MEMORIAS DE CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANAL RECTANGULAR CON TAPA DE SECCIÓN 4.00m X 1.46m. UBICADO ENTRE LAS ABCISAS K0+0.00 YK0+185.42 (TRAMO1) DE LA CALLE 44 ENTRE CRAS 2 Y 4

PROYECTO:

“ESTUDIOS TÉCNICOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE PARQUE LINEAL EN LA CALLE 44 ENTRE CRAS 2 Y 4. EN EL MUNICIPIO DE MONTERÍA”

PROFESIONAL RESPONSABLE

LUIS BARREIRO PINTO
MP. 22202113812COR
CC. 10776797

Julio de 2024

Alcaldía de
MONTERÍA

ÍNDICE

1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO. 4
   1.1 NOMBRE DEL PROYECTO: 4
   1.2 LOCALIZACIÓN: 4
   1.3 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL: 4
2. CATEGORÍA OPERACIONAL Y OBTENCIÓN DEL NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA: 4
3. CARGAS 4
   3.1 CARGAS MUERTAS 5
   3.2 CARGAS VIVAS DE DISEÑO. 5
      3.2.1 Carga de Peatones 6
      3.2.2 Presión del Suelo: EH, ES, LS, y DD 6
      3.2.3 Carga de agua (WA) 8
4. COMBINACIONES DE CARGA. 9
5. ANÁLISIS Y DISENO ESTRUCTURAL 11
6. INFORMACIÓN GEOTÉCNICA 11
7. ESPECIFICACIÓN DE MATERIALES. 12
8. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS. 12
   8.1 CIMENTACIÓN 12
   8.2 MUROS 12
   8.3 LOSA SUPERIOR 13
9. NORMAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN. 14

Lista de figuras

Figura 1. Carga Vehicular de diseño 6
Figura 2. Altura equivalente de suelo para sobrecarga viva en Box Culvert de acuerdo con CCP-14 8
Figura 3. Altura equivalente de suelo para sobrecarga viva en Aletas de acuerdo con CCP-14 8
Figura 4. Combinaciones y factores de carga 10

MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO

1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

1.1 NOMBRE DEL PROYECTO:

DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANAL RECTANGULAR CON TAPA DE SECCIÓN 4.00m X 1.46m. UBICADO ENTRE LAS ABCISAS K0+0.00 YK0+185.42 (TRAMO1) DE LA CALLE 44 ENTRE CRAS 2 Y 4 EN EL MUNICIPIO DE MONTERÍA.

1.2 LOCALIZACIÓN:

Montería – Córdoba.

1.3 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL:

El sistema estructural es hiperestático. Se trata de una estructura espacial convencional no arriostrada, capaz de resistir las fuerzas verticales y horizontales causadas empujes laterales de tierra, hidrodinámicos y por sismos.

2. CATEGORÍA OPERACIONAL Y OBTENCIÓN DEL NIVEL DE AMENAZA SÍSMICA:

Este paso consiste en localizar el lugar donde se construirá el puente dentro de los mapas de zonificación sísmica dados en la sección 3.10 de CCP-14 y en determinar el nivel de amenaza sísmica del lugar, de acuerdo con los valores de los parámetros PGA, S_s y S_1 obtenidos en los mapas de zonificación sísmica de la sección 3.10. La zona de desempeño sísmico se clasificará como 1, 2, 3 ó 4, a partir del cálculo de S_{D1} obtenido aplicando la Ec. 3.10.4.2-6 de CCP-14.

De acuerdo con la descripción del proyecto y considerando su importancia con respecto a determinantes como aspectos sociales, de supervivencia, de seguridad, y de defensa. El proyecto se clasificará dentro de:

Categoría Operacional: **Otros Puentes.**

Zona de desempeño sísmico: 4 (Tabla 3.10.6-1)

3. CARGAS

Con las dimensiones de los elementos de la estructura definidas, se evalúan todas las solicitaciones que pueden afectar la estructura de acuerdo con los requisitos las secciones

3 y 4 de la Norma Colombiana de Puentes CCP-14. Estas incluyen: el efecto gravitacional de la masa de los elementos estructurales, o peso propio, las cargas de carpeta de rodadura y barandas, las cargas muertas, las fuerzas de viento, las deformaciones impuestas por efectos reológicos de los materiales estructurales

3.1 CARGAS MUERTAS

Las cargas muertas se calcularon de acuerdo con las cargas por peso propio y sobreimpuestas a las estructuras

- Concreto reforzado: 24.00 KN/m³
- Material de relleno: 21.00 KN/m³ (Ver recomendaciones del estudio geotécnico)

3.2 CARGAS VIVAS DE DISEÑO.

Verificación de la carga viva producida por peso de las personas o el Camión o Tándem que deben aplicarse a la superestructura para lo cual debe determinarse la que produzca las mayores solicitaciones.

De acuerdo con establecido en 3.6.1.2.1, cada carril de diseño en consideración deberá estar ocupado por el camión o tándem de diseño coincidente con la carga de carril. Debe suponerse que las cargas ocupan 3.00m transversalmente dentro del carril de diseño.

Se debe considerar el efecto dinámico producido por la carga viva de acuerdo con lo establecido en la Tabla 3.6.2.1-1 de CCP-2014.

"3.6.1.2.1. General- la carga viva vehicular en las calzadas del puente o en estructuras incidentales, designada como CC-14, debe consistir en una combinación de:

• *Camión o tándem de diseño, y*

• *Carga de carril de diseño.* "

La Figura 1. Ilustra la combinación de cargas del Camión o tándem de deseño más la carga de carril de diseño.



Figura 1. Carga Vehicular de diseño
Fuente: Vallecilla Bahena, Carlos. (Notas de clases)

3.2.1 Carga de Peatones

De manera específica se han tomado lo establecido en LRFD GUIDE SPECIFICATIONS FOR THE DESIGN OF PEDESTRIAN BRIDGES. Que establece una carga viva uniformemente distribuida de 90 lb/ft^2, para este caso se empleó una carga viva de 5.0 KN/m^2 sobre la losa superior de las alcantarillas y cajas de registro paralelas al eje de la vía.

