

ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DEL LITORAL

Facultad de Ingeniería en Ciencias de la Tierra

**Prediseño de un puente vehicular de 36 m, sobre el Río
Caluma, ciudad de Caluma, Provincia de Bolívar.**

Previo la obtención del Título de:

Ingeniero Civil

Presentado por:

Michael Bryan Arana Molina

Deyvis Yois Márquez Velasco

GUAYAQUIL - ECUADOR

Año: 2019

DEDICATORIA

El presente proyecto lo dedico a mi familia, y a todos aquellos que de una u otra manera supieron ayudarme, aún con una voz de aliento o un consejo para no rendirme, a mis padres, que confiaron en mí, a mis hermanos que estuvieron para impulsarme y a todos aquellos amigos invaluables con quienes recorrí este camino.

Michael Bryan Arana Molina

DEDICATORIA

Este trabajo lo dedico a mis abuelos, a mis padres y a mi prometida, quienes incondicionalmente me dieron su apoyo durante toda mi formación como persona y como profesional; a mis compañeros de carrera y amigos de toda la vida con quienes se vivieron las múltiples hazañas que nos llevaron a lo que somos hoy.

Deyvis Yois Márquez Velasco

AGRADECIMIENTOS

Mi más sincero agradecimiento a Dios, a mis padres y hermanos, a mi compañero de proyecto, a su prometida, y a los maestros que nos dieron su inigualable apoyo y guía en esta obra.

Michael Bryan Arana Molina

AGRADECIMIENTOS

De todo corazón agradezco a mi familia, a mi prometida, a mi compañero de proyecto, a mis maestros y tutores por compartirnos su conocimiento y experiencia de la forma más interpersonal.

Deyvis Yois Márquez Velasco

DECLARACIÓN EXPRESA

“Los derechos de titularidad y explotación, nos corresponden conforme al reglamento de propiedad intelectual de la institución; Michael Bryan Arana Molina y Deyvis Yois Márquez Velasco, damos nuestro consentimiento para que la ESPOL realice la comunicación pública de la obra por cualquier medio con el fin de promover la consulta, difusión y uso público de la producción intelectual”

Michael Bryan Arana Molina

Autor 1

Deyvis Yois Márquez Velasco

Autor 2

EVALUADORES

PhD. Miguel Ángel Chávez Moncayo

Nombre del Profesor

PROFESOR DE LA MATERIA

MSc. Guillermo Muñoz

Nombre del Profesor

PROFESOR TUTOR

RESUMEN

En el presente documento, titulado “Prediseño de un puente vehicular de 36 m, sobre el caudaloso Río Caluma, ciudad de Caluma, Provincia de Bolívar”, entrega como proyecto integrador, la propuesta para renovar el actual puente en dicha ciudad, que forma parte de la Avenida “Héroes del Cenepa”, que tiene una edad de 60 años desde su construcción, y el cual presenta algunas fallas propias del sistema constructivo de la época, así como por el uso y poco mantenimiento. Presenta fisuras en algunas vigas, pérdida de recubrimiento en secciones de la losa, además de socavación en la única pila, y en la zapata de los muros laterales, que funcionan como los actuales estribos.

Dado el alcance del proyecto algunos estudios quedan de manera preliminar, y otros se muestran como análisis basado en la observación y la experiencia de los docentes tutores. Por esta razón la cimentación propuesta está diseñada en base a parámetros geotécnicos típicos de la región y tipo de terreno donde se realizará la propuesta del puente.

El sistema estructural propuesto, así como la implantación de este se presentan en base a la topografía del lugar, las características geotécnicas, hidrológicas e hidráulicas. La estructura superior propuesta es de vigas prefabricadas pretensadas, y tablero de hormigón armado, presenta dos carriles, uno en cada sentido y el paso peatonal respectivo. Los estribos son de hormigón armado

Además de la parte estructural, se dedicará parte del documento para una pequeña evaluación ambiental. El registro ambiental requerido para este tipo de obra, así como los planes para la mitigación de los posibles impactos que podrían presentarse durante el tiempo de ejecución de la obra.

Palabras clave: Proyecto Integrador, Puente, Vigas prefabricadas, sistema estructural.

ABSTRACT

In this document entitled "Pre-design of a vehicular bridge of 36 meters on the mighty Caluma River, city of Caluma, Province of Bolívar", it delivers as an integrating project the proposal to renovate the current bridge in the city, which is part of the Avenue "Heroes del Cenepa", that was built 60 years ago and has some flaws because of the constructive system at that time as well as by the use and the lack of maintenance. It presents cracks in some beams, loss of coating in sections of the slab in addition to scouring in the single pile, and in the shoe of the lateral walls which function like the current stirrups.

Given the scope of the project, some studies remain preliminary, and others are shown as analysis based on the observation and experience of the tutors. For this reason, the proposed foundation is designed based on typical geotechnical parameters of the region and the type of terrain where the bridge proposal will be made.

The proposed structural system as well as its implementation are presented based on the topography of the place, the geotechnical, hydrological and hydraulic characteristics. The proposed upper structure is made of prefabricated pre-tighten beams, and reinforced concrete board. It has two lanes, one in each direction with their respective pedestrian passages. The abutments are made of reinforced concrete.

In addition to the structural matter, part of the document will be dedicated to a small environmental assessment, the environmental register required for this type of work, as well as the plans for the mitigation of the possible impacts that might occur during the execution of the project.

Keywords: Integrating project, bridge, pre-tighten beams, structural system.

ÍNDICE GENERAL

EVALUADORES.....	6
RESUMEN.....	I
ABSTRACT	II
ÍNDICE GENERAL	III
ABREVIATURAS.....	VI
SIMBOLOGÍA	VII
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABLAS.....	XIII
ÍNDICE DE PLANOS.....	XVI
CAPÍTULO 1.....	1
1. Introducción	1
1.1 Descripción del Problema.....	2
1.2 Justificación del problema	3
1.3 Objetivos	4
1.3.1 Objetivo General	4
1.3.2 Objetivos Específicos.....	4
1.4 Marco teórico.....	5
1.4.1 Definición de Puente	5
1.4.2 Elementos de un puente	5
1.4.3 Criterios para seleccionar el tipo de puente a construir	6
1.4.4 Estudios de campo	6
1.4.5 Estudios Topográficos	7
1.4.6 Caracterización Geotécnica	7
1.4.7 Estudio Hidrológico e Hidráulico	8
1.4.8 Riesgo Sísmico	9
1.4.9 Impacto Medioambiental.....	10

1.4.10	Medidas de Mitigación	11
CAPÍTULO 2.....		12
2.	METODOLOGÍA	12
2.1	Reconocimiento del Lugar	12
2.2	Recopilación de información	13
2.3	Propuesta de Solución	13
2.4	Cálculos hidrológicos e hidráulicos.....	14
2.4.1	Análisis de precipitaciones:.....	15
2.4.2	Cálculo del Caudal, por el Método de Témez	30
2.5	Diseño de la Superestructura	33
2.5.1	Diseño de la Losa	33
2.5.2	Diseño de Viga California Preforzada	43
2.6	Diseño de la Subestructura	60
2.6.1	Diseño de dispositivo elastómero de expansión	60
2.6.2	Estribos:.....	63
CAPÍTULO 3.....		70
3.	RESULTADOS Y ANÁLISIS	70
3.1	Datos de la Cuenca Hidrográfica.....	70
3.2	Análisis Hidráulico	72
3.3	Diseño de Superestructura.....	77
3.3.1	Diseño de la Losa	77
3.3.2	Diseño de Viga California Preforzada	84
3.4	Diseño de Subestructura	95
3.4.1	Diseño de dispositivo elastómero de expansión	95
3.4.2	Diseño de Estribos.....	96
3.5	Análisis de Costos.....	109
CAPÍTULO 4.....		112

4.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	112
4.1	CONCLUSIONES.....	112
4.2	RECOMENDACIONES	113
4.3	EXCLUSIONES.....	114
5.	Bibliografía.....	115

ABREVIATURAS

ESPOL Escuela Superior Politécnica del Litoral

ASTM American Society for Testing and Materials

AASHTO American Association of State Highway and Transportation Officials

NACE National Association of Corrosion Engineer

NEC Norma Ecuatoriana de la Construcción

LRFD Load Resistance Factor Design

PCI Precast Concrete Institute

SIMBOLOGÍA

h_{min} = Altura mínima requerida para la losa.

f_{bc} = esfuerzo de tracción inferior, [kg/cm²]

M_g = momento de flexión sin ponderar debido al peso propio de la viga, [kg · cm]

M_s = momento de flexión sin ponderar debido a los pesos de la losa y chaflán, [kg · cm]

M_b = momento de flexión sin ponderar debido al peso de barrera, [kg · cm]

M_{ws} = momento de flexión sin ponderar debido a la futura superficie de desgaste, [kg·cm]

M_{LT} = momento de flexión sin ponderar debido a la carga de camiones, [kg · cm]

M_{LL} = momento de flexión sin ponderar debido a la carga de carril, [kg · cm]

E_c (losa fabricada in situ)

E_{ci} (Viga prefabricada en la transferencia)

E_c (Viga prefabricada en cargas de servicio)

DFM = factor de distribución por momento para la viga interior

S = espaciamiento entre vigas, m

L = luz del vano, m

t_s = profundidad de la losa de concreto, m.

n = relación modular entre los materiales de la viga y losa

A = área de la sección transversal de la viga (no sección compuesta), 4130 cm²

I = momento de inercia de la viga (sección no compuesta), cm⁴

e_g = distancia entre los centros de gravedad de la viga y la losa, cm.

DFM = Factor de distribución de Momento para viga interior

DFV = Factor de distribución de cortante para viga interior

S = Separación entre vigas, m

η = factor relativo a la ductilidad, la redundancia e importancia operativa.

[

γ_i = factores de carga

q_i = cargas especificadas

Δf_{pES} = pérdidas debido al acortamiento elástico

Δf_{pSR} = pérdidas debido a la retracción del hormigón

Δf_{pCR} = pérdidas debido al flujo plástico del hormigón

Δf_{pR2} = pérdidas debido al acero después de la transferencia.

E_p = módulo de elasticidad de refuerzo pretensado

E_{ci} = módulo de elasticidad de la viga en el lanzamiento

f_{cgp} = Suma de los esfuerzos del concreto.

e_c = excentricidad del torón medido desde el centro de gravedad de la viga en la mitad del tramo

P_i = fuerza total de pretensado en la liberación

H = Humedad relativa

f_{ps} = Esfuerzo promedio en acero pretensado

f_{pu} = Resistencia especificada a la tensión del acero pretensad.

d_p = Distancia desde la fibra de compresión extrema al centroide de los torones pretensados.

c = Distancia entre el eje neutro y la cara de compresión, cm.

A_{ps} = Área de pretensado de acero cm²

A_s = Área de refuerzo de tensión de acero suave cm²

A'_s = Área de refuerzo de compresión cm²

f'_c = Esfuerzo de compresión del hormigón de losa cm²

f_y = Resistencia del refuerzo de tensión kg / cm²

f'_y = Resistencia al rendimiento del refuerzo de compresión kg / cm²

β_1 = factor de estrés del bloque de compresión

b = Ancho efectivo del patín a compresión cm

ϕ = Factor de resistencia

f_r = Módulo de ruptura

f_{pb} = Esfuerzo de compresión en el hormigón debido a la fuerza efectiva de pretensado.

f_r = Módulo de ruptura

f_{pb} = Esfuerzo de compresión en el hormigón debido a la fuerza efectiva de pretensado.

V_u = Fuerza de corte total, kg.

V_c = Resistencia al corte, proporcionada por el hormigón, kg.

V_p = componente de la fuerza efectiva de pretensado en la dirección del corte aplicado, kg.

V_u = Factor de resistencia

d_v = Profundidad de corte efectiva

d_e = la profundidad efectiva correspondiente desde la fibra de compresión extrema hasta el centroide de la fuerza de tracción en el refuerzo de tracción.

a = Profundidad del bloque de compresión cm

h = Altura total de la sección cm

θ = Ángulo de inclinación de los esfuerzos de compresión diagonales.

N_u = Fuerza normal factorizada aplicada en la sección especificada.

f_{po} = un parámetro tomado como módulo de elasticidad de los tendones de pretensado.

$\left(\frac{kg}{cm^2}\right)$.

v_u = Esfuerzo cortante en el concreto

ϕ = Factor de resistencia

V_p = Componente de la fuerza efectiva de pretensado en la dirección del corte aplicado

A_v = Área de refuerzo de corte dentro de una distancia

s = espaciamiento de los estribos

f_y = resistencia a la deformación del refuerzo de cizalla

α = Ángulo de inclinación del refuerzo transversal al eje longitudinal.

V_h = Fuerza de corte horizontal factorizada por unidad de longitud de la viga, kg/m

V_u = fuerza de corte factorizada en la sección especificada debido a cargas superpuestas, kg

d_v = Distancia entre resultantes de fuerzas de tracción y compresión, cm.

P_i = Fuerza total de pretensado después de la transferencia *kg*.

e_c = Excentricidad de la fuerza de pretensado en la mitad del tramo cm.

e' = Diferencia entre la excentricidad del acero pretensado en la mitad del tramo y al final de la viga.

a = Distancia desde el final de la viga hasta los puntos de arpa *cm*.

L = Longitud total de la viga *cm*.

E_{ci} = Módulo de elasticidad en la transferencia *kg/cm²*.

I = Momento grueso de inercia de la viga prefabricada *cm⁴* .

