta)^2 \cdot \sin(\theta - \delta))} = 0.271$$

**Cargas actuantes:****Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno):**

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$p'' = k_a \cdot h' \cdot \gamma_{sat} = 0.293 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad LS_x = H \cdot p'' = 3.468 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad Y_{LSx} = \frac{H}{2} = 5.925 \text{ m}$$

**Cargas EH (presión lateral del terreno):**

$$p = k_a \cdot H \cdot \gamma_{sat} = 5.78 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad EH = \frac{1}{2} \cdot H \cdot p = 34.248 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad Y_{EH} = \frac{H}{3} = 3.95 \text{ m}$$

**Cargas EO (acción sísmica):****a) Efecto combinado de PAE y PIR**

Presión estática del terreno más un efecto dinámico (PAE)

 $\phi'_1$  = "ángulo de fricción interna" $\delta$  = "ángulo de fricción entre el suelo y el muro" $\beta$  = "ángulo del material del suelo con la horizontal"  $\theta = 0^\circ$ 

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNICA DE SHAMBOURGO  
PUEBLO - SAN MARTIN  
Ing. Frank Pérez Alcivar  
CIP: 254563  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO

$\beta' =$  "ángulo del material del suelo con la vertical"

$$\beta' = 0^\circ$$

$k_h =$  "coeficiente de aceleración horizontal"

$$F_{PGA} = 1.20$$

$$PGA = 0.3$$

$$k_{hs} = F_{PGA} \cdot (PGA)$$

$k_v =$  "coeficiente de aceleración vertical"

$$k_v = 0.5 \cdot k_{hs}$$

$$k_v = 0$$

$$\theta' := \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 10.204^\circ \quad K_{AE} := \frac{(\cos(\phi' - \theta' - \beta'))^2}{\cos(\theta') \cdot (\cos(\beta'))^2 \cdot \cos(\delta + \beta' + \theta') \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta) \cdot \sin(\phi' - \theta' - \beta')}{\cos(\delta + \beta' + \theta') \cdot \cos(\phi' + \beta')}}\right)^2}$$

$$K_{AE} = 0.381$$

$$P_{AE} := \frac{1}{2} \cdot K_{AE} \cdot \gamma_{sat} \cdot H^2 = 48.149 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

**Acción sísmica del terreno ( $EQ_{ter}$ )**

$$EQ_{ter} := P_{AE} - EH = 13.901 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$Y_{AEQ_{ter}} := \frac{H}{2} = 5.925 \text{ m}$$

**Fuerza inercial del estribo ( $P_B$ )**

$W_m =$  "peso del estribo"

$W_s =$  "terreno tributario"

$$W_m = DC \quad W_s = EV \quad W_m + W_s = 105.064 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$P_B := k_h \cdot (W_m + W_s) = 18.911 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$Y_{ABM} := \frac{W_m \cdot Y_{ADC} + W_s \cdot Y_{AEV}}{W_m + W_s} = 5.138 \text{ m}$$

**Efecto combinado de ( $P_{AE} + P_B$ )**

$$P_{AE} + 0.5 \cdot P_B = 57.605 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$0.5 \cdot P_{AE} + P_B = 42.986 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$EQ_{ter} = 13.901 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$0.5 \cdot P_B = 9.456 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

**b) Carga sísmica por superestructura (PEQ)**

$A_s =$  "coeficiente de aceleración"

$$A_s = F_{PGA} \cdot (PGA) = 0.36$$

$$P_{EQ} := (P_{OC} + P_{DM}) (A_s) = 11.074 \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$Y_{APEQ} := H - \frac{h_{moy}}{2} = 11.125 \text{ m}$$

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES ARENALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE CHAGUAYACO  
PROYECTO: SAN MARTÍN  
Ing. **Freddy Pérez Rodríguez**  
CIP: 254563  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO

Carga BR (frenado)

$$BR = 0.3B \cdot \frac{\text{tonnef}}{m}$$

$$Y_{BR} = H + 1.80 \text{ m} = 13.65 \text{ m}$$

## RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES

CARGA	TIPO	H (tonnef/m)	YA (m)	MH (tonnef-m)
LSX	LS	3.468	5.925	20.549
EH	EH	34.248	3.350	115.273
EQTERR	EQ	13.901	5.925	82.365
0.5PIR	EQ	8.456	5.108	43.231
PDQ	EQ	11.074	11.125	123.194
BR	BR	0.380	13.650	5.187
$\Sigma$		72.527		415.154

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES ARENAL  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

## 3.1.3. ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGA

ESTADO LÍMITE	$\gamma_{DC}$	$\gamma_{DW}$	$\gamma_{EV}$	$\gamma_{EDW}$	$\gamma_{LSX}$	$\gamma_{LSY}$	$\gamma_{EH}$	$\gamma_{EQ}$	$\gamma_{BR}$	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	1.75	Presiones
Ex. Extrema I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizamiento, vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00	Apretamiento

## 3.1.3.1. ESTRIBO CON PUENTE

## CARGAS VERTICALES (Vu)

TIPO CARGA	DC	PDC	DW	EW	LL+IM	LS	$\Sigma =$ Vu(tonnef)
V(tonnef)	98.244	29.800	0.960	66.820	93200	3240	149.264
Resistencia Ia	0.900	0.650	0.650	1.000	0.000	0.000	126.683
Resistencia Ib	34.420	26.020	0.624	66.820	0.000	0.000	
Resistencia Ia	1.250	1.250	1.500	1.350	1.750	1.750	200.221
Resistencia Ib	47.005	37.250	1.440	30.206	17850	5670	
Ex. Extrema I	1.000	1.000	1.000	1.000	0.500	0.500	162.544
Ex. Extrema I	38.244	29.800	0.960	66.820	5100	1620	
Ex. Extrema I	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	149.264
Servicio I	38.244	29.800	0.960	66.820	93200	3240	

## MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES (Mvu)

TIPO CARGA	DC	PDC	DW	EW	LL+IM	LS	$\Sigma =$ Mvu(tonnef-m)
Mv(tonnef-m)	123.610	36.850	3.120	345.633	32.150	17.820	626.252
Resistencia Ia	0.900	0.650	0.650	1.000	0.000	0.000	551.544
Resistencia Ib	116.652	87.165	2.028	345.633	0.000	0.000	
Resistencia Ia	1.250	1.250	1.500	1.350	1.750	1.750	840.650
Resistencia Ib	162.017	121.063	4.680	466.634	58.013	31.855	
Ex. Extrema I	1.000	1.000	1.000	1.000	0.500	0.500	600.767
Ex. Extrema I	123.610	36.850	3.120	345.633	16.575	8.390	
Ex. Extrema I	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	626.252
Servicio I	123.610	36.850	3.120	345.633	32.150	17.820	



Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN  
PROYECTO - SAN MARTÍN  
Ing. F. Saavedra Navarro  
CIP: 289564  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO



MAG. ING. RENZO RENATO FLORES ARENALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

### CARGAS HORIZONTALES $H_u$

TIPO	LS	EH	EQ			BR	$\Sigma$
CARGA	LSx	EH	EQterr	0.5PIR	PEQ	BR	MHu(tonnel)
H(tonnel)	3.468	34.248	13.901	9.456	11.074	0.380	72.527
Resistencia Ia	1.750	1.500	0.000	0.000	0.000	1.750	58.106
Resistencia Ia	6.069	51.372	0.000	0.000	0.000	0.665	58.106
Resistencia Ia	1.750	1.500	0.000	0.000	0.000	1.750	58.106
Resistencia Ia	6.069	51.372	0.000	0.000	0.000	0.665	58.106
Ev. Extremo I	0.500	1.000	1.000	1.000	1.000	0.500	70.602
Ev. Extremo I	1.734	34.248	13.901	9.456	11.074	0.190	70.602

### MOMENTO DE VUELCO POR CARGAS HORIZONTALES $MHu$

TIPO	LS	EH	EQ			BR	$\Sigma$
CARGA	LSx	EH	EQterr	0.5PIR	PEQ	BR	MHu(tonnel)
MH(tonnel)	20.549	135.279	82.365	48.581	123.194	5.187	415.154
Resistencia Ia	1.750	1.500	0.000	0.000	0.000	1.750	247.956
Resistencia Ia	35.960	202.918	0.000	0.000	0.000	9.077	247.956
Resistencia Ia	1.750	1.500	0.000	0.000	0.000	1.750	247.956
Resistencia Ia	35.960	202.918	0.000	0.000	0.000	9.077	247.956
Ev. Extremo I	0.500	1.000	1.000	1.000	1.000	0.500	402.287
Ev. Extremo I	10.274	135.279	82.365	48.581	123.194	2.594	402.287

### 3.1.4. CHEQUEO DE ESTABILIDAD DE ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

$$e_{resistencia,1} = \frac{B}{3} = 2.333 \text{ m} \quad e_{resistencia,2} = \frac{11}{30} \cdot B = 2.567 \text{ m}$$

ESTADO	VU (Tonnel/m)	Mvu (tonnel-m/m)	MHu (tonnel-m/m)	$\gamma_u = \frac{M_{vu} + M_{Hu}}{V_u}$	$\gamma = \frac{B}{2} \cdot \gamma_u$	$e_{resistencia}$	VER.
Resistencia Ia	128.603	551.544	247.956	2.359	1.141	2.333	OK
Resistencia Ib	290.221	843.650	247.956	2.375	0.525	2.333	OK
Ev. Extremo I	142.544	600.767	402.287	13.92	2.108	2.567	OK

b) Deslizamiento en base del estribo

$$\mu = \tan(\phi_r) = 0.625$$

$\phi_r = 1.00$ , estado límite de Resistencia  
 $= 1.00$ , estado límite de Evento Extremo

ESTADO	VU (Tonnel/m)	Resistente (Tonnel/m) $F_{res}(\phi_r \cdot V_u)$	Actuante (Tonnel/m) $H_u$	VERIFICACIÓN
Resistencia Ia	128.603	80.410	58.106	OK
Resistencia Ib	290.221	182.112	58.106	OK
Ev. Extremo I	142.544	89.071	70.602	OK



Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS  
PUEBLO - SAN MARTIN  
Ing. Erick Pérez Alcázar  
CIP: 25953-  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIOS



MAG. ING. RENZO RIVATO FLORES ARENALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

c) Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno ( $q_R$ )

1) Estado límite de Resistencia, con  $\phi_b = 0.55$ :

$$q_R = \phi_b \cdot q_u \quad FS = 3.00$$

$$q_{R1} = \phi_b \cdot (FS \cdot \sigma_{adm}) = 4.109 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

2) Estado límite de Evento Extremo, con  $\phi_b = 1.00$ :

$$q_R = \phi_b \cdot q_u \quad FS = 3.00$$

$$q_{R2} = \phi_b \cdot (FS \cdot \sigma_{adm}) = 7.47 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

3) Estado límite de Servicio:

$$q_{adm} = \sigma_{adm}$$

$$q_{adm} = 2.49 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

ESTADO	VU (Tonos/m)	Mve (tonos-m)	MRE (tonos-m)	$\sigma_s = \frac{M_{RE} - M_{VE}}{S_s}$	$\sigma_c = \frac{P}{A} - \sigma_s$	$\sigma_c = \frac{P_u}{A - 2S}$	$q$	VERIFICACIÓN
Resistencia I	328.652	121.244	241.369	2.202	1.141	2.127	4.109	OK
Resistencia II	290.221	643.650	241.369	2.271	0.525	3.365	4.109	OK
Ev. Extremo I	342.544	960.767	402.391	1.392	2.108	5.792	7.470	OK
Servicio I	349.264	826.252	96.104	3.111	0.283	2.394	2.490	OK

### 3.2. CASO II - ESTRIBO SIN PUENTE

#### 3.2.1. CARGAS Y MOMENTOS - ESTRIBO SIN PUENTE

##### CARGAS VERTICALES ( $V_u$ )

TIPO CARGA	DC	EV	LE	$\Sigma =$ VU(tonos/m)
V(tonos/m)	38.244	66.820	3.260	108.324
Resistencia I	0.960	1.000	0.000	19.120
Resistencia II	34.420	66.820	0.000	101.240
Ev. Extremo I	1.250	1.050	1.750	4.050
Ev. Extremo II	47.005	90.206	5.670	142.881
Servicio I	1.000	1.000	0.000	100.684
Servicio II	39.244	66.820	1.620	107.684
Servicio III	1.000	1.000	1.000	100.324

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

##### MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES ( $M_{vu}$ )

TIPO CARGA	DC	EV	LE	$\Sigma =$ MYU(tonos-m)
MV(tonos-m)	123.513	345.633	11.620	480.766
Resistencia I	0.366	1.000	0.000	662.051
Resistencia II	116.652	345.633	0.000	462.285
Ev. Extremo I	1.250	1.350	1.750	4.350
Ev. Extremo II	16.207	466.634	28.765	511.606
Ev. Extremo III	1.800	1.000	0.300	3.100
Servicio I	123.513	345.633	3.390	472.536
Servicio II	1.800	1.000	1.000	3.800
Servicio III	123.513	345.633	11.620	480.766

##### CARGAS HORIZONTALES $H_u$

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. F. J. Pérez Rodríguez  
C.I.P. N° 289563  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTIMACIÓN

TIPO	LS	EH	EQ		$\Sigma =$
CARGA	LSx	EH	EQterr	0.5PIR	MHU(tonnef)
H(tonnef)	3.468	34.248	13.901	9.456	61.073
Resistencia Ia	1.750	1.500	0.000	0.000	57.441
Resistencia Ib	6.063	51.372	0.000	0.000	
Resistencia Ia	1.750	1.500	0.000	0.000	57.441
Resistencia Ib	6.063	51.372	0.000	0.000	
Ev. Extremo I	0.500	1.000	1.000	1.000	59.333
Ev. Extremo I	1.134	34.248	13.901	9.456	
Servicio I	1.000	1.000	0.000	0.000	57.776
Servicio I	3.468	34.248	0.000	0.000	

### MOMENTO DE VUELCO POR CARGAS HORIZONTALES MHu

TIPO	LS	EH	EQ		$\Sigma =$
CARGA	LSx	EH	EQterr	0.5PIR	MHU(tonnef)
M(tonnef)	20.549	135.279	82.365	48.581	286.774
Resistencia Ia	1.750	1.500	0.000	0.000	238.878
Resistencia Ib	35.960	202.918	0.000	0.000	
Resistencia Ia	1.750	1.500	0.000	0.000	238.878
Resistencia Ib	35.960	202.918	0.000	0.000	
Ev. Extremo I	0.500	1.000	1.000	1.000	276.433
Ev. Extremo I	10.274	135.279	82.365	48.581	
Servicio I	1.000	1.000	0.000	0.000	195.827
Servicio I	20.549	135.279	0.000	0.000	

### 3.2.2. CHEQUEO DE ESTABILIDAD DE ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

$$e_{máx.1} = \frac{B}{3} = 2.333 \text{ m} \quad e_{máx.2} = \frac{11}{30} \cdot B = 2.567 \text{ m}$$

ESTADO	Vu (Tonnef/m)	Mva (tonnef·m/m)	Mva (tonnef·m/m)	$x_u = \frac{M_{va} - M_{vb}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - x_u$	$e_{máx.}$	VERIFICACIÓN
Resistencia Ia	101.233	462.351	238.878	2.287	1.293	2.333	OK
Resistencia Ib	143.661	659.895	238.878	2.930	0.510	2.333	OK
Ev. Extremo I	106.664	464.222	276.433	1.947	1.553	2.567	OK

b) Deslizamiento en base del estribo

$$\mu = \tan(\phi_7) = 0.625$$

$\phi_7 = 1.00$ , estado límite de Resistencia  
 $= 1.00$ , estado límite de Evento Extremo

ESTADO	VU (Tonnef/m)	RESISTENTE (Tonnef/m) $F_{tr}(0.7 \cdot V_u)$	Actuante (Tonnef/m) $H_u$	VERIFICACIÓN
Resistencia Ia	101.233	63.261	57.441	OK
Resistencia Ib	143.661	83.703	57.441	OK
Ev. Extremo I	106.664	66.663	59.333	OK



Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

c) Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno ( $q_f$ )