3.2.2 Presión del Suelo: EH, ES, LS, y DD

EH: Presión lateral del suelo

ES: sobrecarga de suelo

LS: sobrecarga viva

DD: fricción negativa

"3.11.1 – General – La presión del suelo se debe considerar en función de:

- *Tipo y peso unitario del suelo*
- *Contenido de humedad*
- *Características de fluencia lenta del suelo*
- *Grado de compactación*
- *Localización del nivel freático*
- *Interacción suelo-estructura,*
- *cantidad de sobrecarga*
- *Efectos sísmicos*
- *Ángulo de la pendiente del relleno, e*
- *Inclinación del muro."*

Presión del suelo: EH (*Art. 3.11.5.1*)

Se supone linealmente proporcional a la profundidad del suelo:

$$p = k\gamma_s z$$

donde:

p = empuje lateral del suelo (kg/m²)

k = coeficiente de empuje lateral, tomado como k_0, para muros que no se deforman ni se muevan; k_a, para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o k_p; para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s= peso unitario del suelo (KN/m^3)

z = profundidad del suelo debajo de la superficie (mm)

Se asumirá que la carga del suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual a H/3 desde la base del muro, siendo H la altura total del muro.

Sobrecargas uniformes: *ES* (*Art. 3.11.6.1*)

Se aplica cuando se presentan sobrecargas uniformes en el suelo, situación que no ocurre para la estructura diseñada.

Sobrecarga por carga viva: *LS* (*Art. 3.11.6.4*)

Es el incremento de presiones laterales en el muro cuando se espera carga vehicular sobre la superficie del relleno dentro de una distancia igual a la mitad de la altura del muro desde el respaldo del muro. Se calcula como:

$\Delta_p = k\gamma_s h_{eq} * 10^{-9}$

Donde:h_{eq}

h_{eq}: Altura equivalente del suelo para carga vehicular (mm)

Valor de h_{eq}, empleado para el diseño del Box Culvert, de acuerdo con CCP-14

Tabla 3.11.6.4-1 — Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

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

Figura 2. Altura equivalente de suelo para sobrecarga viva en Box Culvert de acuerdo con CCP-14

Fuente: Norma Colombiana de Puentes CCP 14

Valor de h_{eq}, empleado para el diseño de las aletas, de acuerdo con CCP-14

Tabla 3.11.6.4-2 — Alturas equivalentes de suelo para carga vehicular sobre muros de contención paralelos al tráfico

Altura del Muro de Contención (mm)	h_{eq} (m) Distancia desde el respaldo del muro al borde del tráfico	
	0.0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1000	600
≥ 6000	600	600

Figura 3. Altura equivalente de suelo para sobrecarga viva en Aletas de acuerdo con CCP-14

Fuente: Norma Colombiana de Puentes CCP 14

Presión vertical del suelo de relleno: *EV*

Se calcula como la altura del relleno multiplicada por su peso unitario

$$EV = \gamma_s z$$

Para el diseño del Box Culvert *EV=0*, debido a que sobre el box culvert no hay rellenos proyectados de acuerdo con la información topográfica suministrada a esta consultoría.

3.2.3 Carga de agua (WA)

Actúa de forma perpendicular a la superficie, y se calcula como el producto entre la altura de la columna de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y *g* (aceleración de la gravedad).

4. COMBINACIONES DE CARGA.

Se emplearon las consideraron los estados límites de Resistencia y Servicio, para cuando el Box se encuentre lleno de agua y el Box vacío.

El caso de fatiga no necesita ser investigado en alcantarillas tipo cajón de concreto reforzado, de acuerdo con el Art.5.5.3. de CCP-14

Para el análisis y diseño de las aletas se consideraron los estados límites de Resistencia, Evento Extremo y Servicio.

Notación de las cargas

DC: Peso propio de los componentes estructurales y accesorios no estructurales

DW: Peso propio de las superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos

EV: Presión vertical del peso propio del suelo de relleno

LL: Sobrecarga vehicular

IM: Incremento por Carga Dinámica

LS: Sobrecarga viva

EH: Empuje horizontal del suelo

EQ: Efectos sísmicos

WA: Carga de agua

Las combinaciones de carga utilizadas en el diseño se aplican considerando lo establecido por el **CCP 14** en la **SECCIÓN 3.4.1, TABLA 3.4.1-1.**

Tabla 3.4.1-1- Combinaciones y Factores de Carga

Estado Límite de la Combinación de carga	*DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH*	*LL IM CE BR PL LS*	*WA*	*WS*	*WL*	*FR*	*TU*	*TG*	*SE*	Use uno de estos a la vez				
										EQ	*BL*	*IC*	*CT*	*CV*
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.400	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.400	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.300	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.700	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo *LL , IM & CE*	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga I II- Sólo *LL , IM & CE*	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Figura 4. Combinaciones y factores de carga
Fuente: Norma Colombiana de Puentes CCP 14

Combinaciones de carga para el diseño del box culvert

- **Resistencia Ia**

  1.25(DC)+1.50(DW)+1.35(EV)+1.75(LL+IM)+1.50(EH)+1.75(Ls)

- **Resistencia Ib**

  1.25(DC)+1.50(DW)+1.35(EV)+1.75(LL+IM)+1.0(WA)+0.9(EH)+1.75(Ls)

- **Resistencia Ic**

  0.90(DC)+0.65(DW)+1.00(EV)+0.9(EH)+1.75(Ls)

- **Servicio Ia**

  1.00(DC)+1.00(DW)+1.00(EV)+1.00(LL+IM)+1.00(EH)+1.00(Ls)

- **Servicio Ib**

  1.00(DC)+1.00(DW)+1.00(EV)+1.00(LL+IM)+1.00(WA)+1.00(EH)+1.00(Ls)

