



MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE PUERTO BERMÚDEZ

“RENOVACION DE PUENTE; EN EL(LA) QUEBRADA ALVARIÑO DE LA VIA VECINAL PA-728 ALVARIÑO DISTRITO DE PUERTO BERMUDEZ, PROVINCIA OXAPAMPA, DEPARTAMENTO PASCO”

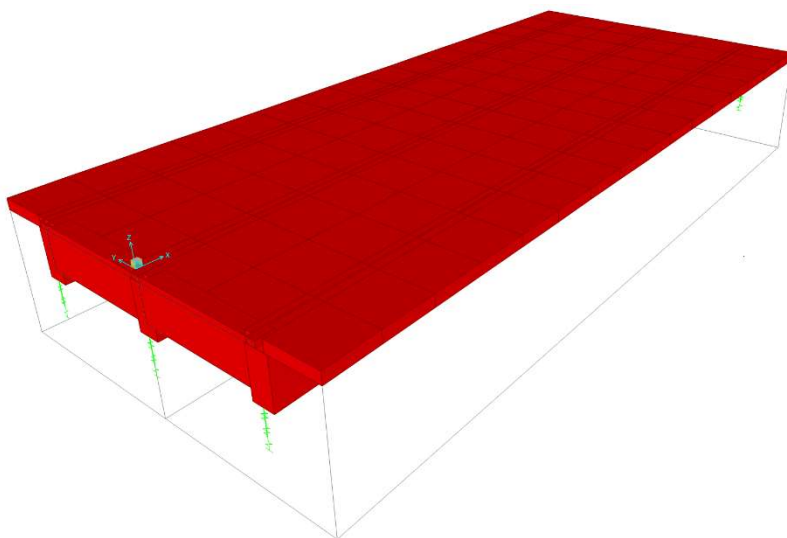
MEMORIA DE CALCULO

DISTRITO : PUERTO BERMUDEZ

PROVINCIA : OXAPAMPA

REGIÓN : PASCO

PROPIETARIO : MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE PUERTO BERMUDEZ



PUERTO BERMUDEZ - 2023

MEMORIA DE CALCULO



Contenido

1.	DEFINICIÓN	3
2.	UBICACIÓN DEL PROYECTO	3
3.	CLASIFICACIÓN	3
4.	UBICACIÓN Y ELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE.....	5
5.	ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA PARA EL DISEÑO DE PUENTES	5
6.	GEOMETRÍA	8
7.	NORMATIVIDAD	13
8.	DIMENSIONAMIENTO	13
9.	MATERIALES Y CARGAS DE LA SUPERESTRUCTURA.....	14
10.	FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES	14
11.	RESULTADO DE DISEÑO SUPERESTRUCTURA.....	15
12.	DIMENSIONAMIENTO DE LA SUBESTRUCTURA	17
13.	MATERIALES Y CARGAS DE LA SUB ESTRUCTURA	17
14.	FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES	18
15.	RESULTADO ESTABILIDAD Y CAPACIDAD	18
16.	RESULTADO DE DISEÑO DE LA SUB ESTRUCTURA	20
17.	ANEXOS	20



1. DEFINICIÓN

Un puente es una obra que se construye para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía. Suele sustentar un camino, una carretera o una vía férrea, pero también puede transportar tuberías y líneas de distribución de energía.

Los puentes que soportan un canal o conductos de agua se llaman acueductos.

Aquellos contruidos sobre terreno seco o en un valle, viaductos. Los que cruzan autopistas y vías de tren se llaman pasos elevados.

Constan fundamentalmente de dos partes:

- a) La superestructura conformada por: tablero que soporta directamente las cargas; vigas, armaduras, cables, bóvedas, arcos, quienes transmiten las cargas del tablero a los apoyos.
- b) La infraestructura conformada por: pilares (apoyos centrales); estribos (apoyos extremos) que soportan directamente la superestructura; y cimientos, encargados de transmitir al terreno los esfuerzos.

2. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El área de estudio está ubicada en

- DISTRITO : PUERTO BERMUDEZ
- PROVINCIA : OXAPAMPA
- REGIÓN : PASCO
- UBICACION : PA-728

Geográficamente la estructura se encuentra ubicado en:

- Norte : 8,846,428.55 m
- Este : 506,283.08 m
- Altitud : 295.71 msnm

3. CLASIFICACIÓN

A los puentes podemos clasificarlos:

- a) Según su función:
 - Peatonales
 - Carreteros
 - Ferroviarios
 - Acueductos
 - Puentes para aviones en los aeropuertos
- b) Por los materiales de construcción
 - Madera



- Mampostería
 - Acero Estructural
 - Sección Compuesta
 - Concreto Armado
 - Concreto Presforzado
 - Materiales compuestos: fibras de vidrio, fibras de carbón, etc.
- c) Por el tipo de estructura
- Simplemente apoyados
 - Continuos
 - Simples de tramos múltiples
 - Cantilever (brazos voladizos)
 - En Arco
 - Atirantado (utilizan cables rectos que atirantan el tablero)
 - Colgantes
 - Levadizos (basculantes)
 - Pontones: denominación para plataformas flotantes. También con esa denominación son referidos los puentes pequeños cuya longitud no supera los 10m
- d) Por su geometría en planta
- Rectos
 - Esviajados
 - Curvos
- e) Según el tiempo de vida
- Definitivo: puente diseñado para una vida en servicio de 75 años. Las especificaciones se han elaborado con ese objetivo.
 - Temporal: puente que se usa por un tiempo limitado, no mayor a 5 años.

Para el presente proyecto el puente se clasifica de la siguiente forma:

- a) Función: **Carretero.**
- b) Material: **Concreto armado.**
- c) Estructura: **Simplemente Apoyado.**
- d) Geometría planta: **Recto.**
- e) Tiempo de vida: **Definitivo**



4. UBICACIÓN Y ELECCIÓN DEL TIPO DE PUENTE

Los puentes son obras que requieren para su proyecto definitivo estudiar los siguientes aspectos:

- Localización de la estructura o ubicación en cuanto a sitio, alineamiento, pendiente y rasante.
- Tipo de puente que resulte más adecuado para el sitio escogido, teniendo en cuenta su estética, economía, seguridad y funcionalidad.
- Forma geométrica y dimensiones, analizando sus accesos, superestructura, infraestructura, cauce de la corriente y fundaciones.
- Obras complementarias tales como: barandas, drenaje de la calzada y de los accesos, protección de las márgenes y rectificación del cauce, si fuera necesario forestación de taludes e iluminación.
- En caso de obras especiales conviene recomendar sistemas constructivos, equipos, etapas de construcción y todo aquello que se considere necesario para la buena ejecución y estabilidad de la obra.

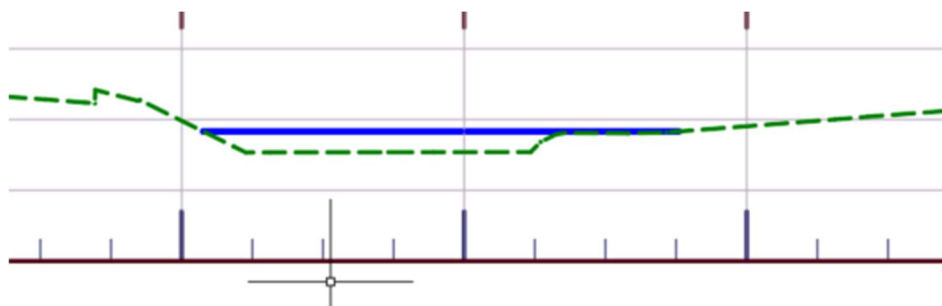
5. ESTUDIOS BÁSICOS DE INGENIERÍA PARA EL DISEÑO DE PUENTES

a. Estudios topográficos

Posibilitan la definición precisa de la ubicación y dimensiones de los elementos estructurales, así como información básica para los otros estudios.



Imagen 1: planta donde se proyectara el puente.



perfil longitudinal donde se proyectara el puente.

Imagen 2:

b. Estudios de hidrología e hidráulicos

Establecen las características hidrológicas de los regímenes de avenidas máximas y extraordinarias y los factores hidráulicos que conllevan a una real apreciación del comportamiento hidráulico del río.

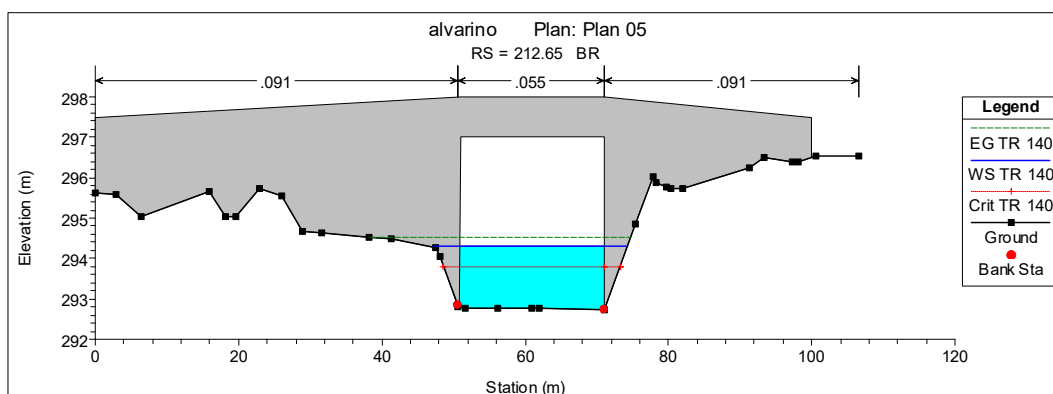


Imagen 3: tirante para $Tr=140$ años.

Para el presente proyecto se tienen los siguientes parámetros:

Tirante para un $tr = 140$ años es de **1.47 m**.

name de **294.10 msnm**.

Galibo de **2.50 m**

Socavación de **1.80 m**, incrementando 1.00 m la profundidad de cimentación se tiene **2.80 m**

c. Estudios geológicos y geotécnicos

Establecen las características geológicas, tanto locales como generales de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran, identificando tanto su distribución como sus características geotécnicas correspondientes.

El estrado donde plantea la estructura tiene la siguiente característica:



Para el diseño se empleara una $\sigma=1.48 \text{ kg/cm}^2$

La profundidad mínima recomendada por el estudio es de $D_f = 2.50 \text{ m}$

la profundidad mínima se tomara la mayor entre la socavación y mínima recomendada por estudio de suelos. Por lo tanto, la estructura se cimentara $D_f=2.80 \text{ m}$.

d. Estudios de riesgo sísmico

Tienen como finalidad determinar los espectros de diseño que definen las componentes horizontal y vertical del sismo a nivel de la cota de cimentación.

Tabla 1: Perímetro sismicidad

Parámetro de Suelo T_p (seg.)	0.6 seg.
Parámetro de Suelo T_L (seg.)	2.0 seg.
Tipos de suelos Tipo 2:	Suelos Intermedios
Factor de Suelo – S_2	1.2
Factor de Zona – 2	0.25

e. Estudios de impacto ambiental

Identifican el problema ambiental, para diseñar proyectos con mejoras ambientales y evitar, atenuar o compensar los impactos adversos.

f. Estudios de tráfico

Cuando la magnitud de la obra lo requiera, será necesario efectuar los estudios de tráfico correspondiente a volumen y clasificación de tránsito en puntos establecidos, para determinar las características de la infraestructura vial y la superestructura del puente.

La via esta diseñada con Índice Medio Diario anual: **26 veh/dia**

g. Estudios complementarios

Son estudios complementarios a los estudios básicos como: instalaciones eléctricas, instalaciones sanitarias, señalización, coordinación con terceros y cualquier otro que sea necesario al proyecto.

h. Estudios de trazo y diseño vial de los accesos

Definen las características geométricas y técnicas del tramo de carretera que



enlaza el puente en su nueva ubicación con la carretera existente.

Tabla 2: Parámetros de vía

Vehículo de Diseño	Camión - C2 (Se diseña con B2)
Clasificación De Carreteras	trocha carrozable
Velocidad de diseño del tramo homogéneo sección 204.02	30 Km/h
Velocidad de diseño específica sección 204.03	15 Km/h
Ancho de calzada seleccionado	4.0 m
Ancho de carril	4.0 m

i. Estudio de alternativas a nivel de anteproyecto

Propuesta de diversas soluciones técnicamente factibles, para luego de una evaluación técnica-económica, elegir la solución más conveniente.

6. GEOMETRÍA

a. Sección transversal

El ancho de la sección transversal de un puente no será menor que el ancho del camino de acceso al puente, y podrá contener: vías de tráfico, vías de seguridad (bermas), veredas, ciclovía, barreras y barandas, elementos de drenaje.

El puente debe estar integrado completamente al desarrollo del proyecto geométrico de la carretera tanto en planta como en perfil.

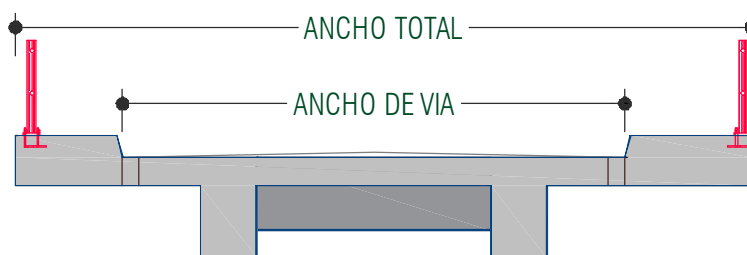


Imagen 4: sección típica del puente.

Para el presente proyecto se tomara un ancho de vía de **4.00 m**

b. Ancho de vía (calzada)

Siempre que sea posible, los puentes se deben construir de manera de poder



acomodar el carril de diseño estándar y las bermas adecuadas.

El número de carriles de diseño según AASTHO Art. 3.6.1.1.1, se determina tomando la parte entera de la relación $w/3.6$, siendo w el ancho libre de calzada (m). Cuando las vías de tráfico tienen menos de 3.60m el número de vías de diseño se toma igual al número de vías de tráfico.

Los anchos de calzada entre 6.00 y 7.20 m tendrán dos carriles de diseño, cada uno de ellos de ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

Para el proyecto se determino como numero de carril = **1 carril**

c. Bermas

Una berma es la porción contigua al carril que sirve de apoyo a los vehículos que se estacionan por emergencias. Su ancho varía desde un mínimo de 0.60 m en carreteras rurales menores, siendo preferible 1.8 a 2.4 m, hasta al menos 3.0 m, y preferentemente 3.6 m, en carreteras mayores. Sin embargo debe tenerse en cuenta que anchos superiores a 3.0 m predisponen a su uso no autorizado como vía de tráfico.

Por la luz del puente no se considerara bermas

d. Veredas

Son utilizadas con fines de flujo peatonal o mantenimiento. Se deberá poner aceras o veredas para el flujo peatonal en todos los puentes, tanto en zonas rurales como en zonas urbanas.

Además se establece que el ancho mínimo de las veredas para velocidades de diseño menores a 70 km/h debe ser 1.20 m. efectivo, es decir sin incluir el ancho de barandas ni de barreras. De igual modo para velocidades de diseño mayores a 70 km/h deberán tener 1.50 m de ancho mínimo efectivo y estar protegidas por barreras.

El ancho de la sección transversal de los puentes dentro de zonas urbanas será determinado por el proyectista en coordinación con la Entidad responsable, debiendo contener los elementos mencionados anteriormente que sean indispensables. Las aceras o veredas para los peatones deben tener como mínimo 1.50 m. de ancho efectivo, debiendo protegerse con barreras.

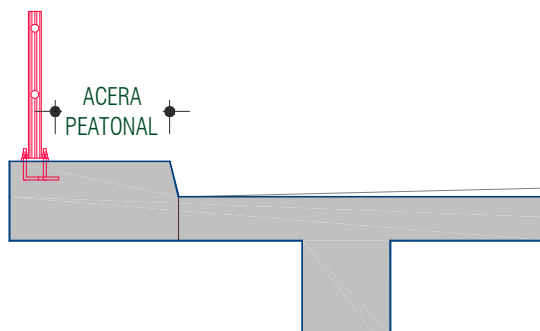


Imagen 5: sección típica del puente.

Para el presente proyecto se empleara Vereda de **1.20m**

e. Cordón barrera

Tiene entre otros propósitos el control del drenaje y delinear el borde de la vía de tráfico. Su altura varía en el rango de 15 a 20 cm, y no son adecuados para prevenir que un vehículo deje el carril.

f. Barandas

Se instalan a lo largo del borde de las estructuras de puente cuando existen pases peatonales, o en puentes peatonales, para protección de los usuarios. La altura de las barandas será no menor que 1.10 m, en ciclovías será no menor que 1.40 m. Una baranda puede ser diseñada para usos múltiples (caso de barandas combinadas para peatones y vehículos) y resistir al choque con o sin la acera. Sin embargo su uso se debe limitar a carreteras donde la velocidad máxima permitida es 70 km/h. Para velocidades mayores, a fin de proteger a los peatones es preferible utilizar una barrera de concreto.

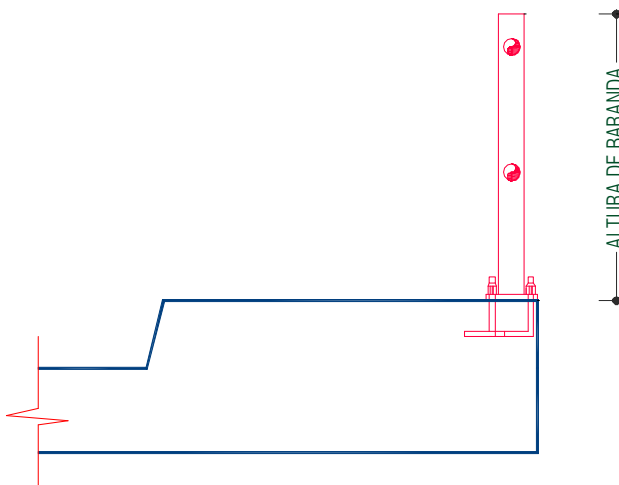


Imagen 6: sección típica baranda de puente.

Para el presente proyecto se empleara baranda de altura de **1.10m**

g. Pavimento

Puede ser rígido o flexible y se dispone en la superficie superior del puente y accesos. El espesor del pavimento se define en función al tráfico esperado en la vía.

h. i. Losas de transición

Son losas de transición con la vía o carretera, apoyadas en el terraplén de acceso. Se diseñan con un espesor mínimo de 0.20 m.

i. Drenaje

La pendiente de drenaje longitudinal debe ser la mayor posible, recomendándose un mínimo de 0.5%.

La pendiente de drenaje transversal mínima es de 2% para las superficies de rodadura.

En caso de rasante horizontal, se utilizan también sumideros o lloraderos, de diámetro suficiente y número adecuado. Son típicos drenes de material anticorrosivo, $\varnothing=0.10\text{m}$ cada 0.40m, sobresaliendo debajo del tablero 5cm como mínimo. El agua drenada no debe caer sobre las partes de la estructura.

j. Gálbos



Los gálibos horizontal y vertical para puentes urbanos serán el ancho y la altura necesarios para el paso del tráfico vehicular. El gálibo vertical no será menor que 5.50 m.

Los gálibos especificados pueden ser incrementados si el asentamiento pre calculado de la superestructura excede los 2.5 cm.

El gálibo vertical en los puentes peatonales será 0.30m más alto que el de los vehiculares.

En puentes sobre cursos de agua se debe considerar como mínimo una altura libre de 1.50m sobre el nivel máximo de las aguas. Para el caso de ríos que arrastran palizadas y troncos se considerará una altura libre de 2.50m.

Los puentes construidos sobre vías navegables deben considerar los gálibos de navegación de esas vías; a falta de información precisa, el gálibo horizontal podrá ser, por lo menos, dos veces el ancho máximo de las embarcaciones, más un metro.

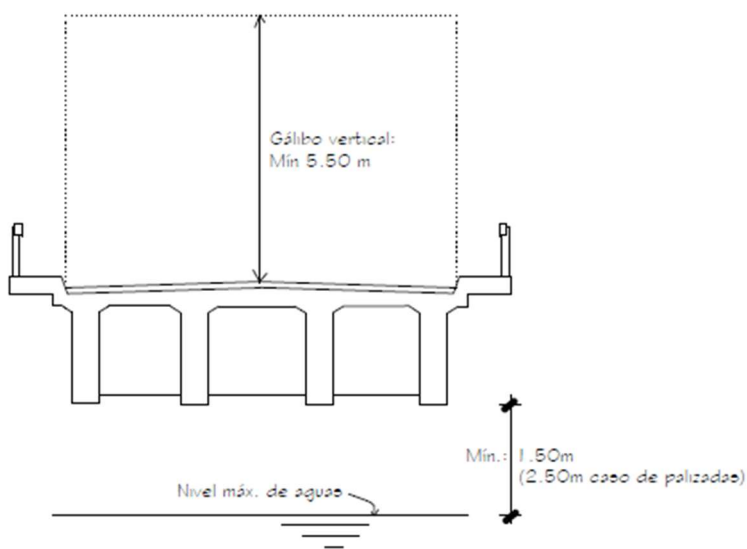


Imagen 7: alturas de Galibo.

k. Juntas de dilatación

Para permitir la expansión o la contracción de la estructura por efecto de los cambios de temperatura, se colocan juntas en sus extremos y otras secciones intermedias en que se requieran. Las juntas deben sellarse con materiales flexibles, capaces de tomar las expansiones y contracciones que se produzcan y ser impermeables.

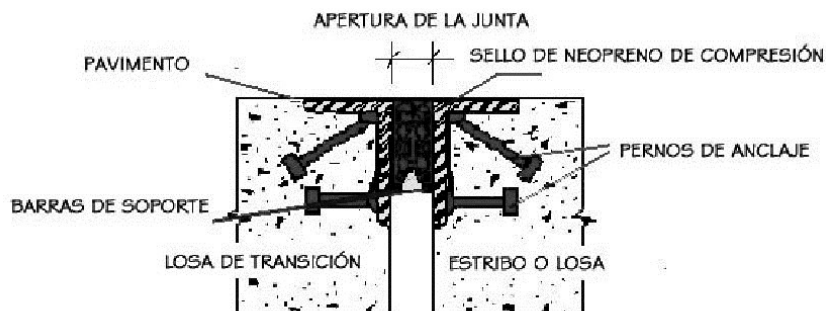


Imagen 8: Junta con sello de compresión..

7. NORMATIVIDAD

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 2014, 7th Edition.
- Manual de Puentes, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Lima, Perú, Diciembre 2016.

8. DIMENSIONAMIENTO

el puente será clasificado según la luz, para ello emplearemos las siguientes tablas:

SIMPLEMENTE APOYADOS	LUZ(m)
Losa	6 a 12
Vigas T	12 a 24
Placa solida en arco	12
Vigas curvadas en arco	18

CONTINUOS	LUZ(m)
Losa, 2 tramos	9-9 12-12
Losa, 3 tramos	8-8-8
Portico solido	12
Aporticado de vigas T	16
Vigas T, 2 tramos	15-15 21-21
Vigas T, 3 tramos	12-15-12 a 15-21-15
Cajon, 3 tramos	18-24-18 a 23-27-23

Para el presente proyecto se empleara puente tipo **Viga Losa: L=19.40 m**

Para el dimensionamiento se aplicaran las siguientes formula:

$$h_{min} = 0.07L \quad \text{peralte de viga}$$

$$t_{min} = \frac{S + 30}{30} \geq 0.175m \quad \text{espesor de losa}$$

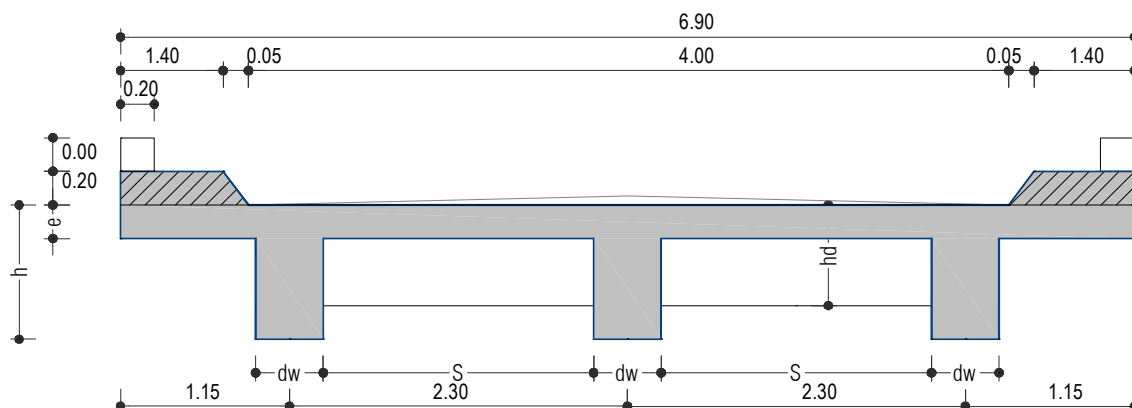


Imagen 9: Predimensionamiento del puente.

9. MATERIALES Y CARGAS DE LA SUPERESTRUCTURA

- Concreto Armado : 2.40 Tn/m³
- Asfalto : 2.24 Tn/m³
- Peso de la Baranda : 0.15 Tn/m
- Resistencia Concreto f'_c : 280.00 Kg/cm²
- Fluencia del Acero f_y : 4,200.00 Kg/cm²
- Módulo de Elasticidad Concreto : 256,018 kg/cm²
- Módulo de Elasticidad acero : 2,040,000 kg/cm²
- Sobre carga Peatonal : 0.37 Tn/m²
- Sobrecarga Vehicular : HL-93

10. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

a) Factor de Resistencia

Estado Límite de Resistencia	ϕ
Flexión y tensión	0.90
Corte y torsión	0.90
Compresión axial	0.75

b) Selección de Factores de Carga

ESTADOS LIMITES			
DESCRIPCION	RESIST.	SERVICIO	FATIGA
1. Ductilidad n_D	0.95	1	1
2. Redundancia n_R	1.05	1	1
3. Importancia n_I	1.05	No Aplicable	No Aplicable
$n = n_D n_R n_I$	1.05	1	1



c) Selección de combinación de Carga

CARGA	FACTOR DE CARGA		
	RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA I
DC	1.25	1.00	0.00
DW	1.50	1.00	0.00
LL+IM	1.75	1.00	1.50
PL	1.75	1.00	1.50

d) Factor de Múltiple Presencia de Carriles

Numero de vías Cargadas	m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
4 O MAS	0.65

e) Modificación de los vehículos por impacto

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

11. RESULTADO DE DISEÑO SUPERESTRUCTURA

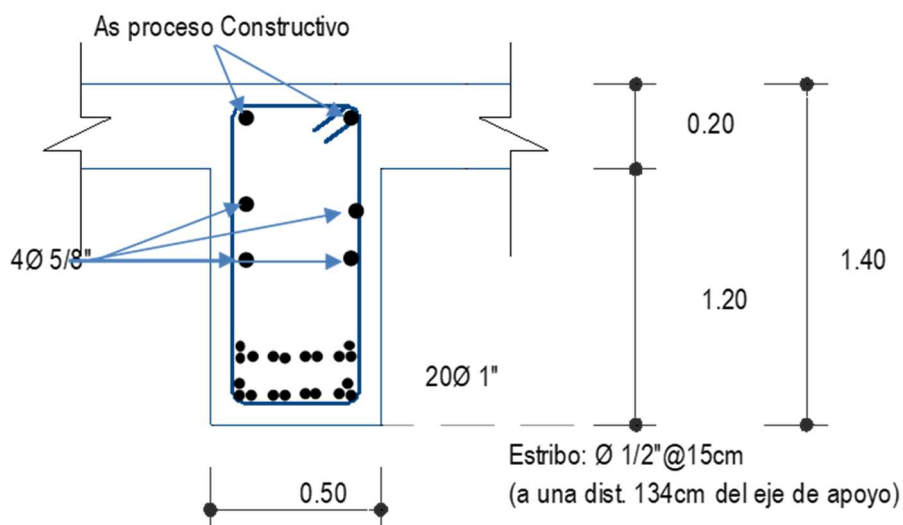




Imagen 10: Resultado de Diseño de Viga Principal.