1) Estado límite de Resistencia, con  $\phi_d = 0.55$ :

$$q_r = \phi_d \cdot q_s$$

$$FS = 3.00$$

$$q_r := \phi_d \cdot (FS \cdot \sigma_{adm}) = 4.109 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

2) Estado límite de Evento Extremo, con  $\phi_d = 1.00$ :

$$q_r = \phi_d \cdot q_s$$

$$FS = 3.00$$

$$q_r := \phi_d \cdot (FS \cdot \sigma_{adm}) = 7.47 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

3) Estado límite de Servicio:

$$q_{adm} = \sigma_{adm}$$

$$q_{adm} = 2.49 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

ESTADO	VU (Tonnesf/m)	M <sub>vu</sub> (tonnesf-m)	M <sub>RU</sub> (tonnesf-m)	$x_u = \frac{M_{vu} - M_{RU}}{F_u}$	$\epsilon = \frac{\mu}{2} - x_u$	$\epsilon' = \frac{\epsilon}{\mu - 2\epsilon}$	q	VERIFICACIÓN
Resistencia Ia	101.239	46.231	239.670	2.297	1.233	2.233	4.109	OK
Resistencia Ib	143.689	65.935	239.670	2.308	0.519	2.452	4.109	OK
Ev. Extremo I	106.684	88.422	239.499	1.347	1.555	2.146	7.470	OK
Servicio I	108.304	49.312	155.827	0.714	0.366	1.735	2.490	OK

#### IV. DISEÑO ESTRUCTURAL

1A) DISEÑO DE PANTALLA - (desde el borde INFERIOR hasta una altura igual H/4 medida desde el borde).

a) Distribución de los momentos en la pantalla - Acero por flexión:

$$S'_{core} = S'_{core} = e_{core} = 3.35 \text{ m}$$

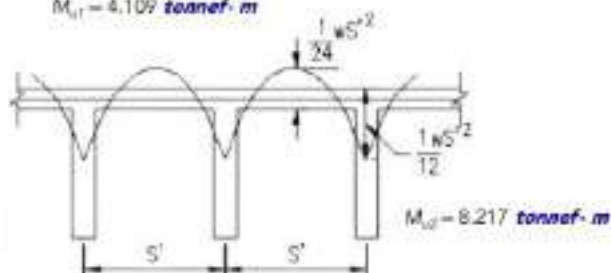
$$H_4 = H' = 10.4 \text{ m}$$

CARGAS	CARGA DISTRIBUIDA (Tonnesf/m <sup>2</sup> )	s (m)	M (T-m)	M <sub>u</sub> (T-m) ELR I	M <sub>u</sub> (T-m) LEE I	M <sub>u</sub> (T-m)	V <sub>u</sub> (T) ELR I
LS	$p' = 0.293$	3.350	0.137	0.239	0.068	0.137	0.858
EH	$p = 5.073$	3.350	2.372	3.516	2.372	2.372	12.146
EQ I-III	$p' = 1.090$	3.350	0.491	0.000	0.491	0.000	0.090
BR	$p' = 0.960$	3.350	0.185	0.581	0.175	0.000	1.184
			Σ	4.415	3.100	2.509	14.176
				MAX	4.109		

$$M_{u1} = 1.75 \cdot M_{LS} + 1.50 \cdot M_{BR} + 1.75 \cdot M_{EH} = 4.109 \text{ tonnesf} \cdot \text{m}$$

$$M_{u2} = M_{u1} \cdot 2 = 8.217 \text{ tonnesf} \cdot \text{m}$$

$$M_{u1} = 4.109 \text{ tonnesf} \cdot \text{m}$$



MAG. ING. RENZO ALVARO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
PUDONG - SHANGHAI  
Ing. F. Pérez Rodríguez  
CIP: 289563  
JEFE DE LA UNIDAD DE GERENCIA Y ESTUDIOS

Mu 1:



$$\phi_{acero} := \text{Ø ACERO: } 5/8 \text{ v}$$

$$\phi_f := 0.9$$

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

$$z := 5.00 \text{ cm} + \frac{\phi_{acero} \cdot \text{cm}}{2} = 5.7938 \text{ cm}$$

$$d := t_{tot} - z = 44.206 \text{ cm}$$

$$t_{tot} = 50 \text{ cm}$$

$$f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$Mu = 5.464 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot \phi_f \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c}} \right) \cdot b \cdot d = 3.299 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0020 \cdot b \cdot t_{tot} = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_{srf} := \max(A_s, A_{smin})$$

$$s_g := \frac{\pi \cdot \phi_{acero}^2 \cdot \text{cm}^2 \cdot 1 \text{ m}}{4 \cdot A_{srf}} = 19.793 \text{ cm}$$

$$s_{practico\_paralelo} = 17.50 \text{ cm}$$

$$\text{Ø ACERO: } 5/8 \text{ v } @ s_{practico\_paralelo} = 17.5 \text{ cm}$$

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES ARENALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

b) Acero por temperatura:  $h := \frac{t_{tot} + t_{min}}{2} = 50 \text{ cm}$   $\bar{h} := h \cdot \frac{z}{3} = 693.33 \text{ cm}$   $\phi_{acero\_temp} := \text{Ø ACERO: } 1/2 \text{ v}$

$$A_{s\_temp} = \frac{0.18 \cdot b \cdot h \cdot \text{cm} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2 \cdot (b + h) \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} = 4.197 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s\_temp\_min} = 0.11 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} = 2.328 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s\_temp\_max} = 0.60 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} = 12.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s\_temp} := \begin{cases} A_{s\_temp} & \text{if } A_{s\_temp} > A_{s\_temp\_min} \\ A_{s\_temp\_max} & \text{if } A_{s\_temp\_max} > A_{s\_temp} \end{cases} = 4.197 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s\_temp} := A_{s\_temp} \cdot 1 \text{ m}$$

$$s_g := \frac{\pi \cdot \phi_{acero\_temp}^2 \cdot \text{cm}^2 \cdot 1 \text{ m}}{4 \cdot A_{s\_temp}} = 30.16 \text{ cm}$$

$$s_{practico\_temp} = 30 \text{ cm}$$

$$A_{s\_temp} \text{ Ø ACERO: } 1/2 \text{ v } @ s_{practico\_temp} = 30 \text{ cm}$$

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

c) Revisión de fisuración por distribución de armadura  $rec := 5.00 \text{ cm}$

$$M_b = 2.509 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad s_{practico\_paralelo} = 0.175 \text{ m}$$

$$M_s := M_b \cdot s_{practico\_paralelo} \cdot \frac{1}{m} = 0.439 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad d_c := t_{tot} - \frac{\phi_{acero} \cdot \text{cm}}{2} = 0.492 \text{ m}$$

Ubicación del eje neutro:

$$E_s = 2.04 \cdot 10^4 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$E_c = 15300 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 221718.064 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$n := \text{round} \left( \frac{E_s}{E_c} \right) = 9$$

$$d := rec + \frac{\phi_{acero} \cdot \text{cm}}{2} = 5.794 \text{ cm}$$

INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
PROYECTO: SAN MARTIN  
Ing. F. J. Pérez Rodríguez  
CIP: 28956  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO



Área de acero transformada:

$$A_{st} = \eta \cdot n \cdot \frac{\phi_{acero}^2 \cdot cm^2}{4} = 17.814 \text{ cm}^2$$

$$y = 8.523 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio:

$$jd = d - \frac{y}{3} = 41.365 \text{ cm} \quad f_m := \frac{M_s}{jd \cdot n \cdot \frac{\phi_{acero}^2 \cdot cm^2}{4}} = 536.269 \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_u := \min(f_m, 0.6 \cdot f_y) = 536.269 \frac{kgf}{cm^2}$$

Separación máxima de la armadura:

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7 \cdot (t_{ef} - d_c)} = 1.187 \quad \gamma_c = 0.75 \quad s_{max} = \frac{125000 \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot \gamma_c}{\beta_s \cdot f_{ts}} \cdot cm - 2 \cdot d_c = 135.662 \text{ cm}$$

$$\text{if}(s_{\text{practico\_separación}} \leq s_{max}, "ok", "mal") = "ok"$$

d) Revisión por corte

$$V_u = 14.718 \text{ tonnef}$$

$$\beta := 1$$

$$V_c := 0.265 \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \cdot b_v \cdot d_v = 16.827 \text{ tonnef} \quad V_o = V_c$$

$$V_u := \min(V_o, 0.25 \cdot f_c \cdot b_v \cdot d_v) = 16.827 \text{ tonnef} \quad \phi := 0.90$$

$$V_r := \phi \cdot V_u = 15.144 \text{ tonnef} \quad \text{if}(V_u > V_r, "ok", "mal") = "ok"$$

MAG. ING. RENZO RIVERO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050



Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

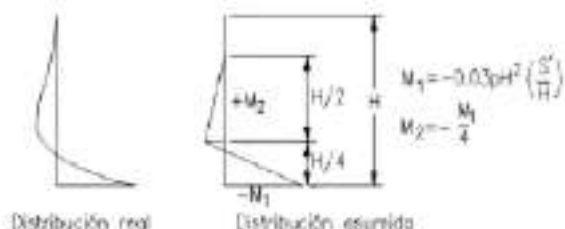
UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE CHAGUAYACO  
PROYECTO: SAN MARTÍN  
Ing. Erick Pérez Rodríguez  
CIP: 259503  
JEFE DE LA UNIDAD DE VERIFICACIÓN Y ESTUDIOS



MAG. ING. RENZO RENATO FLORES ARENALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

### 1C) DISEÑO DE PANTALLA - ACERO VERTICAL

$$H_u = H'$$



Distribución real

Distribución asumida

$$M_{u1,v} = 0.03 \cdot (1.75 \cdot p' + 1.50 \cdot p + 1.75 \cdot 8R) \cdot H' \cdot S'_{\text{cont}} = 8.555 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{u2,v} = \frac{-M_{u1,v}}{4} = -2.139 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi_{\text{acero}} = \phi \text{ ACERO: } 1/2 \text{ \textcircled{v}}$$

$$\phi = 0.90$$

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

$$z = 5.00 \text{ cm} + \frac{\phi_{\text{acero}} \cdot \text{cm}}{2} = 5.635 \text{ cm}$$

$$d = t_{\text{acero}} \cdot z = 44.365 \text{ cm}$$

$$t_{\text{acero}} = 50 \text{ cm}$$

$$f_c = 290 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y = 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$M_u = 11.379 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi_s \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c}} \right) \cdot b \cdot d = 6.879 \text{ cm}^2$$

$$S_g = \frac{\pi \cdot \phi_{\text{acero}}^2 \cdot \text{cm}^2 \cdot 1 \text{ m}}{4 \cdot A_s} = 18.414 \text{ cm}$$

$$S_{\text{practico, pantalla}} = 17.5 \text{ cm}$$

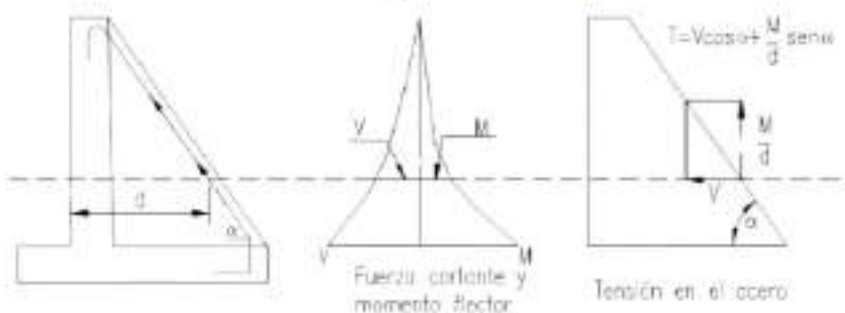
$$\phi \text{ ACERO: } 1/2 \text{ \textcircled{v}} @ S_{\text{practico, pantalla}} = 17.5 \text{ cm}$$

$$\phi \text{ ACERO: } 5/8 \text{ \textcircled{v}} @ S_{\text{practico, pantalla}} = 17.5 \text{ cm}$$

### 1D) DISEÑO DE CONTRAFUERTE

$$\alpha = \arctan \left( \frac{H'}{L_{\text{puerto}}} \right) = 1.308$$

$$T_u = V_u \cdot \cos(\alpha) + \frac{M_u}{d_v} \cdot \sin(\alpha) = 28.902 \text{ tonnef}$$



Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. F. Pérez  
CIP: 28956  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO

MAG. ING. RENZO ARMANDO FLORES ARNALDO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

$$\phi = 0.90$$

$$A_{s, \text{confluente}} = \frac{T_u}{\phi \cdot f_y} = 7.646 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{acero}} = \text{Ø ACERO: 5/8} \checkmark$$

$$A_{s_y} = \pi \cdot \frac{\phi_{\text{acero}}^2}{4} \cdot \text{cm}^2 = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$N_{\phi} = \frac{A_{s, \text{confluente}}}{A_{s_y}} = 3.863$$

$$N_{\phi, \text{teórico}} = 4$$

$$N_{\phi, \text{teórico}} = 4 \text{ Ø ACERO: 5/8} \checkmark$$

## 2) DISEÑO DE CIMENTACIÓN:

a) Acero por flexión:

$$M_u = 1.25 \cdot M_{DC} + 1.35 \cdot M_{EV} + 1.75 \cdot M_{LSP} - M_{LH} = 110.874 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi_{\text{acero}} = \text{Ø ACERO: 1} \checkmark$$

$$z = 7.5 \text{ cm} + \frac{\phi_{\text{acero}} \cdot \text{cm}}{2} = 8.77 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90$$

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

$$z = H_z - z = 136.23 \text{ cm}$$

$$M_u = 129.644 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c}} \right) \cdot b \cdot d = 25.601 \text{ cm}^2$$

$$S_d = \frac{\pi \cdot \phi_{\text{acero}}^2 \cdot \text{cm}^2 \cdot 1 \text{ m}}{4 \cdot A_s} = 19.793 \text{ cm}$$

$$S_{\text{práctico, teóric}} = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Ø ACERO: 1} \checkmark @ S_{\text{práctico, teóric}} = 15 \text{ cm}$$

b) Acero por temperatura:

$$H = H_z$$

$$B = B$$

$$\phi_{\text{acero, temp}} = \text{Ø ACERO: 3/4} \checkmark$$

$$A_{s, \text{temp}} = \frac{0.18 \cdot b \cdot h \cdot \text{cm}}{2 \cdot (b + h) \text{ cm}^2} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 10.811 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s, \text{temp, min}} = 0.11 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} = 2.328 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s, \text{temp, max}} = 0.60 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} = 12.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s, \text{temp}} = \begin{cases} A_{s, \text{temp}} & \text{if } A_{s, \text{temp}} > A_{s, \text{temp, min}} \\ A_{s, \text{temp, min}} & \text{else if } A_{s, \text{temp, max}} > A_{s, \text{temp}} \end{cases} = 10.811 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s, \text{temp}} = A_{s, \text{temp}} \cdot 1 \text{ m}$$

$$S_d = \frac{\pi \cdot \phi_{\text{acero, temp}}^2 \cdot \text{cm}^2 \cdot 1 \text{ m}}{4 \cdot A_{s, \text{temp}}} = 26.365 \text{ cm}$$

$$S_d = \min(S_d, 0.30 \text{ m})$$

$$S_{\text{práctico, temp, cm}} = 25 \text{ cm}$$

$$A_{s, \text{temp}} \text{ Ø ACERO: 3/4} \checkmark @ S_{\text{práctico, temp, cm}} = 25 \text{ cm}$$

c) Revisión de talón por corte

$$d_c = 44.206 \text{ cm}$$

ELEMENTO	EV (tonnef/m)	XA (m)	YA (m)	Xpie	EV.XA (tonnef-m/m)	EV.YA (tonnef-m/m)
8	16.150	5.500	6.850	2.200	89.552	110.454
9	0.567	0.767	0.000	0.467	0.205	5.100
10	0.195	0.650	5.075	0.350	0.107	46.360
11	0.000	2.800	1571		0.000	0.000
12	0.358	1.400	1545		0.000	1.470
$\Sigma$	<b>65.862</b>				<b>927.014</b>	<b>424.927</b>

1.928

$$V_u = 0.95 (1.25 \cdot V_{DC} + 1.35 \cdot V_{EV} + 1.75 \cdot V_{LS}) = 105.145 \text{ tonnef}$$