- **Servicio Ic**

  1.00(DC)+1.00(DW)+1.00(EV)+1.00(EH)+1.00(Ls)

Combinaciones de carga para el diseño de las aletas

- **Resistencia Ia**
  1.25(DC)+1.35(EV)+1.75(Ls_{vert})+ 1.75(Ls_{Horiz})+1.50(EH)
- **Resistencia Ib**
  0.90 (DC)+1.00(EV)+1.75(Ls_{vert})+0.90(EH)
- **Evento Extremo Ia**
  1.25(DC)+1.35(EV)+0.50(Ls_{vert})+ 0.50(Ls_{Horiz})+1.50(EH)+1.00(EQ)
- **Evento Extremo Ib**
  0.90(DC)+1.00(EV)+0.90(EH)+1.00(EQ)
- **Servicio**
  1.00(DC)+1.00(EV)+1.00(Ls_{vert})+1.00(Ls_{Horiz})+1.00(EH)

5. ANÁLISIS Y DISENO ESTRUCTURAL.

PROGRAMA DE COMPUTADOR.

Mediante el uso del programa SAP2000 V21, se analiza y confecciona la estructura. Se crea la estructura con lo cual se define la geometría y conformación de la estructura. El programa calcula inicialmente la matriz de rigidez, considerando deformaciones axiales y de corte, y a partir de ella, obtiene las deformaciones, reacciones y elementos mecánicos para el correspondiente diseño.

El diseño se realizó de acuerdo con los requisitos propios del sistema estructural de resistencia sísmica y del material estructural utilizado. Los despieces se realizaron de acuerdo con el grado de capacidad de disipación para los valores más desfavorables obtenidos de las combinaciones más desfavorables señaladas en el numeral 4.

6. INFORMACIÓN GEOTÉCNICA

De acuerdo con lo indicado en el informe geotécnico, elaborado por el Jorge Gallego Silva. con fecha de febrero de 2022. Se clasifica el perfil de suelo Tipo E.

7. ESPECIFICACIÓN DE MATERIALES.

Los materiales con los cuales se realiza el presente estudio y deben corresponder a los que se utilizarán en la construcción de la obra son:

1. Concretos:
   - De limpieza: **f'_c = 140 kg/cm^2 (14 MPa)**
   - Losas y muros: **f'c = 280 kg/cm^2 (28 MPa)**

2. Refuerzo:
   - Barras corrugado: **f_y = 4200 kg/cm^2 (420 MPa)**

8. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS.

8.1 CIMENTACIÓN

- Las labores de excavación, relleno y construcción de los cimientos se deben realizar en forma continua para evitar la recuperación elástica del suelo.
- La limpieza del fondo de las excavaciones es fundamental para evitar asientos instantáneos.
- El terreno debe ser adecuadamente nivelado.
- Se deberán colocar separadores en las barras de refuerzo con las distancias estipuladas en el plano para el recubrimiento de estas. El alambre negro de amarre de las barras deberá tener el nudo fuera de la zona del recubrimiento.
- Se deberá utilizar vibrador para el vaciado con el fin de lograr una mezcla homogénea.

8.2 MUROS

- Al momento de armar la formaleta se deberá dejar completamente vertical y conservando las dimensiones consignadas en planos de diseño y construcción.
- Se deberán colocar separadores en las barras de refuerzo con las distancias estipuladas en el plano para el recubrimiento de estas y entre las diferentes capas. El alambre negro de amarre de las barras deberá tener el nudo fuera de la zona del recubrimiento.

- El vaciado de los muros se puede hacer de forma individual. En caso de no lograr todo el vaciado en un muro en un mismo día, se hará la junta de construcción en la mitad de su altura, en donde el esfuerzo cortante es menor, y se continuará el vaciado al día siguiente. En caso de no ser así se deberá usar aditivo para pegar concreto nuevo con concreto viejo.
- Se deberá vibrar todo el concreto de una manera adecuada con el fin de lograr una mezcla homogénea y evitar hormigueros.

8.3 LOSA SUPERIOR

- La formaleta será nivelada adecuadamente de manera que el espesor de la losa sea constante.
- Se deberán colocar separadores en las barras de refuerzo con las distancias estipuladas en el plano para el recubrimiento de estas. El alambre negro de amarre de las barras deberá tener el nudo fuera de la zona del recubrimiento.
- El vaciado del tablero se hará monolíticamente. En caso de no lograr todo el vaciado en un mismo día, se hará la junta de construcción en el tercio medio del ancho de la celda y en una línea recta transversal en donde el esfuerzo cortante es menor, y se continuará el vaciado al día siguiente. En caso de no ser así se deberá usar aditivo para pegar concreto de diferentes edades.
- Se deberá vibrar todo el concreto de una manera adecuada con el fin de lograr una mezcla homogénea y evitar hormigueros.
- Se deberá esparcir una capa de protector solar tipo anti-sol o similar con el fin de evitar la pérdida de agua y afectar así la relación a/c.
- El desnivel para lograr el bombeo del 1% para el drenaje de la losa superior se dejará al momento de vaciar la misma. No se aconseja hacerlo posteriormente por cuanto no se consigue una suficiente adherencia y no se puede garantizar entonces su duración.
- Los bordillos se pueden vaciar en los dos días siguientes al vaciado del tablero. En caso de no ser así se deberá usar aditivo para pegar concreto nuevo con concreto viejo.

9. NORMAS DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN.

El presente estudio, se realiza de acuerdo con la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP 14.

Si por alguna circunstancia existe alguna variación en ellos, que impliquen modificaciones al proyecto estructural, se deberá hacer conocer al suscrito para estudiar su incidencia y definir la solución más adecuada.