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Puente vehicular sobre río Caluma, en dirección aguas abajo. Se evidencia una cavidad debajo del apoyo y los grandes bloques que movilizan los caudales.....	3
Figura 1.2 Fuerte erosión en el estribo izquierdo del puente.....	3
Figura 1.3 Puentes de Guayaquil: Izq. Puente de la Unidad Nacional, Der. Puente Zig-zag.....	5
Figura 1.4 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z	10
Figura 2.1 Grafica duración - intensidad para T=2 años.....	21
Figura 2.2 Grafica duración - intensidad para T=5 años.....	22
Figura 2.3 Grafica duración - intensidad para T=10 años.....	23
Figura 2.4 Grafica duración - intensidad para T=25 años.....	24
Figura 2.5 Grafica duración - intensidad para T=50 años.....	25
Figura 2.6 Grafica duración - intensidad para T=100 años.....	26
Figura 2.7 Grafica duración - intensidad para T=500 años.....	27
Figura 2.8 Grafica periodo de retorno - Constante de regresión d	29
Figura 2.9 Curvas IDF de la cuenca para diferentes Periodos de retorno (Tiempo de duración - Intensidad).....	30
Figura 2.10 Separación de elementos de soporte	33
Figura 2.11 Centroides de baranda peatonal	35
Figura 2.12 Modelo matemático cargas permanentes DC	36
Figura 2.13 Modelo matemático cargas permanentes DW.....	36
Figura 2.14 Diagramas de momento Cargas DC.....	37
Figura 2.15 Diagramas de momento Cargas DW	37
Figura 2.16 Camión de diseño.....	38
Figura 2.17 Tándem de diseño.....	38
Figura 2.18 Diagrama de influencia de momento Viga continua apoyo B	39
Figura 2.19 Modelo matemático carga viva M (-)	40
Figura 2.20 Diagramas de momento carga viva M (-)	40
Figura 2.21 Diagrama de influencia de momento positivo	41
Figura 2.22 Sección compuesta, Viga-Losa	45
Figura 2.23 Dimensiones y fuerzas sobre el Estribo	64
Figura 3.1 Cuenca Hidrográfica aportante al río Caluma	70

Figura 3.2 Secciones del tramo del Río Caluma	73
Figura 3.3 Perfiles del río y zonas de inundación	74
Figura 3.4 Cauce del río con periodo de retorno T=25 años	75
Figura 3.5 Cauce del río con periodo de retorno T=50 años	75
Figura 3.6 Cauce del río con periodo de retorno T= 100 años	76
Figura 3.7 Modelo matemático cargas permanentes DC	77
Figura 3.8 Modelo matemático cargas permanentes DW.....	77
Figura 3.9 Diagramas de momento Cargas DC.....	78
Figura 3.10 Diagramas de momento Cargas DW	78
Figura 3.11 Diagrama de influencia de momento Viga continua apoyo B	79
Figura 3.12 Modelo matemático carga viva M (-)	80
Figura 3.13 Diagramas de momento carga viva M (-)	80
Figura 3.14 Diagrama de influencia de momento positivo	81
Figura 3.15 Configuración de los torones a media luz.....	88
Figura 3.16 Configuración de los torones parte extrema de viga	90
Figura 3.17 Fuerzas Actuanrtes sobre el estribo, horizontales y verticales	96
Figura 3.18 Presiones Laterales actuantes sobre la Pantalla.....	101
Figura 3.19 Ubicación del Eje Neutro en franja de 15 cm	103
Figura 3.20 Acero de Refuerzo en parte superior de la Zapata.....	105
Figura 3.21 Acero de Refuerzo en parte inferior de la Zapata.....	107

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	10
Tabla 2.1 Datos de estación Pluviométrica de Caluma	15
Tabla 2.2 Distribución de Probabilidades pluviométricas mediante método de Gumbel	17
Tabla 2.3 Cálculo de precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias	18
Tabla 2.4 Coeficientes para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas.	18
Tabla 2.5 Precipitación máxima Pd (mm) para tiempos de duración de 1 a 24 horas...	19
Tabla 2.6 Intensidad de lluvia para tiempos de duración de 1 a 24 horas en diferentes tiempos de retorno.....	19
Tabla 2.7 Periodo de retorno para T = 2 años.....	21
Tabla 2.8 Periodo de retorno para T = 5 años.....	22
Tabla 2.9 Periodo de retorno para T = 10 años.....	23
Tabla 2.10 Periodo de retorno para T = 25 años.....	24
Tabla 2.11 Periodo de retorno para T = 50 años.....	25
Tabla 2.12 Periodo de retorno para T = 100 años.....	26
Tabla 2.13 Periodo de retorno para T = 500 años.....	27
Tabla 2.14 Resumen de aplicación de regresión lineal en los diferentes tiempos de retorno	28
Tabla 2.15 Regresión potencial.....	28
Tabla 2.16 Intensidades-tiempo de duración.....	29
Tabla 2.17 Numero de curva de escorrentía para usos de selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana.....	32
Tabla 2.18 Cargas Permanentes distribuidas.....	34
Tabla 2.19 Cargas Permanentes puntuales	34
Tabla 2.20 Cargas asfálticas y de elementos de servicio.....	34
Tabla 2.21 Calculo del centroidede baranda peatonal	35
Tabla 2.22 Factor de Presencia Múltiple, m [LRFD, 2014]	39
Tabla 2.23 Modelo asumido de torones en el centro del vano	49
Tabla 2.24 Factores de Mayoración para las Combinaciones de Carga	67
Tabla 3.1 Parámetro morfológicos de la cuenca aportante al río Caluma	71
Tabla 3.2 Valores CN, para uso de suelo en la cuenca.....	71
Tabla 3.3 Propiedades y parámetros a tomar en cuenta para T=25, 50 y 100 años	72

Tabla 3.4 Cargas Vivas [LRFD, 2014]	79
Tabla 3.5 Momentos de diseño negativos	81
Tabla 3.6 Momentos de diseño positivos	82
Tabla 3.7 Resumen momentos en Losa	84
Tabla 3.8 Resumen losas en voladizo	84
Tabla 3.9 Materiales Losa	84
Tabla 3.10 Materiales Viga	85
Tabla 3.11 Materiales Torones	85
Tabla 3.12 Propiedades Sección no compuesta	85
Tabla 3.13 Propiedades Sección compuesta	86
Tabla 3.14 Fuerzas cortantes y momentos de flexión para una viga interior típica	86
Tabla 3.15 Momentos cargas vivas	87
Tabla 3.16 Esfuerzos límites del concreto	87
Tabla 3.17 Configuración del pretensado	88
Tabla 3.18 Perdida por acortamiento Elástico	89
Tabla 3.19 Perdida por deslizamiento del hormigón	89
Tabla 3.20 Pérdida por relajación del hormigón	89
Tabla 3.21 Perdida total en el servicio	89
Tabla 3.22 Esfuerzos limites concreto	90
Tabla 3.23 Esfuerzos en la transferencia	91
Tabla 3.24 Esfuerzos en medio vano	91
Tabla 3.25 Resúmenes de esfuerzo en transferencia	91
Tabla 3.26 Esfuerzos Limites de compresión	91
Tabla 3.27 Resumen de esfuerzo en medio vano	92
Tabla 3.28 Propiedades generales de la sección a reforzar	92
Tabla 3.29 Resumen de capacidades de momento	93
Tabla 3.30 Propiedades de la sección critica	93
Tabla 3.31 Requerimientos de refuerzo	93
Tabla 3.32 Resistencia nominal al corte	93
Tabla 3.33 Resumen de deflexiones	94
Tabla 3.34 Resumen de diseño de dispositivo elastómero con refuerzo de acero	95
Tabla 3.35 Resumen de Cargas Verticales	96
Tabla 3.36 Resumen de Cargas Horizontales	97

Tabla 3.37 Cargas Verticales (V_u).....	97
Tabla 3.38 Momento Estabilizador por Cargas Verticales (M_{vu}).....	98
Tabla 3.39 Cargas Horizontales (H_u)	98
Tabla 3.40 Momento de Vuelco por Cargas Horizontales (M_{hu})	99
Tabla 3.41 Tabla Verificación de Vuelco alrededor del punto "A"	99
Tabla 3.42 Verificación del Deslizamiento en la base del Estribo.....	100
Tabla 3.43 Verificación de Presiones Actuantes en la base del Estribo	100
Tabla 3.44 Resumen de Esfuerzos actuantes Horizontales sobre la Pantalla.....	101
Tabla 3.45 Esfuerzos Verticales que actúan sobre la zapata	104
Tabla 3.46 Presupuesto por Orden de Magnitud.....	109
Tabla 3.47 Presupuesto por consultoría	111

ÍNDICE DE PLANOS

PLANO 1 001IMP-IMPLANTACIÓN PERFIL ÁREA DE TRABAJO

PLANO 2 002ALZ-ALZADO PUENTE VEHICULAR CALUMA

PLANO 3 003PES-PLANO ESTRUCTURAL VIGA PRETENSADA TIPO CALIFORNIA

PLANO 4 004PES-PLANO ESTRUCTURAL LOSA DE CONCRETO ARMADO

PLANO 5 PES-PLANO ESTRUCTURAL H.A. ESTRIBO DE PUENTE VEHICULAR

PLANO 6 PES-PLANO ESTRUCTURAL H.A. ESTRIBO DE PUENTE VEHICULAR

CAPÍTULO 1

1. INTRODUCCIÓN

Un puente es una estructura que sirve para cruzar un obstáculo natural (río o quebrada) o artificial (intersecciones de calles) (Barker y Puckett 1997). Proporciona a conductores y transeúntes una vía necesaria para ahorrar tiempo y recursos, además de agilizar el tránsito.

La propuesta presentada en este proyecto integrador se realizó para el cantón Caluma, Provincia de Bolívar, ciudad que posee una superficie total de 192.41 Km², La población censada en el 2010 fue de aproximadamente 13129 habitantes. Se estima que en actualmente hay más de 18000 habitantes, sin contar con las parroquias y recintos.

Cabe anotar que Caluma es un centro con un gran movimiento comercial, en especial los días feriados ya que concurren varios miles de personas que habitan tanto en el territorio cantonal como también provenientes de pequeñas poblaciones y recintos de la vecina provincia de Los Ríos.

El río Caluma que divide en dos la población del mismo nombre es el principal cauce que se forma por la confluencia de los ríos Charquiyacu y Escaleras o San Antonio (Díaz, 2017). Antes de pasar por el puente viejo el río recibe varias decenas de esteros, por lo que puede ser muy caudaloso. Las grandes crecidas han sido siempre de gran preocupación para los pobladores, ya que el puente, motivo del presente estudio, ha sido peligrosamente desbordado.

El río Caluma divide la ciudad en dos sectores, denominados “Caluma viejo” y “Caluma nuevo”. Desde hace más 60 años se ha tenido un puente con gran densidad de tráfico ya que no solamente une las dos partes de la población y numerosos recintos, sino también es un paso que une las provincias Bolívar y Los Ríos. Este mismo puente también se lo utiliza para paso peatonal.

Hace pocos años se construyó un puente colgante peatonal y hace unos 5 años un nuevo puente para el paso de vehículos que se emplaza aguas arriba del puente viejo, pero que es muy poco utilizado para atravesar el río que separa la población.

El presente trabajo incluye el diseño de la estructura de puente de 36 m de longitud (el puente actual es de 28m); se denomina prediseño debido a que por la escasez de tiempo y de recursos no se llegan a detallar las soluciones especiales que deberán implementarse en los estribos del puente y en especial para facilitar el proceso constructivo, dada la estrechez de los espacios disponibles.

1.1 Descripción del Problema

El puente viejo de Caluma fue construido con conceptos técnicos que actualmente son descartados. Esta obra que es la más utilizada por la población y para el tráfico interprovincial, presenta afectaciones y daños, lo que constituye un alto riesgo.

El puente viejo que se propone reemplazar porque su vida útil está ampliamente superada y sobre todo porque actualmente hay un gran deterioro de la estructura. Ha sido varias veces reparado pero tanto en los estribos como en la súper estructura se observan numerosos daños irreparables.

Dicho puente posee una viga-losa, de hormigón armado, con una pila a 1/5 de la luz del puente, estructura que se está dañando por la acción de los grandes caudales que se generan en la época lluviosa y porque se han realizado, aguas arriba del puente, algunas obras que restringen y modifican el régimen flujo de caudales.

Cabe anotar que los problemas estructurales se deben a la socavación en la única pila de soporte, así mismo se establece que existe socavación en las zapatas de los muros, a causa del flujo del río. Cabe indicar que el soporte que presenta mayor afectación es la pila que está orientado a la margen izquierda ya que funciona como estribo para las vigas que llegan hasta la pila, como se muestra en las fotos 1.1 y 1.2.



Figura 1.1 Puente vehicular sobre río Caluma, en dirección aguas abajo. Se evidencia una cavidad debajo del apoyo y los grandes bloques que movilizan los caudales.

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

La erosión hídrica ha causado socavaciones que afectan a las pilas y estribos, por lo que la estructura torna vulnerable, inclusive a eventos sísmicos.

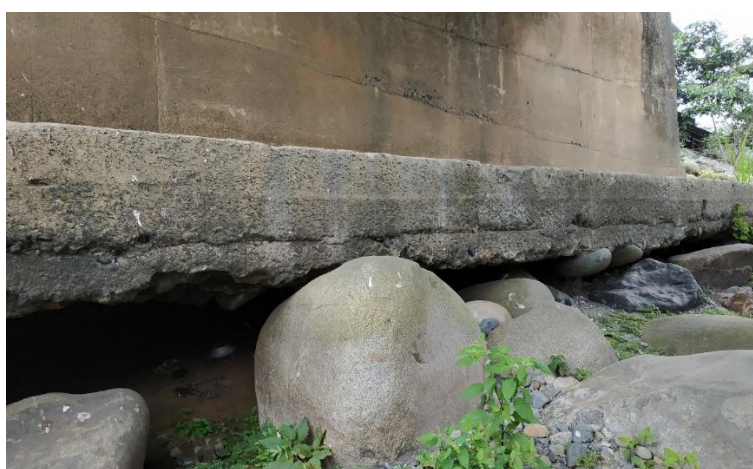


Figura 1.2 Fuerte erosión en el estribo izquierdo del puente.

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

1.2 Justificación del problema

Debido a los riesgos que se tienen y la gran demanda de ese paso por parte de la comunidad, es evidente la necesidad de demoler la vieja estructura y construir un nuevo puente, sin pilas intermedias, manteniendo los dos carriles actuales, con pasos peatonales a los costados y además señalización para ciclistas.

La propuesta de diseño de un nuevo puente con una vida útil de al menos 50 años es conveniente, es una obra que debe ser construida en el menor plazo posible. En los diseños se deben cumplir con los parámetros requeridos en las normas vigentes, tanto para el funcionamiento hidráulico como para un aceptable comportamiento frente a la acción sísmica.

La metodología para el diseño debe cumplir los lineamientos y normas propuestos por la AASHTO, Método LRFD, así como la NEC2015, garantizando el debido funcionamiento de la estructura con la presencia de grandes caudales y la acción de las fuerzas sísmicas que pueden tenerse en la zona sísmológica en la que se encuentra ubicada la ciudad de Caluma.

Un puente que no restrinja o no se oponga al flujo de los caudales contribuirá a un mejor funcionamiento hidráulico del río Caluma. La estructura como la que se propone construir permitirá una mejor movilidad y fluidez del tránsito y además permitirá un paso peatonal seguro. Además se logrará una mejora paisajística como parte importante del desarrollo urbano de la ciudad atravesada por un hermoso río.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo General

Prediseño de un puente de 36m de longitud, dos carriles amplios y pasos peatonales para un período de vida útil de 50 años.

1.3.2 Objetivos Específicos

1. Analizar la estructura actual del puente para la definición de los problemas estructurales y riesgos para el tránsito de peatones y vehículos.
2. Determinar los parámetros básicos para la elaboración del prediseño de acuerdo con las normas y técnicas vigentes.
3. Realizar el diseño de la estructura del puente con las características planteadas.
4. Preparar el registro ambiental de la obra, certificando los compromisos con el contexto ambiental del puente.
5. Elaborar el presupuesto de la obra.

1.4 Marco teórico

1.4.1 Definición de Puente

Los puentes son obras diseñadas y construidas con el propósito de salvar un obstáculo, sean de origen natural como ríos, valles profundos, lagos, o brazos del mar, o hechas por el hombre, como pasos a desnivel, permitiendo así la continuidad de la vía. Estos pueden ser parte de un camino, carretera, vía férrea, para transporte de tuberías, líneas de energía, entre otros (Rodríguez Serquén, 2012).

Dicha afirmación plantea una posición estructural con respecto a la misma, otros autores la definen como: “Obra de arte destinadas a salvar corrientes de agua, depresiones del relieve topográfico, y cruces a desnivel que garanticen una circulación fluida y continua de peatones.” (Diseño de Puentes, 2014, p.4)



Figura 1.3 Puentes de Guayaquil: Izq. Puente de la Unidad Nacional, Der. Puente Zig-zag

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

1.4.2 Elementos de un puente

Los elementos que conforman un puente se clasifican en dos grandes grupos:

- La infraestructura
- La superestructura

Siendo la infraestructura todo lo concebido para transmitir las cargas exteriores al suelo de cimentación. La superestructura refiera aquellos concebidos para salvar el obstáculo y facilitar el cálculo. (Torres, 2013, p.25)

1.4.2.1 Superestructura

Está compuesta por los elementos horizontales, como vigas, losas, barandas y la capa de rodadura. Es sobre esta parte que circulan los vehículos y peatones. Debido a esto, es la encargada de transmitir las cargas los apoyos.