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot b_v \cdot d_v = 117.723 \text{ tonnef} \quad V_u > V_c$$

$$V_u = \min(V_u, 0.25 \cdot f_c \cdot b_v \cdot d_v) = 117.723 \text{ tonnef} \quad \phi = 0.90$$

$$V_u = \phi \cdot V_c = 105.95 \text{ tonnef} \quad \text{if } (V_u > V_c, \text{"ok"}, \text{"mal"}) = \text{"ok"}$$

d) Acero en fondo de la zapata

$$V_{u,q} = 200.221 \text{ tonnef} \quad B = 7 \text{ m} \quad e_q = 0.525 \text{ m}$$

$$q_{1,u} = \frac{V_{u,q}}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_q}{B}\right) = 41.47 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad q_{2,u} = \frac{V_{u,q}}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_q}{B}\right) = 15.736 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$q_{1,u} = \left(\frac{q_{1,u} - q_{2,u}}{B}\right) \cdot (B - l_{\text{punta}}) + q_{2,u} = 31.176 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$M_u = \frac{l_{\text{punta}}^2}{6} \cdot (q_{1,u} + 2 \cdot q_{2,u}) = 149.112 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi_{\text{acero}} = \phi \text{ ACERO: } 1 \checkmark$$

$$d_u = 7.5 \text{ cm} + \frac{\phi_{\text{acero}} \cdot \text{cm}}{2} = 8.77 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.90$$

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

$$B = H_2 - z = 136.23 \text{ cm}$$

$$M_u = 149.112 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c}}\right) \cdot b \cdot d = 29.521 \text{ cm}^2$$

$$S_d = \frac{\pi \cdot \phi_{\text{acero}}^2 \cdot \text{cm}^2 \cdot 1 \text{ m}}{4 \cdot A_s} = 17.164 \text{ cm}$$

$$s_{\text{práctico, punta}} = 15 \text{ cm}$$

$$\phi \text{ ACERO: } 1 \checkmark \quad \phi s_{\text{práctico, punta}} = 15 \text{ cm}$$

e) Revisión por corte

$$\phi = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = 5.21 \text{ cm} \quad d_u = d$$

$$d_u = d_s - \frac{a}{2} = 133.625 \text{ cm}$$

$$d_u = \max(\min(0.90 \cdot d_u, 0.72 \cdot l_{\text{punta}}), d_v) = 133.625 \text{ cm}$$

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

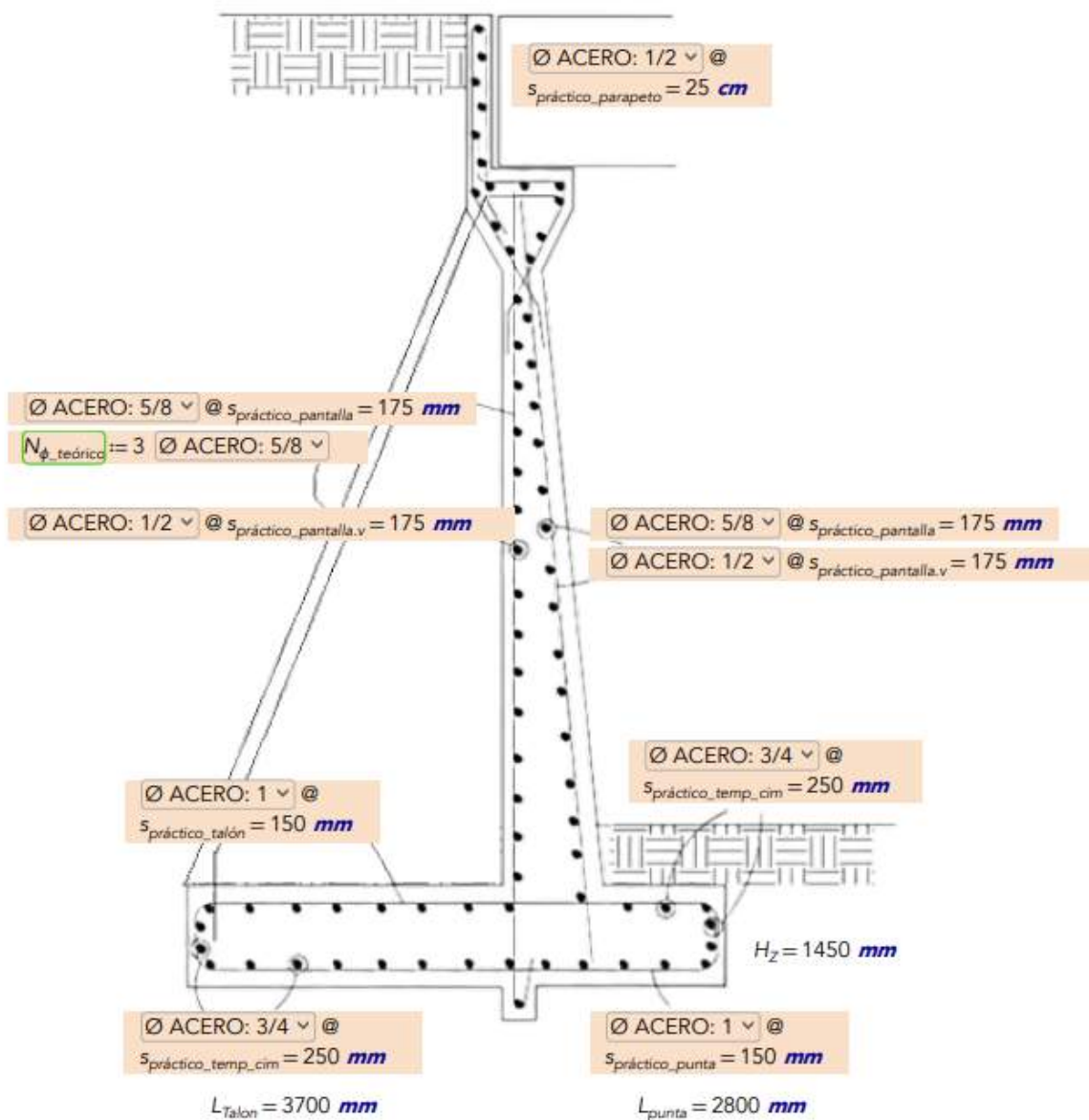


Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARCO  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. F. J. Pérez Rodríguez  
CIP: 254503  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO



# V. DETALLADO DE ACERO



MAG. ING. RENZO RIVATO FLORES AREVALO  
 INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
 CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
 INGENIERO CIVIL  
 JEFE DE PROYECTO  
 C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE CHAGUAYACO  
 PUEBLO - SAN MARTÍN  
 Ing. Flavio Pérez Alcázar  
 CIP: 224563  
 JEFE DE LA UNIDAD DE VERIFICACIÓN Y ESTUDIOS



**ALEROS****I. DATOS DE ENTRADA.****MATERIAL DE RELLENO**

Peso Específico  $\gamma_{Rel} := 1800 \frac{kgf}{m^3}$

Ángulo de fricción  $\phi_f' := 35^\circ$

**MATERIAL DEL MURO**

Res. Compresión  $f_c' := 210 \frac{kgf}{m^2}$

Límite de Fluencia  $f_y := 4200 \frac{kgf}{m^2}$

Peso Específico  $\gamma_c := 2.4 \frac{tonnef}{m^3}$

**TERRENO DE FUNDACIÓN**

Capacidad Portante  $\sigma_{adm} := 2.49 \frac{kgf}{cm^2}$

Ángulo de fricción  $\phi_T := 32^\circ$

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES ARENALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

**II. PRE-DIMENSIONAMIENTO.**

Altura Total  $H = 8425 \text{ mm}$

Long. Libre  $L = 6785 \text{ mm}$

Prof. de Cimentación  $h_f = 1640 \text{ mm}$

Altura de Zapata  $H_z = 1450 \text{ mm}$

Altura de Pantalla  $H_p = 6975 \text{ mm}$

Ancho de Pantalla  $B = 5730 \text{ mm}$

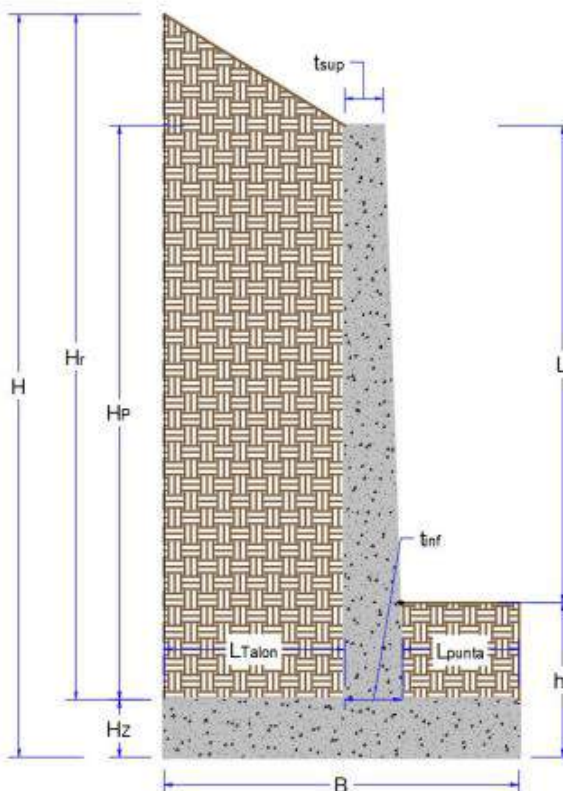
Ancho de Punta  $L_{punta} = 1640 \text{ mm}$

Espesor de Pantalla inferior  $t_{inf} = 500 \text{ mm}$

Ancho de Talón  $L_{Talon} = 3590 \text{ mm}$

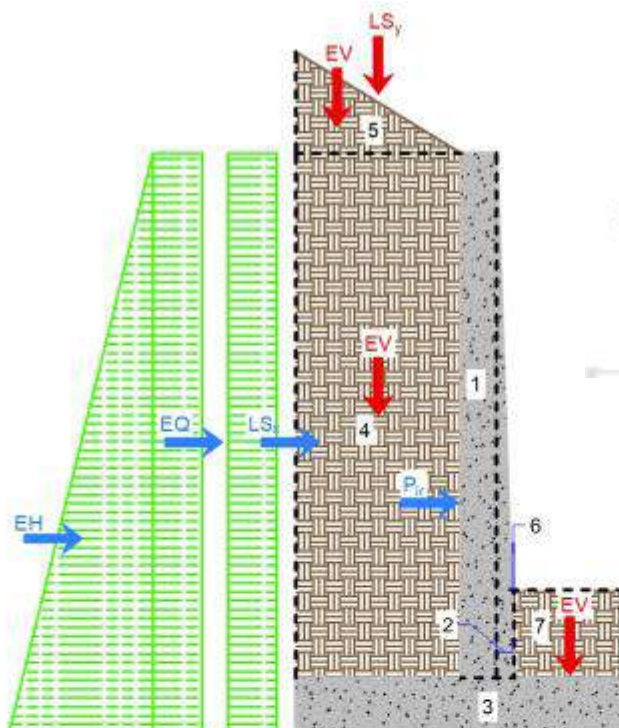
Espesor de Pantalla superior  $t_{sup} = 500 \text{ mm}$

Altura de Relleno  $H_r = 5450 \text{ mm}$



UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. F. Pérez Rodríguez  
CIP: 289563  
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

### III. ANALISIS ESTRUCTURAL



MAG. ING. RENZO ARMANDO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

#### 3.1.1. CARGAS VERTICALES (considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

##### Cargas DC

Peso propio Muro de concreto armado (DC):

$$DC = 28.31 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$X_{ADC} := \frac{DCX}{DC} = 2.577 \text{ m}$$

$$Y_{ADC} := \frac{DCY}{DC} = 1.97 \text{ m}$$

ELEMENTO	DC (tonnef/m)	XA (m)	YA (m)	DC.XA (tonnef-m/m)	DC.YA (tonnef-m/m)
1	8.370	1.830	4.938	15.819	41.327
2	0.000	1.640	3.775	0.000	0.000
3	13.940	2.665	0.725	57.129	14.457
<b>Σ</b>	<b>28.310</b>			<b>72.949</b>	<b>55.784</b>

##### Cargas EV (peso del terreno)

$$EV = 39.498 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$X_{AEV} := \frac{EVX}{EV} = 3.448 \text{ m}$$

$$Y_{AEV} := \frac{EVY}{EV} = 5.567 \text{ m}$$

ELEMENTO	EV (tonnef/m)	XA (m)	YA (m)	EV.XA (tonnef-m/m)	EV.YA (tonnef-m/m)
4	45.072	3.935	4.938	177.360	222.545
5	-9.855	4.533	0.942	-44.674	-9.280
6	0.000	1.640	1.577	0.000	0.000
7	4.280	0.820	1.545	3.510	6.613
<b>Σ</b>	<b>39.498</b>			<b>136.196</b>	<b>219.879</b>

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. Renzo Flores Arevalo  
CIP: 166050  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO

### Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C. Por cargas vehiculares actuando sobre el terreno, agregamos una porción equivalente de suelo. En este caso para:

$$H = 8.425 \text{ m} \quad h' = 0.5 \text{ m}$$

Terreno equivalente extendido en el talón del estribo:

$$LS_y = 3.877 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad X_{LSy} = 3.035 \text{ m}$$

### RESUMEN DE CARGAS VERTICALES:

CARGA	TIPO	V(tonnef/m)	XA	MV(tonnef.m/rs)
DC	DC	28.310	2.577	72.948
EV	EV	38.498	3.448	138.196
LSy	LS	3.877	3.035	15.257
	$\Sigma$	71.686		224.401

  
**Victor Hugo Saavedra Navarro**  
 INGENIERO CIVIL  
 JEFE DE PROYECTO  
 C.I.P. N° 136742

### 3.1.2. CARGAS HORIZONTALES (considerando franjas de 1m de longitud del muro)

#### Cálculo del coeficiente de empuje activo (ka)

$\phi'_f$  = "ángulo de fricción interna"

$\delta$  = "ángulo de fricción entre el suelo y el muro"

$\beta$  = "ángulo del material del suelo con la horizontal"

$\theta$  = "ángulo de inclinación del muro del lado del terreno"

$$\delta = 0^\circ \quad \beta = 0^\circ \quad \theta = 90^\circ$$

$$F = \left( 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) \sin(\phi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right)^2 = 2.476 \quad k_a = \frac{(\sin(\theta + \phi'_f))^2}{F \cdot (\sin(\theta)^2 + \sin(\theta - \delta))} = 0.271$$

#### Cargas actuantes:

##### Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno):

Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$p^{**} = k_a \cdot h' \cdot \gamma_{sat} = 0.293 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad LS_x = H \cdot p^{**} = 2.460 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad Y_{LSx} = \frac{H}{2} = 4.213 \text{ m}$$

##### Cargas EH (presión lateral del terreno):

$$p = k_a \cdot H \cdot \gamma_{sat} = 4.11 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad EH = \frac{1}{2} \cdot H \cdot p = 17.312 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad Y_{EH} = \frac{H}{3} = 2.808 \text{ m}$$

##### Cargas EC (acción sísmica):

#### a) Efecto combinado de PAE y PIR

Presión estática del terreno más un efecto dinámico (PAE)

$\phi'_f$  = "ángulo de fricción interna"

$\delta$  = "ángulo de fricción entre el suelo y el muro"

$\beta'$  = "ángulo del material del suelo con la horizontal"

$\beta''$  = "ángulo del material del suelo con la vertical"

$k_h$  = "coeficiente de aceleración horizontal"

$$\beta' = 0^\circ$$

$$\beta'' = 0^\circ$$

$$F_{pgs} = 1.20 \quad PGA = 0.3 \quad k_{hs} = F_{pgs} \cdot (PGA)$$

$$k_h = 0.5 \cdot k_{hs} \quad k_v = 0$$

$k_v$  = "coeficiente de aceleración vertical"

$$\theta' := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 10.204 \quad K_{AE} := \frac{(\cos(\phi'_f - \theta' - \beta'))^2}{\cos(\theta') \cdot (\cos(\beta'))^2 \cdot \cos(\delta + \beta' + \theta') \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_f + \delta) \cdot \sin(\phi'_f - \theta' - \iota')}{\cos(\delta + \beta' + \theta') \cdot \cos(\iota' + \beta')}}\right)^2}$$

$$K_{AE} = 0.381$$

$$P_{AE} := \frac{1}{2} \cdot K_{AE} \cdot \gamma_{Red} \cdot H^2 = 24.338 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Acción sísmica del terreno ( $EQ_{terr}$ )

$$EQ_{terr} := P_{AE} - EH = 7.027 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$Y_{AEQterr} := \frac{H}{2} = 4.213 \text{ m}$$