Se firma este documento a los 10 días del mes de julio de 2024

Atentamente,



LUIS BARREIRO PINTO
Ing. Esp. Análisis y Diseño de Estructuras
M.P. 22202113812 COR
Contratista Secretaría de Infraestructura
Alcaldía de Montería

Alcaldía de
MONTERÍA

INDICE

MEMORIA DE CALCULOS DEL ESTUDIO ESTRUCTURAL

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

GEOMETRÍA Y CARGAS DE LA ESTRUCTURA
DISEÑO DE MUROS Y LOSA

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

DISEÑO ESTRUCTURAL DE CANAL RECTANGULAR CON TAPA DE SECCIÓN 4.00m X 1.46m. UBICADO ENTRE LAS ABCISAS K0+0.00 YK0+185.42 (TRAMO1) DE LA CALLE 44 ENTRE CRAS 2 Y 4 , EN EL MUNICIPIO DE MONTERÍA

1. DATOS:

Materiales

Concreto	f'_c (MPa)=	28.00
Acero	f_y (MPa)=	420.00
Relleno	$\gamma_{RELLENO}$ (KN/m^3)=	21.00
Camión de Diseño		CC-14

Parámetros de Diseño

Ubicación:

Montería - Córdoba

PGA= 0.15

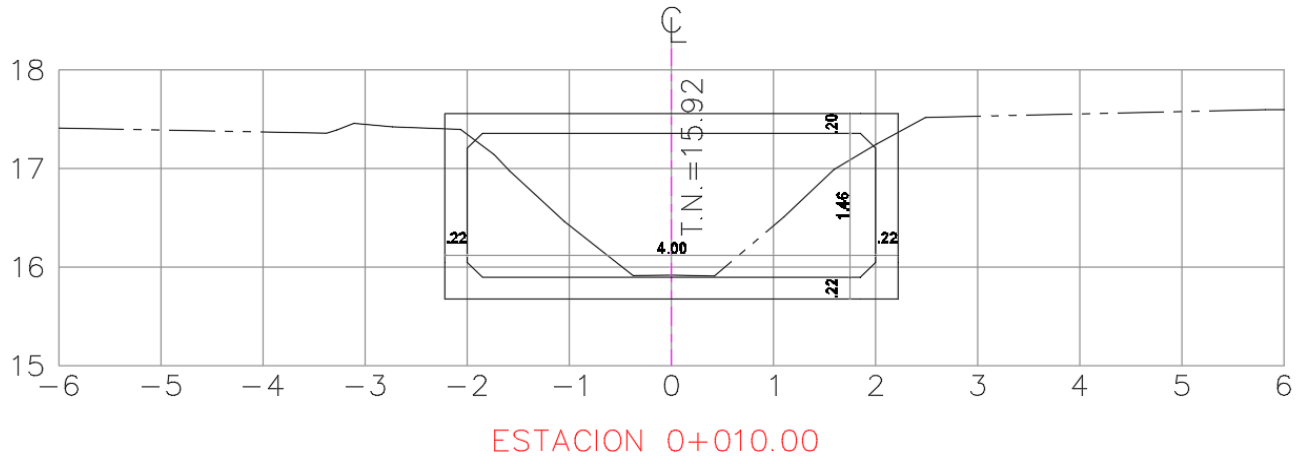
Clasificación operacional: Grupo III (Otros Puentes)

Perfil del suelo E

Ancho total del Box	L_T=	4.44 m
Longitud total del box	B_C=	1.00 m
Altura Total del Box	H_T=	2.12 m
Espesor de losa Superior	t_{LS}=	0.20 m
Espesor de losa Inferior	t_{LI}=	0.22 m
Espesor de muros	t_W=	0.22 m
Altura hidraúlica del Box	H_E=	1.70 m
Ancho hidraúlico del Box	B_E=	4.00 m
Espesor de acabados =		0.10 m

Carga Viva de Diseño (LL)

Carga de peatones 5.00 KN/m2



Cargas en el Box (Para una franja de 1 m de ancho)

2. Cargas Muertas (CD+DW)

Peso propio de la losa superior=	4.80 KN/m2
Peso carpeta de rodadura (DW)=	2.40 KN/m2
Peso de muros=	5.28 KN/m2
Peso propio de la losa inferior=	5.28 KN/m2
Carga Muerta sobre el terreno=	73.36 KN

3. Presión Vertical de relleno sobre el Box (EV)

$W_E = F_e \gamma_s B_c H$ (Ec. 12.11.2.2.1-1)

H= 0.00 m
F_e = 1.00 (Ec. 12.11.2.2.1-2)
W_E = 0.00

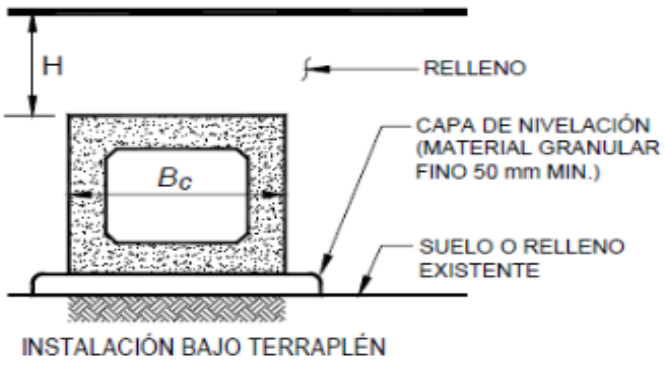


Figura 12.11.2.2.1-1 — Instalaciones bajo terraplén — Secciones tipo cajón de concreto prefabricado

4. Presión Horizontal del terreno

Cálculo del empuje activo de tierras (EH): (3.11.5)