1.4.2.2 Subestructura o Infraestructura

Está constituida por los apoyos del puente, estos pueden ser: pilas (apoyos internos), y estribos (apoyos extremos), los cuales soportan la superestructura. También forman parte de esto los cimientos, que descargan los esfuerzos al suelo

1.4.3 Criterios para seleccionar el tipo de puente a construir

Para la sección del tipo de puente, se debe escoger de entre varios aspectos:

- Costo
- Seguridad
- Estética
- Condiciones Geométricas
- Condiciones Geotécnicas
- Riesgo Sísmico
- Requerimientos Viales
- Consideraciones Constructivas
- Facilidad de Mantenimiento
- Consideraciones legales

1.4.4 Estudios de campo

El diseño de puentes abarca dos tipos de investigación principales agrupados en los denominados estudios de campo y estudios de oficina o gabinete. Las primeras son todas las investigaciones que deben ejecutarse en el sitio de implantación del proyecto, para el diseño de una estructura económica y con factibilidad constructiva. Los estudios de oficina utilizan los datos determinados en el campo y en base de un análisis de las normas de diseño y cálculo estructural materializan y cuantifican el proyecto. Abarcan cuatro grandes aspectos que son:

La topografía, hidrología, el estudio de suelos, los estudios de construcción. (Torres, 2013)

1.4.5 Estudios Topográficos

Para el presente trabajo se efectuó un levantamiento topográfico con cinta, aprovechando el puente actualmente existe. Para cubrir un área mayor que involucre calles, ubicación de viviendas, obras construidas en las riberas del río y otros detalles adicionales, se realizaron vuelos de dron, con fotografías sobrepuestas, hasta que estén en una posición estereoscópica, así se obtuvo una orto foto y a partir de esta la topografía. En los sitios de interés para la implantación del nuevo puente se verificaron distancias, en planta, con mediciones de cinta emplazada horizontalmente.

Si bien el levantamiento realizado sirve para dimensionar y emplazar la estructura de un puente más largo que el actual, es conveniente que se realice un levantamiento topográfico planimétrico y altimétrico de precisión que incluya un área de mayores dimensiones, en el cual se precisen distancias y cotas, la ubicación de calles, áreas verdes, muros de contención en las orillas del río, alcantarillas, viviendas y otros espacios que se requieren disponer para construir la obra (Torres, 2013)

1.4.6 Caracterización Geotécnica

La información que se adjunta a continuación ha sido proporcionada a los autores, mediante una comunicación verbal directa por el Profesor Dr. Miguel Ángel Chávez Moncayo:

La ciudad de Caluma está emplazada en una llanura compuesta por terrazas aluviales que se denominan también terrazas indiferenciadas, estas unidades geológicas son depósitos aluviales bien consolidados que tienen varios millones de años de existencia (de dos a cinco millones de años), pueden ser de más de 100 m de espesor. Esto significa que el cauce del río migraba lateralmente, en el pasado geológico, en un área relativamente amplia, depositando bloques de roca redondeados y de todos los tamaños desde arenas medias, gravas, boleos, hasta grandes bloques de varias toneladas de peso. Todo este conjunto denominado

depósito aluvial de un río de curso superior a medio, se ha consolidado gracias a una matriz limo-arcillosa que actúa como cementante.

El cauce actual del río Caluma constituye un depósito aluvial moderno de materiales pétreos, rocas ígneas tipo andesita y granitos redondeados, muy duros y de una densidad superior a 3.00 Ton/m³, que son transportados por los grandes caudales. Este paquete de materiales aluviales no consolidados puede tener un espesor de 20 m y está depositado sobre la terraza indiferenciada, la cual fue previamente erosionada por las crecidas.

En el sitio donde pasa el puente, la parte de estribo derecho (mirando aguas abajo), el río ha erosionado la terraza indiferencia, cuyos materiales se observan en la actualidad en un talud o vega que tiende a ser vertical.

En el estribo izquierdo se tiene una situación un tanto diferente, el río Caluma inunda esa vega, lo que significa que es parte del cauce superior se extiende más hacia la margen del río.

La situación encontrada en el área del estribo izquierdo tiene varias implicaciones entre ellas la falta de consolidación del depósito aluvial, lo cual debe ser investigado especialmente. Para garantizar el debido funcionamiento de la obra será necesario implementar soluciones geotécnicas, tal es el caso de las inyecciones de consolidación.

Cabe anotar que las rocas ígneas que se encuentran en el cauce son de la mejor calidad geotécnica como materiales de construcción. Los agregados que se obtienen de la trituración de esos materiales son los mejores que se pueden obtener.

1.4.7 Estudio Hidrológico e Hidráulico

La cuenca hidrográfica del Río Caluma tiene un área aproximada de 14800 hectáreas, se desarrolla en una dirección Noreste a Sureste entre las cotas 230 en el sector del puente hasta 3000 m en las partes más altas. El cauce principal tiene una longitud aproximada de 28054 m, es decir 28.05 Km.

Las cabeceras de la cuenca están en la Cordillera Occidental de Los Andes y atraviesa terrenos donde se tienen rocas extrusivas tal es el caso de las andesitas y también batolitos donde se tienen intrusiones de granitos. Por estas razones se

puede constar en el cauce actual y en las terrazas indiferenciadas materiales pétreos de las rocas mencionadas, que han sido erosionados en las partes más altas y transportados por los caudales del río y sus afluentes.

Se conoce y también se puede deducir que existe un gran arrastre de sedimentos de fondo, lo que incluye bloques de rocas de todos los tamaños y también se tiene arrastre de superficie, lo que incluye sedimentos limo-arenosos-arcillosos, ya que en la época de lluvias las aguas del río Caluma son muy turbias.

Para calcular los caudales que se pueden generar en los grandes crecientes del río Caluma, se emplea el método racional modificado, y al cual se le aplican variaciones propuestas por J. R Témez en el XXIV Congreso de la Asociación Internacional de Investigaciones Hidráulicas (Madrid, 1991), y los datos de la estación pluviométrica Caluma.

1.4.8 Riesgo Sísmico

Se llama riesgo sísmico a la probabilidad de ocurrencia dentro de un plazo dado, de que un sismo cause, en un lugar determinado, cierto efecto definido como pérdidas o daños determinados. En el riesgo influyen el peligro potencial sísmico, los posibles efectos locales de amplificación, la vulnerabilidad de las construcciones (e instituciones) y las pérdidas posibles (en vidas y bienes). El riesgo sísmico depende fuertemente de la cantidad y tipo de asentamientos humanos y de la cantidad e importancia de las obras que se encuentran localizados en el lugar. (AASHTO, 1931)

En los trabajos de caracterización sismológica del territorio, el sector de Caluma está incluido en la Zona Sismológica V, en la que se pueden tener aceleraciones sísmicas probables del orden de 0.4 g

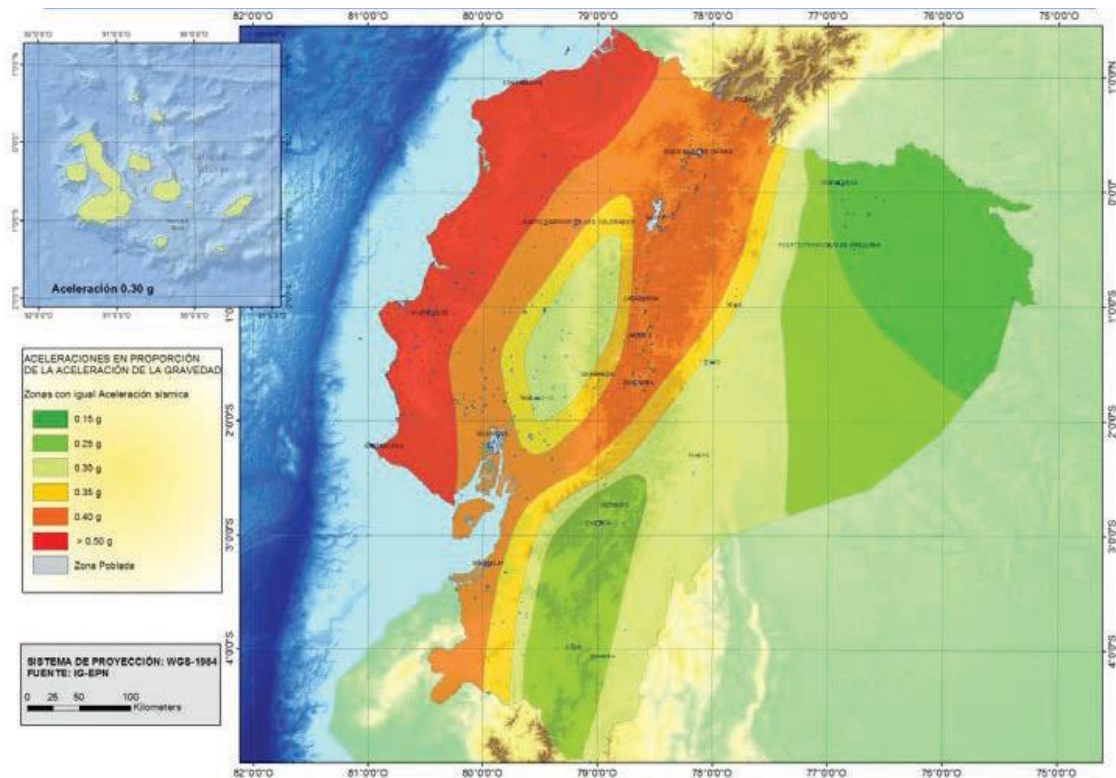


Figura 1.4 Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Fuente: (NEC, 2015)

El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (período de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI. (NEC, 2015)

Tabla 1.1 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: (NEC, 2015)

1.4.9 Impacto Medioambiental

Teniendo en cuenta las acciones o actividades impactantes que producen o generan efectos sobre los Medios Natural y Antrópico, se definiría como todas las

rupturas del orden establecido en la construcción de estos se plantean las siguientes atenuantes a considerar.

1.4.10 Medidas de Mitigación

Uso de Equipos y Maquinaria: La actividad de Uso de Equipos y Maquinaria Pesada, afecta al componente Fauna, en el Medio Natural y al Paisaje, Actividad Económica (Agropecuarias, Industriales y Servicios), Seguridad de Operarios, Seguridad de las Personas, Sistema Vial, Transporte Liviano y Pesado, Salud, Sistema Sanitario y Educación, en el Medio Antrópico. A esta actividad, la podemos encontrar en el Montaje y Funcionamiento de Obradores y Campamento; Construcción y Montaje de Puente.

- Generación de Ruidos y Vibraciones: La actividad de Generación de Ruidos y Vibraciones, afecta a los componentes Calidad de Aire y Fauna, en el Medio Natural y Seguridad de Operarios, en el Medio Antrópico. A esta actividad, la podemos encontrar en el Montaje y Funcionamiento de Obradores y Campamento; Construcción y Montaje de Puente; Construcción de Paquete Estructural y Obras Complementarias.
- Generación de Residuos Tipo Sólido Urbano: La actividad de Generación de Residuos Tipo Sólido Urbano, afecta a los componentes Calidad de Aire, Calidad de Agua Superficial y Calidad de Suelo, en el Medio Natural y al Paisaje y a las Condiciones Higiénico Sanitarias (Salud de la Población, Infraestructura Sanitaria y Proliferación de Vectores), en el Medio Antrópico. A esta actividad, la podemos encontrar en el Montaje y Funcionamiento de Obradores y Campamento; Construcción y Montaje de Puente; Construcción de Paquete Estructural y Obras Complementarias, en la Etapa de Construcción de la obra.

CAPÍTULO 2

2. METODOLOGÍA

Para solucionar la problemática, se planteó la construcción de un nuevo puente, en reemplazo del existente. Para la configuración estructural se presentó la opción de construir el puente en estructura metálica, hormigón armado y elementos de hormigón prefabricado.

Por razones de tiempo, logística e importancia de la vía que une el puente que se desea reemplazar; se eligió la opción de elementos de hormigón prefabricado.

Para ello se propuso un puente de tipo Viga – Losa, con vigas prefabricadas, y losa y estribos de hormigón armado.

2.1 Reconocimiento del Lugar

El sábado 6 de octubre del 2018, se procedió a realizar la primera visita de campo, con el propósito de reconocer el terreno, fotografiar y tomar medidas del puente existente y plantear las posibles soluciones.

El puente existente posee una luz total de 28.00 m, el primer tramo está apoyado entre un estribo tipo muro del lado de Caluma Nuevo, y una pila muy robusta sobre la parte más seca del cauce del río, consta de 4 vigas de hormigón armado que soportan el tablero. La segunda sección de 5.00 m, consiste en una losa que está apoyada entre la pila, y un muro al lado de Caluma Viejo.

El cauce del río en épocas secas ocupa el tramo entre la pila y el muro de Caluma Nuevo, mientras que el tramo restante tiene un depósito de canto rodado. El tirante promedio en la sección debajo del puente en esta época no excede el medio metro, mientras en épocas de crecida, puede rosar la superficie inferior de las vigas de la estructura, que están alrededor de 5 metros por encima del espejo de agua, según las observaciones locales.

El borde (muro-estribo) del lado de Caluma Nuevo, posee un pequeño malecón a los costados, y vías de acceso de ambos lados. Mientras que del lado del muro en Caluma Viejo existen establecimientos inmediatos a la acera.

El tráfico que pasa por el puente, en su mayoría son livianos y buses, con alguna circulación de volquetas, pero en las observaciones y aforos no se identificó el paso de vehículos tipo tráiler.

2.2 Recopilación de información

Como parte de la ingeniería básica, se realizó un aforo vehicular, para el cálculo del TPDA e identificar los vehículos con cargas más representativas.

Se realizó un levantamiento topográfico con cinta para obtener una implantación de la zona y con la asistencia de un Dron se obtuvo la ortofoto respectiva que ayudaría a identificar el área que corresponde al proyecto, además de procesar la información que nos brinda este tipo de levantamiento para generar secciones transversales del cauce del río aguas arriba y aguas abajo, permitiéndonos modelar comportamientos hidráulicos e hidrológicos.

Se realizaron caracterizaciones del tipo de terreno presentes en el sector, esto con la asistencia de profesionales altamente calificados en el campo, para definir las propiedades geomecánicas del material a los extremos del cauce.

2.3 Propuesta de Solución

Debido a la riesgosa condición del puente actual se propone su demolición, descartando cualquier opción a rehabilitación o mantenimiento, ya que esto último representaría costos poco viables, a causa del tiempo de vida útil de la estructura, alcanzando los 50 años de antigüedad y uso.

Para limitar el nivel de daño u operación, se recomienda mantener los muros estribos que existen, a manera de estabilizadores del terreno a los costados del río. El nuevo puente tendría una luz en vigas de 36.00 m. apoyadas sobre estribos de hormigón armado que serán construidos en el terreno confinado a los extremos, de manera que se elimina la necesidad de pilas en el cauce del río.

El tablero de hormigón armado se plantea en dos carriles en sentidos opuestos, adaptándose a la red vehicular actual, en el aspecto vial la obra contaría con señalización horizontal y vertical pertinente para la circulación de vehículos motorizados, bicicletas y peatones es decir, carril de uso compartido en la calzada limitadas por barreras tipo jersey, paso y bandadas peatonales respectivos.

Debido al alcance del proyecto, algunos aspectos del diseño quedan sujetos a exclusiones, o limitaciones de los parámetros utilizados en tal efecto, valores tales como características mecánicas del suelo, información sobre el comportamiento hidráulico del cauce del río en el tramo pertinente al puente, y costos de algunos rubros, son basados en valores típicos o históricos de obras similares.

Los elementos tales como: el tablero o losa, las vigas, y los estribos, son diseñados siguiendo la normativa AASHTO LRFD, la cual se muestra a continuación:

2.4 Cálculos hidrológicos e hidráulicos

Para obtener el caudal generado en el río Caluma, utilizamos el método racional modificado, con las consideraciones del J. R. Témex, mediante experimentación en diversas y diferentes cuencas aforadas. Las consideraciones principales son:

Modificación en la obtención de la precipitación máxima diaria, mediante un factor reductor de la lluvia. Debido a la no uniformidad de las precipitaciones en cuencas mayores a 1 km².