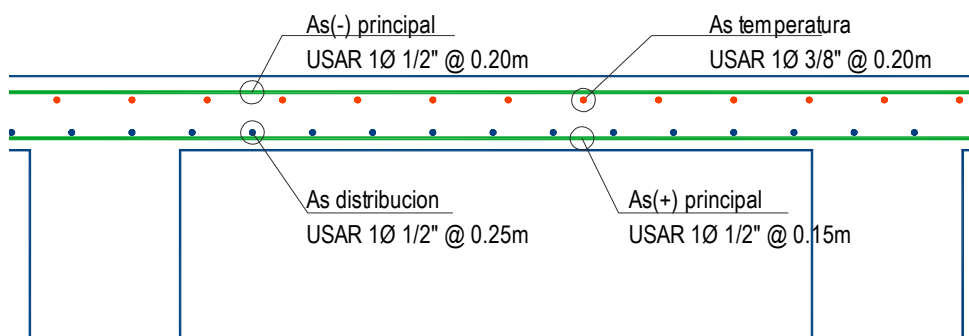


Imagen 11: Resultado de Diseño de la losa.

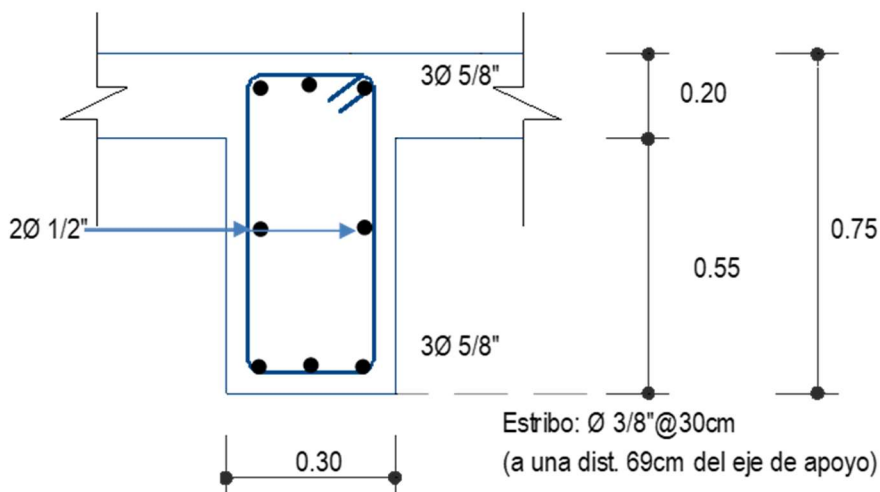
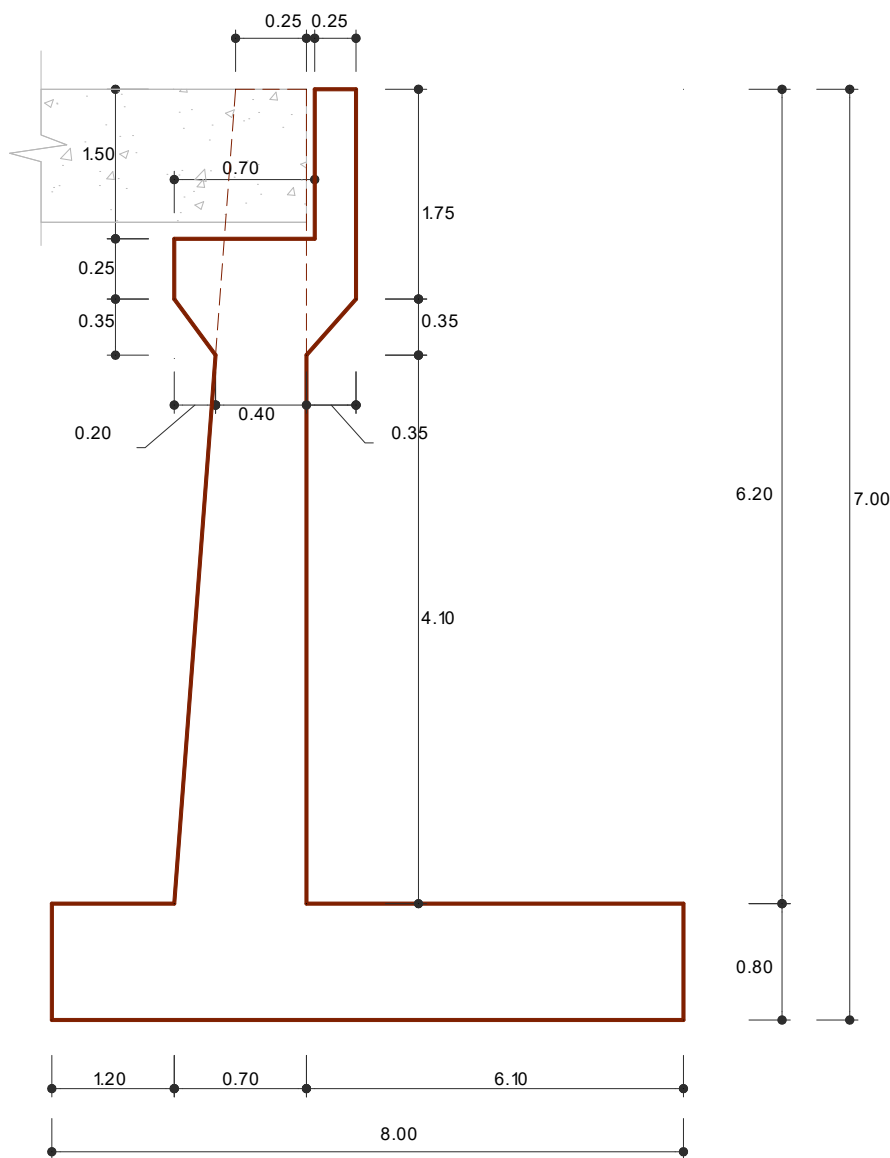


Imagen 12: Resultado de Diseño de la Viga Diafragma.



12. DIMENSIONAMIENTO DE LA SUBESTRUCTURA



13. MATERIALES Y CARGAS DE LA SUB ESTRUCTURA

- Concreto Armado : 2.40 Tn/m3
- Asfalto : 2.24 Tn/m3
- Cargas :según el diseño super estructura
- Resistencia Concreto f'_c : 210.00 Kg/cm2
- Fluencia del Acero f_y : 4,200.00 Kg/cm2
- Módulo de Elasticidad Concreto : 256,018 kg/cm2
- Módulo de Elasticidad acero : 2,040,000 kg/cm2



- Capacidad Admisible σ_{adm} : 1.48 kg/cm² (2.50 m prof)

14. FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

a) Factor de Resistencia

Estado Límite de Resistencia	Ø
Flexión y tensión	0.90
Corte y torsión	0.90
Compresión axial	0.75

b) Selección de combinación de Carga

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	0.90	0.65	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	0.90	1.50	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	1.25	0.65	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	1.25	1.50	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
EV. EXTREMO 1	0.90	0.65	1.50	1.35	0.50	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	0.90	1.50	1.50	1.35	0.50	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	1.25	0.65	1.50	1.35	0.50	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	1.25	1.50	1.50	1.35	0.50	1.00	1.00	1.00
SERVICIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00

15. RESULTADO ESTABILIDAD Y CAPACIDAD

a) Estabilidad Al Deslizamiento

COMBINACIÓN	mSFV/SFH
RESISTENCIA 1	2.814
RESISTENCIA 1	2.819
RESISTENCIA 1	3.015
RESISTENCIA 1	3.020
EV. EXTREMO 1	2.382
EV. EXTREMO 1	2.386
EV. EXTREMO 1	2.569
EV. EXTREMO 1	2.573



b) Estabilidad Al Volteo

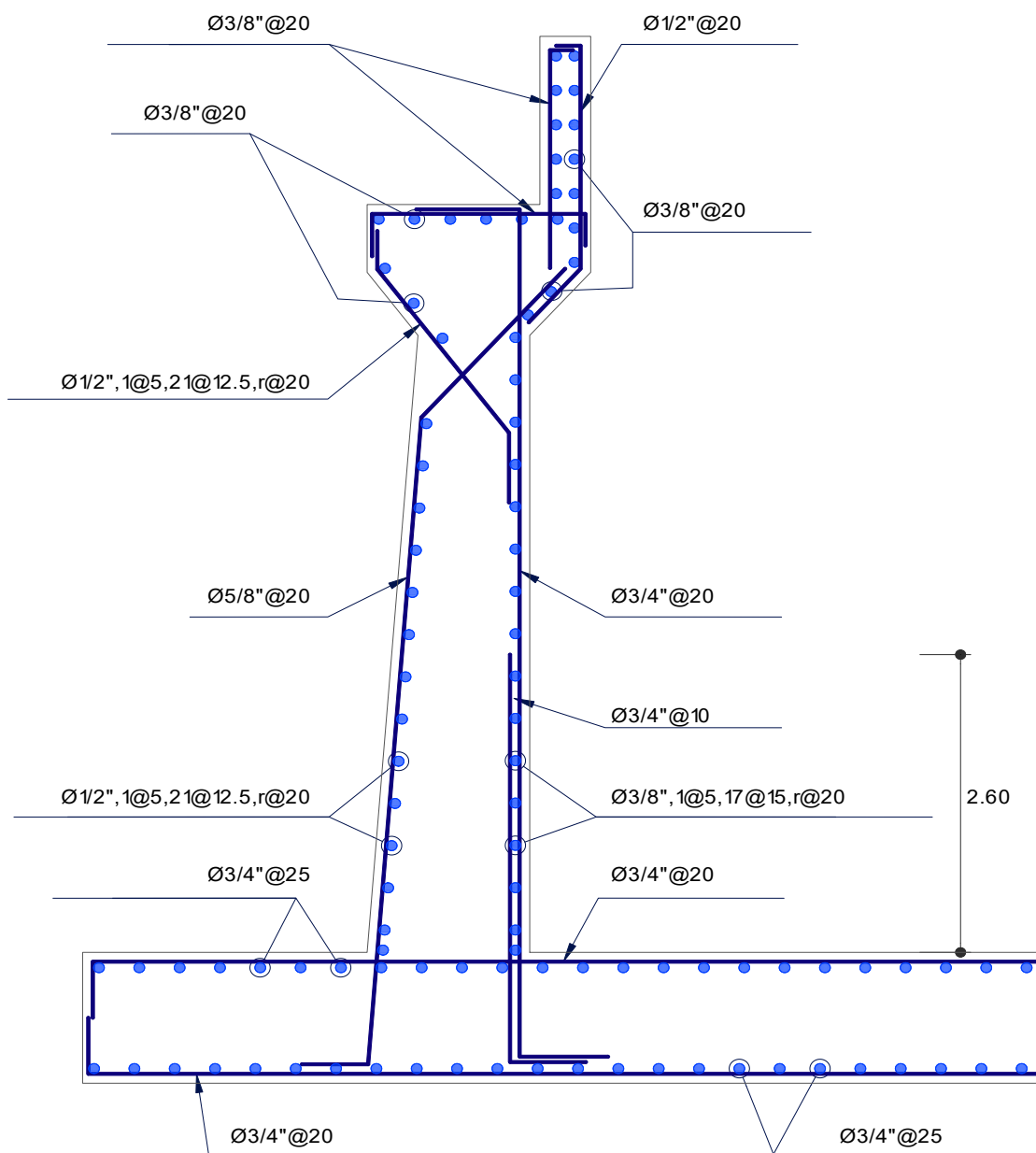
COMBINACIÓN	SMR/SMA	
RESISTENCIA 1	9.964	OK!
RESISTENCIA 1	9.970	OK!
RESISTENCIA 1	10.425	OK!
RESISTENCIA 1	10.431	OK!
EV. EXTREMO 1	8.152	OK!
EV. EXTREMO 1	8.157	OK!
EV. EXTREMO 1	8.554	OK!
EV. EXTREMO 1	8.559	OK!

c) Presiones Sobre El Suelo

COMBINACIÓN	x (m)	e (m)		q _{max} (Ton/m)		q _{min} (Ton/m)	
RESISTENCIA 1	4.114	0.114	OK!	19.38	OK!	16.33	OK!
RESISTENCIA 1	4.110	0.110	OK!	19.36	OK!	16.40	OK!
RESISTENCIA 1	4.038	0.038	OK!	19.67	OK!	18.59	OK!
RESISTENCIA 1	4.034	0.034	OK!	19.65	OK!	18.67	OK!
EV. EXTREMO 1	4.146	0.146	OK!	17.12	OK!	13.73	OK!
EV. EXTREMO 1	4.142	0.142	OK!	17.10	OK!	13.81	OK!
EV. EXTREMO 1	4.060	0.060	OK!	17.39	OK!	15.89	OK!
EV. EXTREMO 1	4.056	0.056	OK!	17.37	OK!	15.97	OK!
SERVICIO	4.011	0.011	OK!	13.30	OK!	13.07	OK!



16. RESULTADO DE DISEÑO DE LA SUB ESTRUCTURA



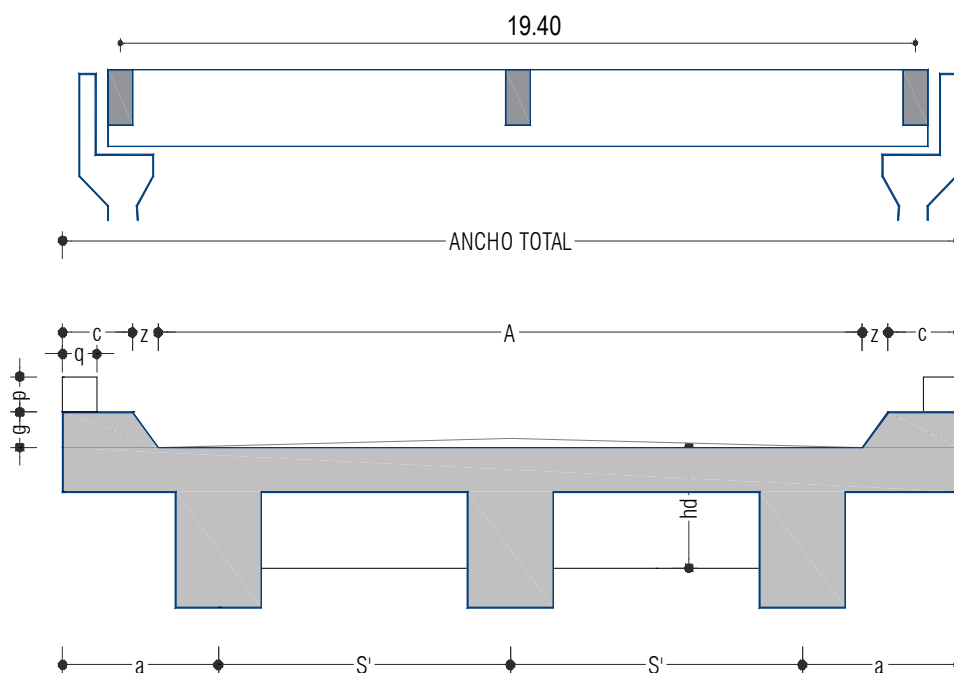
17. ANEXOS



1) PREDIMENSIONAMIENTO

MEDIDAS ASUMIDAS:

Luz	(L) =	19.4	m
A. de via	(A) =	4.00	m
vereda	(c) =	1.40	m
	(z) =	0.05	m
	(g) =	0.20	m
barandas	(p) =	0.00	m
	(q) =	0.20	m
A. Total	AT =	6.90	m
Espesor de Asf		0.05	m
# Vigas:	NV =	3.00	



Predimensionando Separacion de Vigas

$$AT = (NV - 1) * S' + 2a$$

Asumiendo $a=S'/2$, despejando S

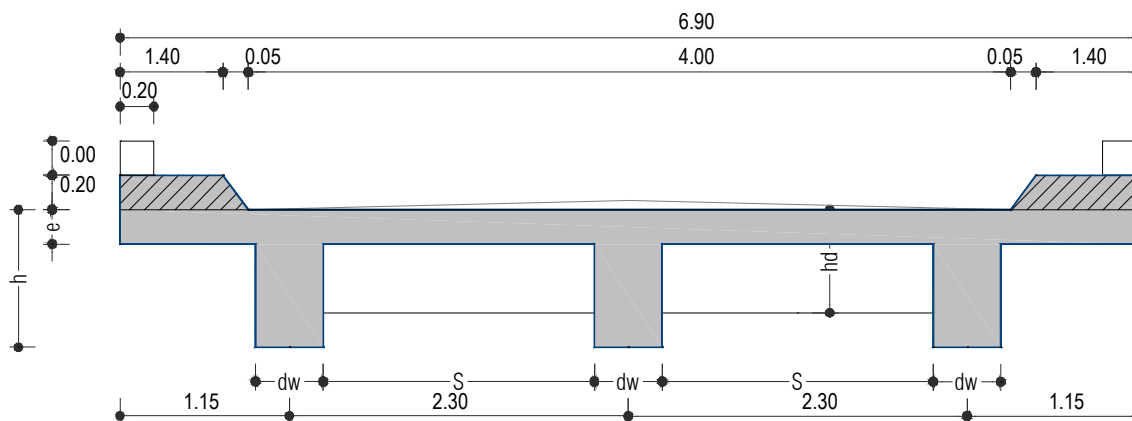
$$S' = \frac{AT}{NV}$$

$$S' = 2.30 \quad \text{Asumimos } S' = 2.30 \text{ m}$$

Entonces

$$a = 1.15 \text{ m} < 1.80 \text{ m}$$

ok





Predimensionando Ancho de Viga

$$S = 2.30 \text{ m}$$

$$L = 19.40 \text{ m}$$

$$b = 0.0157\sqrt{S} \cdot L$$

$$b = 0.46 \text{ m. Adoptamos } b = \boxed{0.5} \text{ m}$$

ok

Predimensionando espesor de losa

$$t_{min} = \frac{S + 30}{30} \geq 0.175m$$

$$S = 1.80 \text{ m}$$

$$t_{min} = 0.16 \text{ m. Adoptamos } t_{min} = \boxed{0.20} \text{ m}$$

ok

Predimensionando Peralte de Viga Principal

$$h_{min} = 0.07L$$

$$h_{min} = 1.36 \text{ m}$$

Tomamos

$$h = \boxed{1.40} \text{ m}$$

ok

Predimensionamiento Viga Diafragma

Dimensionando la altura

$$hd = 70\%h$$

$$hd = 0.98 \text{ m}$$

Tomando como valor para el peralte de viga

$$hd = \boxed{1} \text{ m}$$

ok

Ancho Viga Diafragma diafragmas

$$ad = \boxed{0.30} \text{ m}$$

Numero de vigas diafragma

$$nd = \boxed{5}$$

Separacion de vigas diafragmas (sv)

$$s_v = \frac{Luz}{nd - 1} < 40' \approx 12.19m$$

$$s_v = 4.85$$

ok

2) CARGAS Y MATERIALES

Concreto Armado:

$$\boxed{2.40} \text{ Tn/m}^3$$

Asfalto:

$$\boxed{2.24} \text{ Tn/m}^3$$

Peso de la Baranda:

$$\boxed{0.15} \text{ Tn/m}$$

f'c =

$$\boxed{280.00} \text{ Kg/cm}^2$$

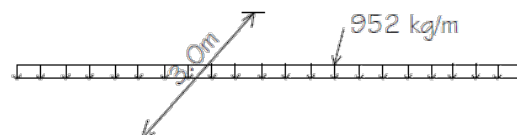
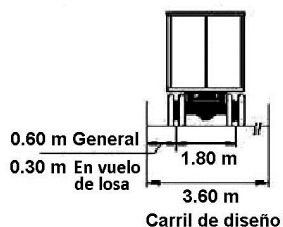
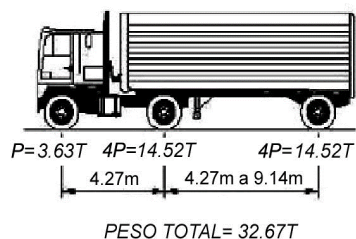
fy =

$$\boxed{4,200.00} \text{ Kg/cm}^2$$

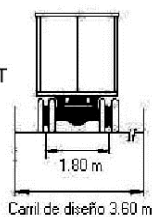
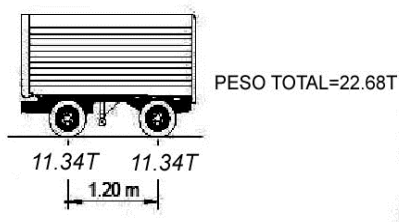


Modulo de Elasticidad Concreto	256,018 kg/cm ²
Modulo de Elasticidad acero	2,040,000 kg/cm ²
Sobre carga Peatonal	0.37 Tn/m ²
Sobrecarga Vehicular:	HL-93

Camion de Diseño



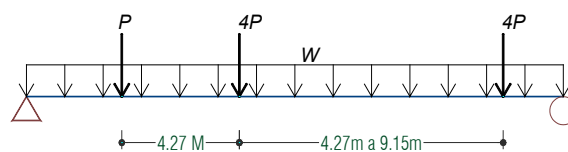
Tandem de Diseño



3) SOBRECARGA VEHICULAR

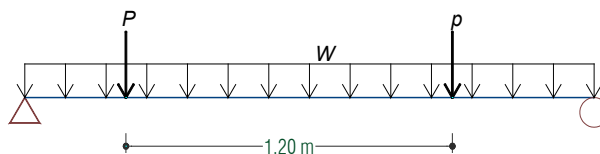
a) HL-93K: Camion de Diseño + Sobrecarga vehicular

$$\begin{aligned}
 w &= 952 \\
 P &= 8,000 \text{ lb} \approx 3,629 \text{ kg} \\
 4P &= 32,000 \text{ lb} \approx 14,515 \text{ kg}
 \end{aligned}$$



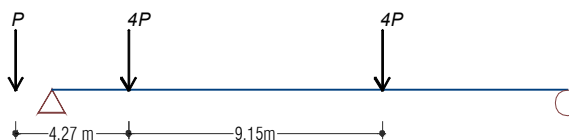
b) HL-93M: Eje Tandem + Sobrecarga Vehicular

$$\begin{aligned}
 w &= 952 \\
 P &= 25,000 \text{ lb} \approx \text{##### kg}
 \end{aligned}$$



b) HL-93F: Eje Camion de diseño

$$\begin{aligned}
 P &= 8,000 \text{ lb} \approx 3,629 \text{ kg} \\
 4P &= 32,000 \text{ lb} \approx 14,515 \text{ kg}
 \end{aligned}$$





4) SELECCIÓN DE FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES

a) Factor de Resistencia

Estado Límite de Resistencia	ϕ
Flexión y tensión	0.90
Corte y torsión	0.90
Compresión axial	0.75

b) Selección de Factores de Carga

ESTADOS LIMITES			
DESCRIPCION	RESIST.	SERVICIO	FATIGA
1. Ductilidad n_D	0.95	1	1
2. Redundancia n_R	1.05	1	1
3. Importancia n_I	1.05	No Aplicable	No Aplicable
$n = n_D n_R n_I$	1.05	1	1

c) Selección de Combinación de Carga

CARGA	FACTOR DE CARGA		
	RESISTENCIA I	SERVICIO I	FATIGA I
DC	1.25	1.00	0.00
DW	1.50	1.00	0.00
LL+IM	1.75	1.00	1.50
PL	1.75	1.00	1.50

d) Factor de Múltiple Presencia de Carriles:

Numero de vías Cargadas	m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
4 O MAS	0.65

e) Modificación de los vehículos por impacto

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



5) CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

a) Carga Muerta (DC)

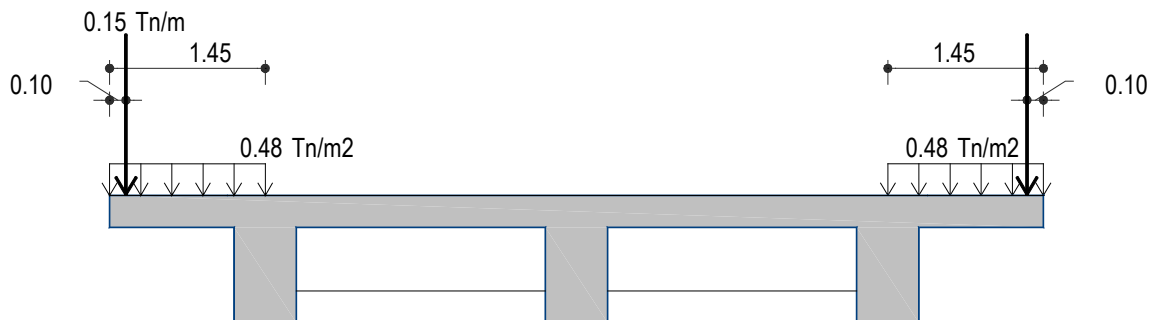
Vereda:

Espesor = 0.20 m
Peso E. = 2.40 m
 $W_{DC} = 0.48 \text{ Tn/m}^2$

Baranda

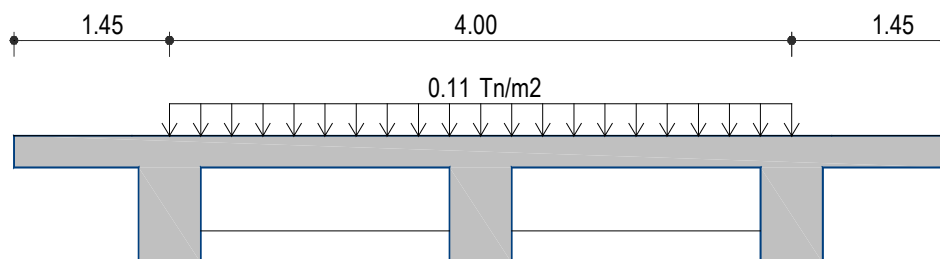
Alto = 0.00 m
Espesor = 0.20 m
Peso E. = 2.40 m
 $W_{\text{sardinel}} = 0 \text{ Tn/m}$
 $W_{\text{baranda}} = 0.15 \text{ Tn/m}$

$W_{DC} = 0.15 \text{ Tn/m}$ Carga ubicado a $q/2 = 0.10 \text{ m}$



b) Carga Asfalto (DW)

Espesor = 0.05 m
Peso E. = 2.24 m
 $W_{DW} = 0.11 \text{ Tn/m}^2$





C) Carga Vehicular (LL+IM)

HL-93M (agregando 33% por impacto)

Vehicle Name: HL-93M Design Type: Vehicle Live Units: Tonf, m, C

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

Length Effects: Axle: None Uniform: None Modify/Show...

Vehicle Location in Lane: ☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor: ☐ Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Load Plan:

Load Elevation:

Modify/Show Loads: Vertical Loading... Horizontal Loading...

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	11.3398	Two Points	1.8288
Fixed Length	1.2192		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	11.3398	Two Points	1.8288

HL-93K (agregando 33% por impacto)

Vehicle Name: HL-93K Design Type: Vehicle Live Units: Tonf, m, C

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

Length Effects: Axle: None Uniform: None Modify/Show...

Vehicle Location in Lane: ☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only Straddle Reduction Factor: ☐ Vehicle Remains Fully In Lane (In Lane Longitudinal Direction)

Load Plan:

Load Elevation:

Modify/Show Loads: Vertical Loading... Horizontal Loading...

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	3.6287	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672	9.144	0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Variable Length	4.2672		0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288
Trailing Load	Infinite		0.9524	Fixed Width	3.048	14.515	Two Points	1.8288

Add Insert Modify Delete



"RENOVACION DE PUENTE; EN EL(LA) QUEBRADA ALVARIÑO DE LA VIA VECINAL PA-728 ALVARIÑO DISTRITO DE PUERTO BERMUDEZ, PROVINCIA OXAPAMPA, DEPARTAMENTO PASCO"

DISEÑO DE PUENTE VIGA LOSA L=19.40m Y AT=6.90m

HL-93F (agregando 15% por impacto)

Vehicle Name
HL-93F(LL)

Design Type
Vehicle Fatigue

Units
Tonf, m, C

Source
Source: AASHTO.xml
Convert to User Defined

Notes
Notes...

Length Effects
Axle
None
Uniform
None

Modify/Show...
Modify/Show...

Vehicle Location in Lane
☐ Vehicle Applies To Straddle (Adjacent) Lanes Only

Load Plan
Load Elevation

Loads

Uniform Load Scale Factor
1

Axle Load Scale Factor
1.15

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.	Fixed Width	0.3048	3.6287	Two Points	1.8288
Leading Load	Infinite		0.	Fixed Width	0.3048	3.6287	Two Points	1.8288
Fixed Length	4.2672		0.	Fixed Width	0.3048	14.515	Two Points	1.8288
Fixed Length	9.144		0.	Fixed Width	0.3048	14.515	Two Points	1.8288

Add Insert Modify Delete

Load Case Name
LL-FATIGA
Set Def Name

Notes
Modify/Show...