$\gamma_{RELLENO}$ = 21.00 KN/m3
φ= 30.00 °
K_A= 0.333
EH= 14.84 KN/m

Art. 3.11.3-Presencia de Agua- Si la tierra contenida no se deja drenar, debe añadirse el efecto de la presión hidrostática del agua a la presión del suelo

$$E_{Agua} = \gamma_{agua} * H_w * A$$

E_{Agua} = 0.00 KN/m
EH_{Total}= 14.84 KN/m

Cargas LS (Sobrecarga por carga viva en el terreno) (3.11.6.4)

h_{eq} = 0.60 m (Tabla 3.11.6.4-2)
LS_X = 4.20 KN/m
Z_A = 1.06 m

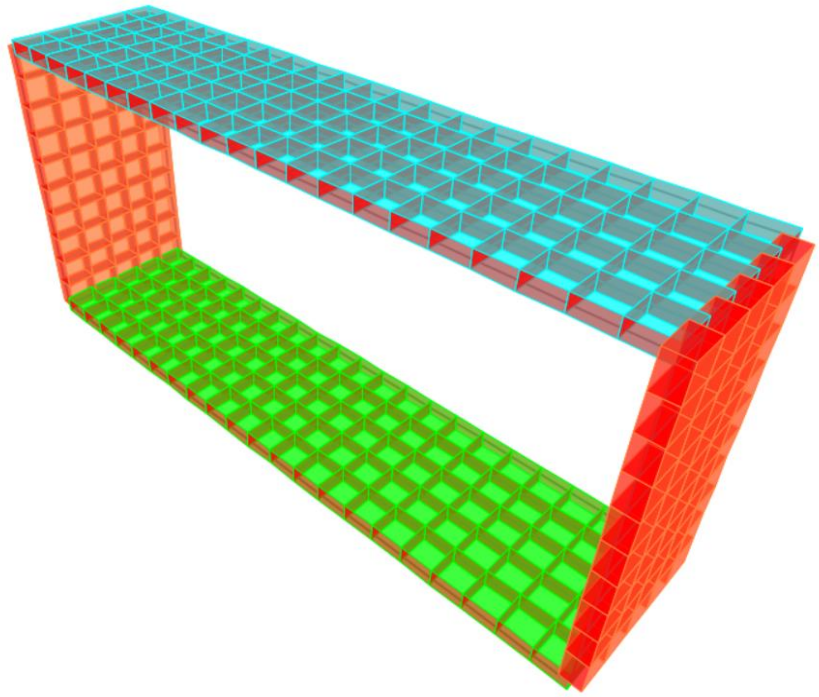
5. Carga de Agua (WA) (3.7.1)

WA= 17.00 KN/m

6. Carga Viva (LL)

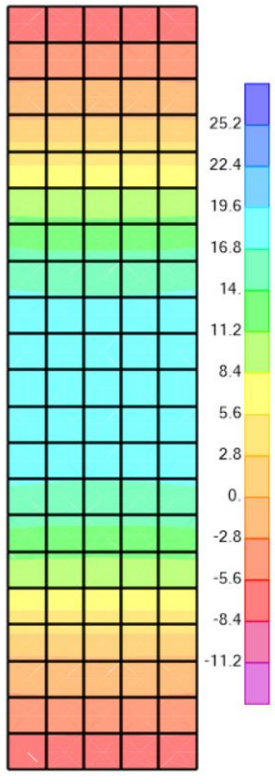
LL 10.00 KN/m2

7. Modelo matemático tridimensional del Box para una franja de 1 metro



8. Diseño de la Losa Superior

Refuerzo Longitudinal Inferior



$M_{DISEÑO}$ = 21.70 KN.m/m

H_{Losa}= 0.20 m

d= 0.15 m

B= 1.00 m

K= 0.96 MPa

m= 17.65

ρ= 0.0026

Verificación por armadura mínima

$M_{cr} = 1.1 f_r S$

f_r= 3.28 MPa

S= 0.00667 m3

M_{cr}= 24.06 KN.m

$1.33M_u$= 28.86 KN.m

K= 1.07 MPa

m= 17.65

ρ_{MIN}= 0.0029

$\rho_{DISEÑO}$= 0.0029

A_S= 4.35 cm2

Usar Barras #4 @ 0.30 m Abajo perpendicular a la longitud de la alcantarilla

Armadura de retracción y temperatura

$$As_{temp} = \frac{0.18bh}{2(b+h)}$$ (Ec. 5.10.8.2-1)

$A_{s\ temp}$= 1.50 cm2

$A_{s\ temp\ req}$= 2.33 cm2

Usar Barras #3 @ 0.30 m

Control de agrietamiento por medio de la distribución de refuerzo (Art. 5.7.3.4)

$$S \leq \frac{123000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.70 * (h - d_c)}$$

$$M_{SI} = \eta[1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM)]$$

$$E_C = 0.043K_1 w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$$ (EC. 5.4.2.4-1)

$$f_{ss} = \frac{nM_{SI}(d - X)}{I_c}$$

d_c = 4.64 cm

β_s = 1.43

γ_e = 1.00 Exposición clase 1

a= 0.77 cm

M_{SI}= 16.13 KN.m/m

K_1= 1.0

w_c= 2300 kg/m3

f'_c= 28.00 MPa

E_c= 25098 MPa

E_s= 200000 MPa (5.4.3.2)

η= 7.97

d= 0.15 m

X= 0.03 m

I_c= 0.00006 m4

jd= 0.144 m

f_{ss} = 257 MPa

S≤ 0.24 m Ajustar

Separación entre las barras de refuerzo

S= 0.24 m

S_{Libre}= 0.23 m

Verificación de la deformación unitaria del acero

$$c = \frac{A_S f_y}{0.85 f'_c b \beta_1}$$

$$\varepsilon_s = (d - c) * \left(\frac{\varepsilon_c}{c}\right) > \varepsilon_t = 0.005$$

c= 0.90 cm

ε_c = 0.003

ε_s = 0.047 O.K

Armadura de distribución para losas con armadura principal paralela a la dirección del tráfico (9.7.3.2)