El método tiene un límite de aplicación, basado en el tiempo de concentración y el área de la cuenca estudiada.

$$0.25 \leq T_c \leq 24 \text{ h} ; \quad 1 \leq A \leq 3000 \text{ Km}^2$$

Para el caudal de referencia en el punto de aforo usamos la fórmula:

$$Q = 0.278 C \cdot I \cdot A \cdot K$$

Dónde:

Q: Descarga máxima de diseño (m³/s)

C: Coeficiente de escorrentía en el intervalo en el que se produce I

I: Intensidad de precipitación máxima horaria (mm/h)

K: Coeficiente de uniformidad

2.4.1 Análisis de precipitaciones:

Para iniciar el cálculo se deben obtener la tabla de precipitaciones máximas mensuales, de las estaciones del INAMHI, y elaborar las curvas I.D.F., de la estación a analizar. Se muestran las tablas de las precipitaciones máximas mensuales durante un periodo de 1964 al 2010.

Tabla 2.1 Datos de estación Pluviométrica de Caluma

DATOS ESTACIÓN PLUVIOMÉTRICA													
ESTACIÓN		CALUMA			COORDENADAS				X:	689893	COTA:		350
DENOMINACIÓN:		M0129							Y:	9820861			
DATOS MENSUALES DE PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 Hrs. (mm)													
Años	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre	Máximo
1964	77.94	46.50	120.60	53.00	12.10	5.80	1.80	1.40	0.50	5.40	6.50	34.80	120.60
1965	80.80	147.30	65.20	77.77	59.10	23.80	17.40	2.70	2.40	5.50	3.00	48.00	147.30
1966	57.60	71.00	97.00	46.80	19.20	3.00	8.26	5.80	9.16	8.50	24.90	51.70	97.00
1967	78.40	61.00	93.00	37.40	10.60	3.60	2.10	1.40	5.20	2.00	0.80	8.10	93.00
1968	46.90	35.00	81.70	46.80	6.40	5.70	0.50	8.54	5.50	7.00	5.40	27.60	81.70
1969	69.20	49.30	87.80	86.20	61.70	42.00	12.30	14.20	5.60	2.60	3.60	27.60	87.80
1970	104.50	38.50	61.40	77.70	131.90	16.00	4.60	0.60	3.50	1.60	18.00	12.00	131.90
1971	23.50	107.90	80.60	74.30	20.10	49.30	0.40	0.50	4.10	30.00	10.00	61.20	107.90
1972	103.70	92.50	98.70	52.80	55.40	57.00	12.30	10.10	13.00	19.40	8.40	97.20	103.70
1973	77.94	107.30	103.20	61.00	62.80	15.40	2.80	4.10	6.40	12.20	26.00	12.80	107.30
1974	49.60	52.10	89.90	52.90	53.60	7.70	1.60	0.20	5.70	3.20	26.20	56.70	89.90
1975	72.10	95.90	70.10	42.10	27.70	29.10	4.10	3.30	2.60	11.90	3.50	21.30	95.90
1976	77.94	117.20	126.90	108.30	40.00	19.60	5.30	7.20	3.80	2.20	12.60	32.10	126.90
1977	74.80	88.80	104.20	59.00	21.30	21.90	8.50	2.30	25.60	2.80	11.00	49.70	104.20
1978	71.50	84.40	75.40	120.20	53.90	6.00	4.70	19.80	12.30	25.00	10.60	20.50	120.20
1979	55.50	75.60	93.70	78.90	24.10	15.89	6.00	1.40	8.70	4.60	3.00	6.00	93.70
1980	39.50	79.70	44.40	99.10	35.90	6.50	3.00	3.70	5.40	10.50	20.50	22.40	99.10
1981	48.50	75.40	75.00	48.70	30.30	7.20	10.50	6.00	4.30	4.80	4.30	36.51	75.40
1982	90.00	77.10	50.40	50.20	43.90	0.90	0.50	0.40	24.50	65.10	107.90	99.60	107.90
1983	77.80	93.20	85.10	147.80	110.40	58.40	69.00	28.50	57.30	25.60	64.00	68.70	147.80
1984	46.50	89.60	91.70	65.60	8.40	17.00	8.30	19.70	21.50	12.30	51.50	33.30	91.70

1985	91.70	49.50	102.40	78.50	13.30	12.00	10.30	10.00	12.00	0.00	21.50	0.00	102.40
1986	82.10	78.69	86.40	124.40	14.30	7.00	6.00	10.00	14.80	16.80	16.80	67.00	124.40
1987	123.50	78.69	38.00	77.77	134.60	10.00	9.60	5.30	3.00	10.00	8.40	27.40	134.60
1988	195.50	111.60	74.10	341.20	75.80	5.60	13.10	6.50	5.60	6.40	6.60	25.60	341.20
1989	170.50	176.40	175.60	118.50	76.00	9.80	5.20	6.00	5.30	6.80	6.60	36.51	176.40
1990	34.50	55.60	39.00	1.80	0.00	2.70	9.50	62.80	9.16	12.52	21.17	36.51	62.80
1991	52.00	61.00	89.10	48.70	61.40	0.00	0.00	8.54	9.16	12.52	21.17	36.51	89.10
1992	200.50	64.90	113.40	92.40	62.40	26.20	15.50	3.50	4.20	2.50	16.80	17.40	200.50
1993	46.60	67.80	169.00	56.20	7.30	65.80	8.90	7.20	4.20	2.60	89.40	36.51	169.00
1994	120.20	52.10	73.40	87.20	40.70	6.80	0.00	0.00	3.40	60.60	21.17	36.51	120.20
1995	69.20	68.50	86.50	110.60	8.40	3.10	13.20	8.90	2.40	9.20	41.70	20.50	110.60
2006	58.70	111.50	97.20	50.00	41.00	3.40	1.00	1.50	9.16	12.52	21.17	36.51	111.50
2007	19.90	42.30	17.50	4.10	0.80	4.10	10.00	18.00	9.16	12.52	21.17	36.51	42.30
2008	56.40	70.60	92.00	91.40	33.60	11.80	4.50	15.00	4.40	13.40	21.17	36.51	92.00
2009	75.80	63.00	41.40	37.50	18.00	0.70	5.70	8.54	9.16	12.52	21.17	36.51	75.80
2010	62.50	74.00	44.00	70.70	48.00	7.00	9.00	2.30	6.90	10.00	5.50	36.51	74.00
MAX	200.50	176.40	175.60	341.20	134.60	65.80	69.00	62.80	57.30	65.10	107.90	99.60	341.20

Fuente: INAMHI

Lo primero que debe hacerse, es obtener la precipitación máxima diaria, mediante análisis estocásticos, para el estudio en particular se aplica el método de Gumbel. Se genera una tabla en función del periodo de retorno (T), para estimar la posible precipitación máxima.

Tabla 2.2 Distribución de Probabilidades pluviométricas mediante método de Gumbel

Nº	Años	Mes Max. Precip.	Precipitación (mm)	
			x_i	$(x_i - x)^2$
1	1964	MAR	120.6	30.55
2	1965	FEB	147.3	1038.58
3	1966	MAR	97	326.63
4	1967	MAR	93	487.22
5	1968	MAR	81.7	1113.76
6	1969	MAR	87.8	743.82
7	1970	MAY	131.9	283.15
8	1971	FEB	107.9	51.45
9	1972	ENE	103.7	129.34
10	1973	FEB	107.3	60.42
11	1974	MAR	89.9	633.68
12	1975	FEB	95.9	367.6
13	1976	MAR	126.9	139.88
14	1977	MAR	104.2	118.22
15	1978	ABR	120.2	26.29
16	1979	MAR	93.7	456.8
17	1980	ABR	99.1	255.14
18	1981	FEB	75.4	1573.94
19	1982	NOV	107.9	51.45
20	1983	ABR	147.8	1071.06
21	1984	MAR	91.7	546.3
22	1985	MAR	102.4	160.6
23	1986	ABR	124.4	86.99
24	1987	MAY	134.6	381.3
25	1988	ABR	341.2	51133.43
26	1989	FEB	176.4	3761
27	1990	AGO	62.8	2732.46
28	1991	MAR	89.1	674.6
29	1992	ENE	200.5	7297.78
30	1993	MAR	169	2908.12
31	1994	ENE	120.2	26.29
32	1995	ABR	110.6	20.01
33	2006	FEB	111.5	12.77
34	2007	FEB	42.3	5295.91
35	2008	MAR	92	532.36
36	2009	ENE	75.8	1542.37
37	2010	FEB	74	1686.99
37		Suma	4257.7	87758.3

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015.

Calculamos las variables probabilísticas:

Media

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} = 115.07 \text{ mm}$$

Desviación Estándar

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} = 49.37 \text{ mm}$$

Parámetro de forma

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} * S = 38.50 \text{ mm}$$

Moda

$$u = \bar{x} - 0.5772 * \alpha = 92.85 \text{ mm}$$

Tabla 2.3 Cálculo de precipitaciones diarias máximas probables para distintas frecuencias

Periodo Retorno	Variable Reducida	Precip. (mm)	Prob. De ocurrencia	Corrección intervalo fijo
Años	YT	XT'(mm)	F(xT)	XT (mm)
2	0.3665	106.9623	0.500	120.8674
5	1.4999	150.595	0.800	170.1724
10	2.2504	179.4836	0.900	202.8165
25	3.1985	215.9845	0.960	244.0625
50	3.9019	243.063	0.980	274.6611
100	4.6001	269.9415	0.990	305.0338
500	6.2136	332.0535	0.998	375.2205

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Para la estimación de las precipitaciones máximas horarias, es necesario redistribuir la lluvia para un periodo de 24 horas, para ello, usaremos los coeficientes de redistribución propuestos por Campos (Campos, 1978)

Tabla 2.4 Coeficientes para las relaciones a la lluvia de duración 24 horas.

Duraciones, en horas									
1	2	3	4	5	6	8	12	18	24
0.3	0.39	0.46	0.52	0.57	0.61	0.68	0.8	0.91	1

Fuente: (Campos, 1978)

De esta manera se obtiene una distribución horaria, así:

Tabla 2.5 Precipitación máxima Pd (mm) para tiempos de duración de 1 a 24 horas

Tiempo de Duración	Cociente	Precipitación máxima Pd (mm) por tiempos de duración						
		2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	X24	120.8674	170.1724	202.8165	244.0625	274.6611	305.0338	375.2205
18 hr	X18 = 91%	109.9893	154.8568	184.563	195.25	249.9416	277.5808	341.4507
12 hr	X12 = 80%	96.6939	136.1379	162.2532	195.25	219.7289	244.0271	300.1764
8 hr	X8 = 68%	82.1898	115.7172	137.9152	165.9625	186.7696	207.423	255.1499
6 hr	X6 = 61%	73.7291	103.8051	123.7181	148.8781	167.5433	186.0706	228.8845
5 hr	X5 = 57%	68.8944	96.9982	115.6054	139.1156	156.5569	173.8693	213.8757
4 hr	X4 = 52%	62.8511	88.4896	105.4646	126.9125	142.8238	158.6176	195.1147
3 hr	X3 = 46%	55.599	78.2793	93.2956	112.2688	126.3441	140.3156	172.6014
2 hr	X2 = 39%	47.1383	66.3672	79.0984	95.1844	107.1178	118.9632	146.336
1 hr	X1 = 30%	36.2602	51.0517	60.845	73.2188	82.3983	91.5102	112.5662

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Con la tabulación del comportamiento de las precipitaciones registradas en dicha estación, se genera una tabla con las intensidades, guardando las mismas características de tiempo y frecuencia, para esto usaremos la ecuación:

$$I = \frac{P (mm)}{t_{duración}(hr)}$$

Tabla 2.6 Intensidad de lluvia para tiempos de duración de 1 a 24 horas en diferentes tiempos de retorno

Tiempo de duración		Intensidad de la lluvia (mm /hr) según el Periodo de Retorno						
Hr	min	2 años	5 años	10 años	25 años	50 años	100 años	500 años
24 hr	1440	5.0361	7.0905	8.4507	10.1693	11.4442	12.7097	15.6342
18 hr	1080	6.1105	8.6032	10.2535	10.8472	13.8856	15.4212	18.9695
12 hr	720	8.0578	11.3448	13.5211	16.2708	18.3107	20.3356	25.0147
8 hr	480	10.2737	14.4647	17.2394	20.7453	23.3462	25.9279	31.8937
6 hr	360	12.2882	17.3009	20.6197	24.813	27.9239	31.0118	38.1474
5 hr	300	13.7789	19.3996	23.1211	27.8231	31.3114	34.7739	42.7751
4 hr	240	15.7128	22.1224	26.3661	31.7281	35.7059	39.6544	48.7787
3 hr	180	18.533	26.0931	31.0985	37.4229	42.1147	46.7719	57.5338
2 hr	120	23.5691	33.1836	39.5492	47.5922	53.5589	59.4816	73.168
1 hr	60	36.2602	51.0517	60.845	73.2188	82.3983	91.5102	112.5662

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

La ecuación para representar matemáticamente las curvas Intensidad – Duración – Periodo de retorno es la ecuación de Aparicio (Aparicio, 1997):

$$I = \frac{K * T^m}{t^n}$$

Donde:

I = Intensidad (mm/hr)

t = Duración de la lluvia (min)

T = Periodo de retorno (años)

K, m, n = Parámetros de ajuste

Luego, mediante un cambio de variable se obtiene que:

$$I = \frac{K * T^m}{t^n}$$

$$d = K * T^m$$

$$I = \frac{d}{t^n}$$

Y finalmente:

$$I = d * t^{-n}$$

Con los datos de intensidad, y utilizando el método de mínimos cuadrados, se procede a realizar una regresión lineal para cada periodo de retorno:

Tabla 2.7 Periodo de retorno para T = 2 años

Periodo de retorno para T = 2 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	5.0361	7.2724	1.6166	11.7569	52.8878
2	1080	6.1105	6.9847	1.81	12.6424	48.7863
3	720	8.0578	6.5793	2.0866	13.7286	43.2865
4	480	10.2737	6.1738	2.3296	14.3824	38.1156
5	360	12.2882	5.8861	2.5086	14.7661	34.6462
6	300	13.7789	5.7038	2.6231	14.9618	32.5331
7	240	15.7128	5.4806	2.7545	15.0963	30.0374
8	180	18.533	5.193	2.9196	15.1611	26.9668
9	120	23.5691	4.7875	3.1599	15.1282	22.9201
10	60	36.2602	4.0943	3.5907	14.7017	16.7637
10	4980	149.6204	58.1555	25.3993	142.3253	346.9435
Ln (d) = 6.1246		d = 456.9423		n = -0.6164		

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Regresión T= 2 años

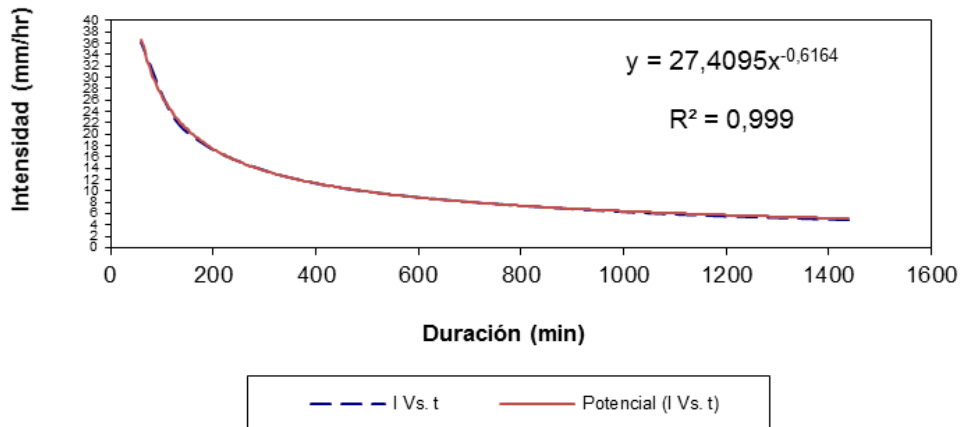


Figura 2.1 Grafica duración - intensidad para T=2 años

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Tabla 2.8 Periodo de retorno para T = 5 años