Load Case Type
Moving Load
Design...

Stiffness to Use
☒ Zero Initial Conditions - Unstressed State
☐ Stiffness at End of Nonlinear Case

Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Directional Factors
☒ Vertical
☐ Braking/Acceleration
☐ Centrifugal

Loads Applied

Assign Number	Vehicle Class	Scale Factor	Min Loaded Lanes	Max Loaded Lanes	Lanes Loaded
1	HL-93F(FATIGA)	1.	0	0	All

Add Modify Delete

MultiLane Scale Factors

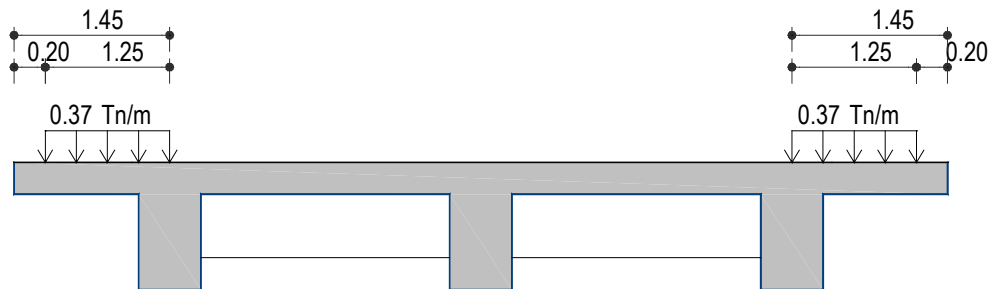
Number of Lanes Loaded	Reduction Scale Factor
1	1

Modify



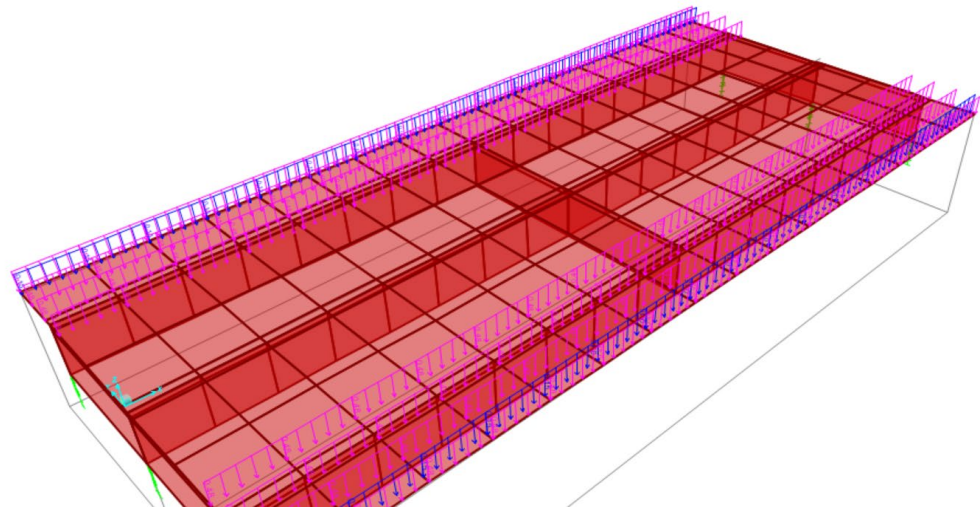
E) Carga Peatonal (PL)

$$s/c_{\text{peaton}} = 0.37 \text{ Tn/m}$$
$$W_{PL} = 0.37 \text{ Tn/m}$$



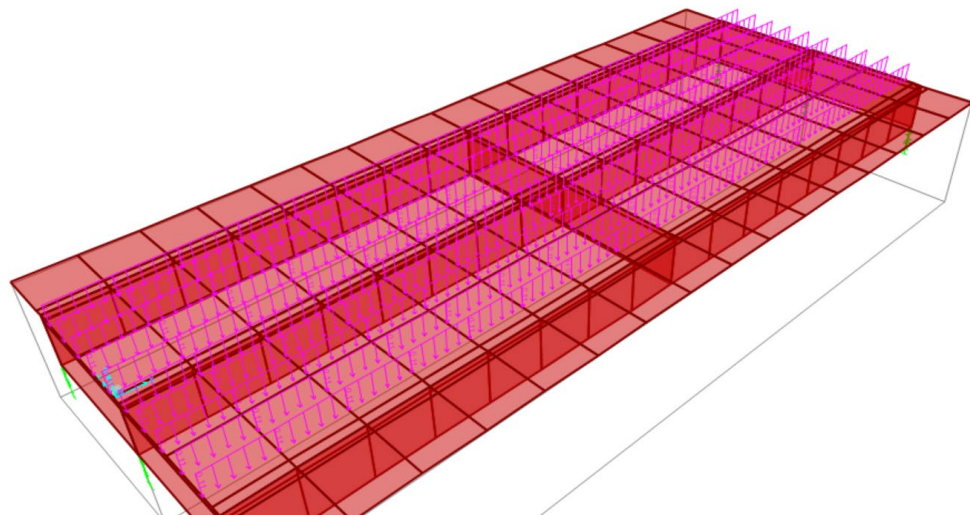
6) CARGAS SOBRE LA ESTRUCTURA

Bridge Object Loads (DC)



CARGA DC SOBRE EL PUENTE

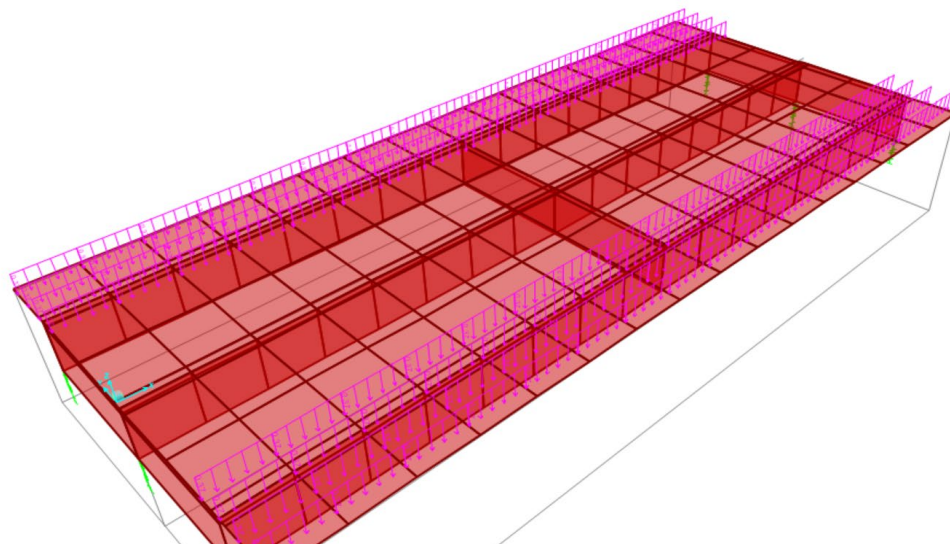
Bridge Object Loads (DW)



CARGA LL SOBRE EL PUENTE



Bridge Object Loads (PL)

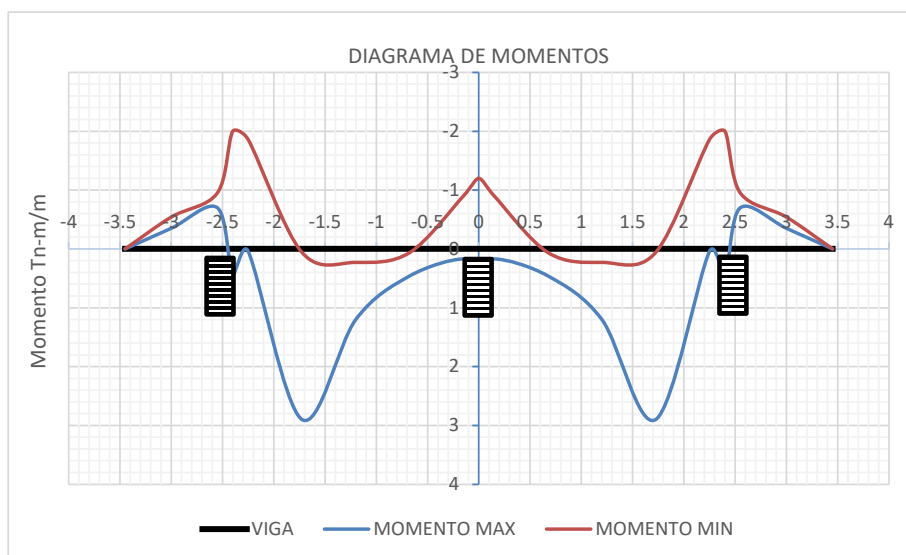


CARGA PL SOBRE EL PUENTE

7) DISEÑO DE LOSA

$$\text{Resistencia I: } M_U = n[1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)} + 1.75M_{PL}]$$

1) Momentos en la Losa



Momentos negativos: El Art. 4.6.2.1.6 especifica que para el momento negativo en construcciones monolíticas de concreto se puede tomar la sección de diseño en la cara del apoyo.

$$M = -1.86 \text{ Tn-m/m} \quad n = n_D \ n_R \ N_i = 1.05$$

$$M_u = -1.953 \text{ Tn-m/m}$$



Momento positivo: Del diagrama de momentos se tiene:

$$\begin{aligned} M + &= 2.90 \text{ Tn-m/m} & n = n_D n_R N_i &= 1.05 \\ M_u + &= 3.045 \text{ Tn-m/m} \end{aligned}$$

2) Cálculo del Acero en Losa

2.1) Acero Negativo (Perpendicular al tráfico)

$M_u = - 3.28 \text{ Tn-m/m}$
 As principal paralelo al tráfico
 Utilizando: $\varnothing 1/2"$ diametro: 1.27 cm y Area: 1.27 cm²
 y recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$ (Tabla 5.12.3-1)

$$z = r + \frac{\varnothing_{var}}{2}$$

$$z = 5.635 \text{ cm}$$

$$d = 14.37 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \cdot b}$$

Asumiendo $a = d/10 = 1.44 \text{ cm}$

$$A_s = 6.36 \quad \text{entonces} \quad a = 1.12 \text{ cm}$$

Iterando

$$A_s = 6.29 \quad \text{entonces} \quad a = 1.11 \text{ cm}$$

$$S = 0.20 \text{ m}$$

USAR $\varnothing 1/2" @ 0.20\text{m}$

Ahora, como: $c = \frac{a}{\beta_1}$ $\beta_1 = 0.85$

$$c = 1.31 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9 \quad (5.5.4.2.1 - 2 \text{ y Fig. C5.5.4.2.1 - 1})$$

$$\varnothing = 2.15 \text{ Emplear } 0.9$$

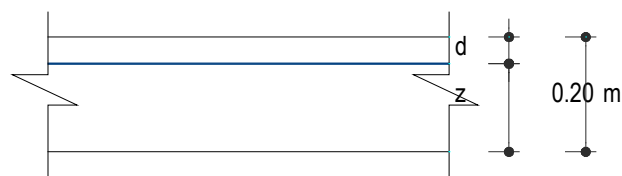
$$\varnothing = 0.90$$

As máximo (Art. 5.7.3.3.1)

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As mínimo (Art. 5.7.3.3.2)

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





a) $M_{cr} = 1.1 f_s S$

Siendo:

$$f_s = 2.01 \sqrt{f'c}$$

$$f_s = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = bh^2/6$$

$$S = 6,666.67 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = 246,647 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{cr} = 2.47 \text{ tn-m}$$

b) $M_{cr} = 1.33 M_u$

$$M_{cr} = 4.36 \text{ tn-m}$$

Tomando el menor valor entre 'a' y 'b'

$$M_{cr} = 2.47 \text{ tn-m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c \cdot b}$$

Asumiendo $a = d/10 = 1.44 \text{ cm}$

$$A_s = 4.78 \text{ cm}^2 \quad \text{entonces} \quad a = 0.84 \text{ cm}$$

Iterando

$$A_s = 4.68 \text{ cm}^2 \quad \text{entonces} \quad a = 0.83 \text{ cm}$$

$$s = 0.27 \text{ m} \quad \text{Usar separacion Diseño}$$

Separacion Sera:

$$s = 0.20 \text{ m}$$

Redondeando a $s = 0.20 \text{ m}$ ok

USAR 1Ø 1/2" @ 0.20m

2.2) Acero Positivo (Perpendicular al trafico)

$$M_u = + 4.08 \text{ Tn-m/m}$$

As principal paralelo al tráfico

Utilizando: Ø 1/2"

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

diámetro: 1.27 cm y Area: 1.27 cm²

(Tabla 5.12.3-1)

$$z = r + \frac{\phi_{var}}{2}$$

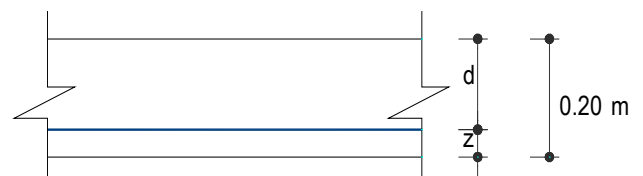
$$z = 3.135 \text{ cm}$$

$$d = 16.87 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c \cdot b}$$

Asumiendo $a = d/10 = 1.69 \text{ cm}$





$$A_s = 6.74 \text{ cm}^2 \quad \text{entonces} \quad a = 1.19 \text{ cm}$$

Iterando

$$A_s = 6.63 \text{ cm}^2 \quad \text{entonces} \quad a = 1.17 \text{ cm}$$

$$S = 0.19 \text{ m}$$

USAR 1Ø 1/2" @ 0.19m

$$\text{Ahora, como: } c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = 1.38 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9 \quad (5.5.4.2.1 - 2 \text{ y Fig. C5.5.4.2.1} - 1)$$

$$\phi = 2.34 \text{ Emplear } 0.9$$

$$\phi = 0.90$$

As máximo (Art. 5.7.3.3.1)

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As mínimo (Art. 5.7.3.3.2)

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

$$a) \quad M_{cr} = 1.1 f_s S$$

Siendo:

$$f_s = 2.01 \sqrt{f'c}$$

$$f_s = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = b h^2 / 6$$

$$S = 6,666.67 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = 246,647 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{cr} = 2.47 \text{ tn-m}$$

$$b) \quad M_{cr} = 1.33 M_u$$

$$M_{cr} = 5.43 \text{ tn-m}$$

Tomando el menor valor entre 'a' y 'b'

$$M_{cr} = 2.47 \text{ tn-m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'c \cdot b}$$

$$\text{Asumiendo } a = d/10 = 1.69 \text{ cm}$$

$$A_s = 4.07 \text{ cm}^2 \quad \text{entonces} \quad a = 0.72 \text{ cm}$$

Iterando

$$A_s = 3.95 \text{ cm}^2 \quad \text{entonces} \quad a = 0.70 \text{ cm}$$

$$s = 0.32 \text{ m} \quad \text{Usar separacion Diseño}$$



Separacion Sera:

$$s = 0.19 \text{ m}$$

Redondeando a $s = 0.15 \text{ m}$ ok

USAR 1Ø 1/2" @ 0.15m

2.3) Acero Distribucion

En la parte inferior de las losas se coloca armadura en la dirección secundaria en un porcentaje del acero positivo igual a:

$$\rho_{reparto} = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$\rho_{reparto} : 67.0\%$$

$$A_{s_{reparto}} = 4.44 \text{ cm}^2$$

Utilizando: Ø 1/2" diametro: 1.27 cm y Area: 1.27 cm²

$$s = 0.29 \text{ m}$$

Redondeando:

$$s = 0.25 \text{ m} \quad \text{ok}$$

USAR 1Ø 1/2" @ 0.25m

As de Temperatura

$$A_{s_{temp}} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.10.8.2 - 1)$$

$$A_{s_{temp}} = 1.75 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{total en cada dirección, en cada cara})$$

$$2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s_{temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificando rango de Acero de temperatura se tiene:

$$A_{s_{temp}} = 2.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando: Ø 3/8" diametro: 0.95 cm y Area: 0.71 cm²

$$s = 0.30 \text{ m} \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{\max} = 3t = 0.6 \text{ m} \\ S_{\max} = 0.45 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$s = 0.30 \text{ m}$$

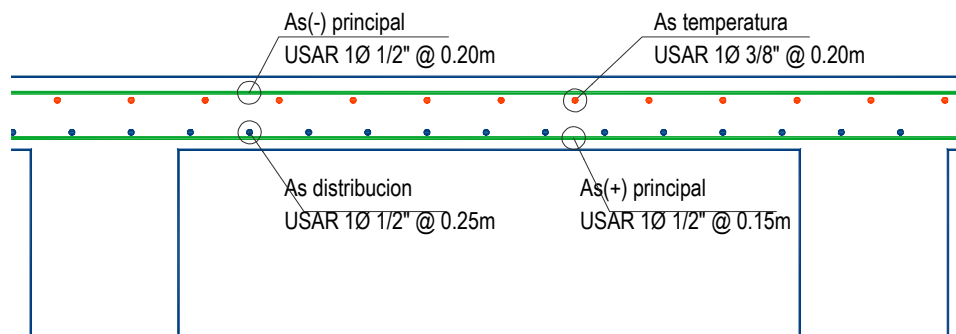
Redondeando:

$$s = 0.20 \text{ m} \quad \text{ok}$$

USAR 1Ø 3/8" @ 0.20m



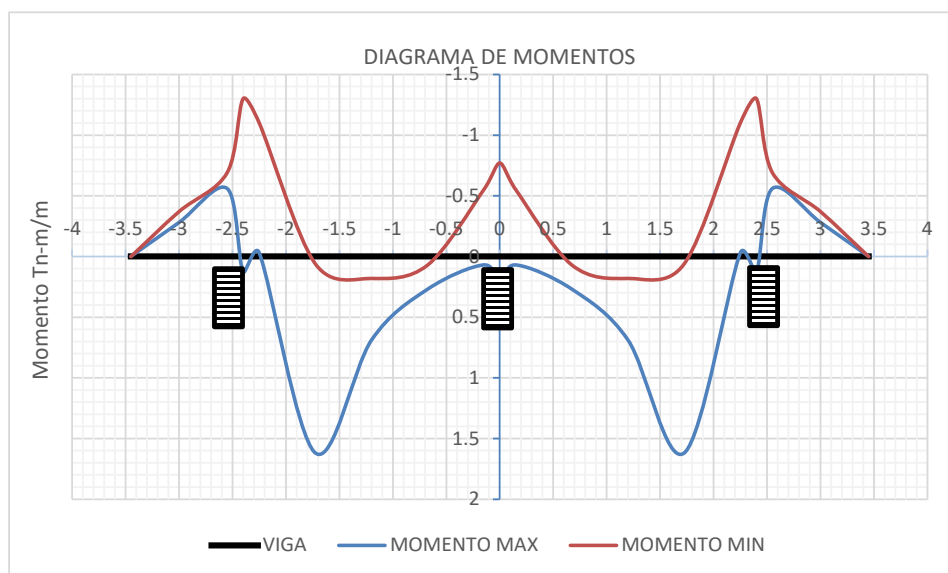
Nota.- El acero de temperatura se colocará, por no contar con ningún tipo de acero, en la parte superior de la losa, en el sentidos del trafico



Nota.- El C4.6.2.1.6, establece: "anteriormente ha sido una práctica no chequear el cortante en tableros típicos...No es la intención exigir que se investigue el corte en todos los tableros". El Art. 5.14.4.1 señala que las losas y los puentes de losa diseñados para momento de acuerdo con el Art. 4.6.2.3 se pueden considerar satisfactorios desde el punto de vista del corte. Por tales consideraciones no efectuamos en este caso la revisión por corte.

3) Revisión de fisuración por distribución de armadura (Art. 5.7.3.4)

3.1) Momentos por servicio:



Momentos negativos: El Art. 4.6.2.1.6 especifica que para el momento negativo en construcciones monolíticas de

$$M - = -1.10 \text{ Tn-m/m} \quad n = n_D n_R N_i = 1$$

$$M_s - = -1.10 \text{ Tn-m/m}$$

Momento positivo: Del diagrama de momentos se tiene:

$$M + = 1.62 \text{ Tn-m/m} \quad n = n_D n_R N_i = 1$$

$$M_s + = 1.62 \text{ Tn-m/m}$$



3.2) Acero principal negativo:

Momento actuante

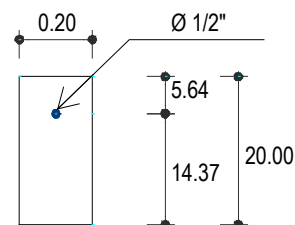
Usando la sección agrietada y una franja de 0.20 m de ancho, para el diseño por estado límite de Servicio I, siendo $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_S = n[1.00M_{DC} + 1.00M_{DW} + 1.00M_{LL+IM}]$$

$$M_S = - 1.10 \text{ tn-m/m}$$

Para un ancho tributario de 0.20m

$$M_S = 0.22 \text{ tn-m}$$



Ubicación del eje neutro:

$$E_s = 2,040,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 256,018 \text{ kg/cm}^2$$

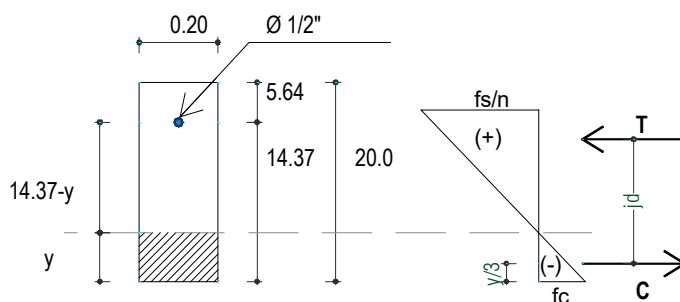
$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = 8$$

$$d_c = rec + \frac{\emptyset}{2}$$

$$dc = 5.64 \text{ cm}$$

$$d = 14.365 \text{ cm}$$



Área de acero transformada:

A_{st} = relación modular x área de acero

$$A_{st} = 10.16 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$20y \cdot (y/2) = 10.16(14.365 - y)$$

$$y = 3.346 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - \frac{y}{3}$$

$$jd = 13.25 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_S}{jd \cdot A_s}$$

$$f_{ss} = 1,307 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6 F_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2 \text{ ok}$$



Separación máxima de la armadura

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1.56$$

$$s_{max} = \frac{125,000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

Siendo acero de fondo, con $\gamma_e=0.75$:

$$s_{max} = 34.7 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

3.3) Acero principal positivo:

Momento actuante

Usando la sección agrietada y una franja de 0.15 m de ancho, para el diseño por estado límite de Servicio I, siendo $n = n_D n_R n_I = 1$

$$M_s = n[1.00M_{DC} + 1.00M_{DW} + 1.00M_{LL+IM}]$$

$$M_s = 1.62 \text{ tn-m/m}$$

Para un ancho tributario de 0.15m

$$M_s = 0.24 \text{ tn-m}$$

Ubicación del eje neutro:

$$E_s = 2,040,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 256,018 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = 8$$

$$d_c = rec + \frac{\phi}{2}$$

$$d_c = 3.14 \text{ cm}$$

$$d = 16.865 \text{ cm}$$

Área de acero transformada:

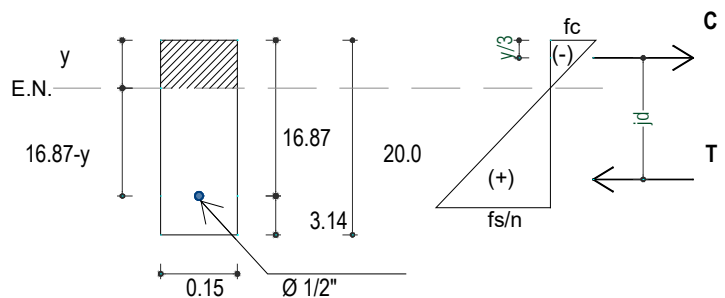
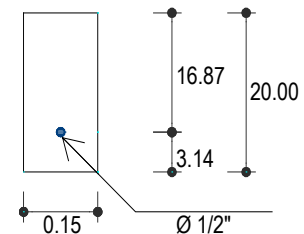
$A_{st} = \text{relación modular} \times \text{área de acero}$

$$A_{st} = 10.16 \text{ cm}^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$15y \cdot (y/2) = 10.16(16.865 - y)$$

$$y = 4.15 \text{ cm}$$





Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - \frac{y}{3}$$

$$jd = 15.48 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{jd \cdot A_s}$$

$$f_{ss} = 1,236 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6 F_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2 \text{ ok}$$

Separación máxima de la armadura

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1.27$$

$$s_{max} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

Siendo acero de fondo, con $\gamma_e=0.75$:

$$s_{max} = 53.7 \text{ cm} > 15 \text{ cm} \text{ ok}$$

8) DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL INTERIOR

a) Sección Viga

VIGA PRINCIPAL

$$A = 2.30 \text{ m}$$

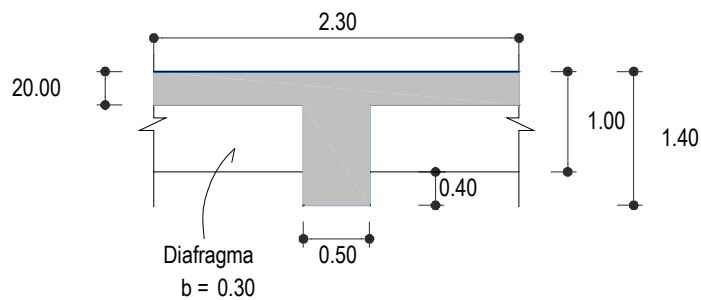
$$h = 1.40 \text{ m}$$

$$b = 0.50 \text{ m}$$

VIGA DIAFRAGMA

$$h = 1.00 \text{ m}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

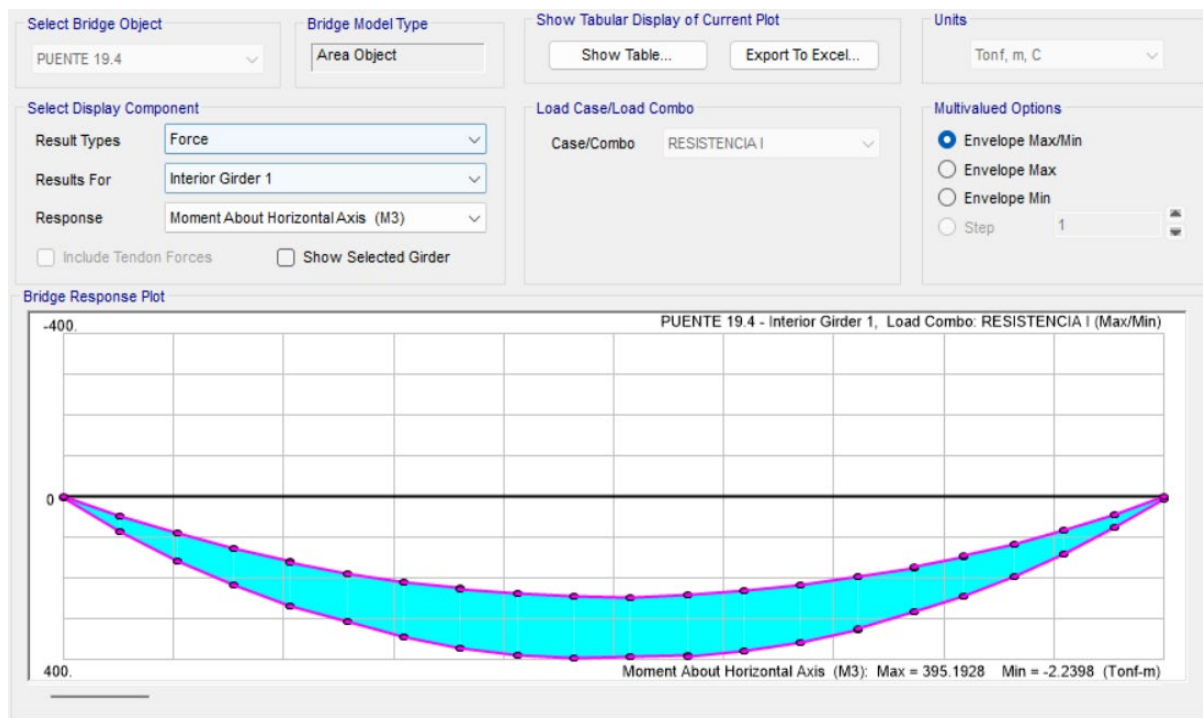




b) Momento Flector

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_f$: 1.05

Resistencia I: $M_U = n[1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL+IM} + 1.75M_{PL}]$



c) Cálculo del Acero Principal

Tomamos como ancho efectivo el ancho tributario de la viga Tee:

$$M_u = 395.2 \text{ Tn-m}$$

Siguiendo el procedimiento de diseño de viga T, determinamos si la viga trabaja como Tee ó como viga rectangular:

Tomamos como ancho efectivo el ancho tributario de la viga Tee:

$$b_{\text{efect}} = b = \text{##### cm}$$

Luego, suponiendo $c = t$

$$c = t = 20.00 \text{ cm}$$

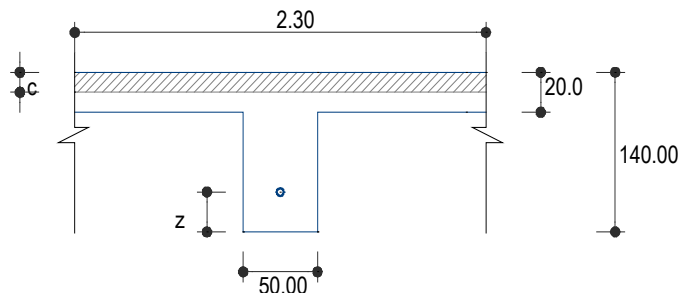
$$a = 0.85c = 17.00 \text{ cm}$$

$$\text{Con } d \approx 0.85h = 119.0 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_U}{0.9f_y(d - a/2)}$$

$$A_s = 94.613 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$





$$\rho = 0.003$$

$$c = 1.18 \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c}$$

$$c = 8.57 \text{ cm} < t = 20 \text{ cm} \text{ ok}$$

Se diseñará como viga rectangular

$$A_s = \frac{M_U}{0.9 f_y (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \cdot b}$$

Asumiendo $a = 0.85c = 7.28 \text{ cm}$

$$A_s = 90.628 \text{ cm}^2 \quad \text{entonces} \quad a = 6.95 \text{ cm}$$

Iterando

$$A_s = 90.50 \text{ cm}^2 \quad \text{entonces} \quad a = 6.94 \text{ cm}$$

Utilizando: diametro: 2.55 cm y Area: 5.1 cm²

Se tiene numero de barillas 17.74 und

Asumiendo Ø 1" $A_s = 102 \text{ cm}^2$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \cdot b}$$

$$a = 7.83 \text{ cm}$$

$$\text{Ahora, como: } c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = 9.21 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9 \quad (5.5.4.2.1 - 2 \text{ y Fig. C5.5.4.2.1} -$$

$$\phi = 2.44 \text{ Emplear } 0.9$$

$$\phi = 0.90$$

Utilizaremos $A_s = 20 \text{ Ø } 1"$ con la distribución que se muestra a continuación, estribos diametro: 1.27 cm y recubrimiento $r = 5.00 \text{ cm}$ (2") según Tabla 5.12.3-1.