$$AD = \frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

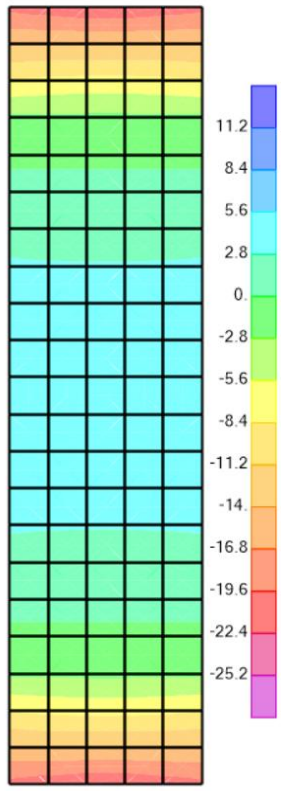
S= 4000 mm

AD= 27.67%

***AD*=** 1.20 cm2

Usar Barras #3 @ 0.59 m **Abajo paralelo a la longitud de la alcantarilla**

Refuerzo Longitudinal Superior



$M_{DISEÑO}$ = 44.04 KN.m/m
H_{Losa}= 0.25 m
d= 0.200 m
B= 1.00 m
K= 1.10 MPa
m= 17.65
ρ= 0.0030

Verificación por armadura mínima

$$M_{cr} = 1.1 f_r S$$

f_r= 3.28 MPa
S= 0.01042 m3
M_{cr}= 37.59 KN.m
$1.33M_u$= 58.57 KN.m
K= 0.94 MPa
m= 17.65
ρ_{MIN}= 0.0025
$\rho_{DISEÑO}$= 0.0030
A_S= 5.98 cm2

Usar Barras #4 @ 0.22 m **Arriba perpendicular a la longitud de la alcantarilla**

Armadura de retracción y temperatura

$$As_{temp} = \frac{0.18bh}{2(b+h)}$$ (Ec. 5.10.8.2-1)

$A_{s\ temp}$= 1.80 cm2
$A_{s\ temp\ req}$= 2.33 cm2

Usar Barras #3 @ 0.30 m

Control de agrietamiento por medio de la distribución de refuerzo (Art. 5.7.3.4)

$$S \leq \frac{123000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.70 * (h - d_c)}$$

$$M_{SI} = \eta[1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM)]$$

$$E_C = 0.043 K_1 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$ (EC. 5.4.2.4-1)

$$f_{ss} = \frac{nM_{SI}(d - X)}{I_c}$$

d_c = 4.64 cm
β_s = 1.33
γ_e = 1.00 Exposición clase 1
a= 1.06 cm
M_{SI}= 29.3 KN.m/m
K_1= 1.0
w_c= 2300 kg/m3
f'_c= 28.00 MPa
E_c= 25098 MPa
E_s= 200000 MPa (5.4.3.2)
η= 7.97
d= 0.20 m
X= 0.04 m
I_c= 0.00015 m4
jd= 0.19 m
f_{ss} = 257 MPa
S≤ 0.27 m O.K

Separación entre las barras de refuerzo

S= 0.22 m
S_{Libre}= 0.20 m

Verificación de la deformación unitaria del acero

$$c = \frac{A_S f_y}{0.85 f'_c b \beta_1} \qquad \varepsilon_s = (d - c) * \left(\frac{\varepsilon_c}{c}\right) > \varepsilon_t = 0.005$$

c= 1.24 cm
$\varepsilon_c =$ 0.003
$\varepsilon_s =$ 0.033 O.K

Revisión de fuerzas cortantes

V_u= 61.07 KN

El cortante resistente por el concreto es:

$v_r = \emptyset v_n$ (Ec. 5.8.2.1-2)
$\emptyset =$ 0.90 (Art. 11.5.8)
$v_n = v_c + v_s + v_p$ (Ec. 5.8.3.3-1)
$v_n = 0.25 f'_c b_v d_v + v_p$ (Ec. 5.8.3.3-2)
$b_v =$ 1.00 m
$d_v =$ 0.150 m
$0.9 d_e =$ 0.138 m
$0.72h =$ 0.144 m
$d_v =$ 0.138 m
$Con\ v_p = 0\ y\ v_s = 0$
$v_n =$ 121.47 KN (Ec. 5.8.3.3-3)
$v_n =$ 968.00 KN
$v_r =$ 109.32 KN O.K

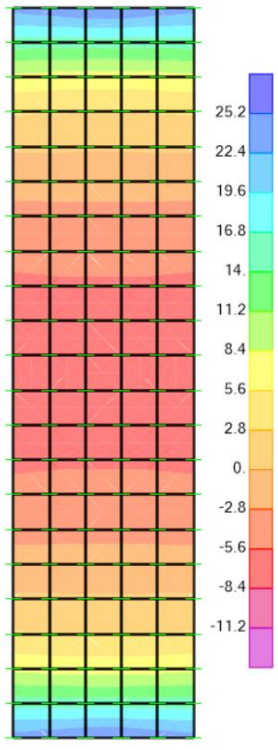
9. Diseño de la Losa Inferior

Refuerzo Longitudinal Inferior

$M_{DISEÑO}$ = 14.62 KN.m/m
H_{Losa}= 0.25 m
d= 0.18 m
B= 1.00 m
K= 0.48 MPa
m= 17.65
ρ= 0.0013

Verificación por armadura mínima

$M_{cr} = 1.1 f_r S$
f_r= 3.28 MPa
S= 0.01042 m3
M_{cr}= 37.59 KN.m
$1.33M_u$= 19.44 KN.m
K= 0.63 MPa
m= 17.65
ρ_{MIN}= 0.0017
$\rho_{DISEÑO}$= 0.0017
A_S= 2.98 cm2



Usar Barras #4 @ 0.43 m Abajo perpendicular a la longitud de la alcantarilla

Armadura de retracción y temperatura

$$As_{temp} = \frac{0.18bh}{2(b+h)}$$ (Ec. 5.10.8.2-1)