Periodo de retorno para T = 5 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	7.0905	7.2724	1.9588	14.2449	52.8878
2	1080	8.6032	6.9847	2.1521	15.032	48.7863
3	720	11.3448	6.5793	2.4288	15.9794	43.2865
4	480	14.4647	6.1738	2.6717	16.4946	38.1156
5	360	17.3009	5.8861	2.8508	16.7798	34.6462
6	300	19.3996	5.7038	2.9653	16.9132	32.5331
7	240	22.1224	5.4806	3.0966	16.9713	30.0374
8	180	26.0931	5.193	3.2617	16.9377	26.9668
9	120	33.1836	4.7875	3.5021	16.7661	22.9201
10	60	51.0517	4.0943	3.9328	16.1024	16.7637
10	4980	210.6545	58.1555	28.8205	162.2214	346.9435
Ln (d) = 6.4667		d = 643.3409		n = -0.6164		

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Regresión T= 5 años

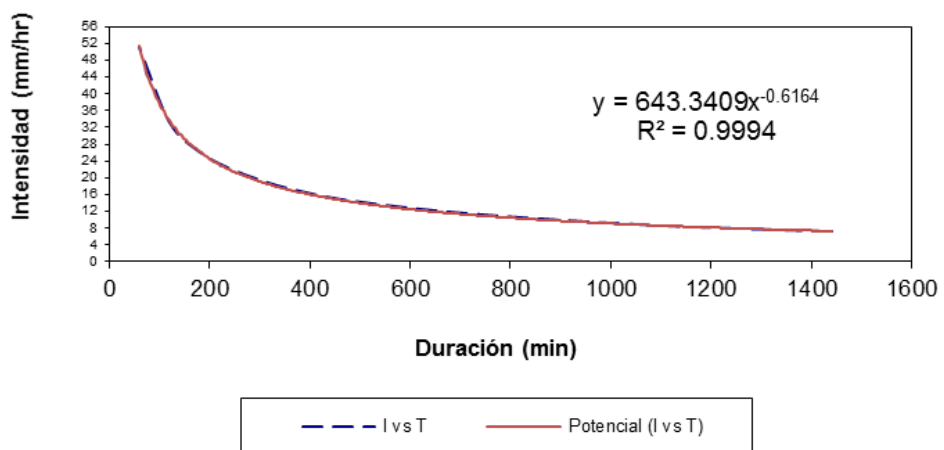


Figura 2.2 Grafica duración - intensidad para T=5 años

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Tabla 2.9 Periodo de retorno para T = 10 años

Periodo de retorno para T = 10 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	8.4507	7.2724	2.1342	15.5211	52.8878
2	1080	10.2535	6.9847	2.3276	16.2578	48.7863
3	720	13.5211	6.5793	2.6043	17.134	43.2865
4	480	17.2394	6.1738	2.8472	17.578	38.1156
5	360	20.6197	5.8861	3.0262	17.8128	34.6462
6	300	23.1211	5.7038	3.1407	17.9141	32.5331
7	240	26.3661	5.4806	3.2721	17.9331	30.0374
8	180	31.0985	5.193	3.4372	17.849	26.9668
9	120	39.5492	4.7875	3.6775	17.6062	22.9201
10	60	60.845	4.0943	4.1083	16.8209	16.7637
10	4980	251.0643	58.1555	30.5754	172.4271	346.9435
Ln (d) = 6.6422		d = 766.7530		n = -0.6164		

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Regresión T= 10 años

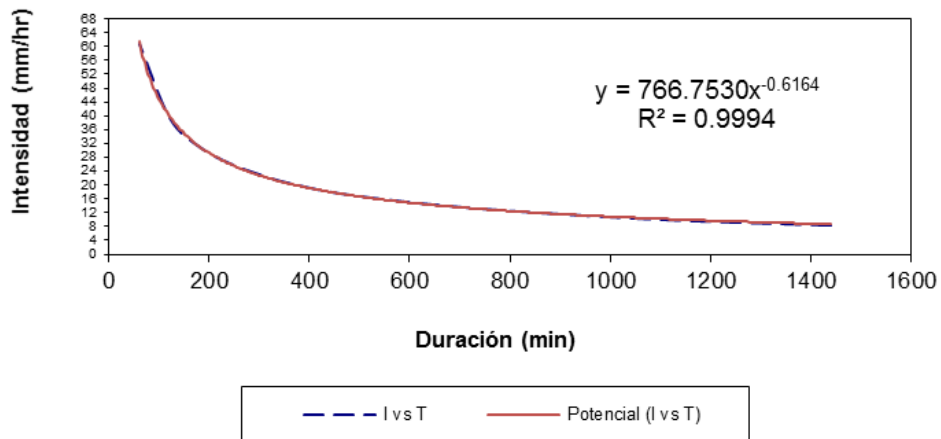


Figura 2.3 Grafica duración - intensidad para T=10 años

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Tabla 2.10 Periodo de retorno para T = 25 años

Periodo de retorno para T = 25 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	10.1693	7.2724	2.3194	16.8674	52.8878
2	1080	10.8472	6.9847	2.3839	16.6509	48.7863
3	720	16.2708	6.5793	2.7894	18.352	43.2865
4	480	20.7453	6.1738	3.0323	18.7209	38.1156
5	360	24.813	5.8861	3.2114	18.9024	34.6462
6	300	27.8231	5.7038	3.3259	18.97	32.5331
7	240	31.7281	5.4806	3.4572	18.9477	30.0374
8	180	37.4229	5.193	3.6223	18.8104	26.9668
9	120	47.5922	4.7875	3.8627	18.4925	22.9201
10	60	73.2188	4.0943	4.2935	17.5789	16.7637
10	4980	300.6308	58.1555	32.2978	182.2931	346.9435
Ln (d) = 6.9147		d = 1006.9264		n = -0.6336		

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Regresión T= 25 años

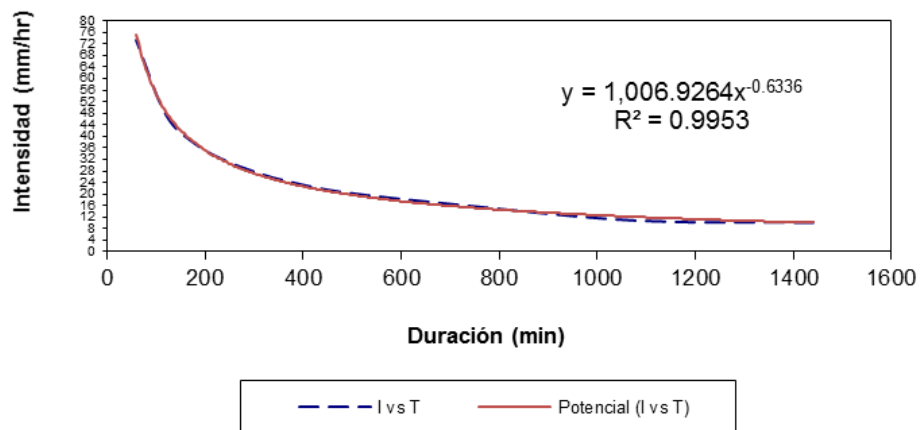


Figura 2.4 Grafica duración - intensidad para T=25 años

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Tabla 2.11 Periodo de retorno para T = 50 años

Periodo de retorno para T = 50 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	11.4442	7.2724	2.4375	17.7264	52.8878
2	1080	13.8856	6.9847	2.6309	18.3758	48.7863
3	720	18.3107	6.5793	2.9075	19.1291	43.2865
4	480	23.3462	6.1738	3.1504	19.4501	38.1156
5	360	27.9239	5.8861	3.3295	19.5977	34.6462
6	300	31.3114	5.7038	3.444	19.6437	32.5331
7	240	35.7059	5.4806	3.5753	19.595	30.0374
8	180	42.1147	5.193	3.7404	19.4237	26.9668
9	120	53.5589	4.7875	3.9808	19.058	22.9201
10	60	82.3983	4.0943	4.4116	18.0625	16.7637
10	4980	340	58.1555	33.6078	190.0619	346.9435
Ln (d) = 6.9454		d = 1038.3634		n = -0.6164		

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Regresión T= 50 años

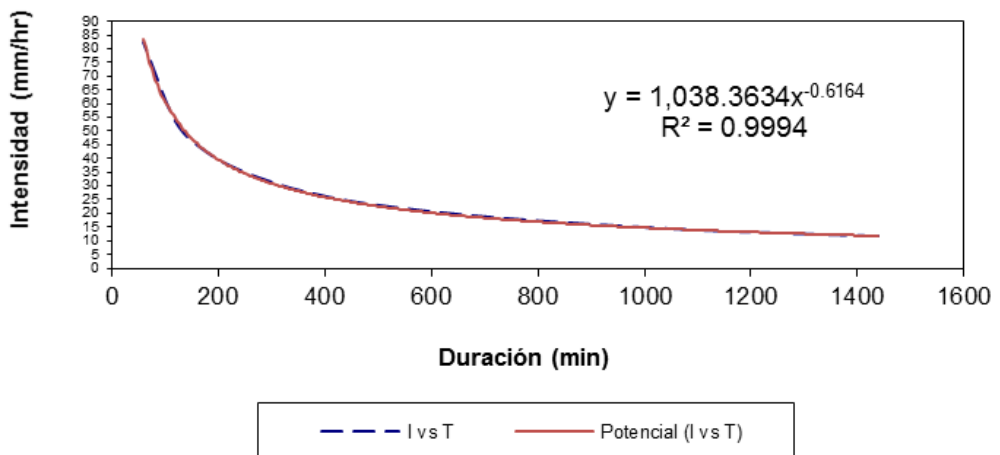


Figura 2.5 Grafica duración - intensidad para T=50 años

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Tabla 2.12 Periodo de retorno para T = 100 años

Periodo de retorno para T = 100 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	12.7097	7.2724	2.5424	18.4891	52.8878
2	1080	15.4212	6.9847	2.7357	19.1084	48.7863
3	720	20.3356	6.5793	3.0124	19.8192	43.2865
4	480	25.9279	6.1738	3.2553	20.0976	38.1156
5	360	31.0118	5.8861	3.4344	20.215	34.6462
6	300	34.7739	5.7038	3.5489	20.242	32.5331
7	240	39.6544	5.4806	3.6802	20.1699	30.0374
8	180	46.7719	5.193	3.8453	19.9684	26.9668
9	120	59.4816	4.7875	4.0857	19.5601	22.9201
10	60	91.5102	4.0943	4.5164	18.4919	16.7637
10	4980	377.598	58.1555	34.6566	196.1615	346.9435
Ln (d) = 7.0503		d = 1153.1881		n = -0.6164		

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Regresión T= 100 años

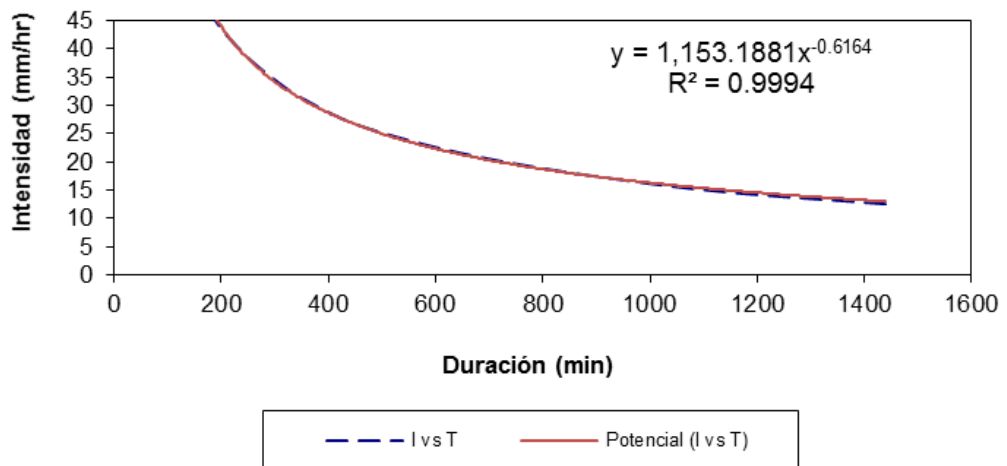


Figura 2.6 Grafica duración - intensidad para T=100 años

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Tabla 2.13 Periodo de retorno para T = 500 años

Periodo de retorno para T = 500 años						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	1440	15.6342	7.2724	2.7495	19.9952	52.8878
2	1080	18.9695	6.9847	2.9428	20.5548	48.7863
3	720	25.0147	6.5793	3.2195	21.1817	43.2865
4	480	31.8937	6.1738	3.4624	21.3762	38.1156
5	360	38.1474	5.8861	3.6415	21.434	34.6462
6	300	42.7751	5.7038	3.756	21.4232	32.5331
7	240	48.7787	5.4806	3.8873	21.3048	30.0374
8	180	57.5338	5.193	4.0524	21.0438	26.9668
9	120	73.168	4.7875	4.2928	20.5515	22.9201
10	60	112.5662	4.0943	4.7235	19.3398	16.7637
10	4980	464.4813	58.1555	36.7275	208.205	346.9435
Ln (d) = 7.2574		d = 1418.5306		n = -0.6164		

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Regresión T= 500 años

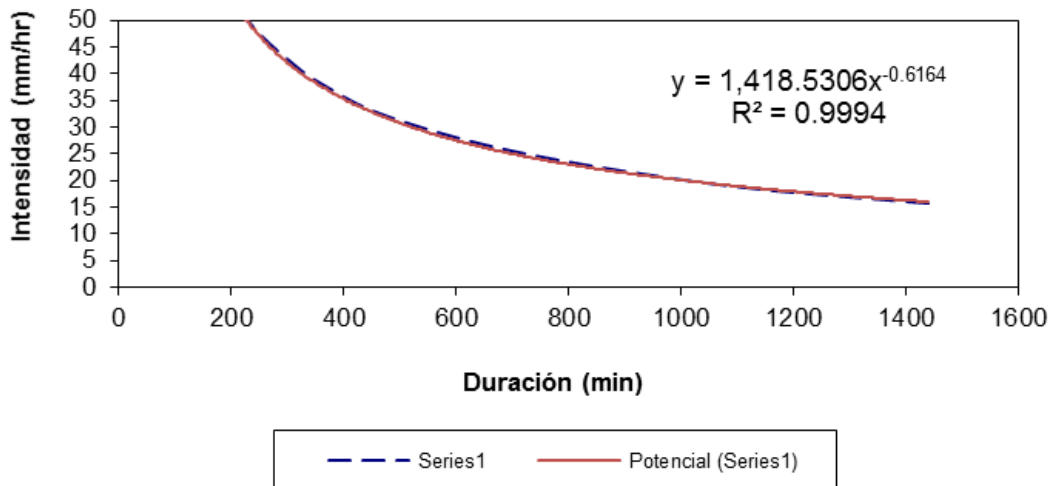


Figura 2.7 Grafica duración - intensidad para T=500 años

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Tabla 2.14 Resumen de aplicación de regresión lineal en los diferentes tiempos de retorno