Fuerza inercial del estribo ( $P_{IR}$ )

$W_w$  = "peso del estribo"

$W_s$  = "terreno tributario"

$$W_w := DC \quad W_s := EV \quad W_w + W_s = 67.809 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$P_{IR} := k_h \cdot (W_w + W_s) = 12.206 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$Y_{APIR} := \frac{W_w \cdot Y_{ADC} + W_s \cdot Y_{AEV}}{W_w + W_s} = 4.065 \text{ m}$$

Efecto combinado de ( $P_{AE} + P_{IR}$ )

$$P_{AE} + 0.5 \cdot P_{IR} = 30.441 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$0.5 \cdot P_{AE} + P_{IR} = 24.375 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$EQ_{terr} = 7.027 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$0.5 \cdot P_{IR} = 6.103 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

MAG. ING. RENZO ARMANDO FLORES ARENAL  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

#### RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES

CARGA	TIPO	H (tonnef/m)	YA (m)	MH (tonnef-m/m)
LSX	LS	2.466	4.213	10.387
EH	EH	17.312	2.808	48.617
EQTERR	EQ	7.027	4.213	29.600
0.5PIR	EQ	6.103	4.065	24.810
	$\Sigma$	32.907		113.414

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CARLOS  
PROYECTO SAN MARTIN  
Ing. Fidel Pérez Rodríguez  
CIP: 28956  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTIMOS



### 3.1.3. ESTADOS LIMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGA

ESTADO LIMITE	$\gamma_{DC}$	$\gamma_{DW}$	$\gamma_{EV}$	$\gamma_{LSy}$	$\gamma_{LSx}$	$\gamma_{CH}$	$\gamma_{EQ}$	$\gamma_{DR}$	Aplicación
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	Deslizamiento y vuelco
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	Presiones
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	Deslizam., vuelco y presiones
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	Apretamiento

### CARGAS VERTICALES (Vu)

TIPO	DC	EV	LS	$\Sigma =$
CARGA	DC	EV	LSY	VU(tonnef)
V(tonnef)	28.310	33.498	3.877	71.686
Resistencia Ia	0.300	1.000	0.000	64.378
Resistencia Ib	1.250	1.350	1.750	95.436
Ev. Extremo I	1.000	1.000	0.500	69.747
Servicio I	1.000	1.000	1.000	71.686

  
  
**Victor Hugo Saavedra Navarro**  
 INGENIERO CIVIL  
 JEFE DE PROYECTO  
 C.I.P. N° 136742

  
**MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO**  
 INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
 CIP 166050

### MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES (Mvu)

TIPO	DC	EV	LS	$\Sigma =$
CARGA	DC	EV	LSY	MVU(tonnef)
MV(tonnef-m)	72.949	224.401	0.000	297.350
Resistencia Ia	0.300	1.000	0.000	290.055
Resistencia Ib	1.250	1.350	1.750	394.128
Ev. Extremo I	1.000	1.000	0.500	297.350
Servicio I	1.000	1.000	1.000	297.350

### CARGAS HORIZONTALES Hu

TIPO	LS	EH	EQ		Σ =
CARGA	LSx	EH	EQterr	0.5PIR	MHU(tonnef)
H(tonnef)	2.466	17.312	7.027	6.103	32.907
Resistencia Ia	1.750	1.500	0.000	0.000	30.282
	4.315	25.367	0.000	0.000	
Resistencia Ib	1.750	1.500	0.000	0.000	30.282
	4.315	25.367	0.000	0.000	
Ev. Extremo I	0.500	1.000	1.000	1.000	31.674
	1.233	17.312	7.027	6.103	
Servicio I	1.000	1.000	0.000	0.000	19.777
	2.466	17.312	0.000	0.000	

  
**Ing. F. Pérez**  
 INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
 CIP: 289563  
 JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO



## MOMENTO DE VUELCO POR CARGAS HORIZONTALES MHu

TIPO	LS	EH	EQ		$\Sigma =$
CARGA	LSx	EH	EQterr	0.5PIR	MHu(tonnef)
MH(tonnef)	10.387	48.617	23.600	24.810	113.414
Resistencia Ia	1.750	15.000	0.000	0.000	91.102
Resistencia Ib	18.177	72.325	0.000	0.000	91.102
Ev. Extremo I	0.500	1.000	1.000	1.000	108.220
Servicio I	1.000	1.000	0.000	0.000	59.003

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 146050

## 3.2.2. CHEQUEO DE ESTABILIDAD DE ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

$$e_{\max,1} := \frac{B}{3} = 1.91 \text{ m} \quad e_{\max,2} := \frac{11}{30} \cdot B = 2.101 \text{ m}$$

ESTADO	VU (Tonnef/m)	Mve (tonnef-m/m)	MHu (tonnef-m/m)	$x_u = \frac{M_{Hu} - M_{Mu}}{V_u}$	$e = \frac{B}{2} - x_u$	$e_{\max}$	VERIFICACIÓN
Resistencia Ia	64.378	230.055	91.102	3.062	-0.197	1.910	OK
Resistencia Ib	95.436	334.128	91.102	3.173	-0.308	1.910	OK
Ev. Extremo I	63.747	237.350	108.220	2.712	0.153	2.101	OK

b) Deslizamiento en base del muro

$$\mu := \tan(\phi_T) = 0.625$$

$\phi_T = 1.00$ , estado límite de Resistencia  
 $= 1.00$ , estado límite de Evento Extremo

ESTADO	VU (Tonnef/m)	RESISTENTE (Tonnef/m) $F_t = \phi \cdot V_u$	Actuante (Tonnef/m) $H_u$	VERIFICACIÓN
Resistencia Ia	64.378	40.603	30.282	OK
Resistencia Ib	95.436	59.672	30.282	OK
Ev. Extremo I	63.747	43.583	31.674	OK

c) Presiones actuantes en la base del muro

Capacidad de carga factorada del terreno (qr)

1) Estado límite de Resistencia, con  $\phi_b = 0.55$ :

$$q_R = \phi_b \cdot q_n \quad FS = 3.00$$

$$q_{R1} := \phi_b \cdot (FS \cdot \sigma_{adm}) = 4.109 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

2) Estado límite de Evento Extremo, con  $\phi_b = 1.00$ :

$$q_R = \phi_b \cdot q_n \quad FS = 3.00$$

$$q_{R2} := \phi_b \cdot (FS \cdot \sigma_{adm}) = 7.47 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

3) Estado límite de Servicio:

$$q_{adm} := \sigma_{adm}$$

$$q_{adm} = 2.49 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARCO  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. F. J. Pérez Rodríguez  
CIP: 284563  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO

ESTADO	YU (Tonnel/m)	M <sub>yu</sub> (tonnel-m)	M <sub>yu</sub> (tonnel-m)	$x_e = \frac{M_{yu} - M_{yx}}{V_{yu}}$	$e = \frac{B}{2} - x_e$	$q = \frac{V_{yu}}{B - 2e}$	q	VERIFICACIÓN
Resistencia Ia	64.378	290.055	91.102	3.062	-0.197	1.061	4.109	OK
Resistencia Ib	95.436	394.128	91.102	3.973	-0.308	1.505	4.109	OK
Ev. Extremo I	63.747	297.350	108.220	2.712	0.653	1.286	7.470	OK
Servicio I	71.686	297.350	59.003	3.325	-0.460	1.078	2.490	OK

#### IV. DISEÑO ESTRUCTURAL

##### 1) DISEÑO DE PANTALLA:

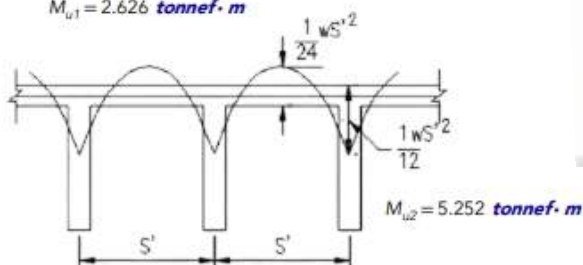
a) Acero por flexión:  $S'_{cont} := S_{cont} - e_{cont} = 3.35 \text{ m}$   $H_4 := H' = 6.975 \text{ m}$

CARGAS	CARGA DISTRIBUIDA (Tonnel/m <sup>2</sup> )	S (m)	M (T-m)	M <sub>E</sub> (T-m) ELR I	M <sub>E</sub> (T-m) LEE I	M <sub>S</sub> (T-m)	V <sub>E</sub> (T) ELR I
LS	p <sup>+</sup> =0.293	3.350	0.137	0.239	0.068	0.137	0.858
EH	p=3.402	3.350	1.591	2.386	1.591	1.591	8.548
EQ terr	p <sup>+</sup> =0.690	3.350	0.323	0.000	0.323	0.000	0.000
BR	p <sup>+</sup> =0.000	3.350	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
			Σ	2.626	1.982	1.728	9.406
				MAX	2.626		

$$M_{u1} := 1.75 \cdot M_{LS} + 1.50 \cdot M_{EH} + 1.75 \cdot M_{BR} = 2.626 \text{ tonnel} \cdot \text{m}$$

$$M_{u2} := M_{u1} \cdot 2 = 5.252 \text{ tonnel} \cdot \text{m}$$

$$M_{u1} = 2.626 \text{ tonnel} \cdot \text{m}$$



Mu 1:



$$\phi_{acero} := \text{Ø ACERO: } 5/8 \vee$$

$$\phi_f := 0.9$$

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

$$z := 5.00 \text{ cm} + \frac{\phi_{acero} \cdot \text{cm}}{2} = 5.7938 \text{ cm}$$

$$d := t_{inf} - z = 44.206 \text{ cm}$$

$$t_{inf} = 50 \text{ cm}$$

$$f_c := 210 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$M_u = 3.492 \text{ tonnel} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi_f \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c}} \right) \cdot b \cdot d = 2.102 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.0020 \cdot b \cdot t_{inf} = 10 \text{ cm}^2$$

$$A_{sd} := \max(A_s, A_{min})$$

$$S_{\phi} := \frac{\pi \cdot \phi_{acero}^2 \cdot \text{cm}^2 \cdot 1 \text{ m}}{4 \cdot A_{sd}} = 19.793 \text{ cm}$$

$$S_{práctico\_pantalla} := 17.50 \text{ cm}$$

$$\text{Ø ACERO: } 5/8 \vee @ S_{práctico\_pantalla} = 17.5 \text{ cm}$$

MAG. ING. RENZO ARMANDO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
C.I.P. 166050

b) Acero por temperatura:  $h := \frac{t_{inf} + t_{sup}}{2} = 50 \text{ cm}$   $b := H' \cdot \frac{2}{3} = 465 \text{ cm}$   $\phi_{acero\_temp} := \text{Ø ACERO: 1/2 } \checkmark$

$$A_{s\_temp} := \frac{0.18 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\text{cm}}{\text{cm}^2} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}}{2 \cdot (b + h) \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} = 4.063 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s\_temp\_min} := 0.11 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} = 2.328 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s\_temp\_max} := 0.60 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} = 12.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s\_temp} := \begin{cases} \text{if } A_{s\_temp} > A_{s\_temp\_min} \\ \parallel A_{s\_temp} \\ \text{else if } A_{s\_temp\_max} > A_{s\_temp} \\ \parallel A_{s\_temp\_max} \end{cases} = 4.063 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s\_temp} := A_{s\_temp} \cdot 1 \text{ m}$$

$$S_g := \frac{\pi \cdot \phi_{acero\_temp}^2 \cdot \text{cm}^2 \cdot 1 \text{ m}}{4 \cdot A_{s\_temp}} = 31.177 \text{ cm}$$

$$s_{práctico\_temp} := 30 \text{ cm}$$

$$A_{s\_temp} \text{ Ø ACERO: 1/2 } \checkmark @ s_{práctico\_temp} = 30 \text{ cm}$$

c) Revisión de fisuración por distribución de armadura  $rec := 5.00 \text{ cm}$

$$M_s = 1.728 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad s_{práctico\_pantalla} = 0.175 \text{ m}$$

$$M_s := M_s \cdot s_{práctico\_pantalla} \cdot \frac{1}{\text{m}} = 0.302 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad d_c := t_{inf} - \frac{\phi_{acero} \cdot \text{cm}}{2} = 0.492 \text{ m}$$

Ubicación del eje neutro:

$$E_s := 2.04 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad E_c := 15300 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 221718.064 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad n := \text{round} \left( \frac{E_s}{E_c} \right) = 9$$

$$d_j := rec + \frac{\phi_{acero} \cdot \text{cm}}{2} = 5.794 \text{ cm}$$

Área de acero transformada:

$$A_{st} := n \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{acero}^2 \cdot \text{cm}^2}{4} = 17.814 \text{ cm}^2$$

$$y = 8.523 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio:

$$jd := d - \frac{y}{3} = 41.365 \text{ cm}$$

$$f_{ss} := \frac{M_s}{jd \cdot \pi \cdot \frac{\phi_{acero}^2 \cdot \text{cm}^2}{4}} = 369.295 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ss} := \min(f_{ss}, 0.6 \cdot f_y) = 369.295 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$



MAG. ING. BENITO AGUIRRE FLORES ARENALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
C.I.P. 166050

58  
Ing. Frank Pérez Rodríguez  
C.I.P. 28950  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO

Separación máxima de la armadura:

$$\beta_s := 1 + \frac{d_c}{0.7 \cdot (t_{inf} - d_c)} = 1.187 \quad \gamma_c := 0.75$$

$$s_{max} := \frac{125000 \cdot \frac{kgf}{cm^2} \cdot \gamma_c}{\beta_s \cdot f_{ss}} \cdot cm - 2 \cdot d_c = 202.24 \text{ cm}$$

if ( $s_{práctico\_pantalla} \leq s_{max}$ , "ok", "mal") = "ok"

d) Revisión por corte

$$V_u = 9.406 \text{ tonnef}$$

$$\beta := 1$$

$$V_c := 0.265 \cdot \beta \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{kgf}{cm^2}} \cdot b_v \cdot d_v = 16.881 \text{ tonnef} \quad V_n := V_c$$

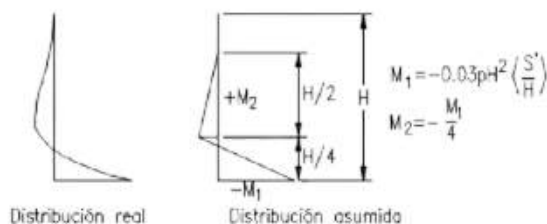
$$V_r := \min(V_n, 0.25 \cdot f_c \cdot b_v \cdot d_v) = 16.881 \text{ tonnef} \quad \phi := 0.90$$

$$V_r := \phi \cdot V_n = 15.193 \text{ tonnef} \quad \text{if } (V_r > V_u, \text{"ok"}, \text{"mal"}) = \text{"ok"}$$