$A_{s\ temp}$= 1.80 cm2

$A_{s\ temp\ req}$= 2.33 cm2

Usar Barras #3 @ 0.30 m

Control de agrietamiento por medio de la distribución de refuerzo (Art. 5.7.3.4)

$$S \leq \frac{123000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.70 * (h - d_c)}$$

$$M_{SI} = \eta[1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM)]$$

$$E_C = 0.043K_1 w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$$ (EC. 5.4.2.4-1)

$$f_{ss} = \frac{nM_{SI}(d - X)}{I_c}$$

d_c = 8.14 cm

β_s = 1.39

γ_e = 1.00 Exposición clase 1

a= 0.53 cm

M_{SI}= 11.7 KN.m/m

K_1= 1.0

w_c= 2300 kg/m3

f'$_c$= 28.00 MPa

E_c= 25098 MPa

E_s= 200000 MPa (5.4.3.2)

η= 7.97

d= 0.17 m

X= 0.03 m

I_c= 0.00005 m4

jd= 0.16 m

f_{ss} = 245 MPa

S≤ 0.20 m Ajustar

Separación entre las barras de refuerzo

S= 0.20 m

S_{Libre}= 0.18 m

Verificación de la deformación unitaria del acero

$$c = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b \beta_1}$$

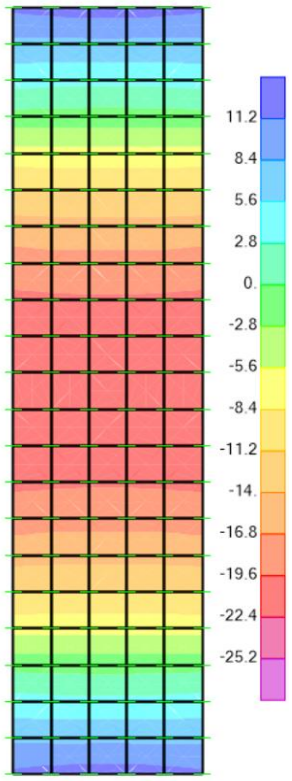
$$\varepsilon_s = (d - c) * \left(\frac{\varepsilon_c}{c}\right) > \varepsilon_t = 0.005$$

c= 0.62 cm

ε_c = 0.003

ε_s = 0.070 O.K

Refuerzo Longitudinal Superior



$M_{DISEÑO}$ = 43.95 KN.m/m
H_{Losa}= 0.22 m
d= 0.170 m
B= 1.00 m
K= 1.52 MPa
m= 17.65
ρ= 0.0042

Verificación por armadura mínima

$M_{cr} = 1.1 f_r S$

f_r= 3.28 MPa
S= 0.00807 m3
M_{cr}= 29.11 KN.m
$1.33M_u$= 58.45 KN.m
K= 1.01 MPa
m= 17.65
ρ_{MIN}= 0.0027
$\rho_{DISEÑO}$= 0.0042
A_S= 7.10 cm2

Usar Barras #4 @ 0.18 m **Arriba perpendicular a la longitud de la alcantarilla**

Armadura de retracción y temperatura

$$As_{temp} = \frac{0.18bh}{2(b+h)}$$ (Ec. 5.10.8.2-1)

$A_{s\ temp}$= 1.62 cm2
$A_{s\ temp\ req}$= 2.33 cm2

Usar Barras #3 @ 0.30 m

Control de agrietamiento por medio de la distribución de refuerzo (Art. 5.7.3.4)

$$S \leq \frac{123000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.70 * (h - d_c)}$$

$$M_{SI} = \eta[1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM)]$$

$$E_C = 0.043 K_1 w_c^{1.5} \sqrt{f'_c}$$ (EC. 5.4.2.4-1)

$$f_{ss} = \frac{nM_{SI}(d - X)}{I_c}$$

d_c = 4.64 cm
β_s = 1.38
γ_e = 1.00 Exposición clase 1
a= 1.25 cm
M_{SI}= 31.5 KN.m/m
K_1= 1.0
w_c= 2300 kg/m3
f'_c= 28.00 MPa
E_c= 25098 MPa
E_s= 200000 MPa (5.4.3.2)
η= 7.97
d= 0.17 m
X= 0.04 m
I_c= 0.00012 m4
jd= 0.161 m
f_{ss} = 276 MPa
S≤ 0.23 m O.K

Separación entre las barras de refuerzo

S= 0.18 m
S_{Libre}= 0.17 m

Verificación de la deformación unitaria del acero

$$c = \frac{A_S f_y}{0.85 f'_c b \beta_1} \qquad \varepsilon_s = (d - c) * \left(\frac{\varepsilon_c}{c}\right) > \varepsilon_t = 0.005$$

c= 1.47 cm

$\varepsilon_c = 0.003$

$\varepsilon_s = 0.028$ O.K

Revisión de fuerzas cortantes

V_u= 62.90 KN

El cortante resistente por el concreto es:

$v_r = \emptyset v_n$ (Ec. 5.8.2.1-2)

$\emptyset = 0.90$ (Art. 11.5.8)

$v_n = v_c + v_s + v_p$ (Ec. 5.8.3.3-1)

$v_n = 0.25 f'_c b_v d_v + v_p$ (Ec. 5.8.3.3-2)

$b_v = 1.00$ m

$d_v = 0.166$ m

$0.9 d_e = 0.152$ m

$0.72h = 0.180$ m

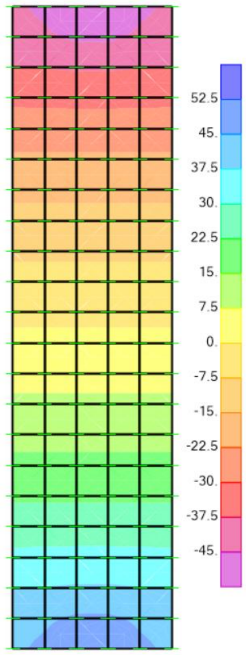
$d_v = 0.152$ m

$Con\ v_p = 0\ y\ v_s = 0$

$v_n = 133.33$ KN (Ec. 5.8.3.3-3)