Calculando z, mediante tabulacion

CANT	As	X(in)	As.X
6	30.6	3.5	107.1
4	20.4	3	61.2
6	30.6	7	214.2
4	20.4	6.5	132.6
20	102		515.1

$$z = \frac{515.1}{102}$$

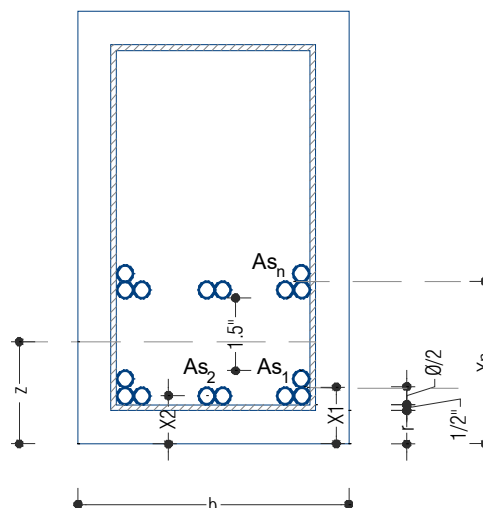
$$z = 5.05 \text{ "}$$

$$z = 12.83 \text{ cm}$$

$$d = h - z$$

$$d = 127.2 \text{ cm}$$

$$d_{\text{supuesto}} = 119.0 \text{ cm}$$



Nota: como $d \approx d_{\text{supuesto}}$ lo supuesto, queda conforme la distribucion

As máximo (Art. 5.7.3.3.1)

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As mínimo (Art. 5.7.3.3.2)

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

a) $M_{cr} = 1.1 f_s S$

Siendo:

$$f_s = 2.01 \sqrt{f'_c}$$

$$f_s = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = b h^2 / 6$$

$$S = 751,333.33 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = 27,797,159 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{cr} = 277.97 \text{ tn-m}$$

b) $M_{cr} = 1.33 M_u$

$$1.33 M_u = 525.60 \text{ tn-m}$$

Tomando el menor valor entre 'a' y 'b' ##### Tn-m

$$M_u = ##### \text{ tn-m} > ##### \text{ tn-m} \quad \text{ok}$$

USAR 20Ø 1"

Acero de Contraccion y Temperatura

En el alma de la viga T, en las caras laterales, se colocará acero de temperatura:

$$A_{s_{temp}} = \frac{0.18 b h}{2(b + h)} \text{ cm}^2/m \quad (5.10.8.2 - 1)$$

$$A_{s_{temp}} = 3.32 \text{ cm}^2/m \quad (\text{total en cada dirección, en cada cara})$$

$$2.33 \text{ cm}^2/m \leq A_{s_{temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2/m$$

Verificando rango de Acero de temperatura se tiene:



$$A_{s_{temp}} = 3.32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para el espacio de:

$$h_{libre} = h - e_{losa} - e_{acero}$$

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

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

$$h_{libre} = 1.00 \text{ m}$$

Para la altura libre se tiene

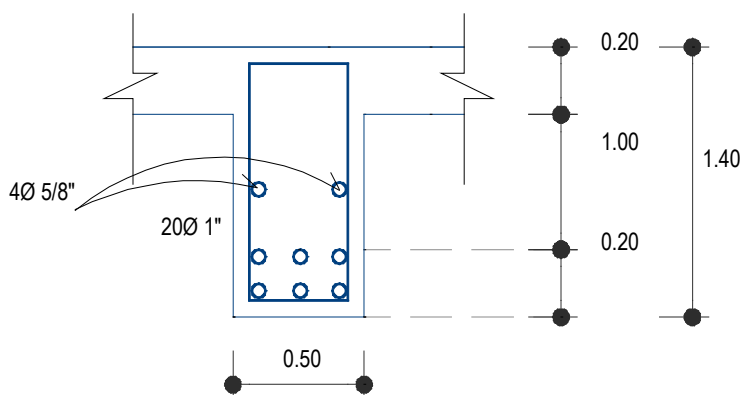
$$A_{s_{temp}} = 3.32 \text{ cm}^2$$

Utilizando:

$$2 \text{ } \varnothing 5/8" \text{ diametro: } 1.59 \text{ cm y Area: } 1.98 \text{ cm}^2$$

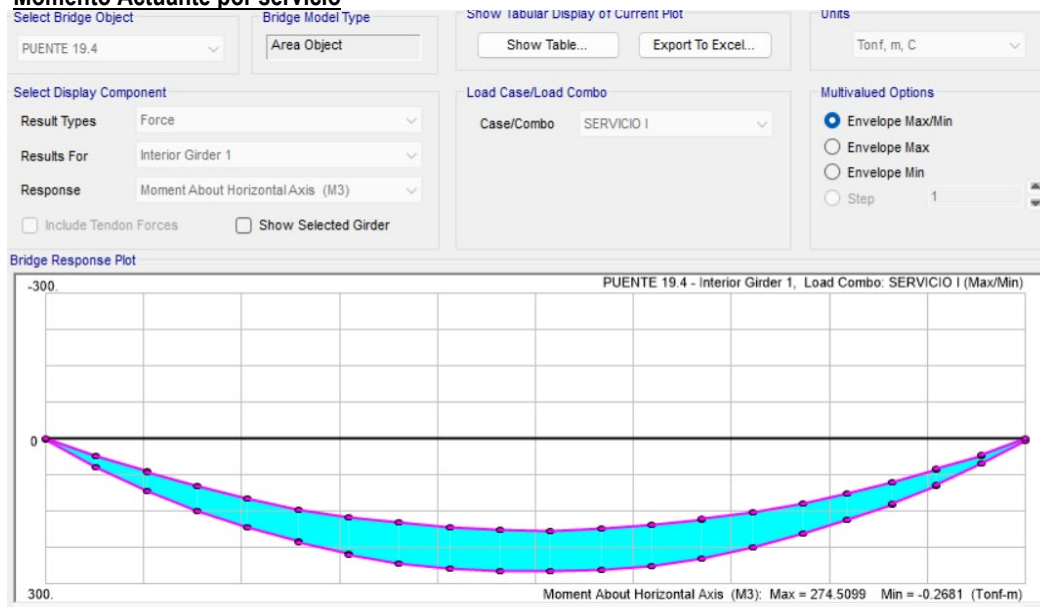
$$s = 0.33 \text{ m} \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{max} = 3t = 0.6 \text{ m} \\ S_{max} = 0.45 \text{ m} \end{array} \right.$$

ok



d) Revisión de fisuración por distribución de armadura (Art. 5.7.3.4)

Momento Actante por servicio





$$M = 274.5 \text{ Tn-m}$$

Usando la sección agrietada, para el diseño por estado límite de Servicio I, con
 $n=n_D n_R n_I = 1$

$$\text{Servicio: } M_S = n(1.00M_{DC} + 1.00M_{DW} + 1.00M_{LL+IM})$$

$$M = 274.5 \text{ Tn-m}$$

Ubicación del eje neutro

$$E_s = 2,040,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 256,018 \text{ kg/cm}^2$$

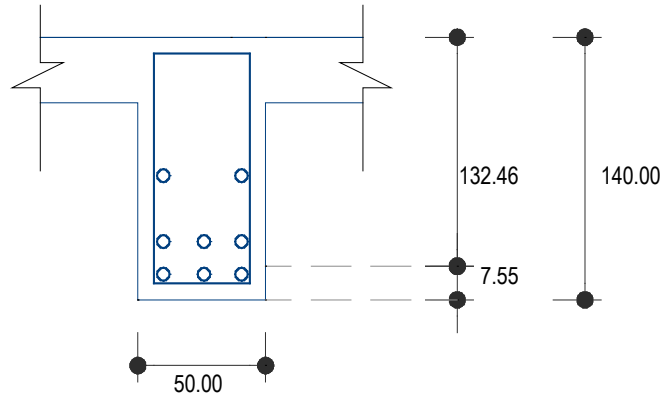
$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = 8$$

$$d_c = rec + \phi_{estr} + \frac{\phi}{2}$$

$$d_c = 7.5 \text{ cm}$$

$$d_l = 132.5 \text{ cm}$$

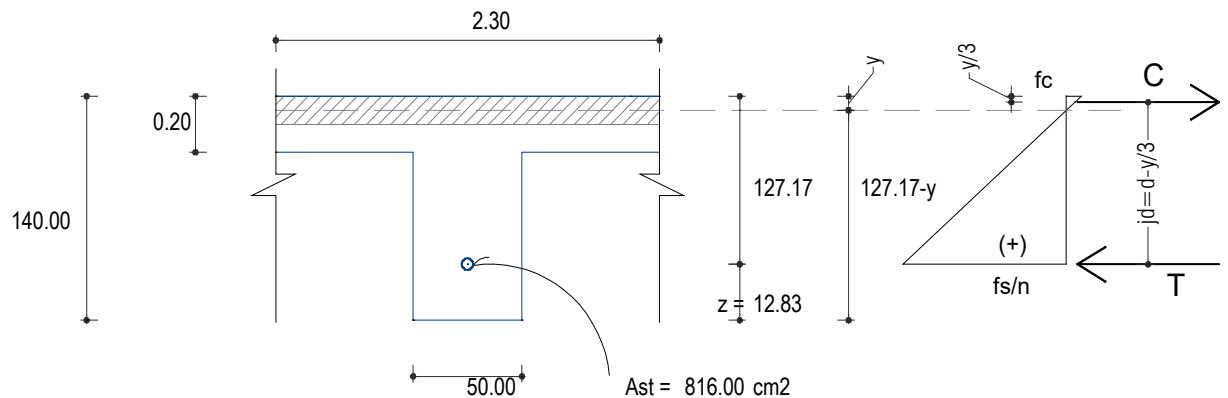


Área de acero transformada:

A_{st} = relación modular x área de acero

$$A_{st} = 816.0 \text{ cm}^2$$

$$z = 12.83 \text{ cm}$$



Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$230y \cdot (y/2) = 816(127.17 - y)$$

$$y = 25.726 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - \frac{y}{3}$$

$$jd = 110.42 \text{ cm}$$



Luego, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{j d \cdot A_s}$$
$$f_{ss} = 2,437 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6 F_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2 \text{ ok}$$

Separación máxima de la armadura

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$
$$\beta_s = 1.08$$
$$s_{max} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2 d_c$$

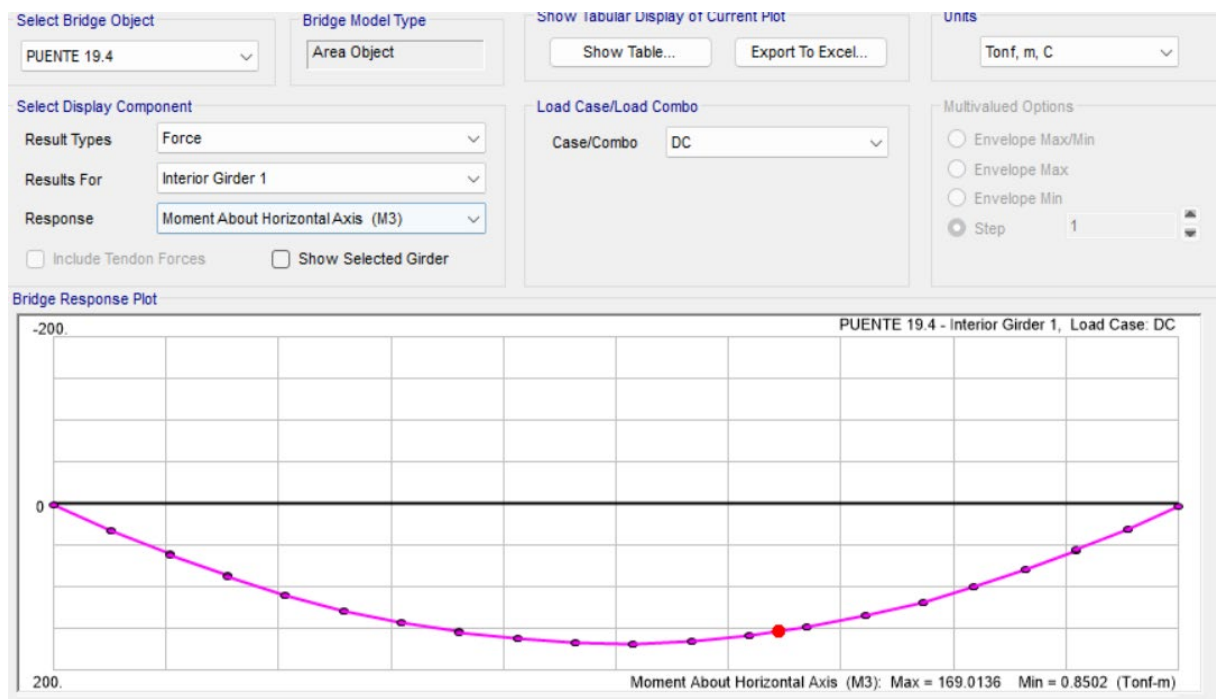
Por su condición de acero inferior usaremos Clase 1, $\gamma_e=1.00$:

$$s_{max} = 32.3 \text{ cm} > 5 \text{ cm o } 2" \text{ ok}$$

e) Fatiga

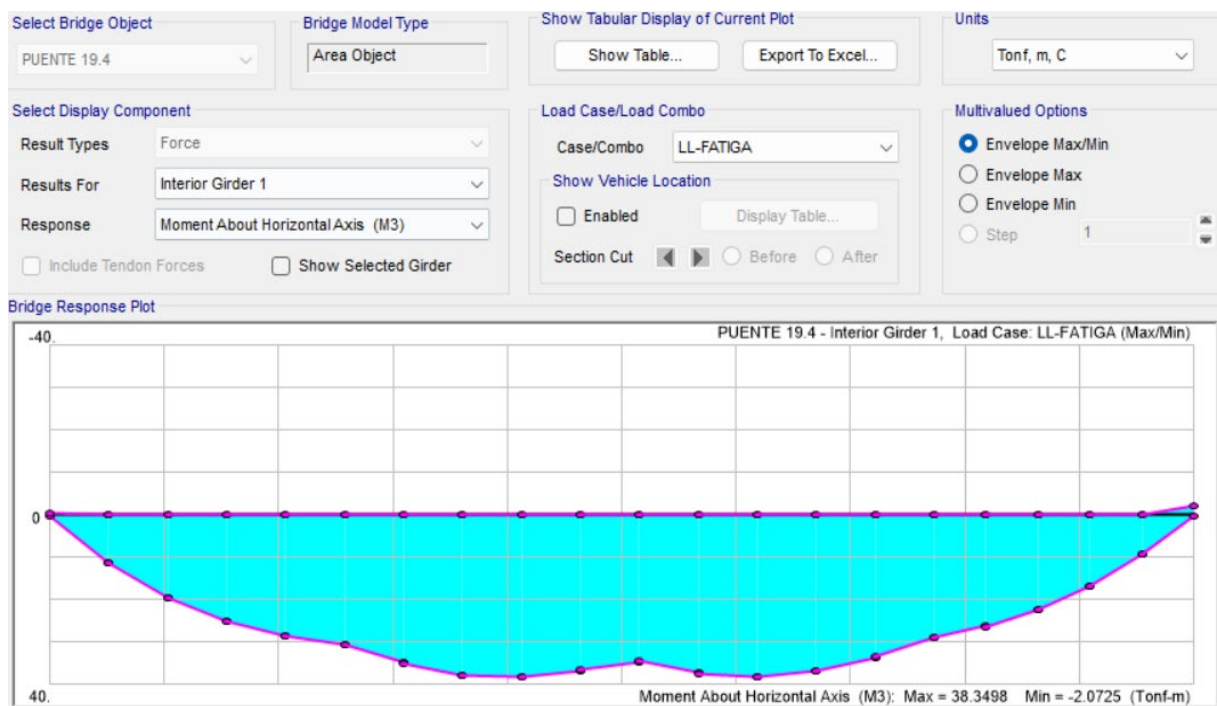
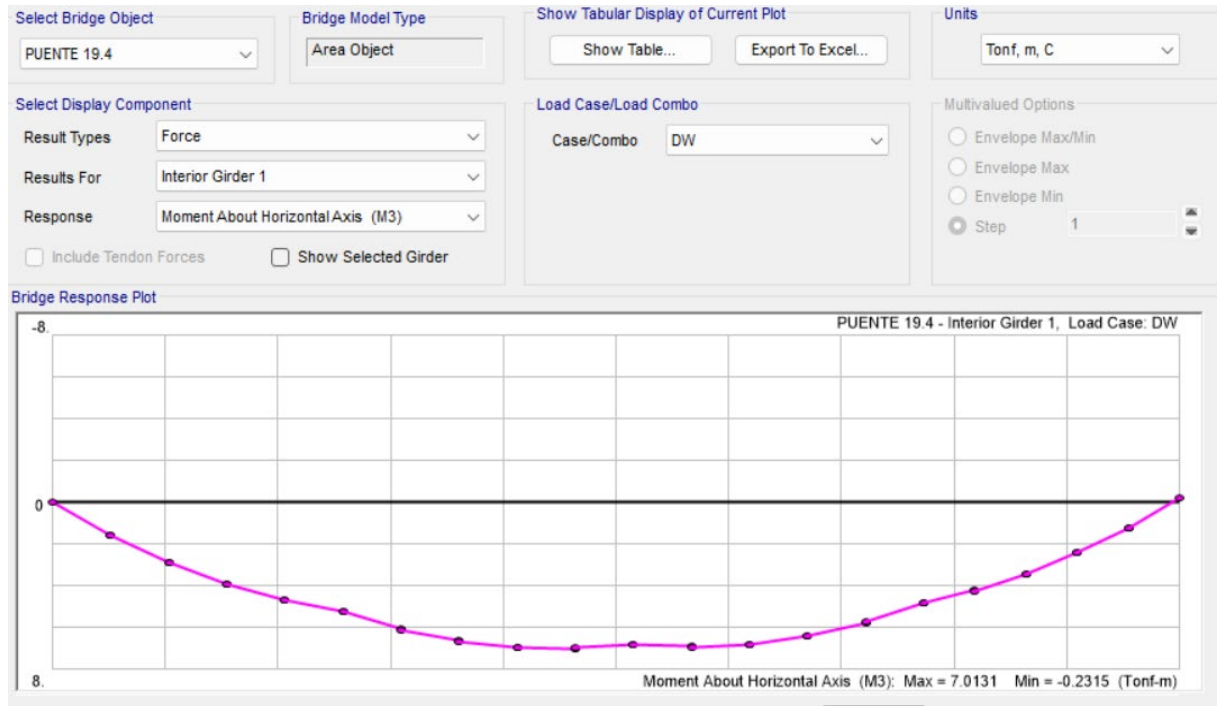
Carga de Fatiga

Se calcula con un camión de diseño con una separación constante de 9.14m entre los ejes de 14.52T (Art. 3.6.1.4.1), ocupando una sola vía. No se aplica el factor de presencia múltiple (Art. 3.6.1.1.2).





DISEÑO DE PUENTE VIGA LOSA L=19.40m Y AT=6.90m



$$M_{DC} = 169 \text{ Tn-m}$$

$$M_{DW} = 7 \text{ Tn-m}$$

$$M_{LL(fat)} = 33.3 \text{ Tn-m}$$

$$M_{fat} = n(1.5M_{LL(fat)}) \quad n = n_D n_R n_I = 1$$

$$M_{fat} = 49.95 \text{ Tn-m}$$



Sección fisurada

Se utiliza la sección fisurada si la suma de esfuerzos debido a cargas permanentes no mayoradas más la combinación de carga de Fatiga I, da por resultado una tensión de tracción mayor que

$$f_{tracc} = 13.387 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo debido a cargas permanentes no mayoradas más la combinación de carga de Fatiga I en una franja interior:

$$M'_{fat} = M_{DC} + M_{DW} + M_{fat}$$

$$M'_{fat} = 225.95 \text{ tn-m}$$

$$S = 751,333.33 \text{ cm}^3$$

$$f_{fat} = 30.073 \text{ kg/cm}^2 > 13.39 \text{ kg/cm}^2, \text{ se usará la sección agrietada.}$$

Verificación de esfuerzos

Esfuerzo en el refuerzo debido a la carga viva:

$$A_s = 20\emptyset 1" \approx 102 \text{ cm}^2$$

$$jd = 110.42 \text{ cm}$$

$$f_{LL} = \frac{M_{fat}}{A_s \cdot jd}$$

$$f_{LL} = 443 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo en el refuerzo por carga permanente:

$$f_{DL} = \frac{M_{DC+DW}}{A_s \cdot jd}$$

$$f_{DL} = 1563 \text{ kg/cm}^2$$

Rango máximo de esfuerzo

El esfuerzo mínimo es el esfuerzo por carga viva mínimo combinado con el esfuerzo por cargas permanentes:

$$f_{min} = 0f_{LL} + f_{DL}$$

$$f_{min} = 1563 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo es el esfuerzo por carga viva máximo combinado con el esfuerzo por cargas permanentes:

$$f_{max} = f_{LL} + f_{DL}$$

$$f_{min} = 2006 \text{ kg/cm}^2$$

El rango máximo de esfuerzos es:

$$f = f_{max} + f_{min}$$

$$f = 443 \text{ kg/cm}^2$$

El rango limite es:

$$f_{limite} = 1,687 - 0.33f_{min}$$

$$f_{limite} = 1171 \text{ kg/cm}^2 > 443 \text{ kg/cm}^2 \text{ ok}$$



f) Diseño por Corte (Viga Interior)

De acuerdo al Art. 5.8.3.2, cuando la reacción en dirección del cortante aplicado introduce compresión en la región extrema, la sección crítica por corte se localiza a una distancia d_v desde la cara interna del apoyo.