### 1C) DISEÑO DE PANTALLA - ACERO VERTICAL

$$H_d := H'$$

MAG. ING. RENZO ARMANDO FLORES ARENALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050



$$M_{u1,V} := 0.03 \cdot (1.75 \cdot p'' + 1.50 \cdot p + 1.75 \cdot BR) \cdot H' \cdot S'_{cont} = 3.936 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_{u2,V} := \frac{-M_{u1,V}}{4} = -0.984 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\phi_{acero} := \text{Ø ACERO: } 1/2 \text{ v}$$

$$\phi_f := 0.90$$

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

$$d := 5.00 \text{ cm} + \frac{\phi_{acero} \cdot cm}{2} = 5.635 \text{ cm}$$

$$z := t_{inf} - z = 44.365 \text{ cm}$$

$$t_{inf} = 50 \text{ cm} \quad f_c := 210 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

$$f_y := 4200 \cdot \frac{kgf}{cm^2}$$

$$Mu = 5.235 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$A_s := \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{0.85 \cdot \phi_f \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c}} \right) \cdot b \cdot d = 3.148 \text{ cm}^2$$

$$S_d := \frac{\pi \cdot \phi_{acero}^2 \cdot cm^2 \cdot 1 \text{ m}}{4 \cdot A_s} = 40.238 \text{ cm}$$

$$s_{práctico\_pantalla,V} := 17.5 \text{ cm}$$

$$\text{Ø ACERO: } 1/2 \text{ v} @ s_{práctico\_pantalla,V} = 17.5 \text{ cm}$$

$$\text{Ø ACERO: } 5/8 \text{ v} @ s_{práctico\_pantalla} = 17.5 \text{ cm}$$

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
PROFESOR - SAN MARTIN  
Ing. F. Pérez Rodríguez  
CIP: 22453  
JEFE DE LA UNIDAD DE GENERAL Y ESTUDIOS

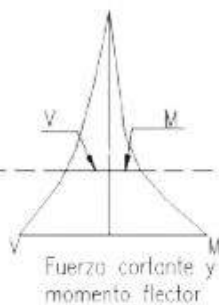
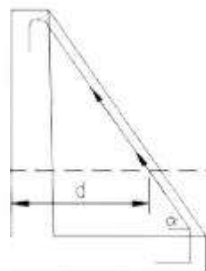




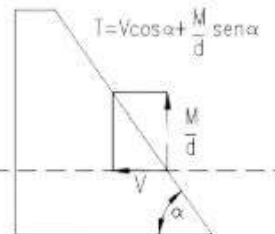
## DE CONTRAFUERTE

$$\alpha := \arctan\left(\frac{H^-}{L_{\text{punta}}}\right) = 1.34$$

$$T_u := V_u \cdot \cos(\alpha) + \frac{M_u}{d_v} \cdot \sin(\alpha) = 13.747 \text{ tonnef}$$



Fuerza cortante y momento flector



Tensión en el acero

$$\phi := 0.90$$

$$A_{s_{\text{contrafuerte}}} := \frac{T_u}{\phi \cdot f_y} = 3.637 \text{ cm}^2$$

$$\phi_{\text{acero}} := \text{Ø ACERO: 5/8 } \nabla$$

$$A_{s_{\phi}} := \pi \cdot \frac{\phi_{\text{acero}}^2}{4} \cdot \text{cm}^2 = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$N_{\phi} := \frac{A_{s_{\text{contrafuerte}}}}{A_{s_{\phi}}} = 1.837$$

$$N_{\phi_{\text{teórico}}} := 2$$

$$N_{\phi_{\text{teórico}}} := 2 \text{ Ø ACERO: 5/8 } \nabla$$

## 2) DISEÑO DE CIMENTACIÓN:

a) Acero por flexión:

$$M_u := 1.25 \cdot M_{DC} + 1.35 \cdot M_{EV} + 1.75 \cdot M_{LSy} = 117.593 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi_{\text{acero}} := \text{Ø ACERO: 1 } \nabla$$

$$d := 7.5 \text{ cm} + \frac{\phi_{\text{acero}} \cdot \text{cm}}{2} = 8.77 \text{ cm}$$

$$\phi := 0.90$$

$$B := 100 \text{ cm}$$

$$d := H_2 - z = 136.23 \text{ cm}$$

$$M_u = 117.593 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_s := \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{0.85 \cdot \phi \cdot b \cdot d^2 \cdot f_c}}\right) \cdot b \cdot d = 23.305 \text{ cm}^2$$

$$S_{\phi} := \frac{\pi \cdot \phi_{\text{acero}}^2 \cdot \text{cm}^2 \cdot 1 \text{ m}}{4 \cdot A_s} = 21.743 \text{ cm}$$

$$S_{\text{práctico, talón}} := 15 \text{ cm}$$

$$\text{Ø ACERO: 1 } \nabla @ S_{\text{práctico, talón}} = 15 \text{ cm}$$

b) Acero por temperatura:

$$h := H_2$$

$$B := B$$

$$\phi_{\text{acero, temp}} := \text{Ø ACERO: 3/4 } \nabla$$

$$A_{s_{\text{temp}}} := \frac{0.18 \cdot b \cdot h \cdot \text{cm}}{2 \cdot (b + h)} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}^2} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 10.415 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s_{\text{temp, min}}} := 0.11 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} = 2.328 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s_{\text{temp, max}}} := 0.60 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} = 12.7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$





$$A_{s\_temp} := \begin{cases} \text{if } A_{s\_temp} > A_{s\_temp\_min} \\ A_{s\_temp} \\ \text{else if } A_{s\_temp\_max} > A_{s\_temp} \\ A_{s\_temp\_max} \end{cases} = 10.415 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad A_{s\_temp} := A_{s\_temp} \cdot 1 \text{ m}$$

$$S_g := \frac{\pi \cdot \phi_{acero\_temp}^2 \cdot \text{cm}^2 \cdot 1 \text{ m}}{4 \cdot A_{s\_temp}} = 27.368 \text{ cm} \quad S_g := \min(S_g, 0.30 \text{ m})$$

$$S_{practico\_temp\_cim} := 25 \text{ cm}$$

$$A_{s\_temp} \quad \emptyset \text{ ACERO: } 3/4 \quad @ S_{practico\_temp\_cim} = 25 \text{ cm}$$

MAG. ING. RENZO RIVERO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

c) Revisión de talón por corte

$$d_c = 44.206 \text{ cm}$$

ELEMENTO	EV (tonnef/m)	XA (m)	YA (m)	Xpie	EV.XA (tonnef-m/m)	EV.YA (tonnef-m/m)
8	45.072	3.935	4.938	1.795	80.905	222.545
9	-9.855	4.533	0.942	2.393	-23.585	-9.280
10	0.000	1.640	1.577	-0.500	0.000	0.000
11	4.280	0.820	1.545		0.000	6.613
12	0.958	1.400	1.545		0.000	1.479
$\Sigma$	<b>35.218</b>				<b>57.320</b>	<b>213.266</b>

1.628

$$V_u := 0.95 (1.25 \cdot V_{DC} + 1.35 \cdot V_{EV} + 1.75 \cdot V_{LS}) = 66.448 \text{ tonnef}$$

$$V_c := 0.53 \cdot \sqrt{f_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b_v \cdot d_v = 101.58 \text{ tonnef} \quad V_n := V_c$$

$$V_n := \min(V_n, 0.25 \cdot f_c \cdot b_v \cdot d_v) = 101.58 \text{ tonnef} \quad \phi := 0.90$$

$$V_r := \phi \cdot V_n = 91.422 \text{ tonnef} \quad \text{if } (V_r > V_u, \text{"ok"}, \text{"mal"}) = \text{"ok"}$$

d) Acero en fondo de la zapata

$$V_{u,q} = 95.496 \text{ tonnef} \quad B = 5.73 \text{ m} \quad e_q = -0.308 \text{ m}$$

$$q_{1u} := \frac{V_{u,q}}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_q}{B}\right) = 11.288 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \quad q_{2u} := \frac{V_{u,q}}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_q}{B}\right) = 22.044 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$q_{3u} := \left(\frac{q_{1u} - q_{2u}}{B}\right) \cdot (B - L_{punta}) + q_{2u} = 14.366 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$M_u := \frac{L_{punta}^2}{6} \cdot (q_{3u} + 2 \cdot q_{1u}) = 16.56 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\phi_{acero} := \emptyset \text{ ACERO: } 1 \quad \emptyset := 0.90$$

$$\emptyset := 0.90$$

$$B := 100 \text{ cm}$$

$$z := 7.5 \text{ cm} + \frac{\phi_{acero} \cdot \text{cm}}{2} = 8.77 \text{ cm}$$

$$d := H_2 - z = 136.23 \text{ cm}$$

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNICA DE SHAMBOURGO  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. Frank Pérez Rodríguez  
CIP: 28956  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO



**DISEÑO DE LOSA.****DATOS GENERALES.**

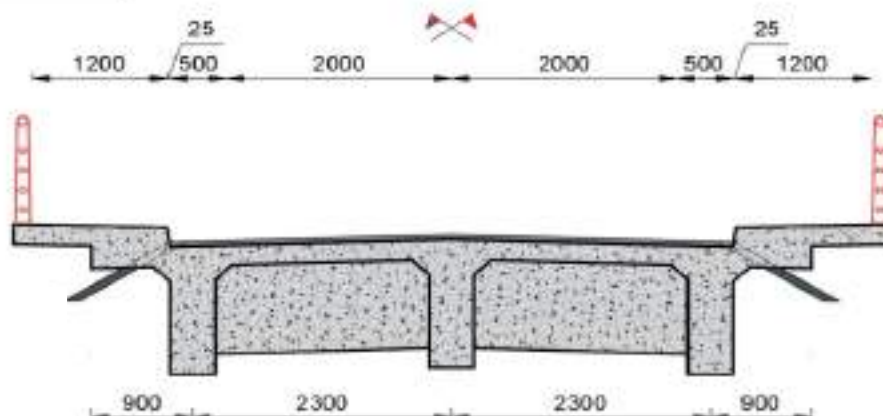
Luz del Puente	$L = 18000 \text{ mm}$	Resistencia del Concreto	$f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Ancho de Plataforma	$W_{\text{calzada}} = 5000 \text{ mm}$	Peso Especifico del Concreto	$W_c = 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
Ancho de Carril	$\text{Carril} = 2000 \text{ mm}$	Modulo de Elasticidad	
Ancho de Berma	$\text{Berma} = 500 \text{ mm}$	$E_c = 15000 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$	$E_c = 250998 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Ancho de Calzada	$\text{Calzada} = 4000 \text{ mm}$	Acero de Refuerzo	$f_y = 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Ancho de Vereda	$\text{Vereda} = 1200 \text{ mm}$	Modulo de Elasticidad	$E_s = 2040000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
Espesor del Pavimento	$t_{\text{pavimento}} = 50 \text{ mm}$	Peso Especifico del Asfalto	$W_{\text{asfalto}} = 2250 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$
Espaciamiento de vigas	$S = 2300 \text{ mm}$		
Ancho de Viga	$b_v = 400 \text{ mm}$		
Ancho de Viga Diafragma	$b_{\text{vig}} = 250 \text{ mm}$		

**PRE - DIMENSIONAMIENTO**

$$\text{Losa} \quad t_{\text{min}} = \frac{((S) + 10 \text{ ft})}{30} = 178.267 \text{ mm} \quad (\text{AASHTO Tabla 2.5.2.6.3-1}) \quad t_{\text{ACI}} = \frac{S}{12} = 192 \text{ mm} \quad (\text{ACI})$$

$$t = \max(t_{\text{min}}, t_{\text{ACI}}) = 192 \text{ mm} \quad \bar{y} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Viga} \quad H_{\text{prevista}} = 0.07 \cdot L = 1260 \text{ mm} \quad H_{\text{prevista}} = 1300 \text{ mm} \quad (\text{Asumir})$$

**GEOMETRÍA DEL PUENTE.**

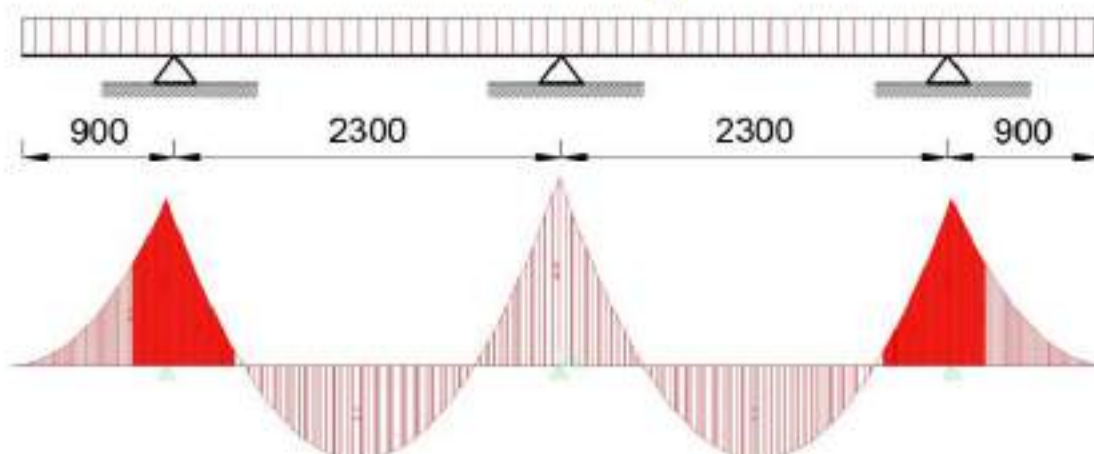
**DISEÑO DE LOSA DEL PUENTE.**

MOMENTO Y CORTANTE DC

Losa DC1

Peso de la losa:

$$W_{\text{losa}} = t \cdot 1000 \text{ mm} \cdot w_c = 0.48 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$



Momento Franja interior Positiva

$$M_{DC1_{\text{int}}} = 0.11 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento Franja Borda:

$$M_{DC1_{\text{neg}}} = -0.19 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento Franja interior Negativa

$$M_{DC1_{\text{neg}}} = -0.22 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Cortante Franja Borda

$$V_{DC1_{\text{neg}}} = 0.54 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Cortante Franja interior

$$V_{DC1_{\text{int}}} = 0.58 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

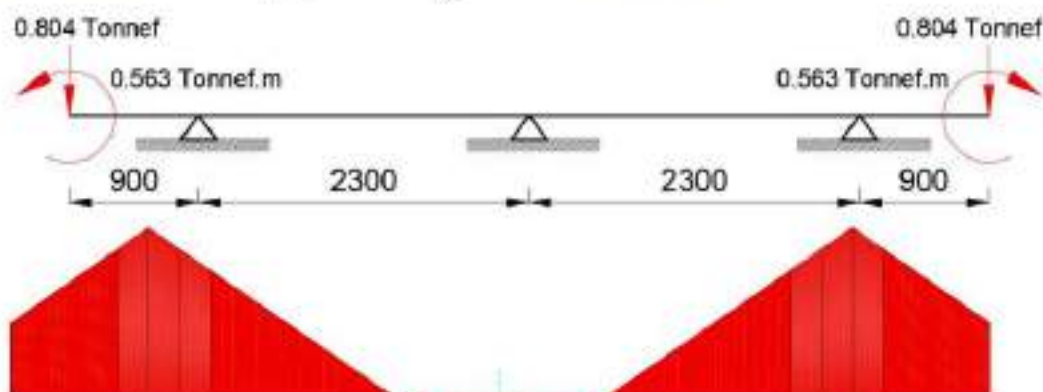
Vereda DC2

Peso de la Vereda:

$$W_{\text{vereda}} = 0.2869 \text{ m}^2 \cdot 1000 \text{ mm} \cdot w_c = 0.889 \text{ tonnef}$$

Momento de la Vereda:

$$M_{\text{vereda}} = \frac{W_{\text{vereda}} \cdot (\text{Vereda} + 200 \text{ mm})}{2} = 0.482 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$



Momento Franja interior Positiva

$$M_{DC2_{\text{int}}} = 0.47 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento Franja Borda:

$$M_{DC2_{\text{neg}}} = -1.1 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento Franja interior Negativa

$$M_{DC2_{\text{neg}}} = -1.1 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Cortante Franja interior

$$V_{DC2_{\text{int}}} = 0.69 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Cortante Franja interior

$$V_{DC2_{\text{int}}} = 0.69 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Victor Hugo Saavedra Navarro  
 INGENIERO CIVIL  
 JEFE DE PROYECTO  
 C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
 PUERTO - SAN MARTIN  
 Ing. F. Pérez  
 C.I.P. N° 25553  
 JEFE DE LA UNIDAD DE VEREDAS Y ESTACIONES