$v_n = 1062.50$ KN

$v_r = 119.99$ KN O.K



10. Diseño de Muros

Refuerzo Vertical

$M_{DISEÑO}$ = 46.34 KN.m/m

H_{muro}= 0.295 m

d= 0.220 m

B= 1.00 m

K= 0.96 MPa

m= 17.65

ρ= 0.0026

Verificación por armadura mínima

$M_{cr} = 1.1 f_r S$

f_r= 3.28 MPa

S= 0.01450 m3

M_{cr}= 52.34 KN.m

$1.33M_u$= 61.63 KN.m

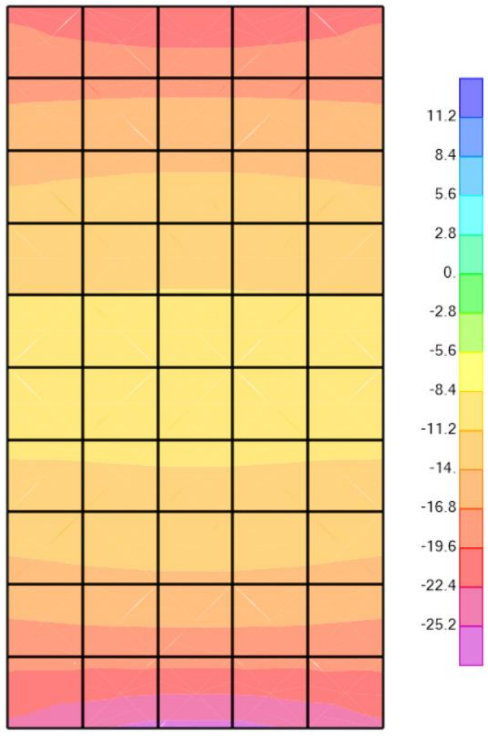
K= 1.08 MPa

m= 17.65

ρ_{MIN}= 0.0029

$\rho_{DISEÑO}$= 0.0029

A_S= 6.46 cm2



Usar Barras #4 @ 0.20 m **Vertical en cada cara del muro**

Armadura de retracción y temperatura

$$As_{temp} = \frac{0.18bh}{2(b+h)}$$ (Ec. 5.10.8.2-1)

$A_{s\ temp}$= 2.05 cm2

$A_{s\ temp\ req}$= 2.33 cm2

Usar Barras #3 @ 0.30 m

Control de agrietamiento por medio de la distribución de refuerzo (Art. 5.7.3.4)

$$S \leq \frac{123000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2d_c$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.70 * (h - d_c)}$$

$$M_{SI} = \eta[1.0DC + 1.0DW + 1.0(LL + IM)]$$

$$E_C = 0.043K_1 w_c^{1.5}\sqrt{f'_c}$$ (EC. 5.4.2.4-1)

$$f_{ss} = \frac{nM_{SI}(d - X)}{I_c}$$

d_c = 8.14 cm

β_s = 1.31

γ_e = 1.00 Exposición clase 1

a= 1.14 cm

M_{SI}= 30.8 KN.m/m

K_1= 1.0

w_c= 2300 kg/m3

f'$_c$= 28.00 MPa

E_c= 25098 MPa

E_s= 200000 MPa (5.4.3.2)

η= 7.97

d= 0.21 m

X= 0.04 m

I_c= 0.00018 m4

jd= 0.200 m

f_{ss} = 239 MPa

S≤ 0.23 m O.K

Separación entre las barras de refuerzo

S= 0.20 m

S_{Libre}= 0.19 m

Verificación de la deformación unitaria del acero

$$c = \frac{A_S f_y}{0.85 f'_c b \beta_1} \qquad \varepsilon_s = (d - c) * \left(\frac{\varepsilon_c}{c}\right) > \varepsilon_t = 0.005$$

c= 1.34 cm

ε_c = 0.003

ε_s = 0.031 O.K

Revisión de fuerzas cortantes

V_u= 42.90 KN

El cortante resistente por el concreto es:

$v_r = \emptyset v_n$ (Ec. 5.8.2.1-2)

$\emptyset$ = 0.90 (Art. 11.5.8)

$v_n = v_c + v_s + v_p$ (Ec. 5.8.3.3-1)

$v_n = 0.25 f'_c b_v d_v + v_p$ (Ec. 5.8.3.3-2)

b_v = 1.00 m

d_v = 0.208 m

$0.9d_e$ = 0.192 m

$0.72h$ = 0.212 m

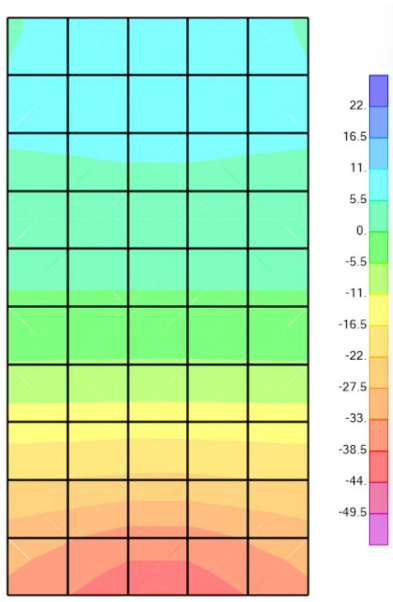
d_v = 0.192 m

$Con\ v_p = 0\ y\ v_s = 0$

v_n = 168.90 KN (Ec. 5.8.3.3-3)

v_n = 1346.00 KN

v_r = 152.01 KN O.K



Revisión por carga axial (Art 5.7.4)

Pu= 120.98 KN

$P_u \leq 0.10 * \emptyset * A_g * f_c'$ $\emptyset = 0.70$ (Art. 5.5.4.2.1)

$Pu \leq$ 578.20 KN O.K

Cuando la carga axial mayorada es menor que el 10% de la capacidad en compresión nominal de la sección, el diseño por flexión se puede realizar despreciando los efectos de carga axial.