Determinación del peralte efectivo (d_v) por corte (Art. 5.8.2.9)

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_e = 127.2 \text{ cm}$$

$$a = 6.9 \text{ cm}$$

$$d_v = 123.7 \text{ cm}$$

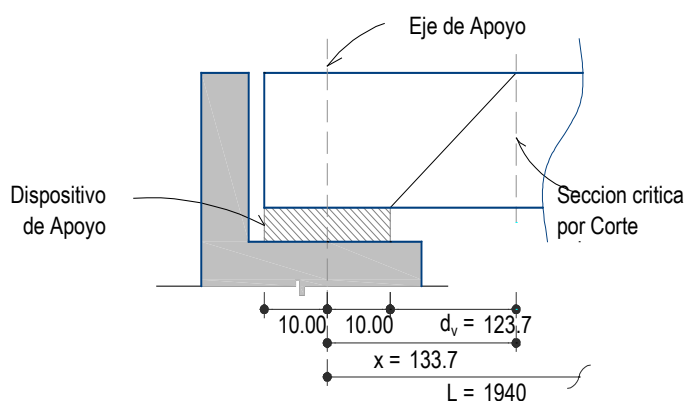
La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

$$a_{neop} = 20.0 \text{ cm}$$

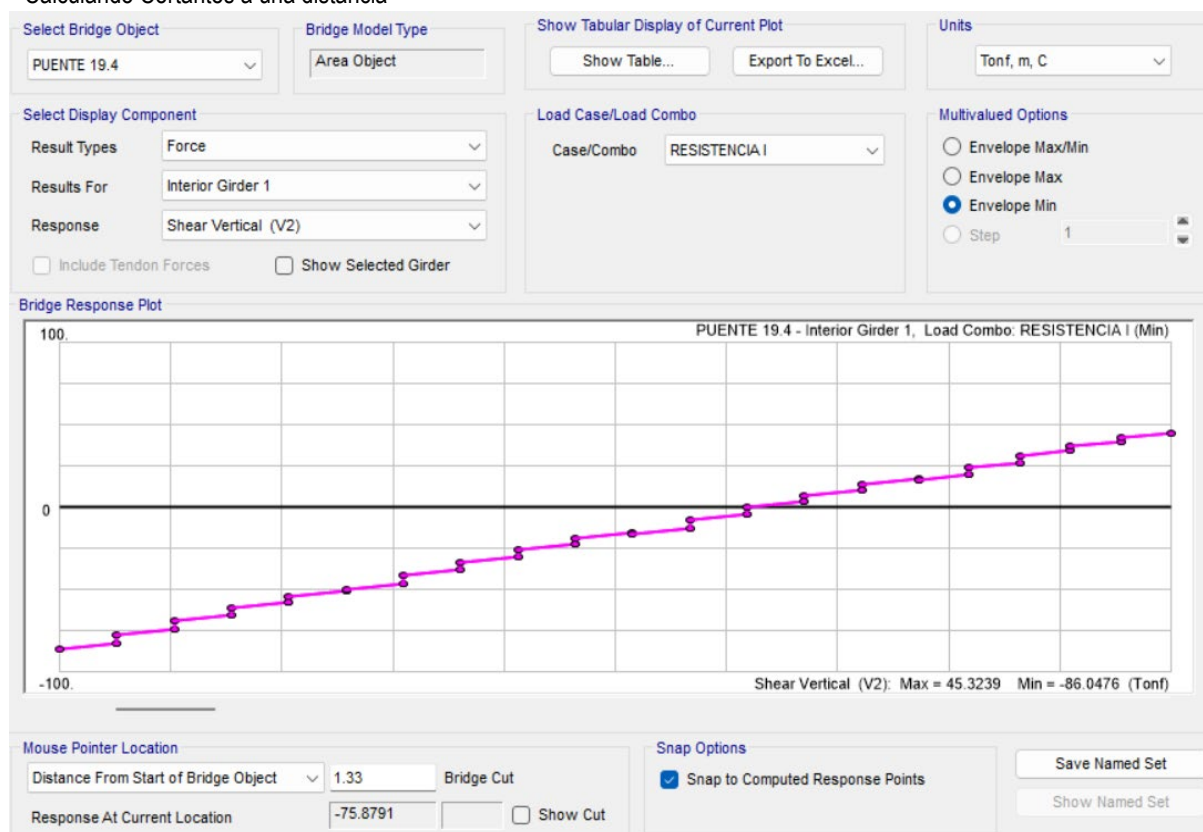
$$x = 133.7 \text{ cm}$$

$$x \geq \begin{cases} 0.72h \\ 0.9d_e \end{cases}$$

$$133.7 \geq \begin{cases} 100.8 \\ 114.5 \end{cases} \quad \text{ok}$$



Calculando Cortantes a una distancia





$$V_u/n = 75.88 \text{ Tn}$$

$$n = n_D n_R n_i : 1.05$$

$$V_u = 79.67 \text{ Tn}$$

Diseño de estribos en la sección crítica

$$\text{Cortante actuante : } V_u = 79674 \text{ kg}$$

$$\text{Cortante resistente : } V_r = \phi V_n$$
$$\phi = 0.90$$

$$\text{Siendo } V_n \text{ en menor de: } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

Donde:

Cortante nominal resistente del concreto con $\beta=2$ (Art. 5.8.3.4.1, proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.8.2.5-1)):

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c b_v d_v}$$

$$V_c = 54853 \text{ kg}$$

$$\text{siendo } b_v = \text{ancho del alma} = 50 \text{ cm}$$

$$d_v = 123.7 \text{ cm}$$

Cortante nominal resistente del acero con $\theta = 45^\circ$ (Art. 5.8.3.4.1, proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.8.2.5-1)) y ángulo de inclinación del estribo $\alpha = 90^\circ$:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{S}$$

Utilizando Estribo: $\phi 1/2"$ diametro: 1.27 cm y Area: 1.27 cm²

espaciados de est. s = 15 cm

$$A_v = 2.54 \text{ cm}^2 \quad (\text{asumiendo 2 ramas})$$

$$V_s = 87976 \text{ kg}$$

Componente nominal de la fuerza de pretensado $V_p=0$

$$\text{El menor valor de } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + 0 = 142,829 \text{ kg} \\ V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + 0 = 432,954 \text{ kg} \end{cases}$$

$$V_n = ##### \text{ kg}$$

Cortante resistente total

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = ##### \text{ kg}$$

$$V_u = 79,674 \text{ kg} \quad \text{ok}$$



Refuerzo transversal mínimo

$$A_v \geq \frac{0.27 \sqrt{f'_c} b_v}{f_y}$$

$$A_v = 0.81 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

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

$$v_u = 14.313 \text{ kg/cm}^2$$

También :

$$\text{Si } v_u < 0.125 f'_c \quad s_{max} = 0.8 d_v \leq 60 \text{ cm} \quad \dots (1)$$

$$\text{Si } v_u \geq 0.125 f'_c \quad s_{max} = 0.4 d_v \leq 30 \text{ cm} \quad \dots (2)$$

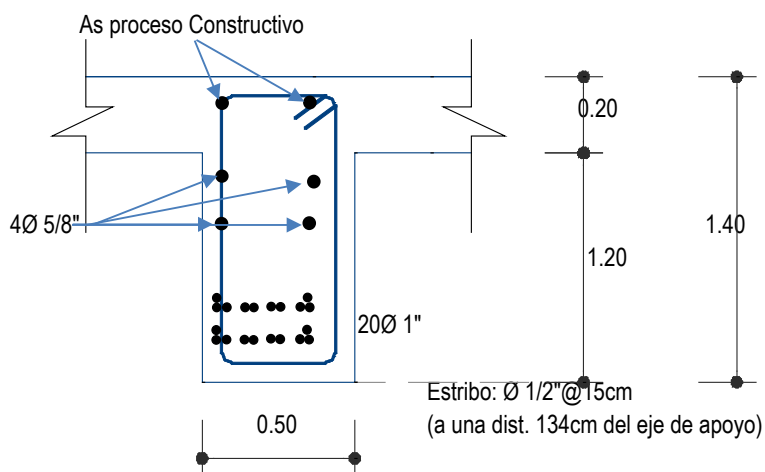
Como: $v_u = 14.313 \text{ kg/cm}^2 < 35 \text{ kg/cm}^2$
Emplear ec. (1)

$$S_{max} = 98.961 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm}$$

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

$$s = 15 \text{ cm} < 60 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

Luego, a una distancia 134cm del apoyo (sección crítica por cortante) usar estribos $\phi 1/2'' @ 15\text{cm}$





9) DISEÑO DE VIGA PRINCIPAL EXTERIOR

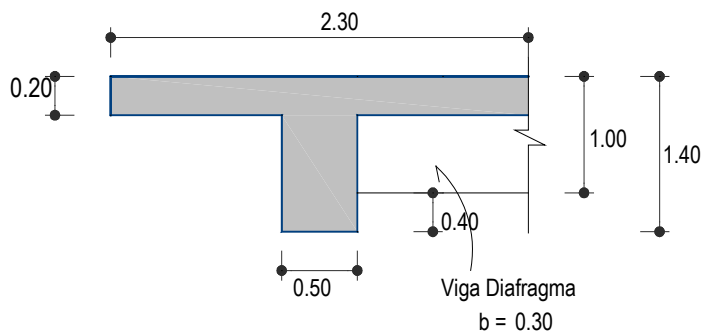
a) Sección Viga

VIGA PRINCIPAL

A = 2.30 m
h = 1.40 m
b = 0.50 m

VIGA DIAFRAGMA

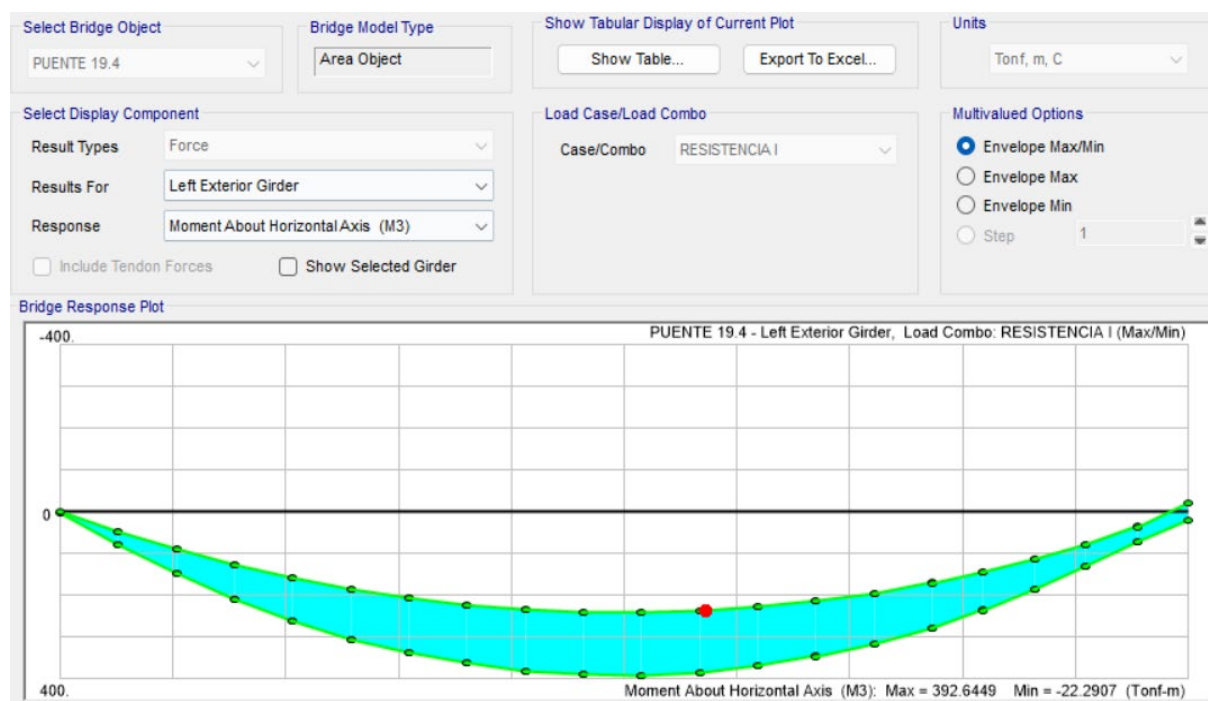
h = 1.00 m
b = 0.30 m



b) Momento Flector

Para el Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1.05$

Resistencia I: $M_U = n[1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL+IM} + 1.75M_{PL}]$



c) Cálculo del Acero Principal

Tomamos como ancho efectivo el ancho tributario de la viga Tee:

$$M_u = 392.6 \text{ Tn-m}$$

Siguiendo el procedimiento de diseño de viga T, determinamos si la viga trabaja como Tee ó como viga rectangular:

Tomamos como ancho efectivo el ancho tributario de la viga Tee:

$$b_{\text{efect}} = b = \text{##### cm}$$



DISEÑO DE PUENTE VIGA LOSA L=19.40m Y AT=6.90m

Luego, suponiendo $c = t$
 $c = t = 20.00 \text{ cm}$
 $a = 0.85c = 17.00 \text{ cm}$

Con $d \approx 0.85h = 119.0 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_U}{0.9f_y(d - a/2)}$$

$$A_s = 94.003 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

$$\rho = 0.003$$

$$c = 1.18 \frac{\rho f_y d}{0.85 f'_c}$$

$$c = 8.51 \text{ cm} < t = 20 \text{ cm} \text{ ok}$$

Se diseñará como viga rectangular

$$A_s = \frac{M_U}{0.9f_y(d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \cdot b}$$

Asumiendo $a = 0.85c = 7.23 \text{ cm}$

$$A_s = 90.025 \text{ cm}^2 \quad \text{entonces} \quad a = 6.91 \text{ cm}$$

Iterando

$$A_s = 89.90 \text{ cm}^2 \quad \text{entonces} \quad a = 6.90 \text{ cm}$$

Utilizando: $\emptyset 1"$ diametro: 2.55 cm y Area: 5.1 cm²

Se tiene numero de barillas 17.63 und

Asumiendo $\emptyset 20.00$ $\emptyset 1"$ $A_s = 102 \text{ cm}^2$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \cdot b}$$

$$a = 7.83 \text{ cm}$$

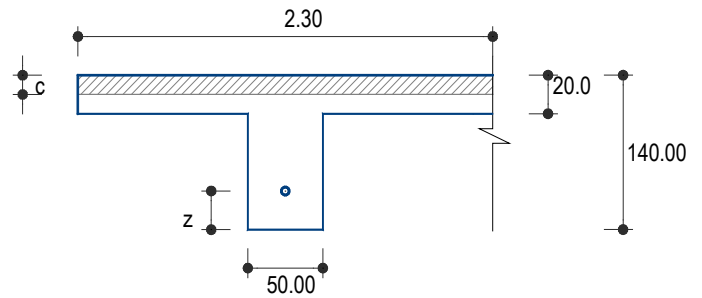
Ahora, como: $c = \frac{a}{\beta_1}$ $\beta_1 = 0.85$

$$c = 9.21 \text{ cm}$$

$$\emptyset = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9 \quad (5.5.4.2.1 - 2 \text{ y Fig. C5.5.4.2.1} -$$

$$\emptyset = 2.44 \text{ Emplear } 0.9$$

$$\emptyset = 0.90$$





Utilizaremos As = 20Ø 1" con la distribución que se muestra a continuación, estribos Ø 1/2" diametro: 1.27 cm y recubrimiento r= 5.00 cm (2") según Tabla 5.12.3-1.

Calculando z, mediante tabulación

CANT	As	X(in)	As.X
6	30.6	3.5	107.1
4	20.4	3	61.2
6	30.6	7	214.2
4	20.4	6.5	132.6
20	102		515.1

$$z = \frac{515.1}{102}$$

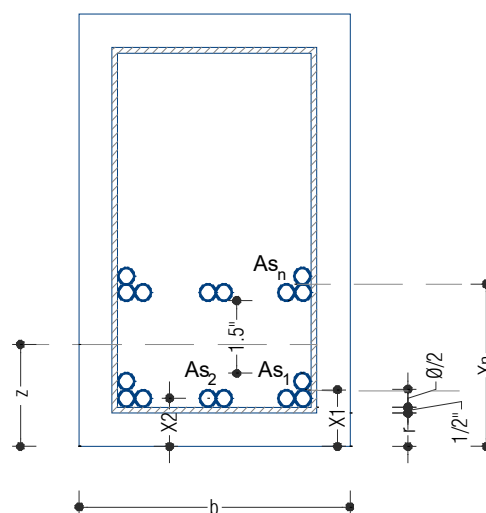
$$z = 5.05 "$$

$$z = 12.83 \text{ cm}$$

$$d = h - z$$

$$d = 127.2 \text{ cm}$$

$$d_{\text{supuesto}} = 119.0 \text{ cm}$$



Nota: como $d \approx d_{\text{supuesto}}$ lo supuesto, queda conforme la distribución

As máximo (Art. 5.7.3.3.1)

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As mínimo (Art. 5.7.3.3.2)

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

a) $M_{cr} = 1.1f_sS$

Siendo:

$$f_s = 2.01\sqrt{f'_c}$$

$$S = bh^2/6$$

$$f_s = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 751,333.33 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = 27,797,159 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{cr} = 277.97 \text{ tn-m}$$

b) $M_{cr} = 1.33M_u$

$$1.33M_u = 522.21 \text{ tn-m}$$

Tomando el menor valor entre 'a' y 'b' ##### Tn-m

$M_u = ##### \text{ tn-m} > ##### \text{ tn-m}$ **ok**

USAR 20Ø 1"

Acero de Contracción y Temperatura

En el alma de la viga T, en las caras laterales, se colocará acero de temperatura:

$$A_{s_{temp}} = \frac{0.18bh}{2(b+h)} \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.10.8.2 - 1)$$

$$A_{s_{temp}} = 3.32 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{total en cada dirección, en cada cara})$$

$$2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s_{temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$



Verificando rango de Acero de temperatura se tiene:

$$A_{s_{temp}} = 3.32 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para el espacio de:

$$h_{libre} = h - e_{losa} - e_{acero}$$

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

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

$$h_{libre} = 1.00 \text{ m}$$

Para la altura libre se tiene

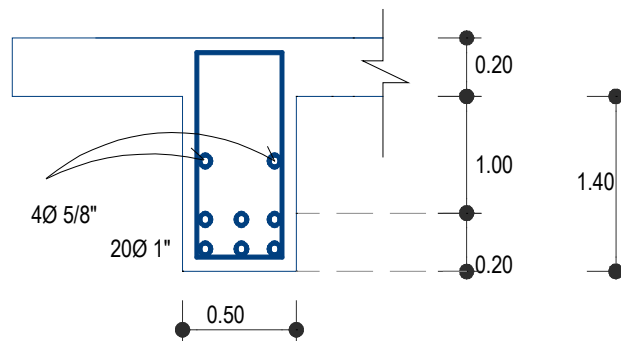
$$A_{s_{temp}} = 3.32 \text{ cm}^2$$

Utilizando:

$$2 \text{ } \boxed{\text{Ø } 5/8"} \quad \text{diametro: } 1.59 \text{ cm} \quad \text{y Area: } 1.98 \text{ cm}^2$$

$$s = 0.33 \text{ m} \quad \left\{ \begin{array}{l} S_{max} = 3t = 0.6 \text{ m} \\ S_{max} = 0.45 \text{ m} \end{array} \right.$$

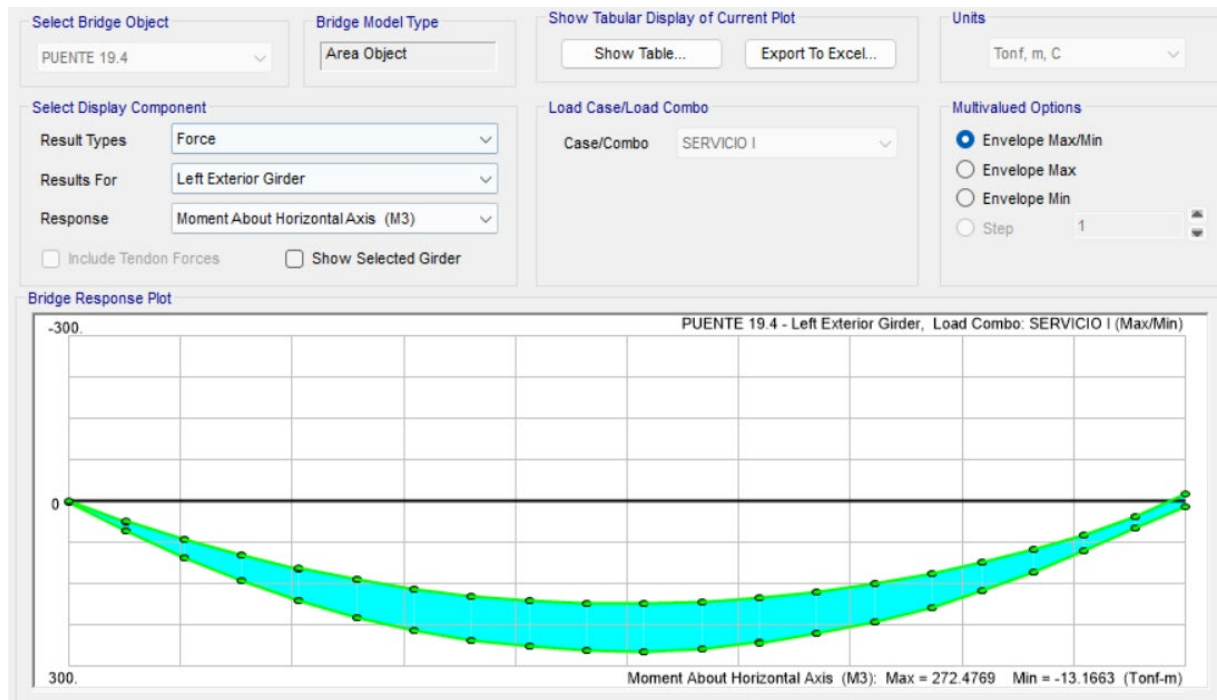
ok





d) Revisión de fisuración por distribución de armadura (Art. 5.7.3.4)

Momento Actuante por servicio



$$M = 272.47 \text{ Tn-m}$$

Usando la sección agrietada, para el diseño por estado límite de Servicio I, con

$$n=n_D n_R n_I = 1$$

$$\text{Servicio: } M_S = n(1.00M_{DC} + 1.00M_{DW} + 1.00M_{LL+IM})$$

$$M = 272.5 \text{ Tn-m}$$

Ubicación del eje neutro

$$E_s = 2,040,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 256,018 \text{ kg/cm}^2$$

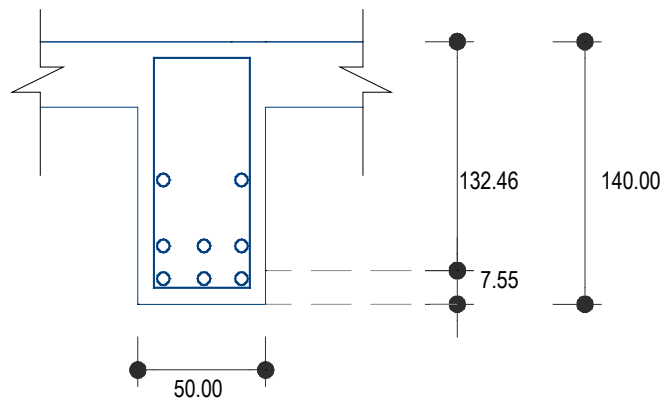
$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

$$n = 8$$

$$d_c = rec + \phi_{estr} + \frac{\phi}{2}$$

$$d_c = 7.5 \text{ cm}$$

$$d_i = 132.5 \text{ cm}$$

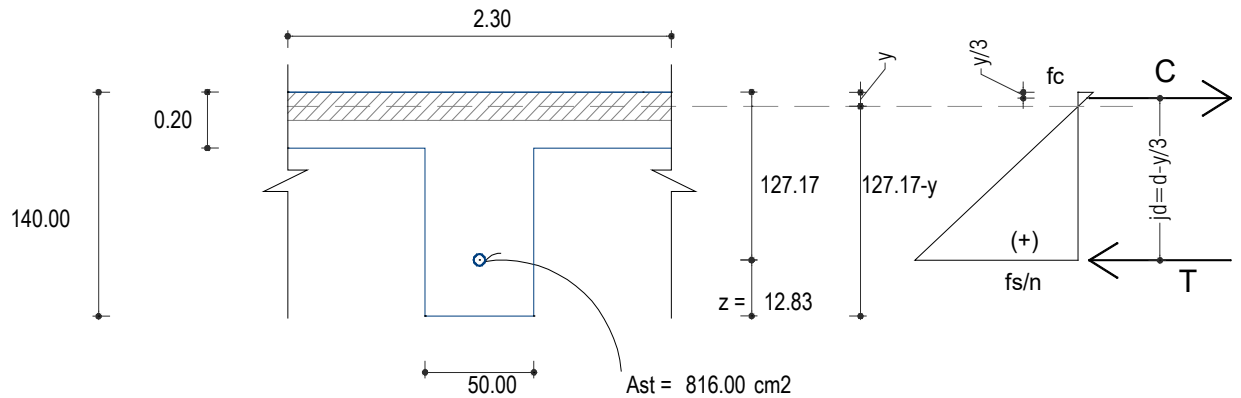


Área de acero transformada:

A_{st} = relación modular x área de acero

$$A_{st} = 816.0 \text{ cm}^2$$

$$z = 12.83 \text{ cm}$$



Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$230y \cdot (y/2) = 816(127.17 - y)$$

$$y = 25.726 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - \frac{y}{3}$$

$$jd = 110.42 \text{ cm}$$

Luego, el esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{jd \cdot A_s}$$

$$f_{ss} = 2,419 \text{ kg/cm}^2 \leq 0.6 F_y = 2,520 \text{ kg/cm}^2 \text{ ok}$$

Separación máxima de la armadura

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

$$\beta_s = 1.08$$

$$s_{max} = \frac{125,000 \gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

Por su condición de acero inferior usaremos Clase 1, $\gamma_e=1.00$:

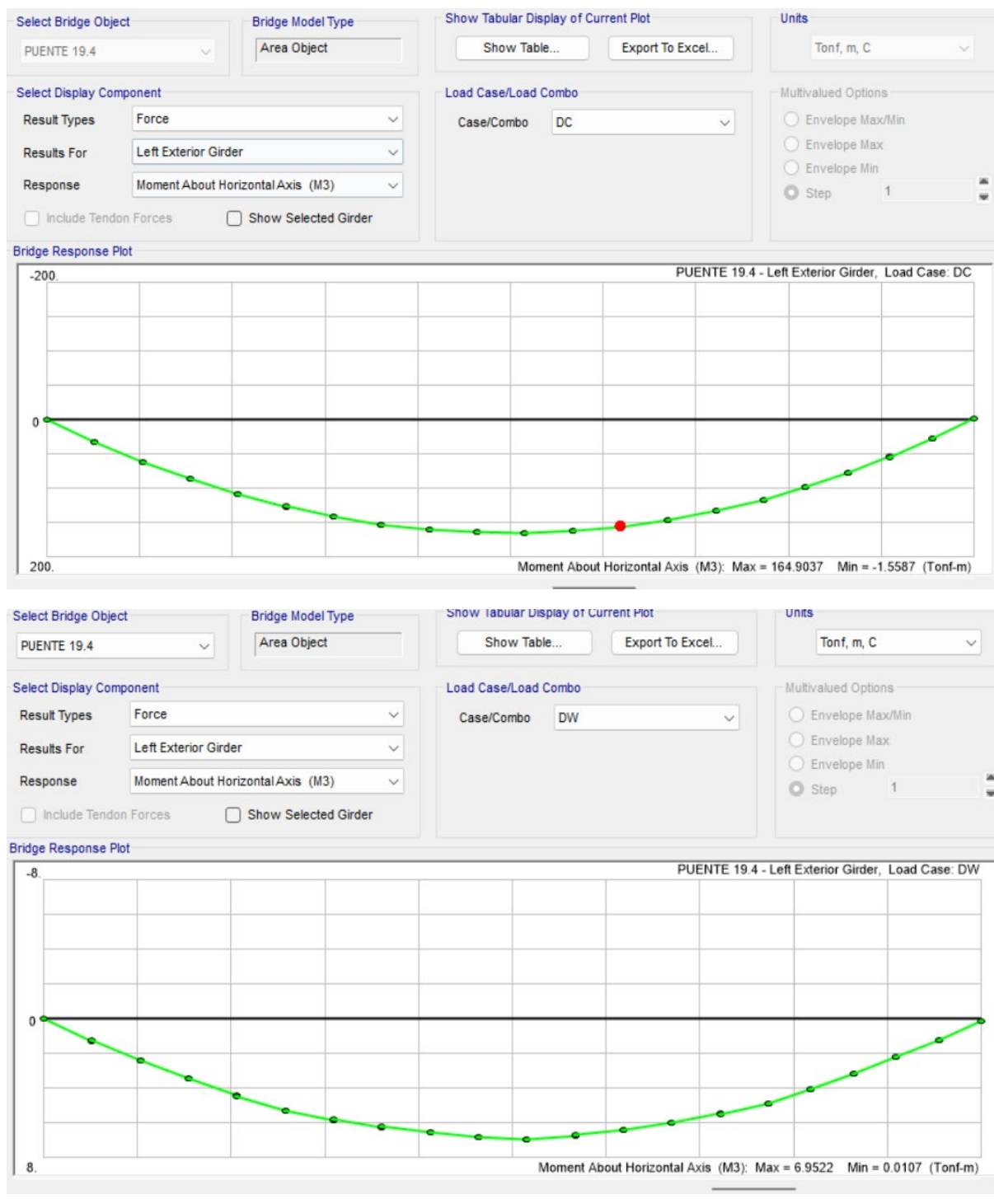
$$s_{max} = 32.7 \text{ cm} > 5 \text{ cm o } 2" \text{ ok}$$

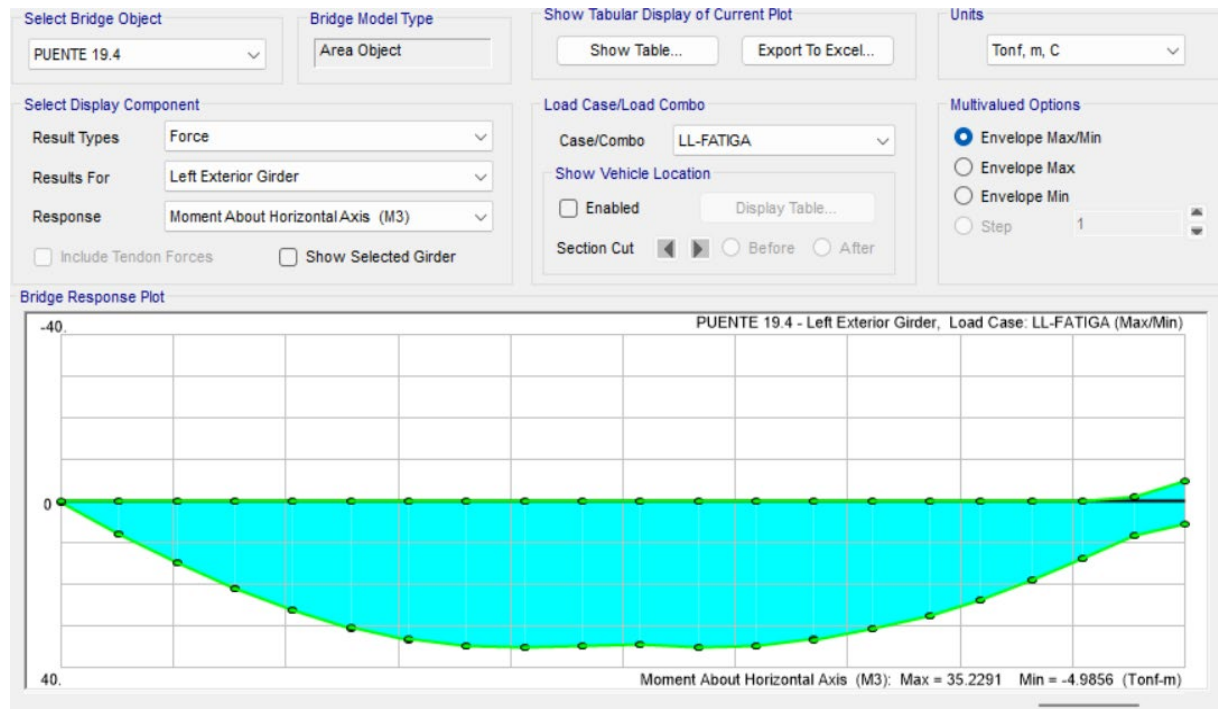


e) Fatiga

Carga de Fatiga

Se calcula con un camión de diseño con una separación constante de 9.14m entre los ejes de 14.52T (Art. 3.6.1.4.1), ocupando una sola vía. No se aplica el factor de presencia múltiple (Art. 3.6.1.1.2).





$$\begin{aligned} M_{DC} &= 164.9 \\ M_{DW} &= 6.95 \\ M_{LL(fat)} &= 35.22 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{fat} &= n(1.5M_{LL(fat)}) \\ n &= n_D n_R n_I = 1 \end{aligned}$$

$$M_{fat} = 52.83 \text{ Tn-m}$$

Sección fisurada

Se utiliza la sección fisurada si la suma de esfuerzos debido a cargas permanentes no mayoradas más la combinación de carga de Fatiga I, da por resultado una tensión de tracción mayor que

$$f_{tracc} = 13.387 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo debido a cargas permanentes no mayoradas más la combinación de carga de Fatiga I en una franja interior:

$$M'_{fat} = M_{DC} + M_{DW} + M_{fat}$$

$$\begin{aligned} M'_{fat} &= 224.68 \text{ tn-m} \\ S &= 751,333.33 \text{ cm}^3 \end{aligned}$$

$$f_{fat} = 29.904 \text{ kg/cm}^2 > 13.39 \text{ kg/cm}^2, \text{ se usará la sección agrietada.}$$



Verificación de esfuerzos

Esfuerzo en el refuerzo debido a la carga viva:

$$\begin{aligned} A_s &= 20\varnothing 1" \approx 102 \text{ cm}^2 \\ j_d &= 110.42 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$f_{LL} = \frac{M_{fat}}{A_s \cdot j_d}$$

$$f_{LL} = 469 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo en el refuerzo por carga permanente:

$$f_{DL} = \frac{M_{DC+DW}}{A_s \cdot j_d}$$

$$f_{DL} = 1526 \text{ kg/cm}^2$$

Rango máximo de esfuerzo

El esfuerzo mínimo es el esfuerzo por carga viva mínimo combinado con el esfuerzo por cargas permanentes:

$$\begin{aligned} f_{min} &= 0f_{LL} + f_{DL} \\ f_{min} &= 1526 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

El esfuerzo máximo es el esfuerzo por carga viva máximo combinado con el esfuerzo por cargas permanentes:

$$\begin{aligned} f_{max} &= f_{LL} + f_{DL} \\ f_{min} &= 1995 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

El rango máximo de esfuerzos es:

$$\begin{aligned} f &= f_{max} + f_{min} \\ f &= 469 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

El rango limite es:

$$\begin{aligned} f_{limite} &= 1,687 - 0.33f_{min} \\ f_{limite} &= 1184 \text{ kg/cm}^2 > 469 \text{ kg/cm}^2 \text{ ok} \end{aligned}$$

f) Diseño por Corte (Viga Interior)

De acuerdo al Art. 5.8.3.2, cuando la reacción en dirección del cortante aplicado introduce compresión en la región extrema, la sección crítica por corte se localiza a una distancia d_v desde la cara interna del apoyo.