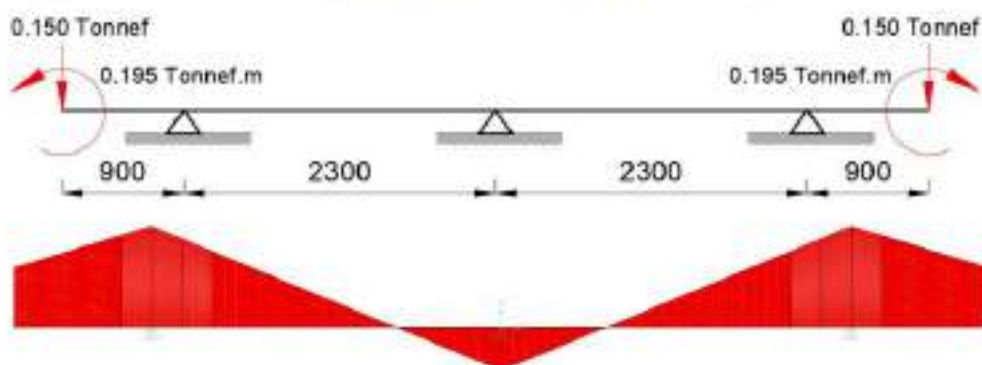


MAG. ING. RENZO ARMANDO FLORES ARENAL  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

### Baranda DC 3

Peso de la baranda:  $W_{\text{baranda}} := 0.150 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}} \cdot 1000 \text{ mm} = 0.15 \text{ tonnef}$

Momento de la baranda:  $M_{\text{baranda}} := W_{\text{baranda}} \cdot (\text{Vereda} + 100 \text{ mm}) = 0.195 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$



Momento Franja interior Positiva

$$M_{\text{DW1_pos}} := 0.14 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento Franja Borda:

$$M_{\text{DW1_neg}} := -0.33 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento Franja interior Negativa

$$M_{\text{DW1_neg}} := -0.33 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Cortante Franja interior

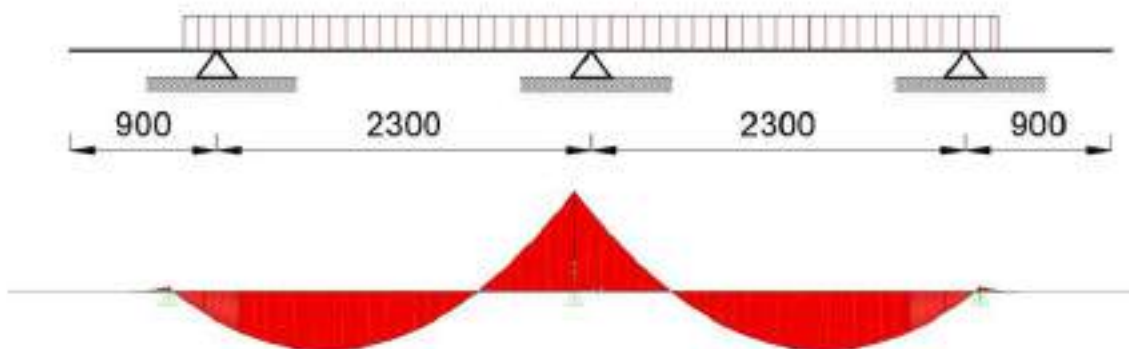
$$V_{\text{DW1_v}} := 0.2 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Cortante Franja interior

$$V_{\text{DW1_v}} := 0.2 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

### Asfalto DW1

Peso de la Asfalto:  $W_{\text{asfalto}} := 50 \text{ mm} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot W_{\text{asfalto}} = 0.113 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$



Momento Franja interior Positiva

$$M_{\text{DW2_pos}} := 0.05 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento Franja Borda:

$$M_{\text{DW2_neg}} := -0.05 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Momento Franja interior Negativa

$$M_{\text{DW2_neg}} := -0.06 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Cortante Franja interior

$$V_{\text{DW2_v}} := 0.12 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Cortante Franja interior

$$V_{\text{DW2_v}} := 0.16 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

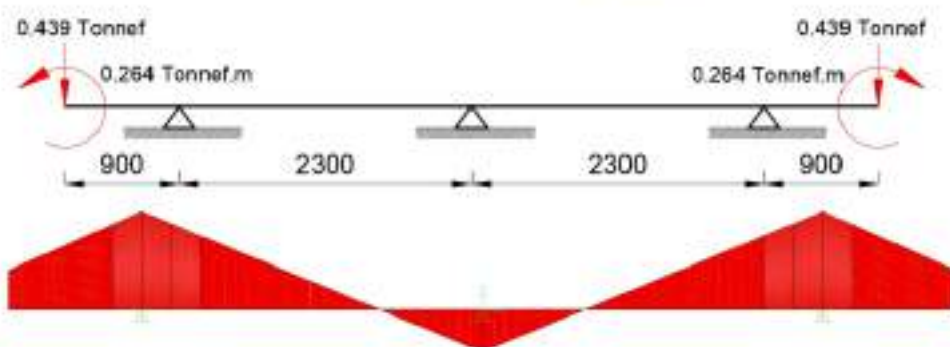
UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. Frank Pérez Rodríguez  
CIP: 224563  
JEFE DE LA UNIDAD DE VERIFICACIÓN Y ESTUDIOS



Pedonal PL

Carga peatonal:  $W_{pedonal} = 0.075 \frac{\text{kip}}{\text{ft}^2} \cdot (\text{Vereda}) \cdot 1000 \text{ mm} = 0.439 \text{ tonnef}$

Carga peatonal:  $M_{pedonal} = \frac{W_{pedonal} \cdot (\text{Vereda})}{2} = 0.264 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$



Momento Franja interior Positiva

$$M_{PL_{pos}} = 0.28 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momento Franja Borde:

$$M_{PL_{neg}} = -0.66 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Momento Franja interior Negativa

$$M_{PL_{neg}} = -0.66 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Cortante Franja interior

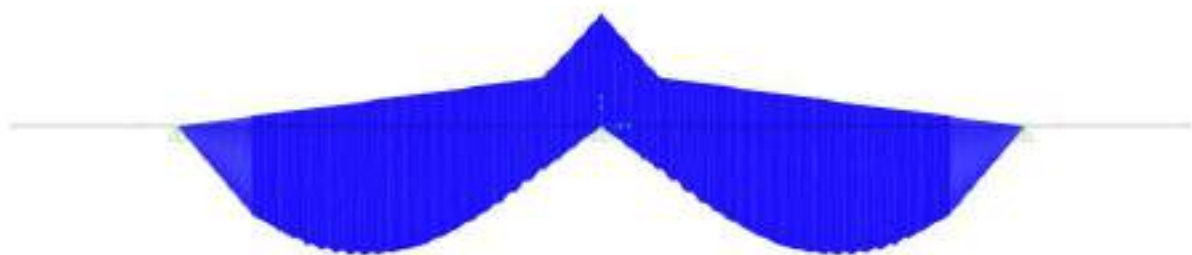
$$V_{PL_{V}} = 0.44 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Cortante Franja interior

$$V_{PL_{V}} = 0.44 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Vehicular LL

Para un Camión Cargado,



Momento Franja interior Positiva

$$M_{LL_{pos}} = 3.49 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento Franja interior Negativa

$$M_{LL_{neg}} = -3.04 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Cortante Franja interior

$$V_{LL_{V}} = 9.19 \text{ tonnef}$$

MAG. ING. RENZO RIVATO FLORES ARENAL  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050



Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNICA DE SHAMBOYACO  
PIEDRA - SAN MARTIN  
Ing. FREDY PAREZ GARCIA  
CIP: 259503  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTIMOS

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

### ANCHO DE FRANJA EQUIVALENTE INTERNO.

Para Momento Positivo:

$$E_{\text{pos}} = 660 \text{ mm} + 0.55 \cdot (S) = 1925 \text{ mm}$$

Para Momento Positivo:

$$E_{\text{neg}} = 1220 \text{ mm} + 0.25 \cdot (S) = 1795 \text{ mm}$$

### Momento LL+IM:

Positivo.

Para una vía cargada:

$$m_{\text{carri1}} = 1.2$$

$$M_{LL+IM,E1} = \frac{m_{\text{carri1}} \cdot M_{LL1, \text{pos}}}{E_{\text{pos}}} \cdot 1.33$$

$$M_{LL+IM,E1} = 2.894 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Para dos vías cargadas:

$$m_{\text{carri2}} = 1.0$$

$$M_{LL+IM,E2} = \frac{m_{\text{carri2}} \cdot M_{LL2, \text{pos}}}{E_{\text{pos}}} \cdot 1.33$$

$$M_{LL+IM,E2} = 2.411 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{LL+IM,E,\text{pos}} = \max(M_{LL+IM,E1}, M_{LL+IM,E2}) = 2.894 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Negativo.

Para una vía cargada:

$$M_{LL+IM,E1} = \frac{m_{\text{carri1}} \cdot M_{LL1, \text{neg}}}{E_{\text{neg}}} \cdot 1.33$$

$$M_{LL+IM,E1} = -2.703 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

Para dos vías cargadas:

$$M_{LL+IM,E2} = \frac{m_{\text{carri2}} \cdot M_{LL2, \text{neg}}}{E_{\text{neg}}} \cdot 1.33$$

$$M_{LL+IM,E2} = -2.252 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{LL+IM,E,\text{neg}} = \min(M_{LL+IM,E1}, M_{LL+IM,E2}) = -2.703 \text{ tonnef} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

### Cortante LL+IM:

$$V_{LL+IM,E1} = \frac{m_{\text{carri1}} \cdot V_{LL1}}{E_{\text{pos}}} \cdot 1.33 = 7.619 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$V_{LL+IM,E2} = \frac{m_{\text{carri2}} \cdot V_{LL2}}{E_{\text{pos}}} \cdot 1.33 = 6.349 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$V_{LL+IM,E} = \max(V_{LL+IM,E1}, V_{LL+IM,E2}) = 7.619 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

### MOMENTOS Y CORTANTES ULTIMO:

Modificado de Carga ( $\gamma$ )

Importancia

$$\gamma_I = 1.05$$

Redundancia

$$\gamma_R = 0.95$$

Ductilidad

$$\gamma_D = 0.95$$

$$\gamma = \gamma_I \cdot \gamma_R \cdot \gamma_D = 0.95$$

Momentos:

Positivo

$$M_{OC,\text{pos}} = M_{OC1,\text{pos}} + M_{OC2,\text{pos}}$$

$$M_{OC,\text{pos}} = 0.68 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{OC,\text{pos}} = M_{OC1,\text{pos}} + M_{OC2,\text{pos}}$$

$$M_{OC,\text{pos}} = 0.19 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{LL+IM,E,\text{pos}} = 2.894 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$W_{PL,\text{pos}} = 0.28 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Negativo

$$M_{OC,\text{neg}} = M_{OC1,\text{neg}} + M_{OC2,\text{neg}}$$

$$M_{OC,\text{neg}} = -1.32 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{OC,\text{neg}} = M_{OC1,\text{neg}} + M_{OC2,\text{neg}}$$

$$M_{OC,\text{neg}} = -0.39 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{LL+IM,E,\text{neg}} = -2.703 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

$$W_{PL,\text{neg}} = -0.66 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Cortantes:

$$V_{OC} = V_{OC1} + V_{OC2}$$

$$V_{OC} = 1.25 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$V_{OC1} = V_{OC1} + V_{OC2}$$

$$V_{OC1} = 0.36 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$V_{LL+IM,E} = 7.619 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$V_{PL} = 0.44 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$



Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
PROYECTO SAN MARTIN  
Ing. Pablo Pérez Rodríguez  
CIP: 254563  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO



**ACERO PRINCIPAL**Utilizando varilla  $\phi$  5/8" y recubrimiento de 30 mm

Recubrimiento:	$r = 30 \text{ mm}$	Díametro de varilla:	$d_{\text{var}} = \frac{5}{8} \text{ in}$	Área de varilla:	$A_{\text{var}} = \frac{\pi \cdot d_{\text{var}}^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$
Peralte Efectivo:	$d = t - r + \frac{d_{\text{var}}}{2} = 178 \text{ mm}$	$\phi_{\text{secc}} = 0.90$			

Momento Último Resistencia I - Positivo	$M_{R,\text{pos}} = 5.756 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$	$A_s = 8.955 \text{ cm}^2$	$A_{s,\text{req}} = A_s + A_{s,\text{min}} \cdot 1 \text{ m} = 11.265 \text{ cm}^2$
La separación será:	$s = \text{Floor} \left( \frac{A_s}{A_{s,\text{req}}} \cdot 1000 \text{ mm}, 50 \text{ mm} \right) = 150 \text{ mm}$	USAR 1 $\phi$ 5/8" @ 150mm	

Momento Último Resistencia I - Negativo	$M_{R,\text{neg}} = -6.6 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$	$A_s = 8.9 \text{ cm}^2$	$A_{s,\text{req}} = A_s + A_{s,\text{min}} \cdot 1 \text{ m} = 11.23 \text{ cm}^2$
La separación será:	$s = \text{Floor} \left( \frac{A_s}{A_{s,\text{req}}} \cdot 1000 \text{ mm}, 50 \text{ mm} \right) = 150 \text{ mm}$	USAR 1 $\phi$ 5/8" @ 150mm	

Verificación de esfuerzos cortantes:

$d_s = d + 150 \text{ mm}$	Chañanes	Resistencia del concreto al corte	$\frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$
$V_{R1} = \frac{V_R}{d_s} = 44.606 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$		$V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 76.383 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	

Los esfuerzos cortantes últimos son menores a la resistencia del concreto.

En Franja de Volado:

Momento Último Resistencia I	$M_{Rv} = -2.082 \frac{\text{tonnef} \cdot \text{m}}{\text{m}}$	$A_{s1} = 3.145 \text{ cm}^2$	$A_{s1} = A_{s1} + A_{s,\text{min}} \cdot 1 \text{ m} = 5.475 \text{ cm}^2$
La separación será:	$s = \text{Floor} \left( \frac{A_s}{A_{s1}} \cdot 1000 \text{ mm}, 50 \text{ mm} \right) = 350 \text{ mm}$	USAR 1 $\phi$ 5/8" @ 180mm	

Verificación de esfuerzos cortantes:

Resistencia del concreto al corte	$\frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$
$V_{R2} = \frac{V_{R2}}{d_s} = 57.207 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$	$V_c = 76.383 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$

Los esfuerzos cortantes últimos son menores a la resistencia del concreto.