Resumen de aplicación de regresión potencial		
Periodo de Retorno (años)	Término cte. de regresión (d)	Coef. de regresión [n]
2	456.942291	-0.616386088
5	643.3408926	-0.616386088
10	766.7529859	-0.616386088
25	1006.92639	-0.633625005
50	1038.363393	-0.616386088
100	1153.188137	-0.616386088
500	1418.530594	-0.616386088
Promedio =	926.2920976	-0.61884879

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

En función del cambio de variable realizado, se realiza otra regresión de potencia entre las columnas del periodo de retorno (T) y el término constante de regresión (d), para obtener valores de la Ecuación $d = K * T^m$

Tabla 2.15 Regresión potencial

Regresión potencial						
Nº	x	y	ln x	ln y	ln x*ln y	(lnx)^2
1	2	456.9423	0.6931	6.1246	4.2452	0.4805
2	5	643.3409	1.6094	6.4667	10.4077	2.5903
3	10	766.7530	2.3026	6.6422	15.2941	5.3019
4	25	1006.9264	3.2189	6.9147	22.2574	10.3612
5	50	1038.3634	3.9120	6.9454	27.1706	15.3039
6	100	1153.1881	4.6052	7.0503	32.4678	21.2076
7	500	1418.5306	6.2146	7.2574	45.1018	38.6214
7	692	6484.0447	22.5558	47.4011	156.9446	93.8667
Ln (K) = 6.1319		K = 460.3204		m = 0.1985		
Termino constante de regresión (K) =				460.3204		
Coef. de regresión (m) =				0.1985		

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

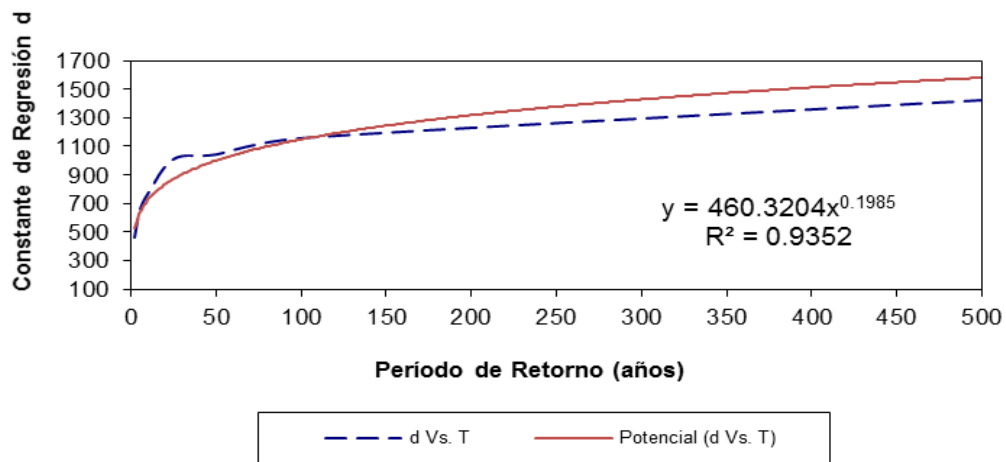


Figura 2.8 Grafica periodo de retorno - Constante de regresión d

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

Con los parámetros establecidos, se puede escribir la ecuación de intensidad para los datos generados de esta estación. La ecuación de intensidad válida para la cuenca resulta:

$$I = \frac{460.3204 * T^{0.198514}}{t^{0.61885}}$$

Se puede observar mejor el comportamiento de la intensidad de lluvia en la siguiente tabla.

Tabla 2.16 Intensidades-tiempo de duración

Tabla de intensidades - Tiempo de duración												
Frecuencia años	Duración en minutos											
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	195.1	127.05	98.85	82.73	72.06	64.37	58.52	53.87	50.09	46.93	44.24	41.92
5	234.02	152.39	118.57	99.24	86.44	77.21	70.19	64.62	60.08	56.29	53.06	50.28
10	268.55	174.87	136.07	113.88	99.19	88.61	80.54	74.16	68.94	64.59	60.89	57.7
25	322.12	209.76	163.21	136.59	118.98	106.28	96.61	88.95	82.7	77.48	73.04	69.21
50	369.64	240.7	187.29	156.74	136.53	121.96	110.86	102.07	94.89	88.9	83.81	79.42
100	424.16	276.21	214.91	179.87	156.67	139.95	127.22	117.13	108.89	102.02	96.18	91.13
500	583.83	380.19	295.82	247.57	215.64	192.63	175.11	161.22	149.88	140.42	132.38	125.44

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

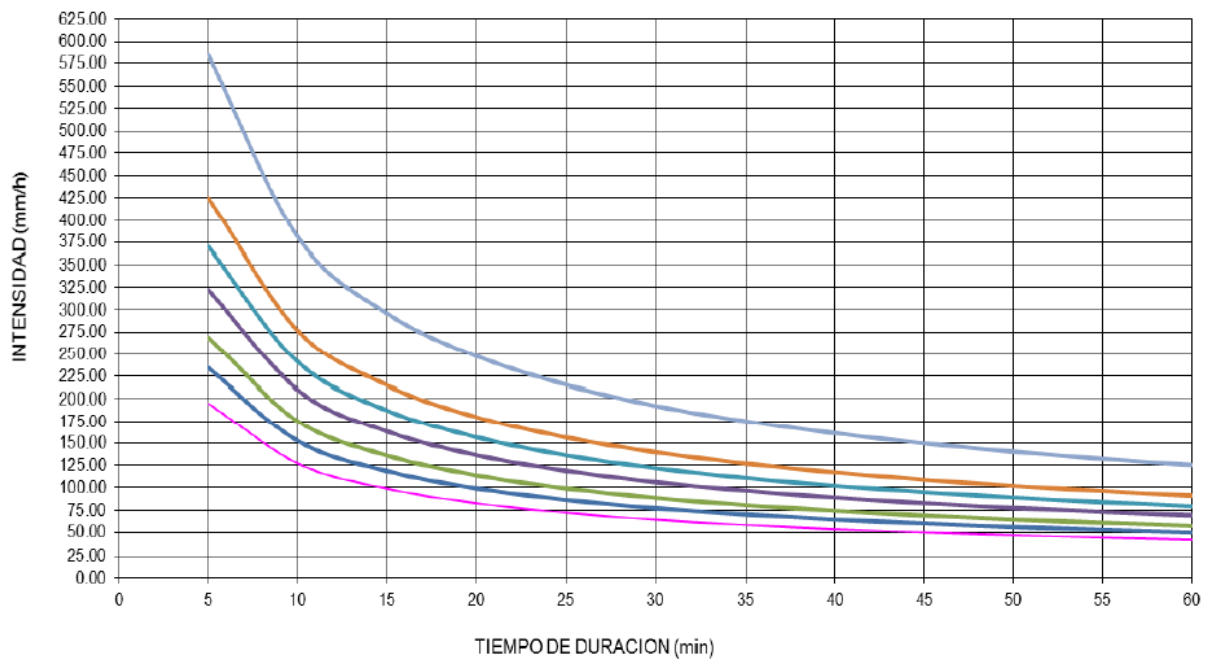


Figura 2.9 Curvas IDF de la cuenca para diferentes Periodos de retorno (Tiempo de duración - Intensidad)

Fuente: Jaramillo Susana y Apolo Wilmer 2015

2.4.2 Cálculo del Caudal, por el Método de Témez

El método racional modificado de Témez, como se mencionó en la sección anterior, está definido por la expresión:

$$Q = 0.278 * C * I * A * K$$

Para determinar el coeficiente de uniformidad K, usamos la expresión:

$$K = 1 + \frac{T_c^{1.25}}{T_c^{1.25} + 14}$$

Donde:

T_c = Tiempo de concentración (horas)

Calculamos el tiempo de concentración con la ecuación:

$$T_c = 0.3 \left(\frac{L}{S^{0.25}} \right)^{0.76}$$

Donde:

L = Longitud del cauce mayor (km)

S = Pendiente promedio (m/m)

Coeficiente de simultaneidad (factor reductor)

$$K_A = 1 - (\log_{10} A / 15)$$

Donde A = es el área de la cuenca (km²)

Precipitación máxima corregida (P)

$$P = K_A * P_d$$

Donde:

KA = Factor Reductor

Pd = Precipitación máxima diaria (mm, obtenida de las tablas antes descritas)

Intensidad de precipitación

$$I = \left(\frac{P}{24} \right) * (11)^{\frac{28^{0.1} - T_c^{0.1}}{T_c^{0.1} - 1}}$$

Coeficiente de Escorrentía (C)

$$C = \frac{(P_d - P_o) * (P_d + 23P_o)}{(P_d + 11 * P_o)^2}$$

Donde:

Pd = Precipitación máxima diaria

Po = Umbral de Escorrentía = $\frac{5000}{CN} - 50$ o = $\frac{254000}{CN} - 254$

CN = número de curvatura

El mismo que se obtiene ponderando el valor de la CN según el área que posea el terreno de la cuenca, conforme a la tabla siguiente:

Tabla 2.17 Numero de curva de escorrentía para usos de selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana

COBERTURA			GRUPO DE SUELOS			
Uso de la Tierra	Tratamiento o práctica	Condición Hidrológica	A	B	C	D
			Número de curva			
Rastrojo	Hileras rectas	_____	77	86	91	94
Cultivos en hileras	Hileras rectas	Mala	71	81	88	91
		Buena	67	78	85	89
	Curvas de nivel	Mala	70	79	84	88
		Buena	65	75	82	86
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	66	74	80	82
		Buena	62	71	78	81
Cultivos en hileras estrechas	Hileras rectas	Mala	65	76	84	88
		Buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	Mala	63	74	82	85
		Buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	61	72	79	82
		Buena	59	70	78	81
Leguminosas en1 hileras estrechas o forraje en rotación	Hileras rectas	Mala	66	77	85	89
		Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Mala	64	75	83	85
		Buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	63	73	80	83
		Buena	51	67	76	80
Pastos de pastoreo	Curvas de nivel	Mala	68	79	86	89
		Regular	49	69	79	88
		Buena	39	61	74	80
		Mala	47	67	81	88
		Regular	25	59	75	83
		Buena	6	35	70	79
Pastos de corte		Buena	30	58	71	78
Bosque		Mala	45	66	77	83
		Regular	36	60	73	79
		Buena	25	55	70	77
Patios			59	74	82	86
Caminos de tierra 2			72	82	87	89
Pavimentos			74	84	90	92

Fuente: Monsalve G, **Hidrología en la ingeniería**, 1995

Finalmente con todas las variables, se calcula el caudal con la ecuación planteada.

2.5 Diseño de la Superestructura

2.5.1 Diseño de la Losa

2.5.1.1 Separación de los Elementos de Soporte

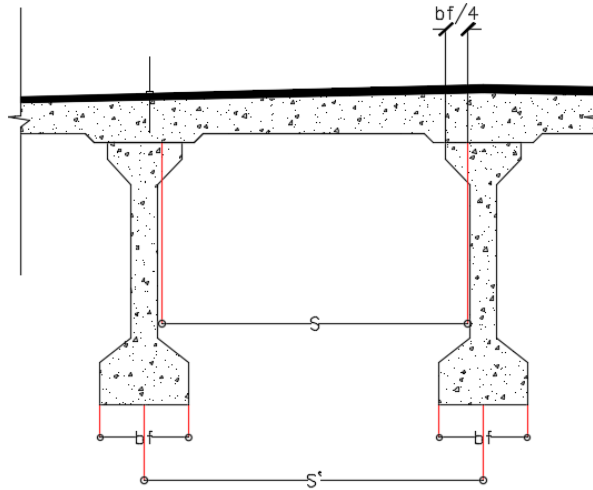


Figura 2.10 Separación de elementos de soporte

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Separación máxima de centro a centro entre vigas pres forzadas de 1.8 a 2m (Herrera, 2000)

$$S' = 2.00\text{m}$$

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

$$S = S' - 0.5 * bf$$

$$S = 2 - 0.5 * 0.5$$

$$S = 1.75\text{m}$$

2.5.1.2 Cálculo h_{min} de la Losa

$$h_{min} = \frac{S * 3.28 + 10}{30} < 0.54\text{ft}$$

2.5.1.3 Cálculo de Cargas Permanentes

Para el siguiente cálculo se tomó en cuenta una franja de desarrollo de 1.00 m de profundidad para cada tipo de carga.

2.5.1.3.1 Cargas Permanentes distribuidas

Tabla 2.18 Cargas Permanentes distribuidas

ELEMENTO	Y[T/M3]	H[m]	B[m]	AREA[m2]	CARGA[T/m]
LOSA	2.4	0.2	1	0.2	0.48
CHAFLAN	2.4	0.05	1	0.05	0.12
				W _{dc}	0.60

Fuente; Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 2.19 Cargas Permanentes puntuales

ELEMENTO	Y[T/M3]	H[m]	B[m]	AREA[m2]	CARGA[T]
BARRERA VEHICULAR	2.4			0.23	0.552
BARANDA PEATONAL					0.025

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

2.5.1.3.2 Carpetas asfálticas y estructuras de servicios

Tabla 2.20 Cargas asfálticas y de elementos de servicio

ELEMENTO	Y[T/M3]	H[m]	B[m]	AREA[m2]	CARGA[T/m]
ASFALTO	2.2	0.05	1	0.05	0.11
				W _{dw}	0.11

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

2.5.1.3.3 Centroides Elementos Complementarios

Con ayuda del programa AutoCAD se definen descriptivamente los centroides de los elementos y con el método de los ejes paralelos se efectuó el cálculo del centroide total.

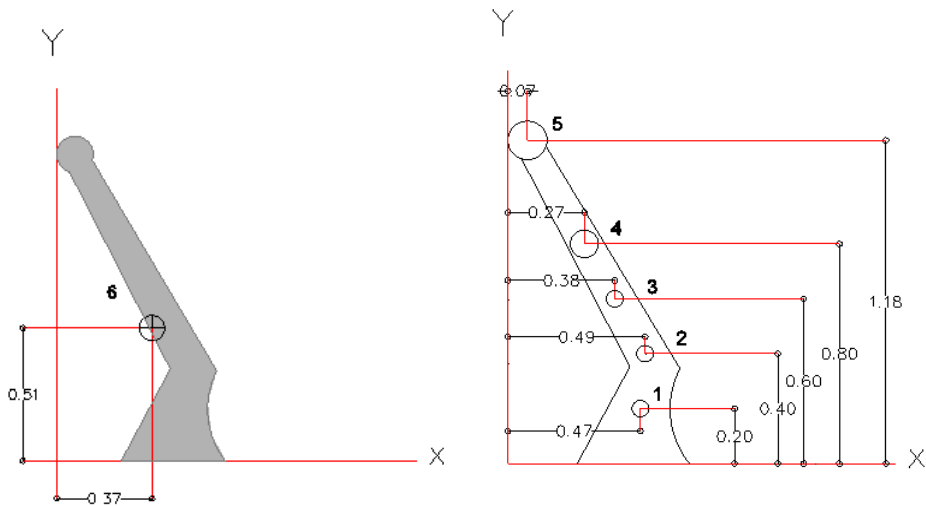


Figura 2.11 Centroide de baranda peatonal

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 2.21 Calculo del centroide de baranda peatonal

Elemento	Xc[m]	Yc[m]	A[m ²]	A*Xc[m ³]	A*Yc[m ³]
1	0.47	0.2	-0.003	-0.00141	-0.0006
2	0.49	0.4	-0.003	-0.00147	-0.0012
3	0.38	0.6	-0.003	-0.00114	-0.0018
4	0.27	0.8	-0.008	-0.00216	-0.0064
5	0.07	1.18	-0.015	-0.00105	-0.0177
6	0.37	0.51	0.216	0.07992	0.11016
		Σ	0.184	0.07269	0.08246
				Xc	0.40
				Yc	0.45

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

2.5.1.3.4 Momentos de Diseño

Una vez metradas las cargas en los pasos anteriores se planteó el modelo para realizar el análisis estructural respectivo.