Determinación del peralte efectivo (d_v) por corte (Art. 5.8.2.9)

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$\begin{aligned} d_e &= 127.2 \text{ cm} \\ a &= 6.9 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$d_v = 123.7 \text{ cm}$$



La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

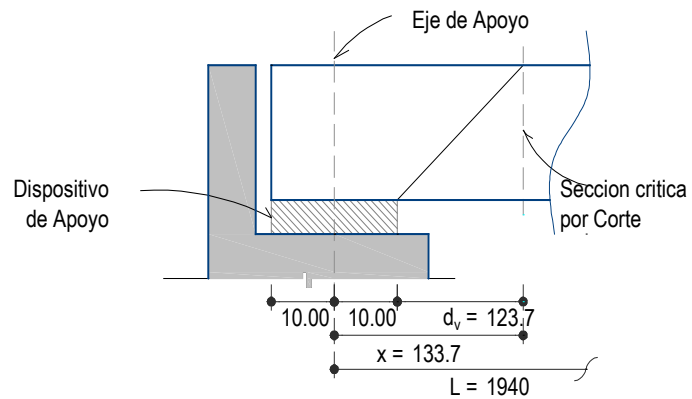
$$a_{neop} = 20.0 \text{ cm}$$

$$x = 133.7 \text{ cm}$$

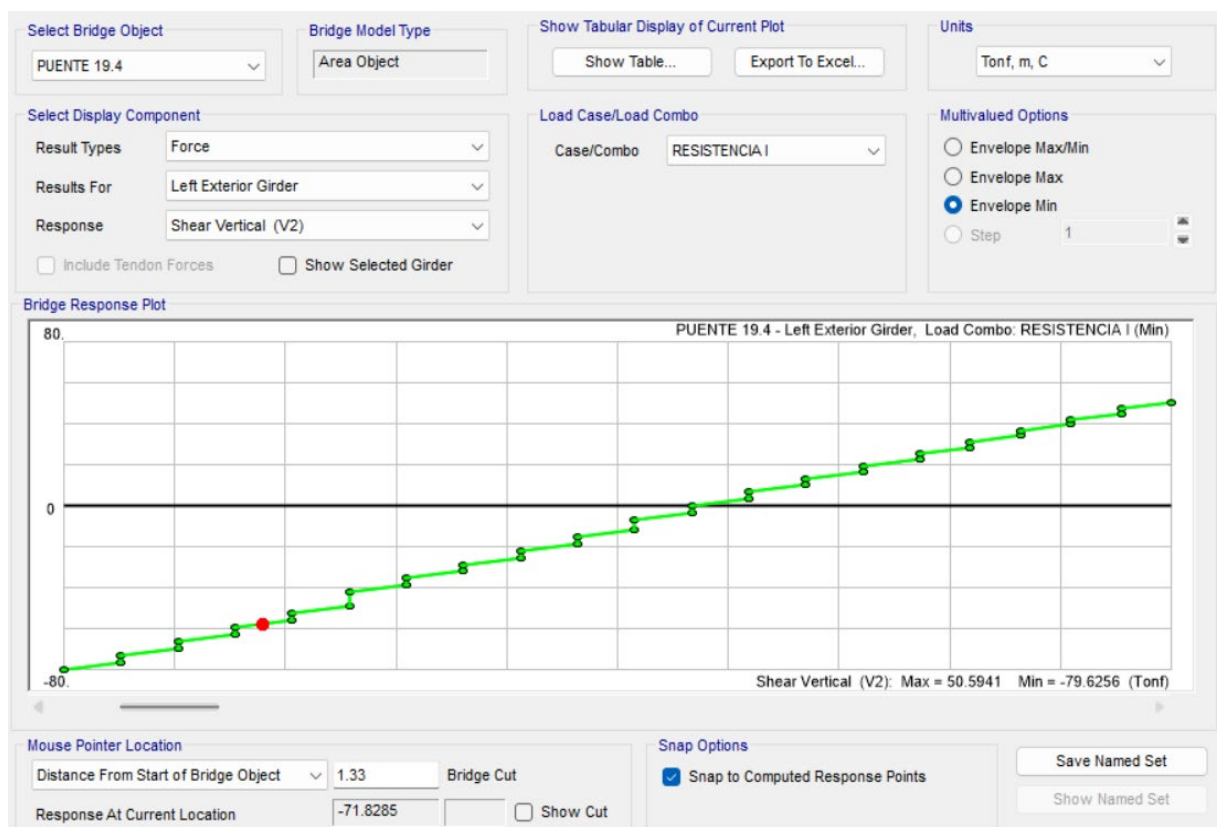
$$x \geq \begin{cases} 0.72h \\ 0.9d_e \end{cases}$$

$$133.7 \geq \begin{cases} 100.8 \\ 114.5 \end{cases}$$

ok



Calculando Cortantes a una distancia



$$V_u/n = 71.8 \text{ Tn}$$

$$n = n_D n_R n_i : 1.05$$

$$V_u = 75.39 \text{ Tn}$$

Diseño de estribos en la sección crítica

Cortante actuante : $V_u = 75390 \text{ kg}$



$$\text{Cortante resistente : } V_r = \phi V_n \\ \phi = 0.90$$

$$\text{Siendo } V_n \text{ en menor de: } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

Donde:

Cortante nominal resistente del concreto con $\beta=2$ (Art. 5.8.3.4.1, proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.8.2.5-1)):

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c b_v d_v} \\ V_c = 54863 \text{ kg}$$

$$\text{siendo } b_v = \text{ancho del alma} = 50 \text{ cm} \\ d_v = 123.7 \text{ cm}$$

Cortante nominal resistente del acero con $\theta = 45^\circ$ (Art. 5.8.3.4.1, proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.8.2.5-1)) y ángulo de inclinación del estribo $\alpha = 90^\circ$:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{S}$$

$$\text{Utilizando Estribo: } \phi 1/2" \text{ diametro: } 1.27 \text{ cm} \text{ y Area: } 1.27 \text{ cm}^2 \\ \text{espaciados de est. } s = 15 \text{ cm} \\ A_v = 2.54 \text{ cm}^2 \text{ (asumiendo 2 ramas)}$$

$$V_s = 87993 \text{ kg}$$

Componente nominal de la fuerza de pretensado $V_p=0$

$$\text{El menor valor de } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + 0 = 142,856 \text{ kg} \\ V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + 0 = 433,035 \text{ kg} \end{cases}$$

$$V_n = ##### \text{ kg}$$

Cortante resistente total

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = ##### \text{ kg}$$

$$V_u = 75,390 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

Refuerzo transversal mínimo

$$A_v \geq \frac{0.27 \sqrt{f'_c} b_v}{f_y}$$

$$A_v = 0.81 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$$



Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

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

$$v_u = 13.541 \text{ kg/cm}^2$$

También :

$$\text{Si } v_u < 0.125 f'_c \quad s_{max} = 0.8 d_v \leq 60 \text{ cm} \quad \dots (1)$$

$$\text{Si } v_u \geq 0.125 f'_c \quad s_{max} = 0.4 d_v \leq 30 \text{ cm} \quad \dots (2)$$

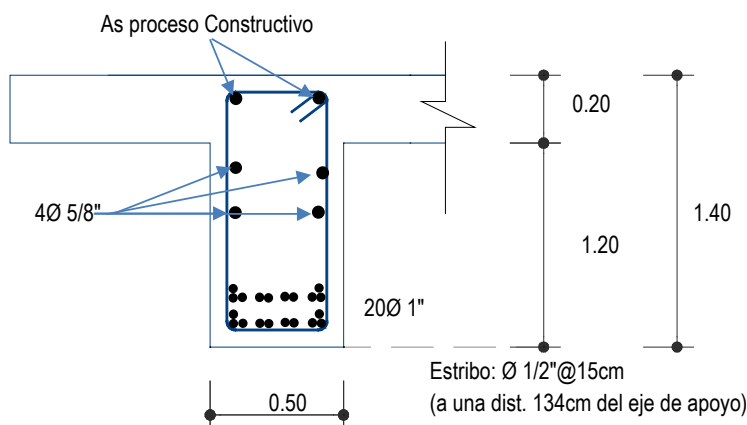
Como: $v_u = 13.541 \text{ kg/cm}^2 < 35 \text{ kg/cm}^2$
Emplear ec. (1)

$$S_{max} = 98.979 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm}$$

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

$$s = 15 \text{ cm} < 60 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

Luego, a una distancia 134cm del apoyo (sección crítica por cortante) usar estribos $\phi 1/2'' @ 15\text{cm}$



10) DISEÑO DE VIGA DIAFRAGMA

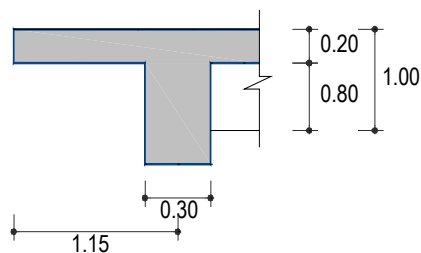
Las vigas diafragmas son vigas transversales que se usan como riostras en los extremos de las vigas I, en apoyos, y en puntos intermedios para mantener la geometría de la sección y así mismo resistir fuerzas laterales. En este caso la ubicación de los diafragmas obedece a disposiciones anteriores del AASHTO que sugerían se les coloque en intervalos que no excedan 12.19m (40'). Se ha optado por ello colocar diafragmas en los extremos de la superestructura y en el centro.

El Art. 9.7.1.4 de las Especificaciones LRFD requiere además que los tableros en las líneas de discontinuidad, caso de bordes, sean reforzados por una viga u otro elemento, la cual debe estar integrada o actuar de forma compuesta con el tablero.

Las vigas de borde se pueden diseñar como vigas con ancho efectivo para la distribución de la carga viva según lo especificado en el Artículo 4.6.2.1.4. Para el presente caso de modo conservador se distribuye la carga viva exclusivamente sobre el ancho del

$$h = 1.00 \text{ m}$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$





a) Determinando Momentos flector

Cargas en el eje A debido al volado:

Baranda	0.15	x	0.30	=	0.045 Tn
Losa	0.48	x	1.15 x 0.30	=	0.166 Tn
Vereda	0.48	x	1.15 x 0.30	=	0.166 Tn

$$P_{DC} = 0.376 \text{ Tn}$$

Momento en el eje A debido al volado:

Baranda	0.045	x	1.05	=	0.047 Tn-m
Losa	0.166	x	0.575	=	0.095 Tn-m
Vereda	0.166	x	0.575	=	0.095 Tn-m

$$M_{DC} = 0.238 \text{ Tn-m}$$

Carga distribuida por peso propio del diafragma:

$$WPP = 0.30 \times 1.00 \times 2.40 = 0.72 \text{ Tn/m}$$

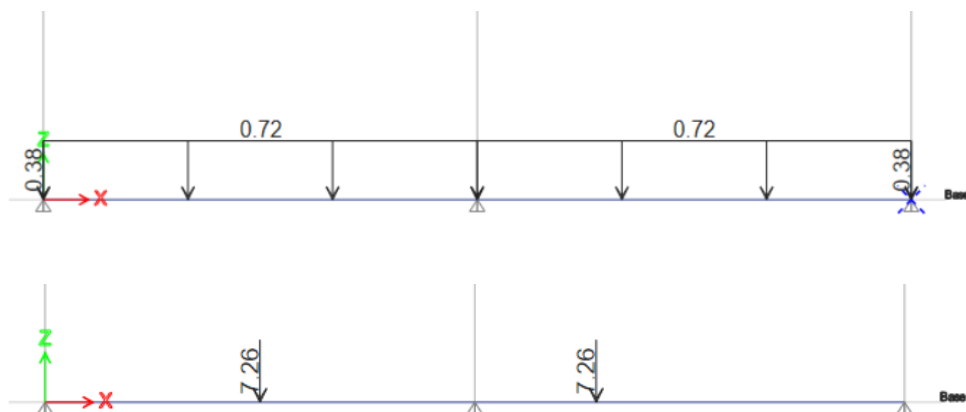
Carga por superficie de rodadura (DW):

Se despreciará por ser muy pequeña.

Carga viva

se empleara P/2 en la seccion critica. $P/2 = 7.26 \text{ Tn}$

Modelando y Resolviendo



ASIGNACION DE CARGA VEHICULAR (LL)

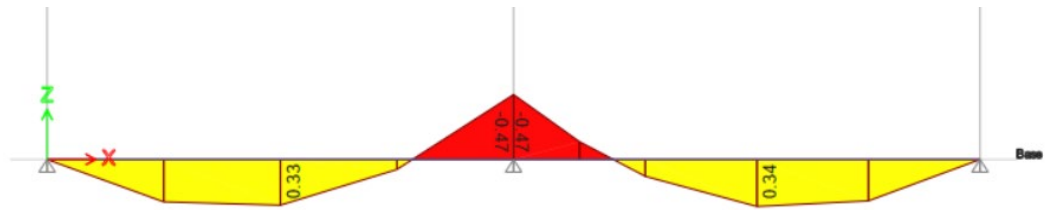


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR DC

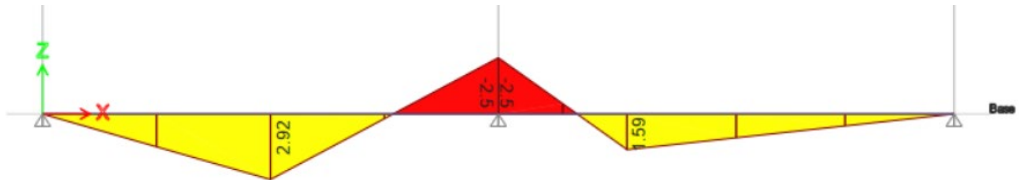


DIAGRAMA DE MOMENTO FLECTOR LL

Con el factor de carga dinámica $IM=0.33$ y el factor de presencia múltiple $m=1.2$, considerando que la viga diafragma toma toda la carga

$$M_U = n((1.25 \text{ ó } 0.9)M_{DC} + 1.75M_{LL+IM})n = n_D n_R n_i : 1.05$$

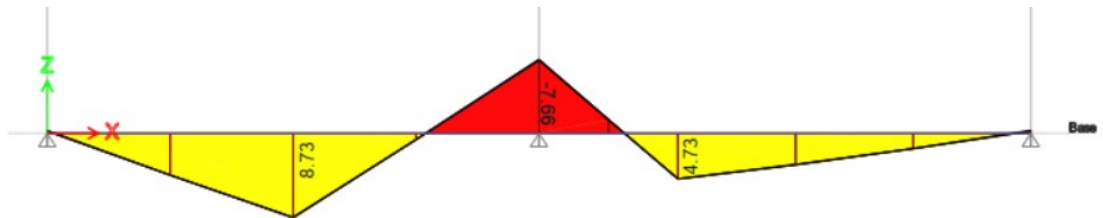


DIAGRAMA DE MOMENTO DEVIDO A LA ENVOLVENTE (M_u)

Obteniendo los Momentos maximo y minimos

$$M_u = -7.66 \text{ Tn-m}$$

$$M_u = 8.73 \text{ Tn-m}$$

b) Calculando Acero

Cálculo del acero negativo:

Tomamos como ancho efectivo el ancho tributario de la viga Tee:

$$M_u = 7.7 \text{ Tn-m}$$

Utilizando: $\varnothing 3/8"$ diametro: 0.95 cm y Area: 0.71 cm²
y recubrimiento $r = 5 \text{ cm}$ (Tabla 5.12.3-1)

$$z = r + \frac{\varnothing_{var}}{2}$$

$$z = 5.475 \text{ cm}$$

$$d = 94.53 \text{ cm}$$



Tomamos como ancho efectivo el ancho tributario de la viga Tee:

$$A_s = \frac{M_U}{0.9f_y(d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \cdot b}$$

Asumiendo $a = .1d = 10.00 \text{ cm}$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 \quad \text{entonces} \quad a = 1.33 \text{ cm}$$

Iterando

$$A_s = 2.16 \text{ cm}^2 \quad \text{entonces} \quad a = 1.27 \text{ cm}$$

Utilizando: $\varnothing 5/8"$ diametro: 1.59 cm y Area: 1.98 cm²

Se tiene numero de barillas 1.09 und

Asumiendo $\varnothing 5/8"$ $A_s = 5.94 \text{ cm}^2$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \cdot b}$$

$$a = 3.49 \text{ cm}$$

$$M_U = 0.9 f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) A_s$$

$$M_u = 20.83 \text{ Tn-m}$$

$$\text{Ahora, como: } c = \frac{a}{\beta_1}, \quad \beta_1 = 0.85$$

$$c = 4.11 \text{ cm}$$

$$\varnothing = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9 \quad (5.5.4.2.1 - 2 \text{ y Fig. C5.5.4.2.1} -$$

$$\varnothing = 3.95 \text{ Emplear } 0.9$$

$$\varnothing = 0.90$$

As máximo (Art. 5.7.3.3.1)

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As mínimo (Art. 5.7.3.3.2)

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

$$a) \quad M_{cr} = 1.1 f_s S$$

Siendo:

$$f_s = 2.01 \sqrt{f'_c}$$

$$S = b h^2 / 6$$

$$f_s = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 50,000.00 \text{ cm}^3$$



$$M_{cr} = 1,849,855 \text{ Kg-cm}$$
$$M_{cr} = 18.50 \text{ tn-m}$$

b) $M_{cr} = 1.33M_u$

$$1.33M_u = 10.19 \text{ tn-m}$$

Tomando el menor valor entre 'a' y 'b' 10.19 Tn-m

$$M_u = 20.83 \text{ tn-m} > 10.19 \text{ tn-m} \quad \text{ok}$$

USAR 3Ø 5/8"

Cálculo del acero positivo:

Tomamos como ancho efectivo el ancho tributario de la viga Tee:

$$M_u = 8.7 \text{ Tn-m}$$

Utilizando: **Ø 3/8"** diametro: 0.95 cm y Area: 0.71 cm²
y recubrimiento r= 5 cm (Tabla 5.12.3-1)

$$z = r + \frac{\phi_{var}}{2}$$

$$z = 5.475 \text{ cm}$$

$$d = 94.53 \text{ cm}$$

Tomamos como ancho efectivo el ancho tributario de la viga Tee:

$$A_s = \frac{M_u}{0.9f_y(d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \cdot b}$$

Asumiendo a= .1d= 10.00 cm

$$A_s = 2.58 \text{ cm}^2 \quad \text{entonces} \quad a = 1.52 \text{ cm}$$

Iterando

$$A_s = 2.46 \text{ cm}^2 \quad \text{entonces} \quad a = 1.45 \text{ cm}$$

Utilizando: **Ø 5/8"** diametro: 1.59 cm y Area: 1.98 cm²
Se tiene numero de barillas 1.244 und
Asumiendo **3.00** Ø 5/8" $A_s = 5.94 \text{ cm}^2$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c \cdot b}$$

$$a = 3.49 \text{ cm}$$

$$M_u = 0.9f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) A_s$$

$$M_u = 20.83 \text{ Tn-m}$$



Ahora, como: $c = \frac{a}{\beta_1}$ $\beta_1 = 0.85$
 $c = 4.11 \text{ cm}$

$$\phi = 0.65 + 0.15 \left(\frac{d_t}{c} - 1 \right) \leq 0.9 \quad (5.5.4.2.1 - 2 \text{ y Fig. C5.5.4.2.1} -$$

$\phi = 3.95$ Emplear 0.9

$\phi = 0.90$

As máximo (Art. 5.7.3.3.1)

Las actuales disposiciones AASHTO LRFD eliminan este límite.

As mínimo (Art. 5.7.3.3.2)

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

a) $M_{cr} = 1.1 f_s S$

Siendo:

$$f_s = 2.01 \sqrt{f'_c}$$

$$f_s = 33.63 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = b h^2 / 6$$

$$S = 50,000.00 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = 1,849,855 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{cr} = 18.50 \text{ tn-m}$$

b) $M_{cr} = 1.33 M_u$

$$1.33 M_u = 11.61 \text{ tn-m}$$

Tomando el menor valor entre 'a' y 'b' 11.61 Tn-m

$$M_u = 20.83 \text{ tn-m} > 11.61 \text{ tn-m} \quad \text{ok}$$

USAR 3Ø 5/8"

Acero de Contraccion y Temperatura

En el alma de la viga T, en las caras laterales, se colocará acero de temperatura:

$$A_{s_{temp}} = \frac{0.18 b h}{2(b + h)} \text{ cm}^2/\text{m} \quad (5.10.8.2 - 1)$$

$$A_{s_{temp}} = 2.08 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\text{total en cada dirección, en cada cara})$$

$$2.33 \text{ cm}^2/\text{m} \leq A_{s_{temp}} \leq 12.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Verificando rango de Acero de temperatura se tiene:

$$A_{s_{temp}} = 2.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Para el espacio de:

$$h_{libre} = h - e_{losa} - e_{acero}$$

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

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

$$h_{libre} = 0.75 \text{ m}$$



Para la altura libre se tiene

$$A_{s_{temp}} = 1.75 \text{ cm}^2$$

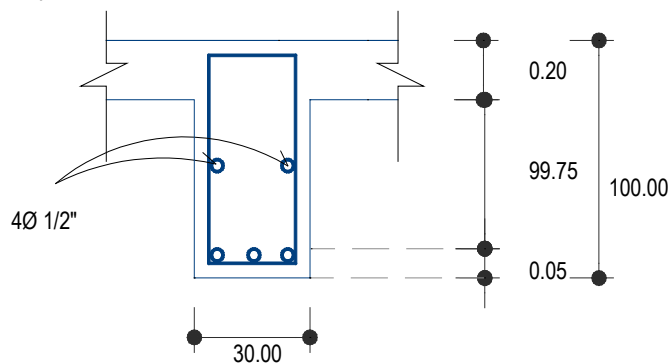
Utilizando:

2 $\text{Ø } 1/2''$ diametro: 1.27 cm y Area: 1.27 cm²

s = 0.25 m
ok

$$S_{max} = 3t = 0.6 \text{ m}$$

$$S_{max} = 0.45 \text{ m}$$



c) Diseño por Corte

Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo

De acuerdo al Art. 5.8.3.2, la sección crítica por cortante se ubica a una distancia d_v desde la cara interna del apoyo, donde d_v es el peralte efectivo por corte del elemento. El mayor cortante ocurre en el tramo exterior, cerca al apoyo interior, por lo que

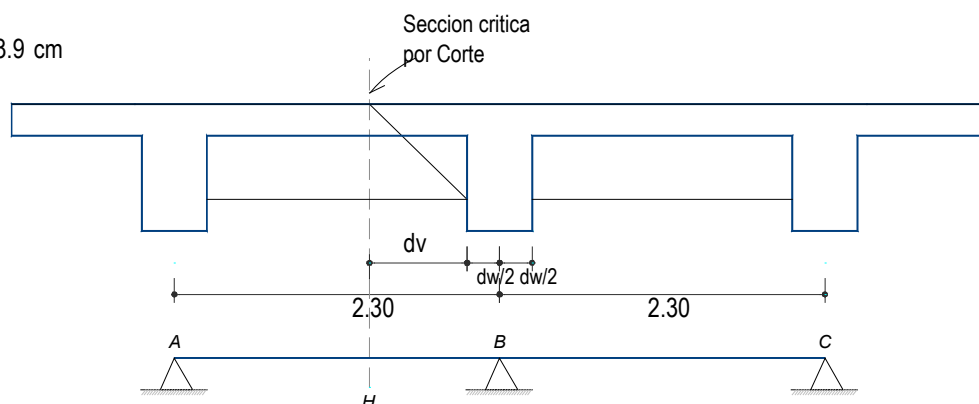
Determinación del peralte efectivo (d_v) por corte (Art. 5.8.2.9)

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_e = 94.5 \text{ cm}$$

$$a = 1.3 \text{ cm}$$

$$d_v = 93.9 \text{ cm}$$





La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

$$d_v \geq \begin{cases} 0.72h \\ 0.9d_e \end{cases}$$

$$93.9 \geq \begin{cases} 72.00 \text{ cm} \\ 85.07 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Dispositivo de Apoyo}$$

ok

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

$$x = d_v + dw/2 = 94.1 \text{ cm}$$

A la distancia 94.1cm del eje del apoyo (sección H):

Calculando Cortantes a una distancia

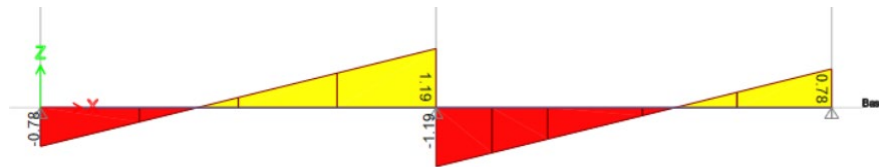


DIAGRAMA DE CORTANTE DEVIDO CARGA MUERTA (DC)

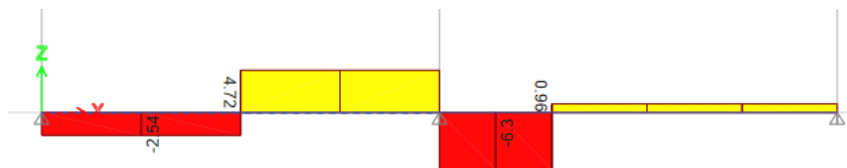


DIAGRAMA DE CORTANTE DEVIDO CARGA VEHICULAR (LL)