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES ARENALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
C.I.P. 166050



Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
PEQUÍN - SAN MARTÍN  
Ing. F. Pérez Rodríguez  
C.I.P. 284563  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIOS

## ACERO REPARTICIÓN

$$S = 7.546 \text{ ft}$$

$$A := \max(A_{\text{top, pos}}, A_{\text{top, neg}}, A_{\text{bot}}) = 11.285 \text{ cm}^2$$

$$\text{Porcentaje}_{\text{top}} := \frac{220}{\sqrt{\frac{S}{n}}} \% = 0.8009$$

$$\text{Porcentaje}_{\text{bottom}} := 67\%$$

Diámetro de varilla

Área de varilla

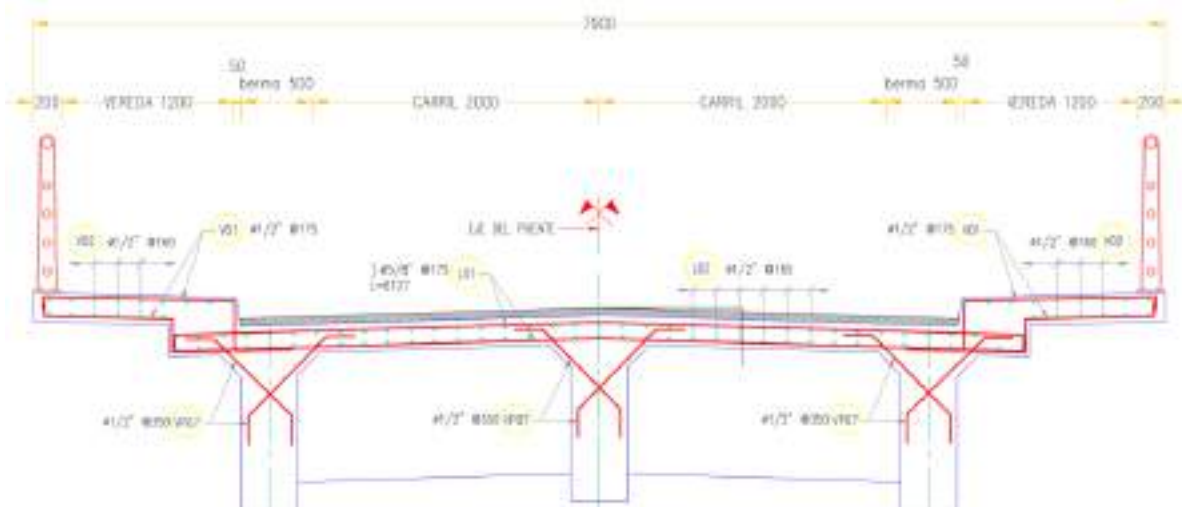
$$d_{\text{var}} = \frac{1}{2} \text{ in}$$

$$A_{\text{var}} := \frac{\pi \cdot d_{\text{var}}^2}{4} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$A_r := \text{Porcentaje}_{\text{bottom}} \cdot A = 7.561 \text{ cm}^2$$

$$\text{La separación será: } S = \text{Floor} \left( \frac{A_r}{A_{\text{var}}} \cdot 1000 \text{ mm} \cdot 50 \text{ mm} \right) = 150 \text{ mm}$$

USAR 1 # 1/2" @ 150mm



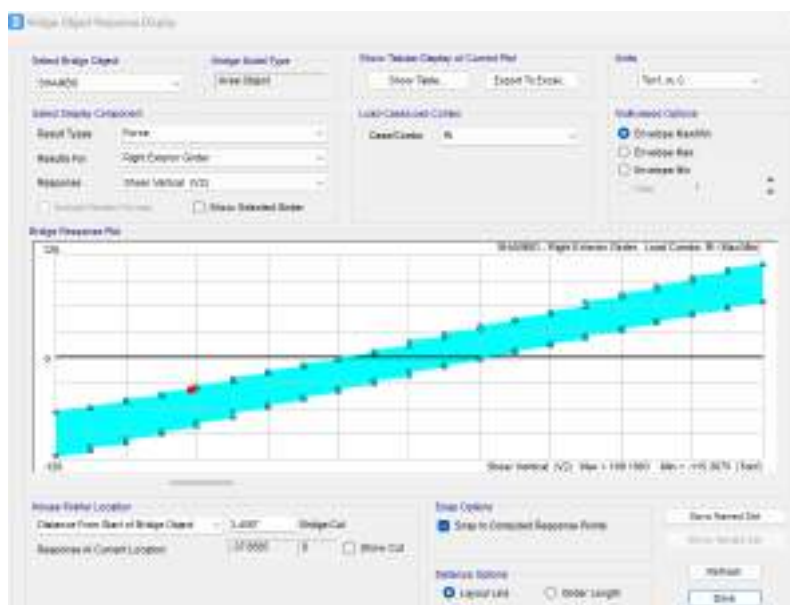
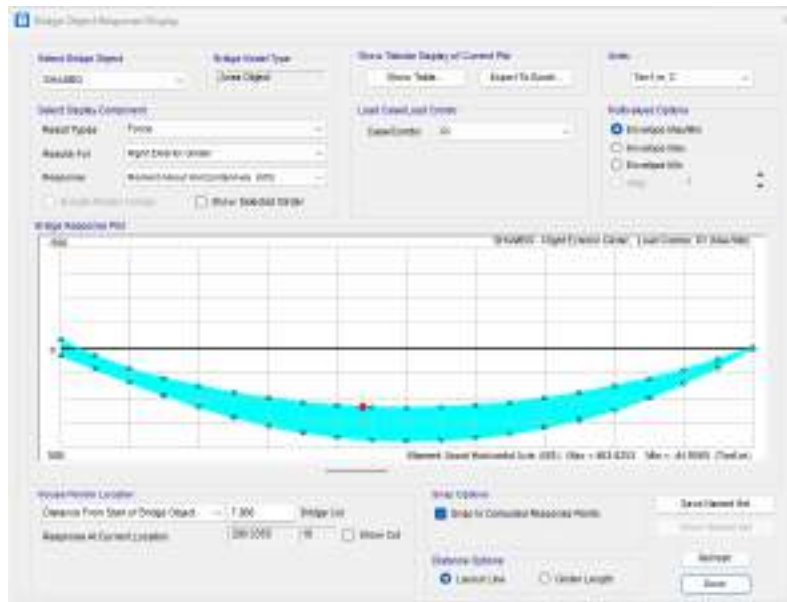
Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

MAG. ING. RENZO RUIZ FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SHANGHAI  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. F. Pérez Rodríguez  
CIP: 224563  
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS



## DISEÑO DE VIGAS PRINCIPALES.



MAG. ING. RENZO RIVATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

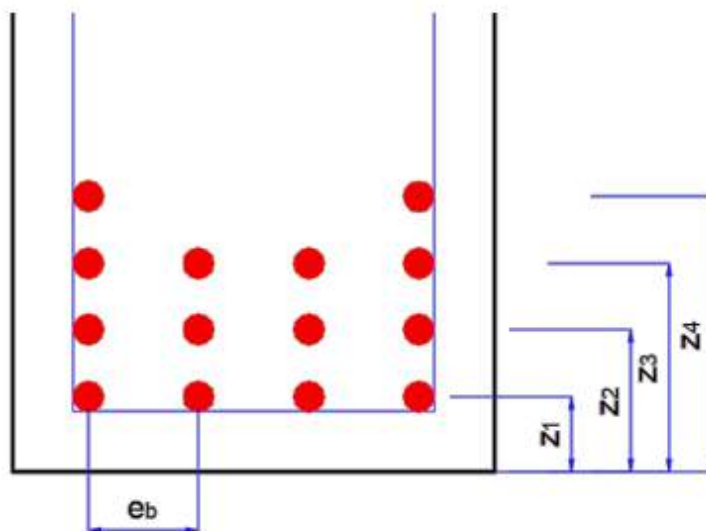
UNIVERSIDAD TECNICA DE SHAMBOYACO  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. **Flavio Perez Rodriguez**  
CIP: 224563  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO

### CALCULO DE ACERO DE REFUERZO EN VIGAS

Recubrimiento:  $r_e := 40 \text{ mm}$       Diámetro del Estribo  $\phi_{est} := \frac{1}{2} \text{ in}$

Diámetro de Refuerzo  $\phi_{ref} := 1 \text{ in}$        $A_{bref} := \frac{\pi \cdot \phi_{ref}^2}{4} = 5.067 \text{ cm}^2$

Área de Refuerzo (+)  $A_s := A_{bref} \cdot 24 = 121.61 \text{ cm}^2$        $n_b := 6$



$$e_b := \frac{b_v - (2 \cdot r_e + 2 \cdot \phi_{est} + n_b \cdot \phi_{ref})}{n_b - 1}$$

$$e_b = 1.12 \text{ in}$$

$$z_1 := r_e + \phi_{est} + \frac{\phi_{ref}}{2} = 65.4 \text{ mm}$$

$$z_2 := r_e + \phi_{est} + \phi_{ref} + 8.33 \text{ mm} + \frac{\phi_{ref}}{2} = 99.13 \text{ mm}$$

$$z_3 := r_e + \phi_{est} + 2 \cdot \phi_{ref} + 2 \cdot 8.33 \text{ mm} + \frac{\phi_{ref}}{2} = 132.86 \text{ mm}$$

$$z_4 := r_e + \phi_{est} + 3 \cdot \phi_{ref} + 3 \cdot 8.33 \text{ mm} + \frac{\phi_{ref}}{2} = 166.59 \text{ mm}$$

$$z := \frac{4 \cdot A_{bref} \cdot z_1 + 4 \cdot A_{bref} \cdot z_2 + 4 \cdot A_{bref} \cdot z_3 + 2 \cdot A_{bref} \cdot z_4}{A_s} = 6.345 \text{ cm}$$

Peralte efectivo

$$d_{efectivo} := H_{peralte} - z = 123.655 \text{ cm}$$

$$c_1 := t \quad a_1 := 0.85 \cdot c_1 = 17 \text{ cm}$$

$$M_{R1\_Vl} := 463.63 \text{ tonnef} \cdot m$$



MAG. ING. RENZO RIVATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

$$A_{s1} := \frac{M_{R1\_VI}}{0.9 \cdot f_y \cdot \left(d_{\text{efectivo}} - \frac{a_1}{2}\right)} = 106.511 \text{ cm}^2$$

$$a := \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot S} = 8.172 \text{ cm}$$

c < t viga Rectangular

### Viga Interior

Momento Mu  $M_{R1\_VI} = 463.63 \text{ tonnef} \cdot m$

$d_{\text{efectivo}} = 123.655 \text{ cm}$

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES ARENALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

$$A_{svi} = 102.446 \text{ cm}^2$$

$$A_{svi} := A_{bref} \cdot 22 = 111.476 \text{ cm}^2$$

22  $\phi$  1"

Acero lateral en viga

$$A_{silt1} := 0.10 (d_{\text{efectivo}} - 76 \text{ cm}) \cdot \text{cm} = 4.766 \text{ cm}^2$$

$$A_{silt2} := \frac{A_{svi}}{12} = 9.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{silt} := \min(A_{silt1}, A_{silt2}) = 4.766 \text{ cm}^2$$

2  $\phi$  5/8" @ 300mm/cara

Cortante en viga interior  $\phi_c := 0.85$

$V_{R1\_VI} = 115.31 \text{ tonnef}$

$$V_{cvi} := 0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot b_v \cdot d_{\text{efectivo}} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 43.866 \text{ tonnef}$$

$V_{R1\_VI} < \phi_c \cdot V_{cvi}$  Refuerzo = "Requiere"

estribos de 1/2"  $s_{vi} = 125 \text{ mm}$



Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

Ing. F. J. Pérez Alcázar  
CIP: 224563  
JEFE DE LA UNIDAD DE OPERACIÓN Y ESTUDIOS

$$A_{v_{vi}} := 2 \cdot 1.27 \text{ cm}^2 = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$V_{s_{vi}} := \frac{A_{v_{vi}} \cdot f_y \cdot d_{\text{efectivo}}}{s_{vi}} = 105.532 \text{ tonnef}$$

$$A_{s_{min}} := \frac{0.265 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot b_v \cdot s_{vi}}{f_y \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} = 0.528 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} < A_{v_{vi}} \quad \text{ok}$$

$$V_{n_{vi}} := V_{c_{vi}} + V_{s_{vi}} = 149.398 \text{ tonnef}$$

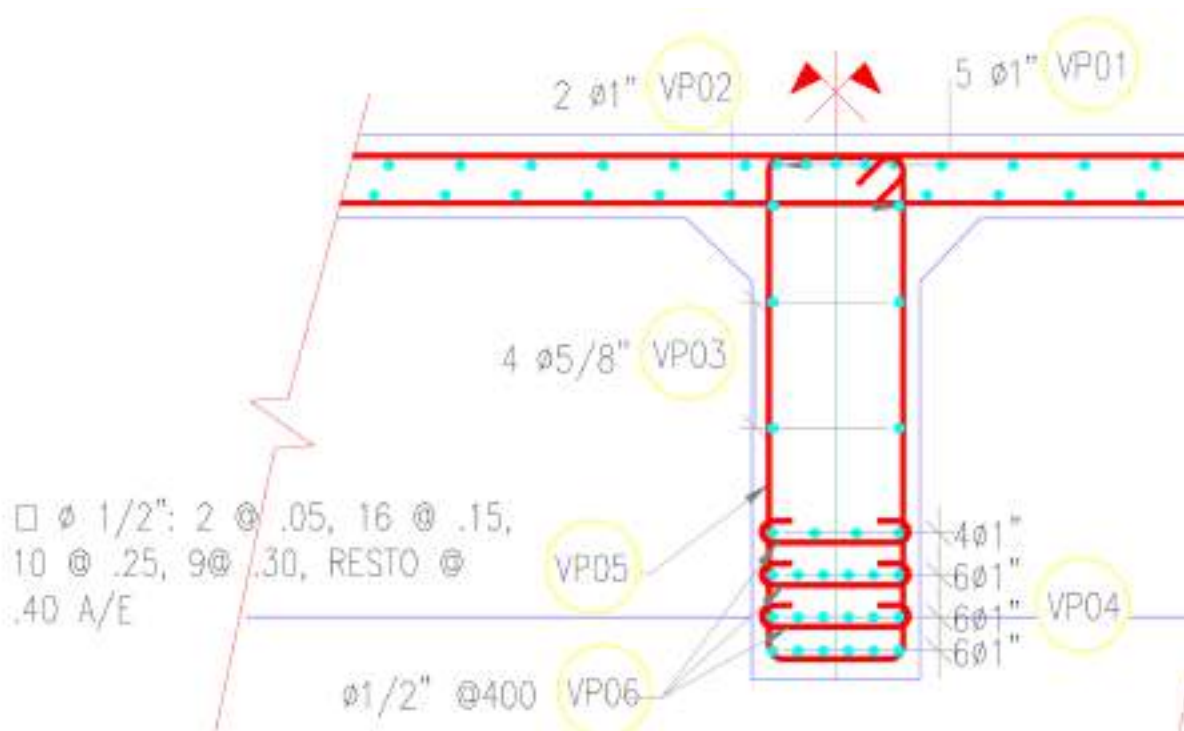
$$\phi_c \cdot V_{n_{vi}} = 126.989 \text{ tonnef}$$

$$V_{R1\_VI} = 115.31 \text{ tonnef}$$

Ver = "OK"

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES ARENALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742



UNIVERSIDAD CENTRAL DE CHAGUAYACO  
PROYECTO: SAN MARTIN  
Ing. F. J. Pérez Rodríguez  
CIP: 229503  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO

## LOSA DE APROXIMACIÓN

### 1. DATOS GENERALES:

#### 1.1 Descripción del Proyecto:

- Elemento: Losa de aproximación de puente vehicular
- Ubicación: Zona rural
- Tipo de vía: Camino vecinal

#### 1.2 Geometría:

- Longitud (L) = 4.00 m
- Ancho (B) = 4.00 m
- Espesor (h) = 0.25 m
- Recubrimiento superior = 5.0 cm
- Recubrimiento inferior = 7.5 cm
- Peralte efectivo (d) = 20 cm

#### 1.3 Materiales:

- Concreto:  $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Acero:  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $\gamma_{\text{concreto}} = 2400 \text{ kg/m}^3$
- $\beta_1 = 0.85$  ( $f'c < 280 \text{ kg/cm}^2$ )



#### 1.4 Datos del Suelo y Apoyo:

- Capacidad portante =  $0.70 \text{ kg/cm}^2$
- Base granular:  $e = 0.30\text{m}$ , compactado al 95% PM
- Módulo de reacción del suelo  $k \approx 6 \text{ kg/cm}^3$
- Coeficiente de balasto efectivo =  $8 \text{ kg/cm}^3$
- Ángulo de fricción =  $30^\circ$
- Peso específico =  $1,800 \text{ kg/m}^3$

### 2. ANÁLISIS DE CARGAS:

#### 2.1 Carga Muerta (DC):

- Peso propio =  $0.25\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 600 \text{ kg/m}^2$
- Superficie rodadura =  $100 \text{ kg/m}^2$
- DC total =  $700 \text{ kg/m}^2$

#### 2.2 Carga Viva (LL):

##### a) Camión de diseño HL-93:

- Carga de eje =  $32,000 \text{ lb} = 14,515 \text{ kg}$
- Carga por rueda =  $14,515/2 = 7,257.5 \text{ kg}$





b) Factores aplicables:

- Factor de impacto (IM) = 33%
  - \* Factor =  $(1 + IM/100) = 1.33$
  - \* Carga con impacto =  $7,257.5 \times 1.33 = 9,652.48 \text{ kg}$
- Factor de presencia múltiple:
  - \*  $m = 1.20$  (un carril cargado)
  - \* Carga final =  $9,652.48 \times 1.20 = 11,582.97 \text{ kg}$

2.3 Efecto del Suelo:

- Losa apoyada elásticamente sobre base granular
- Factor de reducción por apoyo elástico = 0.60
- Distribución de carga mejorada por base granular

### 3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL:

3.1 Estados Límite y Factores:

- Estado Límite: Resistencia I
- $\gamma_{DC} = 1.25$
- $\gamma_{LL} = 1.75$
- $\gamma_{IM} = 1.33$