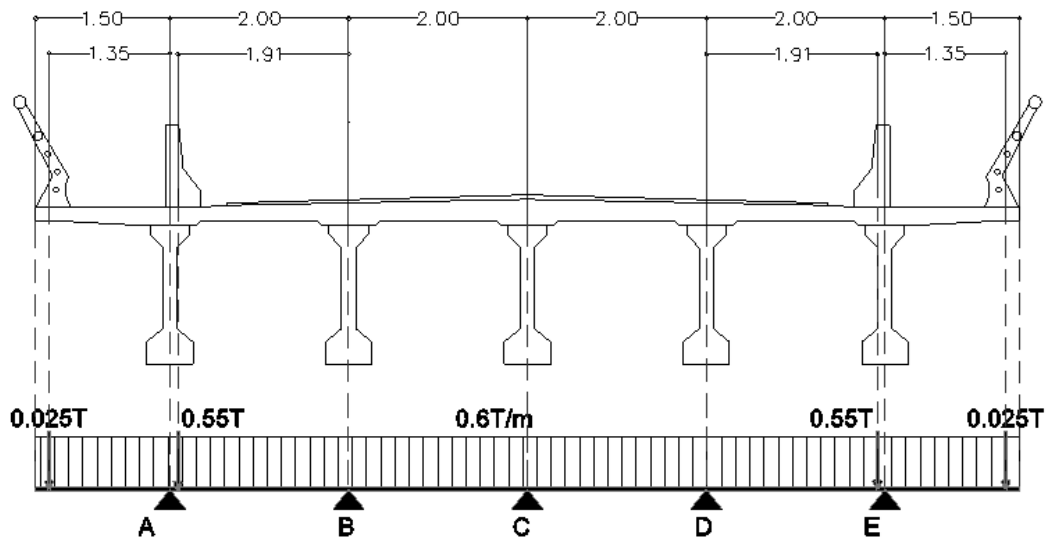


Figura 2.12 Modelo matemático cargas permanentes DC

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

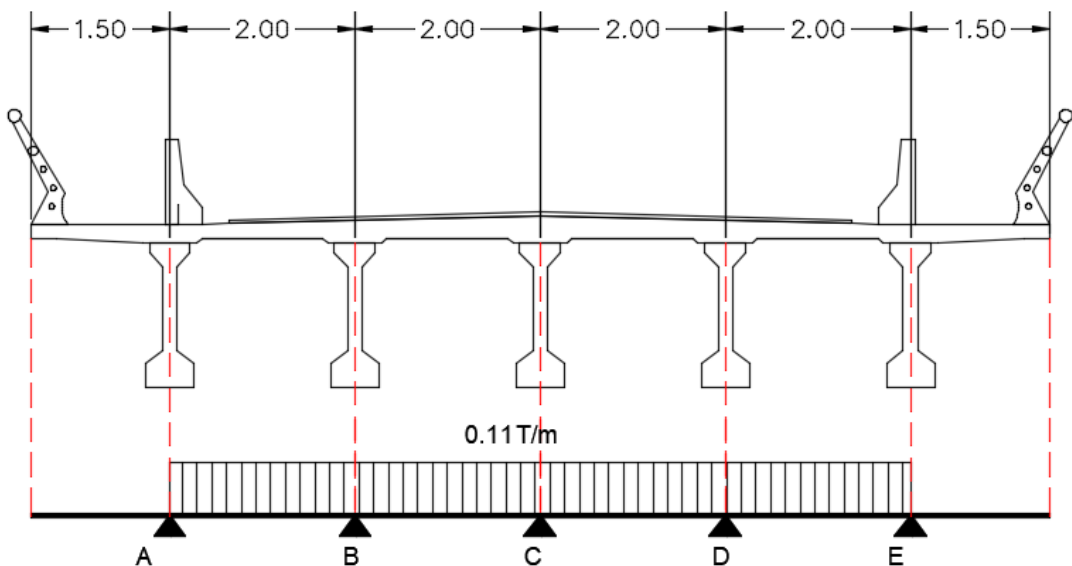


Figura 2.13 Modelo matemático cargas permanentes DW

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Con ayuda del programa SAP2000 se obtuvieron los momentos negativos y positivos de la losa continua. Para vigas de hormigón prefabricadas tipo I y vigas tipo cajón, es decir secciones transversales tipos (c) y (k) de la tabla (Tabla 4.6.2.2.1-1) se tomaron las demandas de momento a un tercio del ancho de base de vigas según el (Art. 4.6.2.6.)

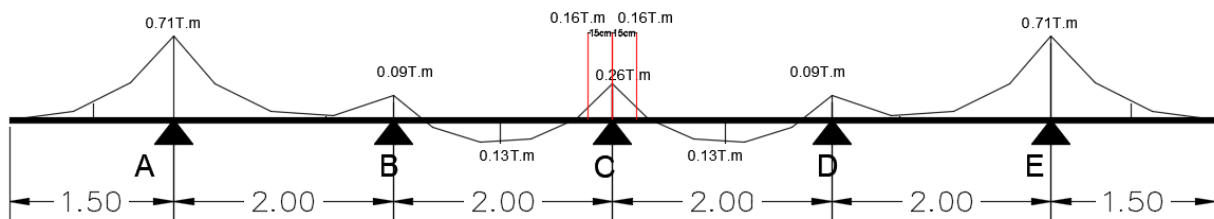


Figura 2.14 Diagramas de momento Cargas DC

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

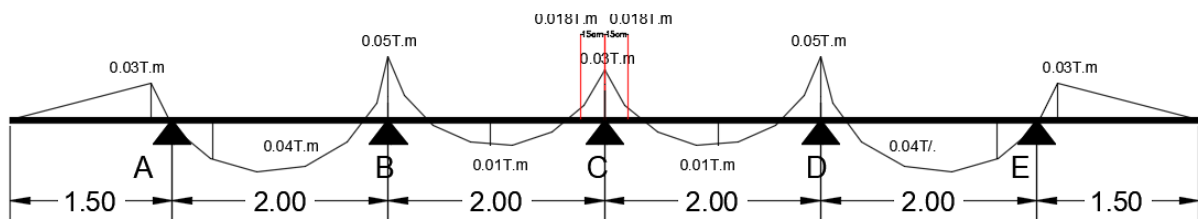


Figura 2.15 Diagramas de momento Cargas DW

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

2.5.1.4 Cálculo de Cargas Vivas y Efecto de Carga Dinámica

2.5.1.4.1 Camión de diseño

De acuerdo con el análisis de tránsito el vehículo de mayor jerarquía que se ha registrado es uno del tipo C3, en concordancia a la metodología que plantea el manual de LRFD 2014, el camión de diseño designado de manera general es el Camión HL-93 junto al Tándem de diseño, sumando la carga viva peatonal, estos valores son detallados en las siguientes imágenes.

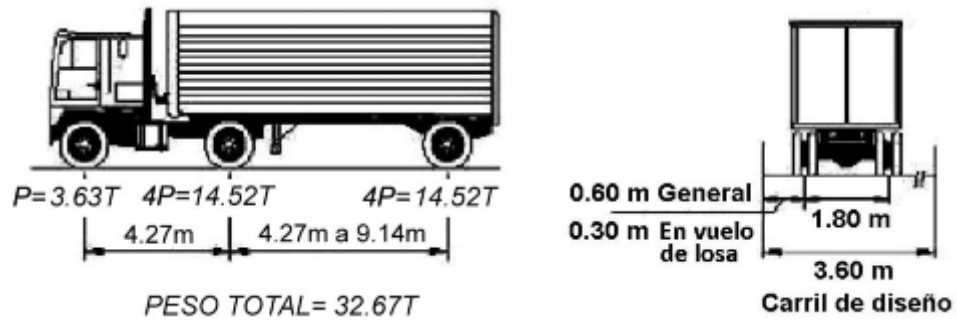


Figura 2.16 Camión de diseño

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis



Figura 2.17 Tándem de diseño

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

2.5.1.4.2 MOMENTOS DE DISEÑO NEGATIVOS

Para el cálculo de momento de diseño negativo por carga viva se procedió a plantear las respectivas líneas de influencia para obtener los momentos más críticos, con ayuda del programa de análisis estructural SAP 2000 se obtuvieron los valores de influencia tabulados, los cuales fueron procesados para lograr estimar el polinomio representativo en cada sección de la viga hiperestática con respecto al apoyo B.

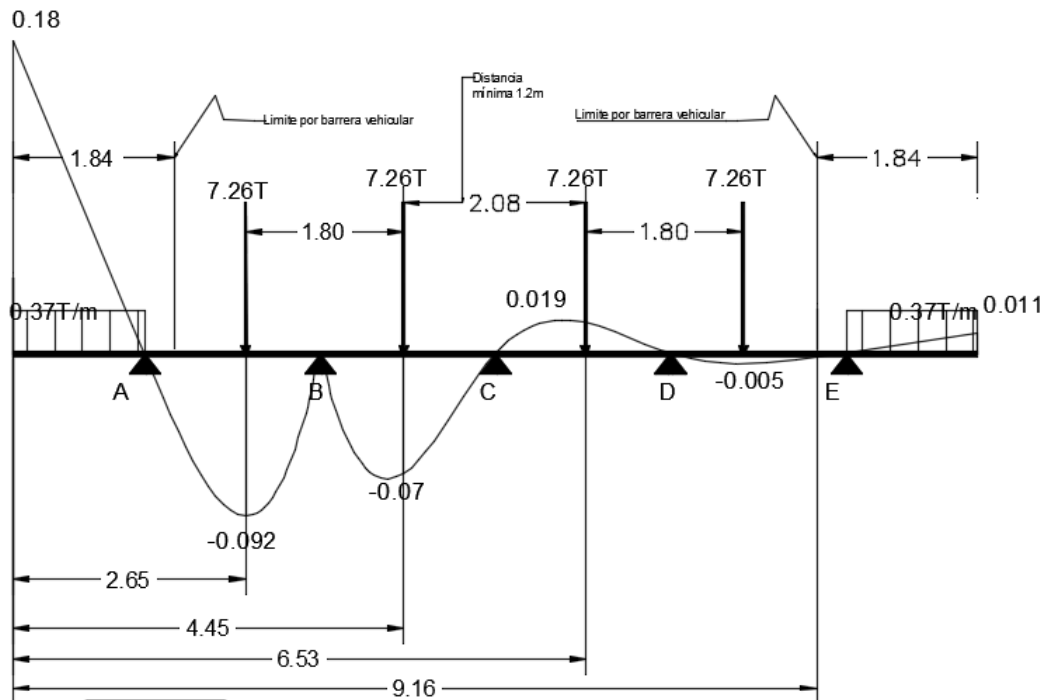


Figura 2.18 Diagrama de influencia de momento Viga continua apoyo B

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

El factor 1.2 se agrega de acuerdo con el Art.3.6.1.1.2 que se debe a la presencia múltiple vehicular de acuerdo con la tabla de factor de presencia múltiples para uno solo carril cargado, se tomó en cuenta un solo carril ya que este representa el estado más crítico.

Tabla 2.22 Factor de Presencia Múltiple, m [LRFD, 2014]

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.2
2	1
3	0.85
>3	0.65

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

De acuerdo con la tabla 4.6.2.1.3-1 para momentos negativos y las características estructurales del puente se obtuvo el ancho de franja equivalente.

Una vez se obtuvo el ancho de franja efectiva se procedió distribuir el momento máximo obtenido sobre la misma y se asignó el factor de carga dinámica

Habiendo determinado el punto de la losa donde se provoca el mayor momento, se planteó el modelo estructural respectivo y con ayuda del programa SAP2000 se obtuvieron los siguientes resultados.

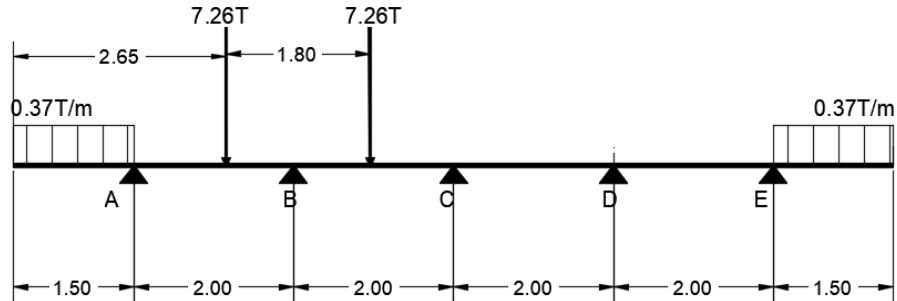


Figura 2.19 Modelo matemático carga viva M (-)

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

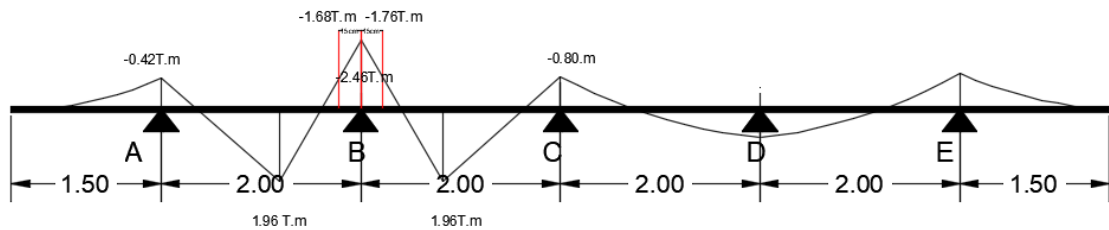


Figura 2.20 Diagramas de momento carga viva M (-)

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

2.5.1.4.3 Momentos de Diseño Positivos

Para el cálculo de momento de diseño positivo por carga viva se procedió a plantear las respectivas líneas de influencia para obtener los momentos más críticos, con ayuda del programa de análisis estructural SAP 2000 se obtuvieron los valores de influencia tabulados, los cuales fueron procesados para lograr estimar el polinomio representativo en cada sección de la viga hiperestática con respecto a un punto situado a $0.4L$ entre la distancia del apoyo A y B que es la zona donde se genera los mayores momentos positivos.

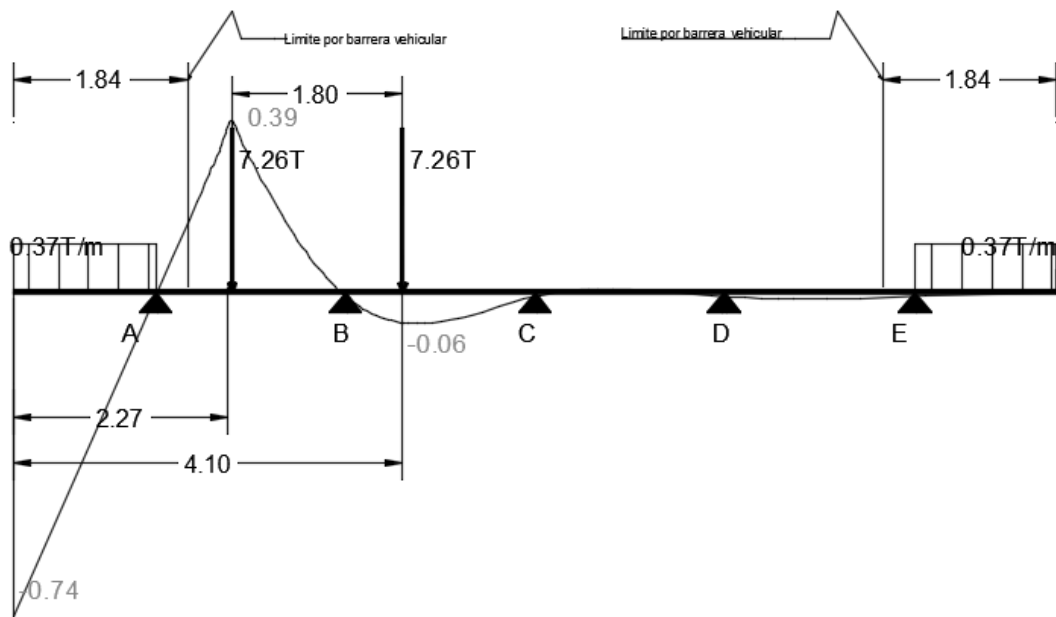


Figura 2.21 Diagrama de influencia de momento positivo

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

De acuerdo con la tabla 4.6.2.1.3-1 para momentos negativos y las características estructurales del puente se obtuvo el siguiente ancho de franja equivalente. Una vez se obtuvo el ancho de franja efectiva se procedió distribuir el momento máximo obtenido sobre la misma y se asignó el factor de carga dinámica.