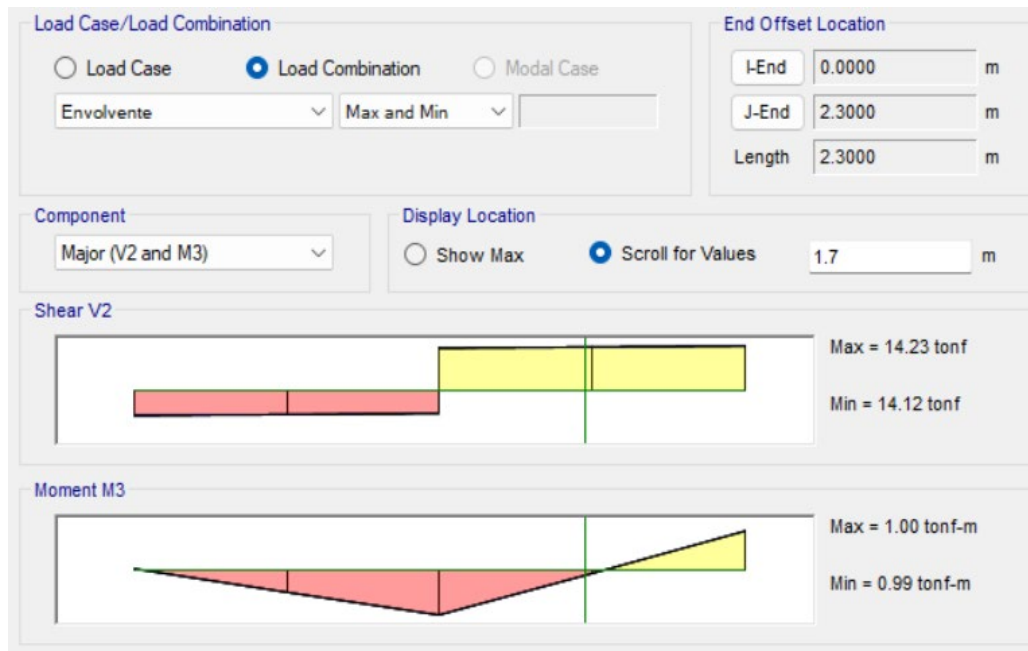
Con el factor de carga dinámica $IM=0.33$ y el factor de presencia múltiple $m=1.2$, considerando que la viga diafragma toma toda la carga

$$V_U = n((1.25 \text{ ó } 0.9)V_{DC} + 1.75V_{LL+IM}) \quad n = n_D n_R n_i : 1.05$$





Cortante a Distancia x del eje B de la combinacion de cargas



$$V_u = 14.23 Tn$$

Diseño de estribos en la sección crítica

Cortante actuante : $V_u = 14230 \text{ kg}$

Cortante resistente : $V_r = \phi V_n$
 $\phi = 0.90$

$$\text{Siendo } V_n \text{ en menor de: } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + V_p \\ V_n = 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

Donde:

Cortante nominal resistente del concreto con $\beta = 2$ (Art. 5.8.3.4.1, proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.8.2.5-1)):

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c b_v d_v}$$

$$V_c = 24,980 \text{ kg}$$

siendo b_v = ancho del alma= 30 cm

$$d_v = 93.9 \text{ cm}$$

Cortante nominal resistente del acero con $\theta = 45^\circ$ (Art. 5.8.3.4.1, proceso simplificado, a condición de usar la cantidad de refuerzo transversal mínimo señalada en (5.8.2.5-1)) y ángulo de inclinación del estribo $\alpha = 90^\circ$:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{S}$$

Utilizando Estribo: $\phi 3/8"$ diametro: 0.95 cm y Area: 0.71 cm²

espaciados de est. s = 30 cm

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2 \text{ (asumiendo 2 ramas)}$$



$$V_s = 18,665 \text{ kg}$$

Componente nominal de la fuerza de pretensado $V_p=0$

$$\text{El menor valor de } \begin{cases} V_n = V_c + V_s + 0 = & 43,646 \text{ kg} \\ V_n = 0.25f'_c b_v d_v + 0 = & 197,169 \text{ kg} \end{cases}$$

$$V_n = 43,646 \text{ kg}$$

Cortante resistente total

$$V_r = \phi V_n$$

$$V_r = 39,281 \text{ kg}$$

$$V_u = 14,230 \text{ kg} \quad \text{ok}$$

Refuerzo transversal mínimo

$$A_v \geq \frac{0.27 \sqrt{f'_c} b_v}{f_y}$$

$$A_v = 0.97 \text{ cm}^2 \quad \text{ok}$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

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

$$v_u = 5.61 \text{ kg/cm}^2$$

Tambien :

$$\text{Si } v_u < 0.125f'_c \quad s_{max} = 0.8d_v \leq 60 \text{ cm} \quad \dots (1)$$

$$\text{Si } v_u \geq 0.125f'_c \quad s_{max} = 0.4d_v \leq 30 \text{ cm} \quad \dots (2)$$

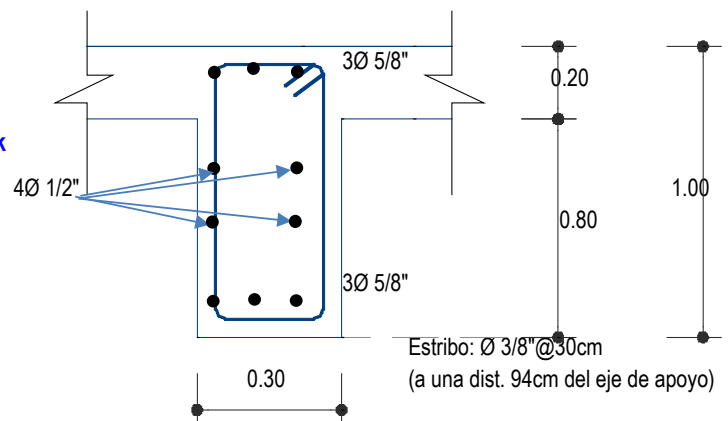
Como: $v_u = 5.61 \text{ kg/cm}^2 < 35 \text{ kg/cm}^2$
Emplear ec. (1)

$$S_{max} = 75.11 \text{ cm} \leq 60 \text{ cm}$$

$$S_{max} = 60.00 \text{ cm}$$

$$s = 30 \text{ cm} < 60.00 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

Luego, a una distancia 94cm del apoyo (sección crítica por cortante) usar estribos $\phi 3/8'' @ 30\text{cm}$





RENOVACION DE PUENTE; EN EL(LA) QUEBRADA ALVARIÑO DE LA VIA VECINAL PA-728 ALVARIÑO DISTRITO DE PUERTO BERMUDEZ, PROVINCIA OXAPAMPA,

DISEÑO DE ESTRIBO H=7.00 m

PROYECTO: RENOVACION DE PUENTE; EN EL(LA) QUEBRADA ALVARIÑO DE LA VIA VECINAL PA-728 ALVARIÑO DISTRITO DE PUERTO BERMUDEZ, PROVINCIA OXAPAMPA, DEPARTAMENTO PASCO

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

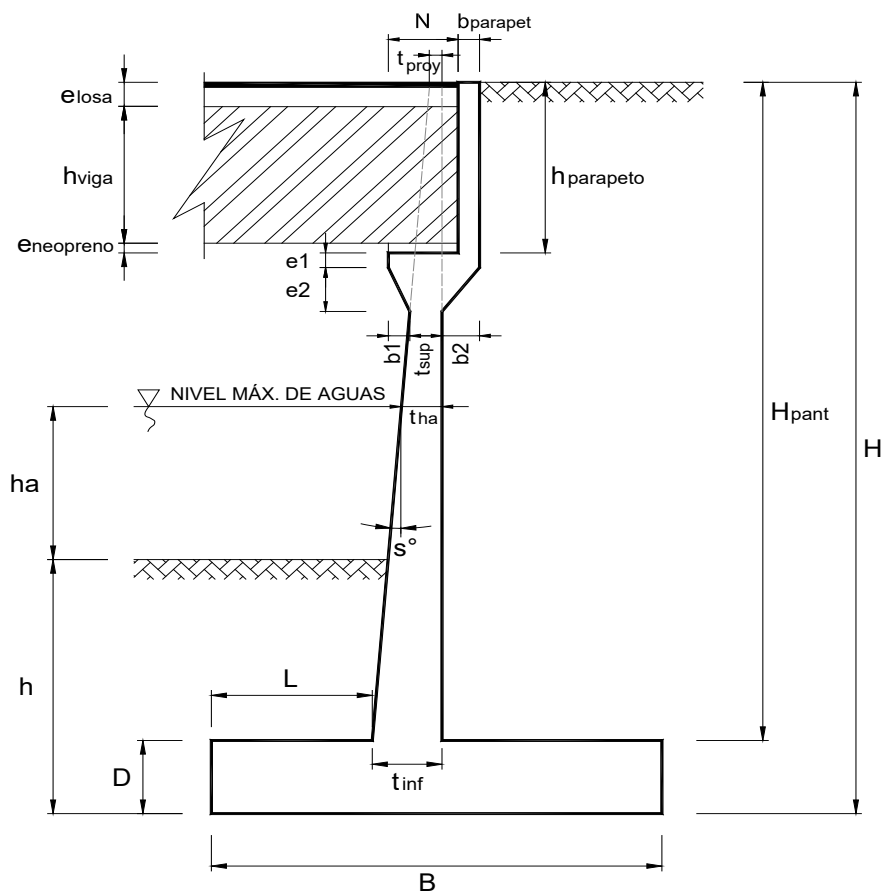
PREDIMENSIONAMIENTO

LONGITUD:

20.00 m

ANCHO TOTAL:

12.90 m (Ancho de vía + veredas)





RENOVACION DE PUENTE; EN EL(LA) QUEBRADA ALVARIÑO DE LA VIA VECINAL PA-728 ALVARIÑO DISTRITO DE PUERTO BERMUDEZ, PROVINCIA OXAPAMPA,

DISEÑO DE ESTRIBO H=7.00 m

PROYECTO:

RENOVACION DE PUENTE; EN EL(LA) QUEBRADA ALVARIÑO DE LA VIA VECINAL PA-728 ALVARIÑO DISTRITO DE PUERTO BERMUDEZ, PROVINCIA OXAPAMPA, DEPARTAMENTO PASCO

DIMENSIONAMIENTO DE ESTRIBO

DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
H	7.00 m	7.00 m	Dato
h	2.50 m	2.50 m	Dato
(1) B=0.6H	4.20 m	8.00 m	Criterio
(1) D=0.1H	0.70 m	0.80 m	Criterio
t _{proy}	0.25 m	0.25 m	Valor mínimo
t _{sup}	0.40 m	0.40 m	Valor Interpolado
(1) t _{inf} =0.1H	0.70 m	0.70 m	Criterio
(1) L=B/3	1.40 m	1.20 m	Criterio
elosa	0.20 m	0.20 m	Dato
h _{viga}	1.20 m	1.20 m	Dato
eneopreno	0.10 m	0.10 m	Dato
h _{parapeto}	1.50 m	1.50 m	elosa+h _{viga} +eneopreno
b _{parapeto}	0.25 m	0.25 m	Asumido
e1	0.25 m	0.25 m	Asumido
e2	0.35 m	0.35 m	Asumido
DIMENSION	CALCULADO	REDONDEADO	OBSERVACION
b1	0.20 m	0.20 m	Asumido
b2	0.35 m	0.35 m	Asumido
s°	4.36°	4.36°	Calculado
(2) N _{mínimo}	0.23 m	--	Según Norma MTC
N	0.70 m	0.70 m	Calculado
ha	1.60 m	1.60 m	Dato
tha	0.45 m	0.45 m	Calculado
H _{pant}	6.20 m	6.20 m	Calculado

NOTAS:

- (1) Predimensionamiento tomado del texto "*Principios de Ingeniería de Cimentaciones*" de Braja M. Das, pgn. 389
- (2) La longitud de la cajuela $N = (200 + 0.0017L + 0.0067H)(1 + 0.000125s^\circ)$ en mm, donde H=0 en puentes de una sola luz. Del "*Manual de Diseño de Puentes 2002*" del MTC, título 2.11.2



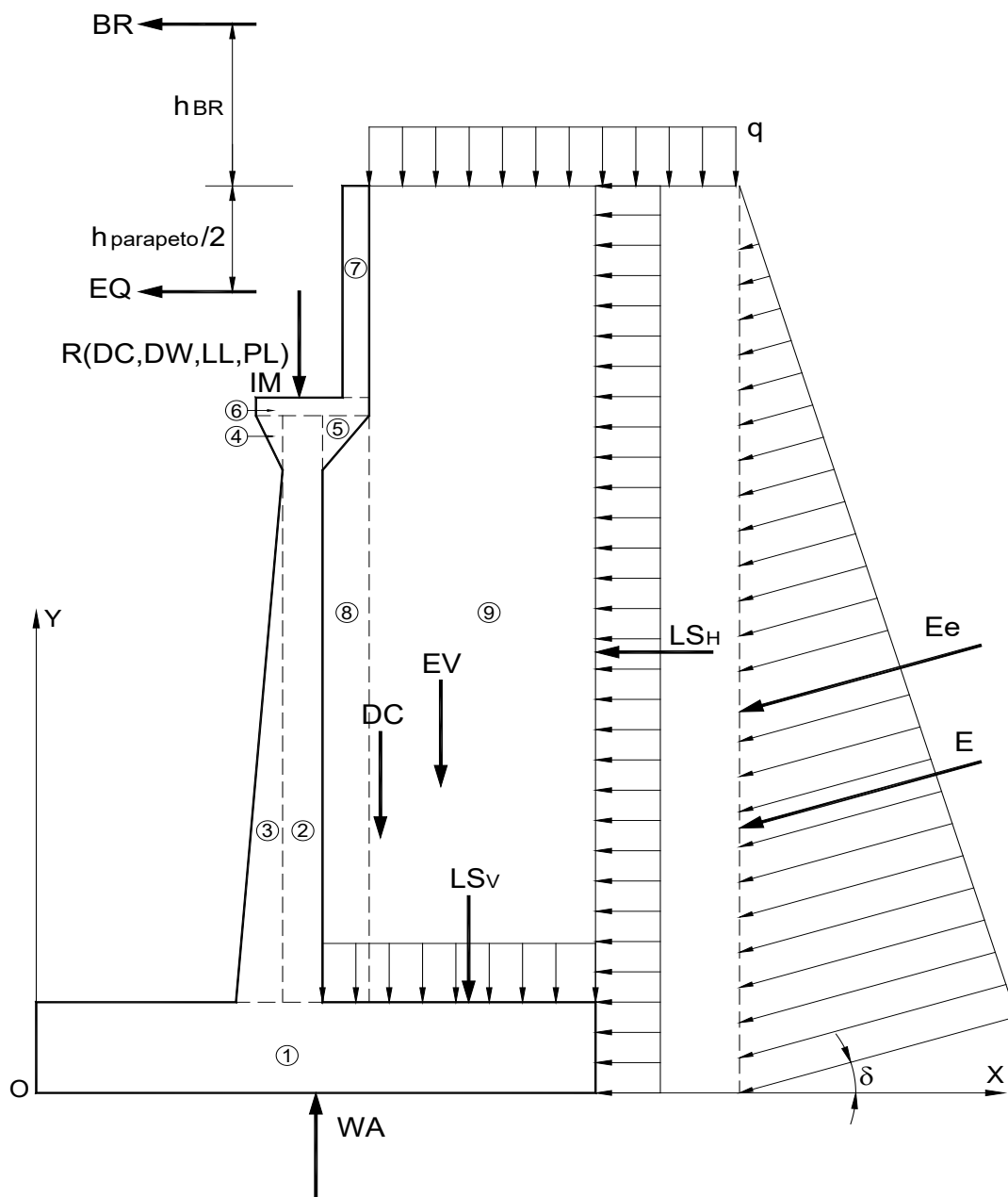
DEFINICION DE CARGAS

1. DATOS PREVIOS

$\gamma_{\text{concreto}} =$	2.40 Ton/m ³
$\gamma_m =$	1.90 Ton/m ³
$\phi =$	30°
(1) A =	0.18
(2) % Impacto =	33.00%
(3) q =	0.96 Ton/m

Reacciones debido a:

R(DC) =	63.38 Ton
R(DW) =	3.30 Ton
R(LL) =	43.46 Ton
R(PL) =	6.86 Ton





DEFINICION DE CARGAS

2. PESO PROPIO (DC) Y DEL SUELO (EV):

CALCULO DE DC				
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
1	6.40	15.36	4.00	61.44
2	1.79	4.30	1.70	7.30
3	0.61	1.46	1.40	2.05
Nº	VOL. (m3)	DC (Ton)	x (m)	DC*x (Ton*m)
4	0.04	0.08	1.43	0.12
5	0.06	0.15	2.02	0.30
6	0.24	0.57	1.77	1.01
7	0.38	0.90	2.13	1.91
S	--	22.82	--	74.13
CALCULO DE EV				
Nº	VOL. (m3)	EV (Ton)	x (m)	EV*x (Ton*m)
8	1.50	2.84	2.08	5.90
9	35.65	67.74	5.13	347.14
S	--	70.58	--	353.04

DC= 22.82 Ton

x= 3.25 m

EV= 70.58 Ton

x= 5.00 m

3. PESO PROPIO PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DC):

DC= 4.91 Ton/m

x= 1.65 m

4. CARGA MUERTA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (DW):

DW= 0.26 Ton/m

x= 1.65 m

5. PRESION ESTATICA DEL SUELO (EH Y EV):

$$d=f/2= 15^\circ$$

$$g_m= 1.90 \text{ g/cm}^3$$

$$(4) \quad K_a= 0.3014$$

$$k_h=A/2= 0.09$$

$$q= 5.14^\circ$$

$$(5) \quad K_e= 0.3606$$

Empuje estático:

$$E= 14.03 \text{ Ton}$$

$$EH= 13.55 \text{ Ton}$$

$$EV= 3.63 \text{ Ton}$$

$$y= 2.33 \text{ m}$$

$$x= 8.00 \text{ m}$$

Empuje dinámico:

$$Ee= 16.78 \text{ Ton}$$

$$EHe= 16.21 \text{ Ton}$$

$$EVe= 4.34 \text{ Ton}$$

$$DEe= 2.75 \text{ Ton}$$

$$(6) \quad y= 2.64 \text{ m}$$

$$x= 8.00 \text{ m}$$



DEFINICION DE CARGAS

6. CARGA VIVA PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (LL):

$$LL= 3.37 \text{ Ton/m}$$

$$x= 1.65 \text{ m}$$

7. CARGA DE IMPACTO (IM):

$$IM= 1.11 \text{ Ton/m}$$

$$x= 1.65 \text{ m}$$

8. FUERZA DE FRENADO Y ACELERACION (BR):

$$BR=5\%LL= 0.17 \text{ Ton}$$

$$(7) \quad h_{BR}= 1.80 \text{ m}$$

$$y= 8.80 \text{ m}$$

9. SOBRECARGA PEATONAL PROVENIENTE DE LA SUPERESTRUCTURA (PL):

$$PL= 0.53 \text{ Ton/m}$$

$$x= 1.65 \text{ m}$$

10. SOBRECARGA SUPERFICIAL Y DE TRAFICO (LS):

$$p_H= 0.29 \text{ Ton/m}$$

$$L_{SH}= 2.03 \text{ Ton}$$

$$y= 3.50 \text{ m}$$

$$L_{Sv}= 5.86 \text{ Ton}$$

$$x= 4.95 \text{ m}$$

11. SUBPRESION DE AGUA (WA):

$$WA= -8.29 \text{ Ton}$$

$$x= 4.00 \text{ m}$$

12. FUERZA SISMICA (EQ):

$$EQ=10\%DC= 0.49 \text{ Ton}$$

$$y= 6.25 \text{ m}$$



DEFINICION DE CARGAS

13. COMBINACION DE CARGAS

ESTADO	DC	DW	EH	EV	LL IM BR PL LS	WA	EQ	n
RESISTENCIA 1	0.90	0.65	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	0.90	1.50	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	1.25	0.65	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
RESISTENCIA 1	1.25	1.50	1.50	1.35	1.75	1.00	0.00	1.05
EV. EXTREMO 1	0.90	0.65	1.50	1.35	0.50	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	0.90	1.50	1.50	1.35	0.50	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	1.25	0.65	1.50	1.35	0.50	1.00	1.00	1.00
EV. EXTREMO 1	1.25	1.50	1.50	1.35	0.50	1.00	1.00	1.00
SERVICIO	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00

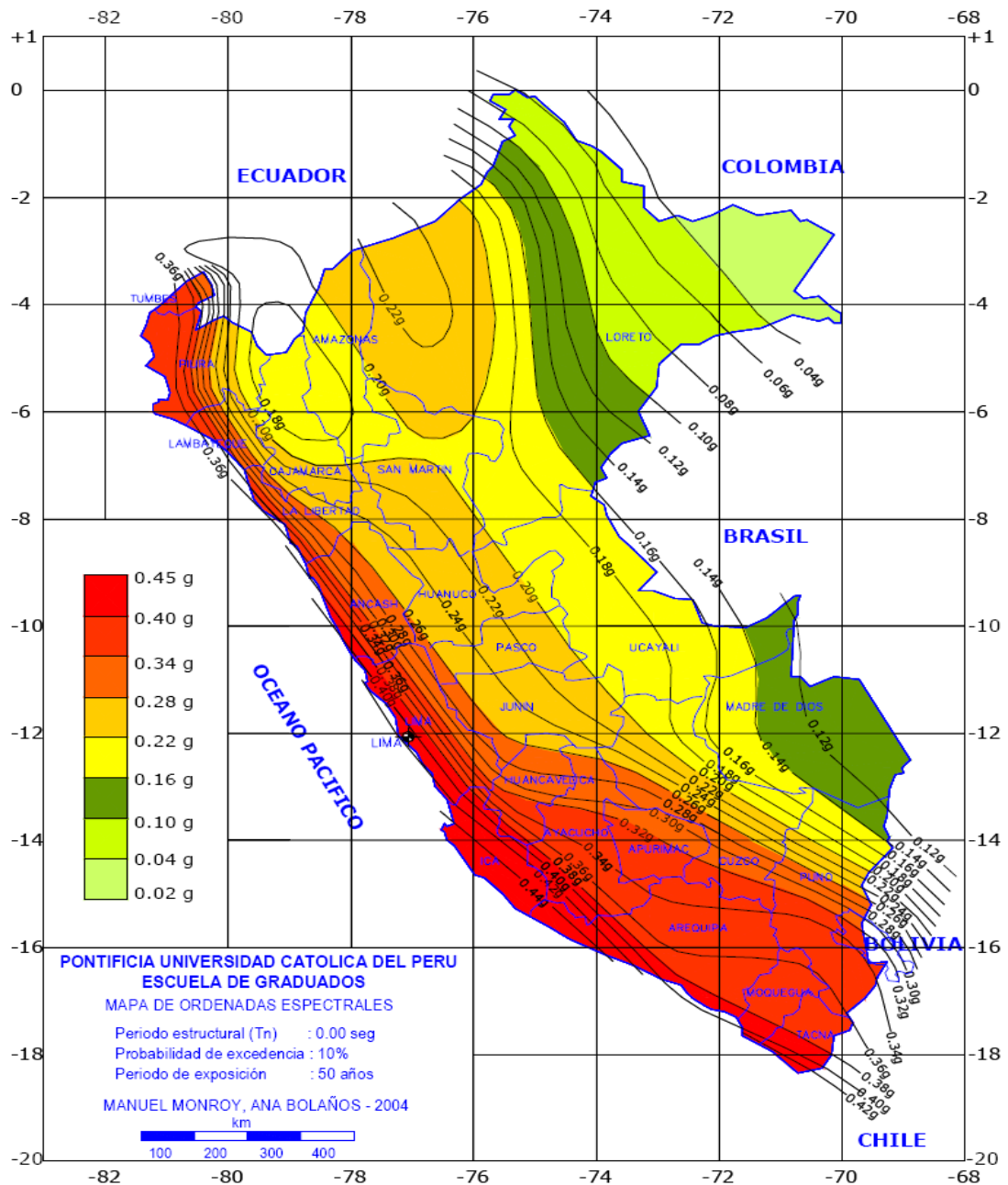
NOTAS:

- (1) El coeficiente de aceleración sísmica se puede obtener de la Distribución de Isoaceleraciones del "Manual de Diseño de Puentes" del MTC, Apéndice A.
- (2) Incremento de carga viva por efectos dinámicos, Tabla 2.4.3.3 del "Manual de Diseño de Puentes" del MTC
- (3) q puede ser asumido como la sobrecarga distribuida del vehículo de diseño.
- (4) Ka obtenido de las ecuaciones propuestas por la teoría de empujes de Coulomb, según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC, Apéndice C.
- (5) Que obtenido de las ecuaciones propuestas por la teoría de empujes para condiciones sísmicas de Mononobe-Okabe, según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC, Apéndice C.
- (6) El punto de aplicación de Ee se obtiene según la metodología propuesta en el texto "Principios de Ingeniería de Cementaciones" de Braja M. Das, pág. 361
- (7) Punto de aplicación de la fuerza de frenado y aceleración a 1.8m sobre el tablero, según el "Manual de Diseño de Puentes 2002" del MTC, título 2.4.3



DEFINICION DE CARGAS

Apéndice A.





VERIFICACION DE ESTABILIDAD

1. DATOS PREVIOS

F.S.D.= 1.50
F.S.V.= 2.00

$\mu = 0.50$
 $\sigma_{adm} = 1.48$ Kg/cm² (2.50m profundidad)

2. FUERZAS Y MOMENTOS ACTUANTES FACTORADOS

FUERZAS ACTUANTES (Ton)					
COMBINACIÓN	EH	LSH	BR	EQ	nSF
RESISTENCIA 1	20.33	3.54	0.29	0.00	25.38
RESISTENCIA 1	20.33	3.54	0.29	0.00	25.38
RESISTENCIA 1	20.33	3.54	0.29	0.00	25.38
RESISTENCIA 1	20.33	3.54	0.29	0.00	25.38
EV. EXTREMO 1	24.32	1.01	0.08	0.49	25.91
EV. EXTREMO 1	24.32	1.01	0.08	0.49	25.91
EV. EXTREMO 1	24.32	1.01	0.08	0.49	25.91
EV. EXTREMO 1	24.32	1.01	0.08	0.49	25.91
SERVICIO	16.21	2.03	0.17	0.00	18.41

MOMENTOS ACTUANTES (Ton-m)					
COMBINACIÓN	EH	LSH	BR	EQ	nSM
RESISTENCIA 1	47.43	12.41	2.59	0.00	65.56
RESISTENCIA 1	47.43	12.41	2.59	0.00	65.56
RESISTENCIA 1	47.43	12.41	2.59	0.00	65.56
RESISTENCIA 1	47.43	12.41	2.59	0.00	65.56
EV. EXTREMO 1	64.19	3.54	0.74	3.07	71.55
EV. EXTREMO 1	64.19	3.54	0.74	3.07	71.55
EV. EXTREMO 1	64.19	3.54	0.74	3.07	71.55
EV. EXTREMO 1	64.19	3.54	0.74	3.07	71.55
SERVICIO	42.79	7.09	1.48	0.00	51.36

3. FUERZAS Y MOMENTOS RESISTENTES FACTORADOS:

FUERZAS RESISTENTES (Ton)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	EV	LSV	WA	nSF
RESISTENCIA 1	24.96	0.17	5.90	1.95	0.93	100.18	10.25	-8.29	142.84
RESISTENCIA 1	24.96	0.38	5.90	1.95	0.93	100.18	10.25	-8.29	143.07
RESISTENCIA 1	34.67	0.17	5.90	1.95	0.93	100.18	10.25	-8.29	153.03
RESISTENCIA 1	34.67	0.38	5.90	1.95	0.93	100.18	10.25	-8.29	153.26
EV. EXTREMO 1	24.96	0.17	1.68	0.56	0.27	101.14	2.93	-8.29	123.41
EV. EXTREMO 1	24.96	0.38	1.68	0.56	0.27	101.14	2.93	-8.29	123.63
EV. EXTREMO 1	34.67	0.17	1.68	0.56	0.27	101.14	2.93	-8.29	133.12
EV. EXTREMO 1	34.67	0.38	1.68	0.56	0.27	101.14	2.93	-8.29	133.34
SERVICIO	27.74	0.26	3.37	1.11	0.53	74.92	5.86	-8.29	105.49



VERIFICACION DE ESTABILIDAD

MOMENTOS RESISTENTES (Ton-m)									
COMBINACIÓN	DC	DW	LL	IM	PL	EV	LSV	WA	nSM
RESISTENCIA 1	74.01	0.27	9.72	3.21	1.53	515.83	50.73	-33.18	653.23
RESISTENCIA 1	74.01	0.63	9.72	3.21	1.53	515.83	50.73	-33.18	653.60
RESISTENCIA 1	102.79	0.27	9.72	3.21	1.53	515.83	50.73	-33.18	683.45
RESISTENCIA 1	102.79	0.63	9.72	3.21	1.53	515.83	50.73	-33.18	683.82
EV. EXTREMO 1	74.01	0.27	2.78	0.92	0.44	523.52	14.49	-33.18	583.25
EV. EXTREMO 1	74.01	0.63	2.78	0.92	0.44	523.52	14.49	-33.18	583.61
EV. EXTREMO 1	102.79	0.27	2.78	0.92	0.44	523.52	14.49	-33.18	612.03
EV. EXTREMO 1	102.79	0.63	2.78	0.92	0.44	523.52	14.49	-33.18	612.39
SERVICIO	82.23	0.42	5.55	1.83	0.88	387.79	28.99	-33.18	474.52

4. ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

COMBINACION	mSFV/SFH	
RESISTENCIA 1	2.814	OK!
RESISTENCIA 1	2.819	OK!
RESISTENCIA 1	3.015	OK!
RESISTENCIA 1	3.020	OK!
EV. EXTREMO 1	2.382	OK!
EV. EXTREMO 1	2.386	OK!
EV. EXTREMO 1	2.569	OK!
EV. EXTREMO 1	2.573	OK!