3.2 Momentos Flectores:

a) Por Carga Muerta:

$$MDC = (700 \times 4^2)/12 = 933.33 \text{ kg-m/m}$$

(L/12 por condición de apoyo continuo)

b) Por Carga Viva:

$$MLL+IM = 11,582.97(4+0.5)/6 \times 0.75$$

$$MLL+IM = 6,513.55 \text{ kg-m/m}$$

3.3 Momento Último:

$$Mu = 1.25MDC + 1.75MLL+IM$$

$$Mu = 1.25(933.33) + 1.75(6,513.55)$$

$$Mu = 12,565.37 \text{ kg-m/m}$$

### 4. DISEÑO POR FLEXIÓN:

4.1 Acero mínimo:

$$As_{min} = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 25 = 4.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES ARENALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE CHAGUAYACO  
PROYECTO - SAN MARTÍN  
Ing. Frank Pérez Rodríguez  
CIP: 289563  
JEFE DE LA UNIDAD DE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

#### 4.2 Acero requerido:

$$K_u = 12,565.37 \times 100 / (100 \times 20^2) = 31.41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\omega = 0.172$$

$$\rho = 0.172(210/4200) = 0.0086$$

$$A_s \text{ req} = 0.0086 \times 100 \times 20 = 17.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### 4.3 Verificación con Ø3/4" @ 0.20m:

$$\text{- Área de 1 barra } \text{Ø}3/4" = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$\text{- As colocado} = (2.84 \times 100) / 20 = 14.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{- As total con efecto de temperatura} = 14.20 + 4.23 = 18.43 \text{ cm}^2/\text{m} > 17.20 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (OK)}$$

### 5. VERIFICACIÓN POR CORTANTE:

#### 5.1 Cortante último:

$$VDC = wL/2 = 700 \times 4/2 = 1,400 \text{ kg/m}$$

$$VLL+IM = 11,582.97 \times 0.75 = 8,687.23 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.25VDC + 1.75VLL+IM$$

$$V_u = 1.25(1,400) + 1.75(8,687.23) = 17,002.76 \text{ kg}$$

#### 5.2 Resistencia al cortante del concreto:

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 20 = 15,373.45 \text{ kg}$$

#### 5.3 Como $V_c < V_u$ , se requiere:

- Ensanche en los extremos a 30 cm

$$\text{- Nuevo } V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 25 = 19,216.81 \text{ kg} > V_u \text{ (OK)}$$

### 6. ACERO POR TEMPERATURA:

#### 6.1 Requerimiento:

$$A_s \text{ temp} = 0.0018bh = 4.50 \text{ cm}^2/\text{m}$$

#### 6.2 Verificación con Ø1/2" @ 0.30m:

$$\text{- Área de 1 barra } \text{Ø}1/2" = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$\text{- As colocado} = (1.27 \times 100) / 30 = 4.23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- Diferencia = 6% (aceptable para temperatura)

$$\text{- Espaciamiento máximo} = 3h = 75\text{cm} > 30\text{cm} \text{ (OK)}$$

### 7. VERIFICACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL SUELO:

#### 7.1 Presión sobre el suelo:

$$\sigma_t = (DC + LL+IM) / (\text{Área efectiva})$$

$$\sigma_t = (700 + 11,582.97/0.25) / 10000 = 0.53 \text{ kg/cm}^2 < 0.70 \text{ kg/cm}^2 \text{ (OK)}$$

  
MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
C.I.P. 166050

  
Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

  
INGENIERO CIVIL DE SHAMBOYACO  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. Frank Pérez Alcivar  
CIP: 289563  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO



## DISEÑO DE APARATOS DE APOYO

## DISEÑO DEL NEOPRENO

## REACCIÓN EN LOS APOYOS

Reacción por efectos de Cargas Muertas

Reacción por efecto de sobrecargas

Reacción Total

Reacción	R V. Interior	R V. Exterior	R. Diseño
$R_D =$	56200.00 kg	56200.00 kg	56200.00 kg
$R_{LL} =$	33220.00 kg	33220.00 kg	33220.00 kg
$R_T =$	89420.00 kg	89420.00 kg	89420.00 kg

Características de los neoprenos:

Tipo de dureza	Módulo de corte del Elastómero			k
Neopreno	G <sub>min</sub>	G <sub>prom</sub>	G <sub>máx</sub>	
60	9.14 kg/cm <sup>2</sup>	12.00 kg/cm <sup>2</sup>	14.06 kg/cm <sup>2</sup>	0.6

Creep

Cd = 0.35

Variación de Temperatura

 $\Delta T = 25$ 

Coeficiente de Dilatación Térmica

 $\alpha = 1.17E-05 / ^\circ C$ 

Esfuerzo de Fluencia de la plancha de refuerzo

Fy = 2530 kg/cm<sup>2</sup>

A36

Ángulo de Rotación por Cargas Permanentes

 $\theta_D = 0.0000150 \text{ rad}$ 

Ángulo de Rotación por Sobrecargas

 $\theta_L = 0.0000290 \text{ rad}$ 

## ÁREA DE NEOPRENO

## Área Requerida de Neopreno

Tomando en cuenta

$$\sigma_s \leq 11 \text{ Mpa} = 1.1 \text{ KN/cm}^2$$

Área:

$$A = R_T / \sigma_s = 828.65 \text{ cm}^2$$

Usar:

$$W = 35.00 \text{ cm}$$

$$L = 30.00 \text{ cm}$$

$$A = 1050.00 \text{ cm}^2$$

## Esfuerzo de Compresión Promedio Causado por la Carga Muerta y Viva (Sin incluir Impacto)

Carga Total

$$\sigma_s = R_T / A = 85.16 \text{ kg/cm}^2$$

Carga Viva

$$\sigma_L = R_L / A = 31.64 \text{ kg/cm}^2$$

Condición de Diseño

$$\sigma_s \leq 1.66 G. S \leq 11 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0.66 G. S$$

Factor de Forma Mínimo:

$$S \geq 5.24$$

## Espesor de Una Capa de Neopreno

$$h_{ri} \leq \frac{WL}{2S_i(W+L)}$$

$$h_{ri} \leq 1.54 \text{ cm}$$

Adoptamos:

$$h_{ri} = 1.50 \text{ cm}$$

Factor de Forma

$$S_i = \frac{WL}{2h_{ri}(W+L)}$$

$$S_i = 5.38$$

Cumple

## DETERMINACIÓN DE ESFUERZOS

## Esfuerzo de Compresión por Efecto de Cargas Permanentes y Sobrecargas

$$\sigma_s \leq 1.66 G. S \leq 11 \text{ MPa}$$

$$85.16 \text{ kg/cm}^2$$

 $\leq$ 

$$107.26 \text{ kg/cm}^2$$

Cumple

## Esfuerzo de Compresión por Efecto de Sobrecarga

$$\sigma_L \leq 0.66 G. S$$

$$31.64 \text{ kg/cm}^2$$

 $\leq$ 

$$42.65 \text{ kg/cm}^2$$

Cumple

 Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

 MAG. ING. RENZO RENATO FLORES AREVALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

 Ing. Frank Pérez Rodríguez  
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

**ESPESOR DEL NEOPRENO**

El movimiento horizontal de la superestructura del puente;  $\Delta h$ , será tomado como la máxima deformación plástica, contracción y postensamiento, combinado con los efectos térmicos.

Desplazamientos:

**Desplazamiento por variación de temperatura**

$$\Delta L_1 = \alpha \cdot \Delta T \cdot L = 0.53 \text{ cm}$$

**Desplazamiento por flujo plástico del Concreto**

$$\Delta L_2 = \epsilon \cdot L = 0.54 \text{ cm}$$

**Desplazamiento Total:**

$$\Delta L = \gamma_{TU} (\Delta L_1 + \Delta L_2) = 1.28 \text{ cm}$$

**Espesor Mínimo del Neopreno**

El espesor mínimo del neopreno será dos veces el desplazamiento total:

$$h_{ri} = 2 \Delta L = 2.56 \text{ cm}$$

Espesor total \_\_\_\_\_

$$h_{ri} = 1.50 \text{ cm}$$

Espesor de una capa de Neopreno

$$h_{re} \leq 0.7 h_{ri} = 1.05 \text{ cm}$$

$$h_{re} = 0.50 \text{ cm}$$

$$n_{ri \text{ calc}} = 2.00$$

$$n_{ri} = 2.00$$

Entonces se usará:

$$h_{ri} = n(h_{ri}) + 2h_{re} = 4.00 \text{ cm}$$

**DEFLEXIÓN INSTANTÁNEA A COMPRESIÓN**

La deflexión instantánea  $\delta$ , puede evaluarse como:

$$\delta = \sum \epsilon_i \cdot h_{ri}$$

Donde:

$\epsilon_i =$  Deformación a compresión instantánea de la capa de neopreno  $h_{ri}$ .

$h_{ri} =$  Espesor de la capa de neopreno.

$\sigma_s =$  85.16 kg/cm<sup>2</sup> = 1.21 ksi

$S =$  5.38

Verificando en la Curvas Esfuerzo deformación (C14.7.6.3.3-1 AASHTO)

$\epsilon_i =$  6.10%

$\delta =$  0.27 cm

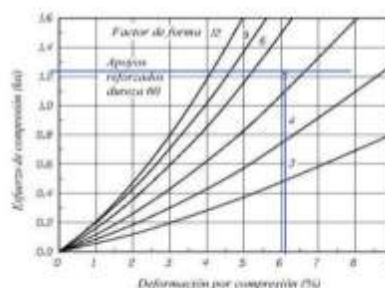


Fig. 4.4 Curvas esfuerzo-deformación (Fig. C14.7.6.3.3-1, AASHTO)

**CAPACIDAD DE ROTACIÓN DEL APOYO**

$$\theta_{máx} = \delta/L = 0.0183 \text{ rad}$$

$$\theta_i = 0.005 \text{ rad}$$

Incertidumbre 14.4.2.1

$$\theta_s = \theta_D (1 + \text{creep}) + \theta_i + \theta_r = 0.005049 \text{ rad}$$

Cumple

**COMBINACIÓN DE ROTACIÓN Y COMPRESIÓN**

Condición de No levantamiento

$$\sigma_s > \sigma_{UP,MIN} = GS \left( \frac{\theta_s}{n} \right) \left( \frac{B}{h_{ri}} \right)^2$$

$$\theta_s = 0.005049 \text{ rad}$$

$$n = 2.00$$

$$B = 30.00 \text{ cm}$$

$$G = 12.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S = 5.38$$

$$h_{ri} = 1.50 \text{ cm}$$

Rotación de Diseño.

Número de Capas Interiores.

Longitud perpendicular al eje de Rotación (paralelo al eje longitudinal del puente).

Módulo de Corte Promedio.

Factor de Forma.

Espesor de una Capa de Neopreno.

$$\sigma_{UP,MIN} = 65.25 \text{ kg/cm}^2 \leq$$

$$\sigma_s = 85.16 \text{ kg/cm}^2$$

Cumple

  
Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

  
Ing. Frank Pérez Rodríguez  
CIP: 28956  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIO



**Condición que Limita la Excesiva Compresión**

$$\sigma_s < \sigma_{C.MAX} = 1.875GS \left[ 1 - 0.20 \left( \frac{\theta_s}{n} \right) \left( \frac{B}{h_{ri}} \right)^2 \right]$$

$$\sigma_{C.MAX} = 96.69 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_s = 85.16 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

**ESTABILIDAD**

Con la finalidad de prevenir inestabilidad en el estado límite de servicio, el esfuerzo promedio a compresión, se limita a un medio de los esfuerzos predicho por pandeo.

$$\sigma_s \leq \sigma_{cr} = \frac{GS}{2A - B} \quad A = \frac{1.92 \frac{h_{ri}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}} \quad B = \frac{2.67}{(S_i + 2) \left( 1 + \frac{L}{4W} \right)}$$

$$A = 0.1554$$

$$B = 0.2978$$

$$\sigma_{cr} = 4964.74 \text{ kg/cm}^2 > \sigma_s = 85.16 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

**PLACA DE REFUERZO****Estado Límite de Servicio**

$$h_s \geq \frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y}$$

$$h_{ri} = 1.50 \text{ cm}$$

$$F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

$$h_s \geq 0.15 \text{ cm}$$

**Estado Límite de Fatiga**

$$h_s \geq \frac{2h_{ri}\sigma_s}{\Delta F_{FH}}$$

$$\Delta F_{FH} = 1687 \text{ kg/cm}^2 \quad A \quad \text{Miembros planos laminados.}$$

$$h_s \geq 0.06 \text{ cm}$$

$$\text{Adoptamos: } h_s = 0.20 \text{ cm} \geq 1/16" \text{ OK!}$$

**RESUMEN**

Ancho del Apoyo (Transversal al eje del puente)

Longitud del Apoyo

N° de capas Interiores Neopreno

Espesor de Neopreno Interior

N° de capas Exteriores Neopreno

Espesor de Neopreno Exterior

N° Capas de Refuerzo

Espesor del Refuerzo

Espesor Neto

Espesor Total

$$W = 350.00 \text{ mm}$$

$$L = 300.00 \text{ mm}$$

$$n_{ri} = 2.00$$

$$h_{ri} = 15.00 \text{ mm}$$

$$n_{re} = 2.00$$

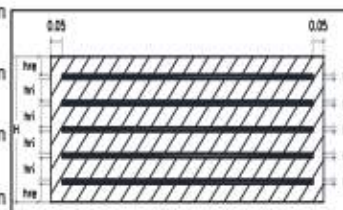
$$h_{re} = 5.00 \text{ mm}$$

$$N_s = 3.00$$

$$h_s = 2.00 \text{ mm}$$

$$h_{ri} = 40.00 \text{ mm}$$

$$H = 46.00 \text{ mm}$$



Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD CENTRAL DE SAMBORECA  
PROYECTO - SAN MARTIN  
Ing. F. Pérez Rodríguez  
CIP: 224563  
JEFE DE LA UNIDAD DE OBRAS Y ESTUDIOS

**DISEÑO DE ANCLAJES****PESO DEL PUENTE**

$$P_p = 168,600.00 \text{ Kg}$$

cambiar ese valor en función a suma real

**CARGA SÍSMICA**

$$P_s = 0.40 P_p = 67,440.00 \text{ Kg}$$

**FUERZA DE FRENADO**

$$F_f = 9,800.00 \text{ Kg}$$

**FUERZA HORIZONTAL TOTAL**

$$F_{TH} = 77,240.00 \text{ Kg}$$

**CARGA SÍSMICA PARALELA AL EJE DEL PUENTE/APOYO**

$$N^\circ \text{ Apoyos Fijos} = 3.00$$

$$V_x = 25,746.67 \text{ Kg}$$

**CARGA SÍSMICA PERPENDICULAR AL EJE DEL PUENTE/APOYO**

$$N^\circ \text{ Apoyos Fijos} = 3.00$$

$$V_y = 22,480.00 \text{ Kg}$$

**CORTANTE TOTAL: 100%Vx+30%Vy (A 3.10.8)**

$$V_a = 26,615.27 \text{ Kg}$$

**RESISTENCIA AL CORTANTE DEL PERNO**

$$A615 \quad F_{ub} = 128 \text{ Klb/pulg}^2$$

Material del perno.

$$F_{ub} = 8,999.30 \text{ Kg/cm}^2$$

Resistencia al corte.

$$N_s = 2$$

Número de pernos.

$$d_p = 1 \text{ pulg}$$

Diámetro del perno.

$$d_p = 2.54 \text{ cm}$$

$$A_b = 5.07 \text{ cm}^2$$

Área del perno.

$$\phi = 0.75$$

Factor de resistencia

$$V_n = 0.45 \cdot A_b \cdot F_{ub} \cdot N_s$$

Cortante nominal.

$$\phi V_n = 30,780.07 \text{ Kg}$$

Cortante resistente.

$$\phi V_n > V_a \quad \text{OK!}$$

MAG. ING. RENZO RENATO FLORES ARENALO  
INGENIERO ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS  
CIP 166050

  
Victor Hugo Saavedra Navarro  
INGENIERO CIVIL  
JEFE DE PROYECTO  
C.I.P. N° 136742

UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA DE SHAMBOYACO  
PIEDRA - SAN MARTÍN  
Ing. Frank Pérez Alcivar  
CIP: 289563  
JEFE DE LA UNIDAD DE DISEÑO Y ESTUDIOS