5. ESTABILIDAD AL VOLTEO

COMBINACION	SMR/SMA	
RESISTENCIA 1	9.964	OK!
RESISTENCIA 1	9.970	OK!
RESISTENCIA 1	10.425	OK!
RESISTENCIA 1	10.431	OK!
EV. EXTREMO 1	8.152	OK!
EV. EXTREMO 1	8.157	OK!
EV. EXTREMO 1	8.554	OK!
EV. EXTREMO 1	8.559	OK!

6. CAPACIDAD DE CARGA FACTORADA DEL TERRENO (σ_R)

1) Estado límite de Resistencia, con ϕ_b (Tabla 11.5.7-1):

$$\sigma_R = \phi_b \sigma_n \quad \sigma_R = \phi_b (FS \cdot \sigma_{adm})$$

$$\sigma_{adm} = 14.80 \text{ Tn/m}^2$$

$$FS = 3.00$$

$$\phi_b = 0.45$$



VERIFICACION DE ESTABILIDAD

$$\sigma_R = 19.98 \text{ Tn/m}^2$$

2) Estado límite de Evento Extremo, con ϕ_b (Art. 11.5.8):

$$\sigma_R = \phi_b \sigma_n \quad \sigma_R = \phi_b (FS \cdot \sigma_{adm})$$

$$\sigma_{adm} = 14.80 \text{ Tn/m}^2$$

$$FS = 3.00$$

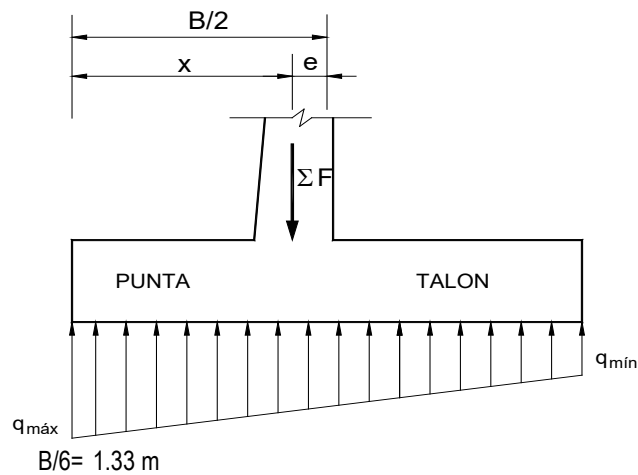
$$\phi_b = 1.00$$

$$\sigma_R = 44.40 \text{ Tn/m}^2$$

2) Estado límite de Evento Extremo, con ϕ_b (Art. 11.5.8):

$$\sigma_{adm} = 14.80 \text{ Tn/m}^2$$

6. PRESIONES SOBRE EL SUELO

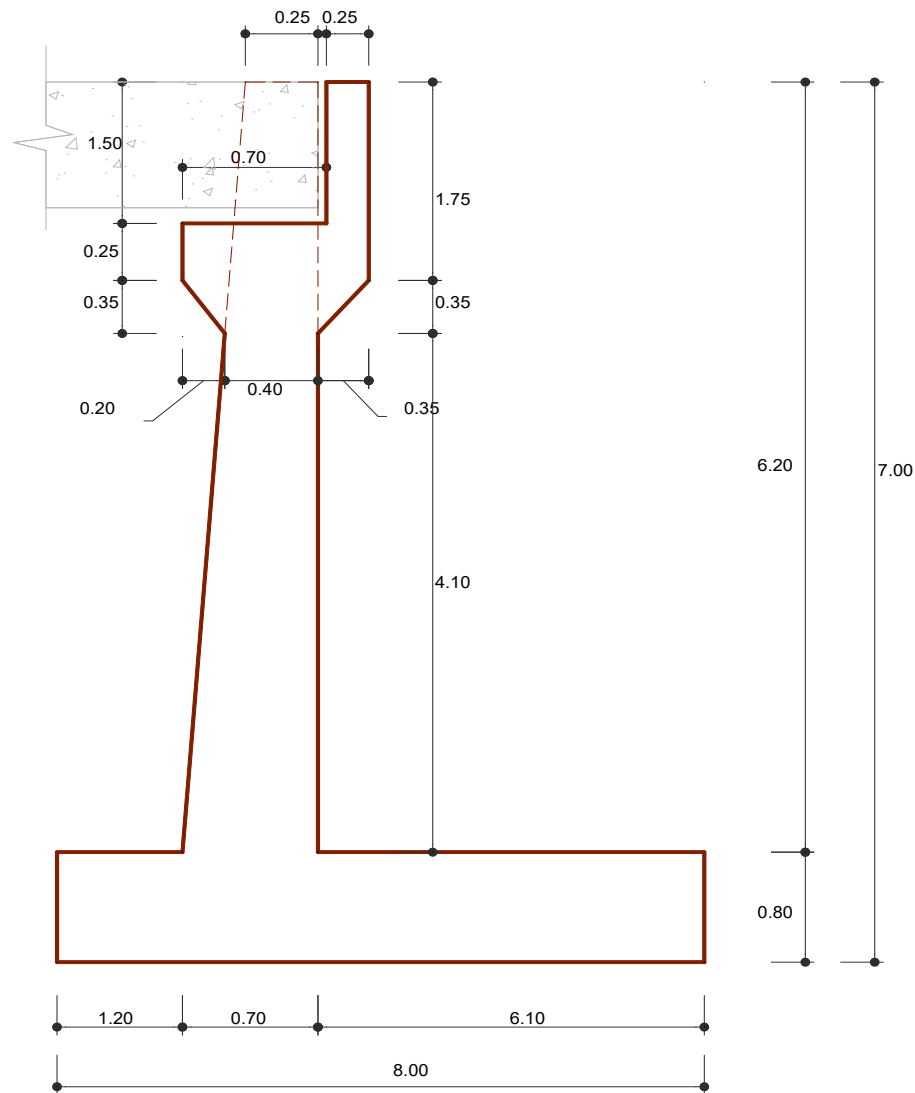


COMBINACIÓN	x (m)	e (m)		q _{max} (Ton/m)		q _{min} (Ton/m)	
RESISTENCIA 1	4.114	0.114	OK!	19.38	OK!	16.33	OK!
RESISTENCIA 1	4.110	0.110	OK!	19.36	OK!	16.40	OK!
RESISTENCIA 1	4.038	0.038	OK!	19.67	OK!	18.59	OK!
RESISTENCIA 1	4.034	0.034	OK!	19.65	OK!	18.67	OK!
EV. EXTREMO 1	4.146	0.146	OK!	17.12	OK!	13.73	OK!
EV. EXTREMO 1	4.142	0.142	OK!	17.10	OK!	13.81	OK!
EV. EXTREMO 1	4.060	0.060	OK!	17.39	OK!	15.89	OK!
EV. EXTREMO 1	4.056	0.056	OK!	17.37	OK!	15.97	OK!
SERVICIO	4.011	0.011	OK!	13.30	OK!	13.07	OK!



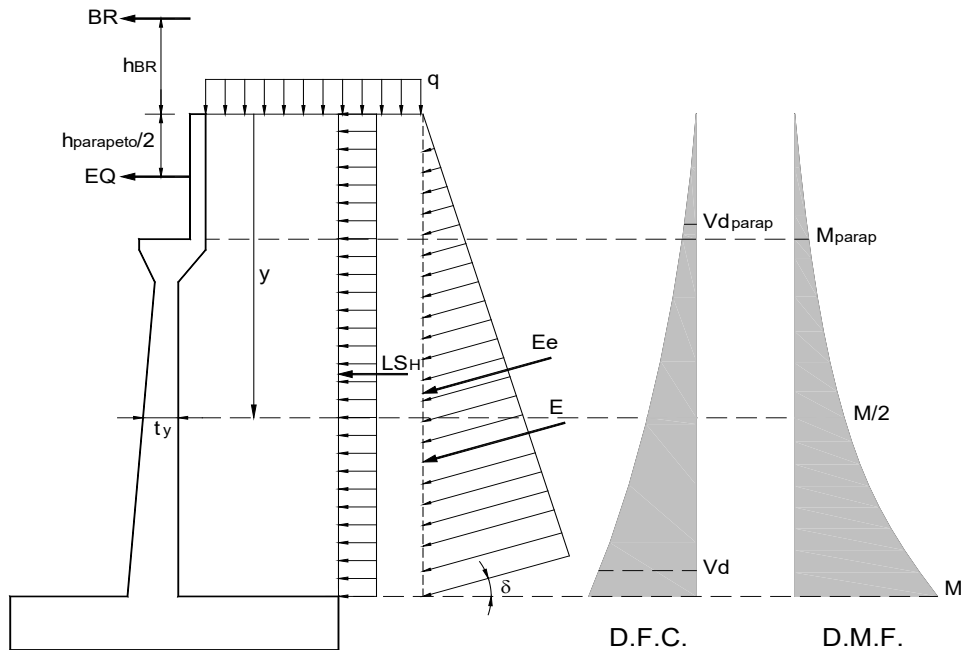
VERIFICACION DE ESTABILIDAD

7. DIMENSION DE LA ESTRUCTURAL





ANÁLISIS ESTRUCTURAL



1. CÁLCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO DE DISEÑO (EN LA BASE DE LA PANTALLA)

$$y = 6.20 \text{ m}$$

COMBINACIÓN	CORTANTE V_d (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	EH	LSH	BR	EQ	nSVd
RESISTENCIA 1	15.69	3.11	0.29	0.00	20.06
RESISTENCIA 1	15.69	3.11	0.29	0.00	20.06
RESISTENCIA 1	15.69	3.11	0.29	0.00	20.06
RESISTENCIA 1	15.69	3.11	0.29	0.00	20.06
EV. EXTREMO 1	18.77	0.89	0.08	0.49	20.24
EV. EXTREMO 1	18.77	0.89	0.08	0.49	20.24
EV. EXTREMO 1	18.77	0.89	0.08	0.49	20.24
EV. EXTREMO 1	18.77	0.89	0.08	0.49	20.24

COMBINACIÓN	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
	EH	LSH	BR	EQ	nSM
RESISTENCIA 1	32.96	9.73	2.36	0.00	47.30
RESISTENCIA 1	32.96	9.73	2.36	0.00	47.30
RESISTENCIA 1	32.96	9.73	2.36	0.00	47.30
RESISTENCIA 1	32.96	9.73	2.36	0.00	47.30
EV. EXTREMO 1	44.60	2.78	0.67	2.31	50.36
EV. EXTREMO 1	44.60	2.78	0.67	2.31	50.36
EV. EXTREMO 1	44.60	2.78	0.67	2.31	50.36
EV. EXTREMO 1	44.60	2.78	0.67	2.31	50.36



ANÁLISIS ESTRUCTURAL

2. UBICACIÓN DE M/2 PARA EL CORTE DEL ACERO:

y= 4.345 m
ty= 0.565 m
Mu= 50.36 Ton-m
Mu/2= 25.19 Ton-m **OK!**

COMBINACIÓN	MOMENTO M/2 (Ton-m)				
	EH	LSH	BR	EQ	nS(M/2)
RESISTENCIA 1	16.19	4.78	1.81	0.00	23.92
RESISTENCIA 1	16.19	4.78	1.81	0.00	23.92
RESISTENCIA 1	16.19	4.78	1.81	0.00	23.92
RESISTENCIA 1	16.19	4.78	1.81	0.00	23.92
EV. EXTREMO 1	21.90	1.37	0.52	1.40	25.19
EV. EXTREMO 1	21.90	1.37	0.52	1.40	25.19
EV. EXTREMO 1	21.90	1.37	0.52	1.40	25.19
EV. EXTREMO 1	21.90	1.37	0.52	1.40	25.19

3. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA BASE DEL PARAPETO

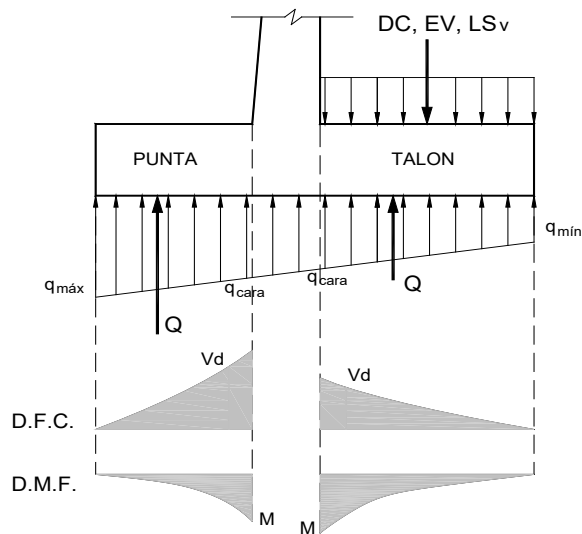
COMBINACIÓN	CORTANTE Vdparap (Ton) - A "d" DE LA CARA				
	EH	LSH	BR	EQ	nSVd
RESISTENCIA 1	0.87	0.73	0.29	0.00	2.00
RESISTENCIA 1	0.87	0.73	0.29	0.00	2.00
RESISTENCIA 1	0.87	0.73	0.29	0.00	2.00
RESISTENCIA 1	0.87	0.73	0.29	0.00	2.00
EV. EXTREMO 1	1.04	0.21	0.08	0.49	1.83
EV. EXTREMO 1	1.04	0.21	0.08	0.49	1.83
EV. EXTREMO 1	1.04	0.21	0.08	0.49	1.83
EV. EXTREMO 1	1.04	0.21	0.08	0.49	1.83

COMBINACIÓN	MOMENTO Mparap (Ton-m) - MÁXIMO				
	EH	LSH	BR	EQ	nSM
RESISTENCIA 1	1.93	0.57	0.97	0.00	3.65
RESISTENCIA 1	1.93	0.57	0.97	0.00	3.65
RESISTENCIA 1	1.93	0.57	0.97	0.00	3.65
RESISTENCIA 1	1.93	0.57	0.97	0.00	3.65
EV. EXTREMO 1	2.61	0.16	0.28	0.37	3.42
EV. EXTREMO 1	2.61	0.16	0.28	0.37	3.42
EV. EXTREMO 1	2.61	0.16	0.28	0.37	3.42
EV. EXTREMO 1	2.61	0.16	0.28	0.37	3.42



ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4. CÁLCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN EL TALÓN DE LA ZAPATA



COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA				
		DC	LSv	EV	Q	nSVd
RESISTENCIA 1	18.658	-10.45	-10.25	-95.28	115.08	-0.95
RESISTENCIA 1	18.660	-10.45	-10.25	-95.28	115.02	-1.01
RESISTENCIA 1	19.412	-14.52	-10.25	-95.28	118.22	-1.92
RESISTENCIA 1	19.415	-14.52	-10.25	-95.28	118.16	-1.98
EV. EXTREMO 1	16.315	-10.45	-2.93	-95.28	101.14	-7.52
EV. EXTREMO 1	16.317	-10.45	-2.93	-95.28	101.08	-7.58
EV. EXTREMO 1	17.034	-14.52	-2.93	-95.28	104.13	-8.60
EV. EXTREMO 1	17.036	-14.52	-2.93	-95.28	104.08	-8.65

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO				
		DC	LSv	EV	Q	nSM
RESISTENCIA 1	18.658	-32.15	-31.26	-290.60	356.14	2.23
RESISTENCIA 1	18.660	-32.15	-31.26	-290.60	355.88	1.96
RESISTENCIA 1	19.412	-44.65	-31.26	-290.60	364.35	-2.27
RESISTENCIA 1	19.415	-44.65	-31.26	-290.60	364.09	-2.54
EV. EXTREMO 1	16.315	-32.15	-8.93	-290.60	313.51	-18.17
EV. EXTREMO 1	16.317	-32.15	-8.93	-290.60	313.27	-18.42
EV. EXTREMO 1	17.034	-44.65	-8.93	-290.60	321.33	-22.85
EV. EXTREMO 1	17.036	-44.65	-8.93	-290.60	321.09	-23.10



ANALISIS ESTRUCTURAL

5. CALCULO DEL CORTANTE Y MOMENTO EN LA PUNTA DE LA ZAPATA

COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	CORTANTE Vd (Ton) - A "d" DE LA CARA		
		DC	Q	nSV
RESISTENCIA 1	18.925	-1.99	22.03	21.04
RESISTENCIA 1	18.919	-1.99	22.01	21.03
RESISTENCIA 1	19.507	-2.76	22.53	20.75
RESISTENCIA 1	19.500	-2.76	22.51	20.74
EV. EXTREMO 1	16.611	-1.99	19.39	17.41
EV. EXTREMO 1	16.605	-1.99	19.38	17.39
EV. EXTREMO 1	17.165	-2.76	19.87	17.11
EV. EXTREMO 1	17.159	-2.76	19.85	17.09

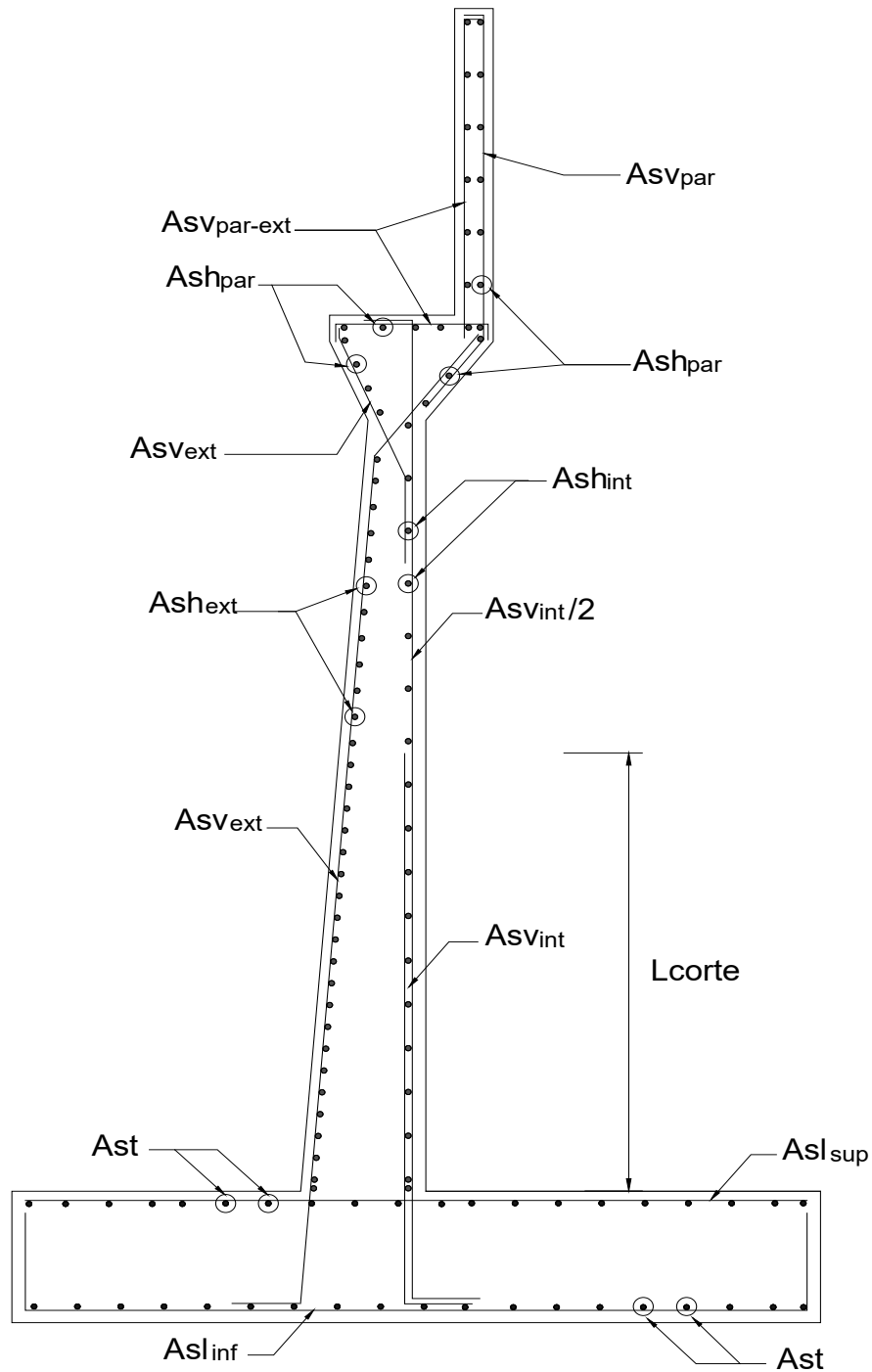
COMBINACIÓN	qcara (Ton/m)	MOMENTO M (Ton-m) - MÁXIMO		
		DC	Q	nSM
RESISTENCIA 1	18.925	-1.24	14.07	13.46
RESISTENCIA 1	18.919	-1.24	14.05	13.44
RESISTENCIA 1	19.507	-1.73	14.20	13.10
RESISTENCIA 1	19.500	-1.73	14.18	13.08
EV. EXTREMO 1	16.611	-1.24	12.45	11.20
EV. EXTREMO 1	16.605	-1.24	12.43	11.18
EV. EXTREMO 1	17.165	-1.73	12.57	10.85
EV. EXTREMO 1	17.159	-1.73	12.56	10.83



DISEÑO ESTRUCTURAL

1. DATOS

$f_c =$	210 Kg/cm ²	$f_y =$	4200 Kg/cm ²
$r(\text{pant}) =$	0.05 m	$r(\text{zapata}) =$	0.075 m
ϕ (Flexión) =	0.90	ϕ (Corte) =	0.90





DISEÑO ESTRUCTURAL

2. DISEÑO DE LA PANTALLA

VERIFICACION DE CORTANTE

$f_v = 44.93 \text{ Ton}$

$V_u = 20.24 \text{ Ton}$

OK!

ACERO VERTICAL

CARA INTERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	50.36 Ton-m
d	0.65 m
a	5.02 cm
As	21.32 cm ²
ρ	0.0033
ρ_{min}	0.0015
#6	2.85 cm ²
Nº Aceros	7.48
s (Calculado)	13.37 cm
s (Redond.)	10 cm
Asv _{int}	Ø3/4"@10
Ld	0.72 m
Lcorte (calc)	2.58 m
Lcorte (redond)	2.60 m
Asv _{int} /2	Ø3/4"@20

OK!

OK!

OK!

CARA EXTERIOR	
DESC.	VALOR
#5	1.98 cm ²
As _{min}	9.75 cm ²
Nº Aceros	4.92
s (Calculado)	20.31 cm
s (Redond.)	20 cm
Asv _{ext}	Ø5/8"@20

ACERO HORIZONTAL

PARTE INFERIOR	
DESC.	VALOR
#3	0.71 cm ²
ρ	0.0020
Ash	13.00 cm ²
Ash/3	4.33 cm ²
Nº Aceros	6.10
s (Calculado)	16.38 cm
s (Redond.)	15 cm
Ash _{int}	Ø3/8"@15
#4	1.27 cm ²
2*Ash/3	8.67 cm ²
Nº Aceros	6.82
s (Calculado)	14.65 cm
s (Redond.)	12.5 cm
Ash _{ext}	Ø1/2"@12.5

OK!

OK!

PARTE SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#3	0.71 cm ²
ρ	0.0020
Ash	10.31 cm ²
Ash/3	3.44 cm ²
Nº Aceros	4.84
s (Calculado)	20.67 cm
s (Redond.)	20 cm
Ash _{int}	Ø3/8"@20
#4	1.27
2*Ash/3	6.87 cm ²
Nº Aceros	5.41
s (Calculado)	18.48 cm
s (Redond.)	20 cm
Ash _{ext}	Ø1/2"@20

RESUMEN:

Ash _{int}	Ø3/8", 1@5,17@15,r@20
Ash _{ext}	Ø1/2", 1@5,21@12.5,r@20



DISEÑO ESTRUCTURAL

3. DISEÑO DEL PARAPETO

VERIFICACION DE CORTANTE

$$fV_c = 13.82 \text{ Ton}$$

$$V_u = 2.00 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO VERTICAL INTERIOR

DESC.	VALOR
Mu	3.65 Ton-m
d	0.20 m
a	1.17 cm
As	4.97 cm ²
ρ	0.0025
ρ_{min}	0.0015
#4	1.27 cm ²
Nº Aceros	3.91
s (Calculado)	25.57 cm
s (Redond.)	20 cm
As _{par}	Ø1/2"@20

OK!

OK!

ACERO VERTICAL EXTERIOR

As _{par-ext}	Ø3/8"@20
-----------------------	----------

ACERO HORIZONTAL

As _{hpar}	Ø3/8"@20
--------------------	----------

4. DISEÑO DEL TALON DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$$fV_c = 51.84 \text{ Ton}$$

$$V_u = 8.65 \text{ Ton}$$

OK!

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	23.10 Ton-m
d	0.73 m
a	2.01 cm
As	8.55 cm ²
ρ	0.0012
ρ_{min}	0.0015
#6	2.85 cm ²
Nº Aceros	3.82
s (Calculado)	26.21 cm
s (Redond.)	20 cm
As _{inf}	Ø3/4"@20

Usar As_{min}!

OK!

CARA SUPERIOR

DESC.	VALOR
#6	2.85 cm ²
As _{min}	10.88 cm ²
Nº Aceros	3.82
s (Calculado)	26.21 cm
s (Redond.)	25 cm
As _{sup}	Ø3/4"@25

ACERO TRANSVERSAL

As _t	Ø3/4"@25
-----------------	----------



DISEÑO ESTRUCTURAL

5. DISEÑO DE LA PUNTA DE LA ZAPATA

VERIFICACION DE CORTANTE

$f_v = 51.84 \text{ Ton}$

$V_u = 21.04 \text{ Ton}$

OK!

ACERO LONGITUDINAL

CARA INFERIOR	
DESC.	VALOR
Mu	13.46 Ton-m
d	0.73 m
a	1.17 m
As	4.95 cm ²
ρ	0.0007
ρ_{min}	0.0015
#6	2.85 cm ²
Nº Aceros	3.82
s (Calculado)	26.21 cm
s (Redond.)	20 cm
As _{inf}	Ø3/4"@20

Usar As_{min}!

OK!

CARA SUPERIOR	
DESC.	VALOR
#6	2.85 cm ²
As _{min}	10.88 cm ²
Nº Aceros	3.82
s (Calculado)	26.21 cm
s (Redond.)	25 cm
As _{sup}	Ø3/4"@25

ACERO TRANSVERSAL

Ast	Ø3/4"@25
-----	----------



DISEÑO ESTRUCTURAL

6.- ESQUEMA DE DISTRIBUCION DE ACERO