2.5.1.5 Cálculo de Momento Último

Se optó por tomar como momentos de diseño los obtenidos a través del cálculo detallado con las líneas de influencia, a pesar de ser factibles los valores que otorga la tabla A4-1 estos son un poco conservadores.

Para el diseño por estado límite de Resistencia I:

En el eje

$$M_u(-) = n[1.25M(DC) + 1.5M(DW) + 1.75M(LL + IM)]$$

En la cara izquierda del eje

$$M_u(-)_{izq} = n[1.25M(DC) + 1.5M(DW) + 1.75M(LL + IM)]$$

En el eje

$$M_u(+) = n[1.25M(DC) + 1.5M(DW) + 1.75M(LL + IM)]$$

2.5.1.6 Armado de la Losa

2.5.1.6.1 Acero Negativo (Perpendicular al tráfico)

Utilizamos $A_s \varnothing 12$ mm y recubrimiento $r = 5.0$ cm (Fuente: AASHTO 2014)

Al presentar esta separación problemas de agrietamiento por distribución de armadura, utilizaremos una separación $s = 0.18$ m, satisfactoria como se verificará más adelante.

2.5.1.6.2 Acero Positivo (Perpendicular al tráfico)

Utilizando $A_s \varnothing 14$ mm y recubrimiento $r = 2.5$ cm (Fuente: AASHTO 2014)

2.5.1.6.3 Acero por Temperatura

$$A_s \text{ temp} = \frac{0.18 bh}{2(b+h)} \text{ cm}^2 / \text{cm} \quad (\text{Art. 5.10.8.2-1 AASHTO LRFD 2014})$$

Nota: El acero de temperatura se colocará, por no contar con ningún tipo de acero, en la parte superior de la losa, en el sentido del tráfico.

2.5.1.6.4 Acero de Distribución

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

$$\% = \frac{121}{\sqrt{S}} \leq 67\% \quad (\text{Art. 9.7.3.2})$$

S = distancia entre cara de vigas

2.5.2 Diseño de Viga California Preforzada

2.5.2.1 Materiales

Vigas preforzadas:

AASHTO-PCI California

$$f'_{ci} = 315 \text{ kg / cm}^2$$

$$f'_{c} = 350 \text{ kg / cm}^2$$

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

Luz de diseño = 36 m

Torones pretensados:

Diámetro = 12.5 mm, 7 cables de baja relajación

$$f_{pu} = 1860 \text{ MPa} = 18972 \text{ kg/cm}^2$$

Varillas de refuerzo:

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

$$E_s = 2038865.7 \text{ kg / cm}^2$$

[LRFD Art. 5.4.3.2]

2.5.2.2 Propiedades de la Sección Transversal de una Viga Interior Típica.

2.5.2.2.1 Sección No Compuesta

Table 2.1 Propiedades de la Sección Compuesta

$A =$	4130 cm ²
$h =$	155 cm
$I =$	1.13 x10 ⁷ cm ⁴
$y_b =$	68.3 cm
$y_t =$	86.7 cm
$S_b = I / y_b =$	165446.56 cm ³
$S_t = I / y_t =$	130 334.49 cm ³
$W_t =$	991.2 kg /m
E_c (losa fabricada in situ) =	256017.97 kg / cm ²
E_{ci} (Viga prefabricada en la transferencia) =	271548.06 kg / cm ²
E_c (Viga prefabricada en cargas de servicio) =	286236.79 kg / cm ²

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

2.5.2.2.2 Sección Compuesta

Ancho efectivo del patín

El ancho efectivo del patín será el menor de:

(1/4) luz

12ts más el mayor entre el espesor del alma o ½ el ancho del patín superior de la viga o,

Separación promedio entre vigas = S´

Relación modular entre los materiales de losa y viga

$$n = \frac{E_c \text{ losa}}{E_c \text{ viga}}$$

Propiedades de la sección transformada

Ancho del patín transformado = n (Ancho de patín efectivo)

Área del patín transformado = n (Ancho de patín efectivo) (ts)

Debido a la curvatura del perfil prefabricado, la viga pretensada, un espesor mínimo de empalme de 1.27 cm. en el centro del vano se considera en las propiedades estructurales de la sección compuesta.

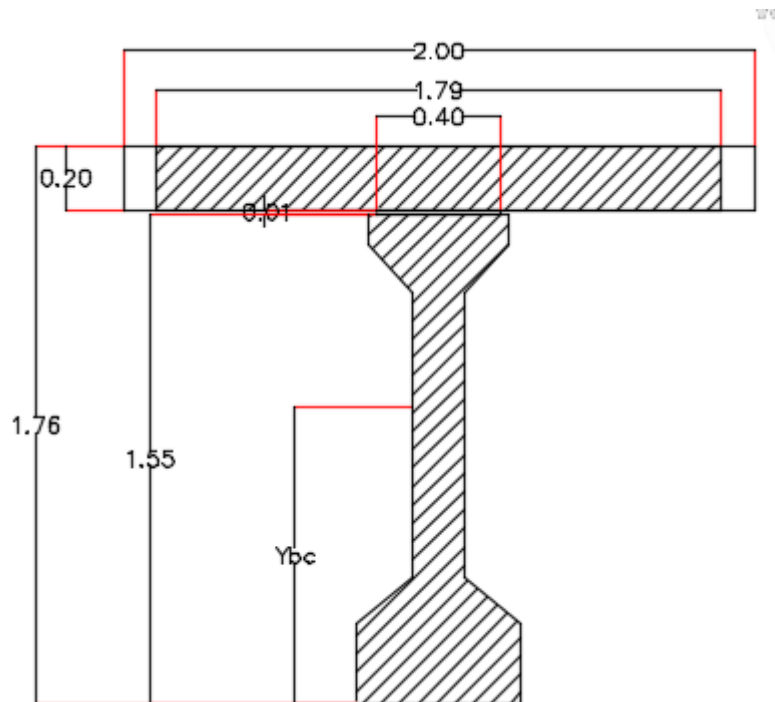


Figura 2.22 Sección compuesta, Viga-Losa

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

2.5.2.3 Fuerzas cortantes y Momentos de Flexión

El peso propio de la viga, de la plataforma y el chaflán actúan sobre la estructura no compuesta de tramo simple, mientras que el peso de las barreras, la superficie de desgaste y las cargas vivas con impacto actúan sobre la estructura compuesta de vano simple.

2.5.2.3.1 Fuerzas de corte y momentos de flexión debido a cargas muertas

Cargas Muertas

DC = Carga muerta de componentes estructurales y accesorios no estructurales.

Cargas muertas que actúan sobre la estructura no compuesta:

Peso propio de la viga, peso de la losa, peso del chaflán.

La barrera y las cargas superficiales de desgaste se distribuyen equitativamente entre las 5 vigas.

Fuerzas de corte no evaluadas y momentos de flexión

Para una viga simplemente soportada con vano (L) cargada con una carga distribuida uniformemente (W), la fuerza cortante (Vx) y el momento de flexión (Mx) a cualquier distancia (x) del soporte vienen dados por:

$$V_x = w (0.5 L - x) \quad (\text{Ec. 9.4.4.1.2-1})$$

$$M_x = 0.5wx (L - x) \quad (\text{Ec. 9.4.4.1.2-2})$$

2.5.2.3.2 Fuerzas de corte y momentos de flexión debido a cargas vivas

Cargas Vivas

El diseño de carga en vivo es HL-93 que consiste en una combinación de: [LRFD art. 3.6.1.2.1]

Camión de Diseño o Tándem de Diseño con asignación dinámica [LRFD art. 3.6.1.2.2]

1. El camión de diseño es el mismo que el camión de diseño HS20 descrito en las Especificaciones Estándar, [Art. 3.6.1.2.2]. El tándem de diseño consiste en un par de ejes de 25.0 kips espaciados a una distancia de 4.0 pies. [LRFD art. 3.6.1.2.3]

2. Carga de carril de diseño de 0.64 kip / ft sin asignación dinámica [LRFD art. 3.6.1.2.4]

2.5.2.3.3 Combinaciones de carga

Carga factorizada total se tomará como:

$$Q = \eta \cdot \Sigma \cdot \gamma_i \cdot q_i \quad [\text{LRFD Ec. 3.4.1-1}]$$

Donde:

η = factor relativo a la ductilidad, la redundancia e importancia operativa (Aquí, η se considera que es 1.0) [LRFD Art. 1.3.2]

γ_i = factores de carga [LRFD Tabla 3.4.1-1]

q_i = cargas especificadas

La investigación de diferentes estados límites dados en LRFD El artículo 3.4.1, los siguientes estados límites son aplicables:

Servicio I: Comprueba esfuerzos de compresión en componentes de hormigón pretensado:

$$Q = 1.00 (DC + DW) + 1.00 (LL + IM) \quad [\text{Tabla LRFD 3.4.1-1}]$$

Esta combinación de carga generalmente para esfuerzos de estado límite de servicio y se aplica a todas las condiciones distintas de Servicio III.

Servicio III: comprobar esfuerzos de tensión en los componentes de hormigón pretensado:

$$Q = 1.00 (DC + DW) + 0.80 (LL + IM) \quad [\text{Tabla LRFD 3.4.1-1}]$$

Esta combinación de carga es una combinación especial para los controles de esfuerzos del estado límite de servicio que se aplica sólo a la tensión en las estructuras de hormigón pretensado para controlar grietas.

Resistencia I: Marque resistencia a la rotura: [Tablas LRFD 3.4.1-1 y 2]

$$Q_{\text{máxima}} = 1.25 (DC) + 1.50 (DW) + 1.75 (LL + IM)$$

$$Q_{\text{mínimo}} = 0.90 (DC) + 0.65 (DW) + 1.75 (LL + IM)$$

Esta combinación de carga es la combinación de carga general para diseño de estado límite de resistencia.

Fatiga: comprobar rango de esfuerzos en torones: [Tabla LRFD 3.4.1-1]

$$Q = 0.75 (LL + IM)$$

Esta combinación de carga es una combinación de carga especial para comprobar el rango de esfuerzos de tracción en los torones debido a la carga viva y factores dinámicos.

2.5.2.4 Estimación de Requerimientos de Pretensado

El número necesario de hilos generalmente se rige por las tensiones de tracción de hormigón en la fibra inferior para combinación de carga en servicio III en la sección de momento máximo o en los puntos de arpa.

2.5.2.4.1 Esfuerzos por carga de servicio en la mitad del vano

Esfuerzo de tracción inferior debido a las cargas aplicadas muertas y vivas utilizando la combinación de carga Servicio III es:

$$f_{bc} = \frac{M_g + M_s}{S_b} + \frac{M_b + M_{ws} + 0.8 \cdot (M_{LT} + M_{LL})}{S_{bc}}$$

Donde:

f_{bc} = esfuerzo de tracción inferior, [kg/cm²]

M_g = momento de flexión sin ponderar debido al peso propio de la viga, [kg - cm]

M_s = momento de flexión sin ponderar debido a los pesos de la losa y chaflán, [kg-cm]

M_b = momento de flexión sin ponderar debido al peso de barrera, [kg-cm]

M_{ws} = momento de flexión sin ponderar debido a la futura superficie de desgaste, [kg-cm]

M_{LT} = momento de flexión sin ponderar debido a la carga de camiones, [kg-cm]

M_{LL} = momento de flexión sin ponderar debido a la carga de carril, [kg-cm]

2.5.2.4.2 Esfuerzos límites del concreto

Esfuerzo límite de tracción en las cargas de servicio = $1.6 \sqrt{f'_c}$ [LRFD Art. 5.9.4.2b]

donde f'_c = resistencia especificada a los 28 días del hormigón de la viga, kg / cm²

2.5.2.4.3 Número requerido de torones

El esfuerzo requerido de precompresión en la fibra inferior de la viga es la diferencia entre la tensión de tracción inferior debido a las cargas aplicadas y el límite de tensión de tracción de hormigón:

$$f_{pb} = (f_{bc} - f_{ts})$$

La ubicación del centro de gravedad del torón en la mitad del tramo varía de 5 a 15% de la profundidad de la viga, medida desde su parte inferior. Un valor de 5% es apropiado para secciones eficaces nuevos como las vigas California y 15% para formas estándar AASHTO menos eficientes.

Si P_{pe} es la fuerza de pretensado total, el estrés en la fibra inferior debido al presfuerzo es:

$$f_{pb} = \frac{P_{pe}}{A} + \frac{P_{pe} \cdot e_c}{S_b}$$

Fuerza de pretensado final por torón = (área de torón) · (f_{pi}) · (1 - pérdidas, %)

$$\# \text{ torones} = \frac{P_{pe}}{P_{\text{cable}}}$$

2.5.2.4.4 Modelo de torón

La distancia entre el centro de gravedad de torones inferiores y la fibra inferior de la viga es:

Tabla 2.23 Modelo asumido de torones en el centro del vano

Configuración de cables		
# torón	Cantidad	#torón * Cantidad
2.000	45.000	90.000
2.000	39.000	78.000
4.000	33.000	132.000
6.000	27.000	162.000
8.000	21.000	168.000
8.000	15.000	120.000
8.000	9.000	72.000
8.000	3.000	24.000
Total		846

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

2.5.2.5 Pérdidas del Pretensado

Pérdidas totales del pretensado:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR^2}$$

Donde:

Δf_{pES} = pérdidas debido al acortamiento elástico

Δf_{pSR} = pérdidas debido a la retracción del hormigón

Δf_{pCR} = pérdidas debido al flujo plástico del hormigón

Δf_{pR^2} = pérdidas debido al acero después de la transferencia.

2.5.2.5.1 Acortamiento elástico

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} \cdot f_{cgp}$$

Donde:

E_p = módulo de elasticidad de refuerzo pretensado

E_{ci} = módulo de elasticidad de la viga en el lanzamiento

f_{cgp} = Suma de los esfuerzos del concreto en el centro de gravedad de los torones debido a la fuerza de prefuerzo en la transferencia y al peso propio de los miembros en las secciones de momento máximo.

Fuerza por torón en la transferencia = (área de torón) · (esfuerzo de prefuerzo en la transferencia)

LRFD artículo 5.9.5.2.3a establece que f_{CGP} puede calcularse sobre la base de la tensión en el acero pretensado supone que $0.7f_{pu}$ para hilos de baja relajación. Sin embargo, la práctica común asume las pérdidas iniciales como un porcentaje de la tensión inicial de pretensado antes de la liberación, f_{pi} . En ambos procedimientos, supone pérdidas iniciales se deben comprobar y si es diferente del valor asumido, una segunda iteración debe llevarse a cabo.

2.5.2.5.2 Retracción del Hormigón

$$\Delta f_{pSR} = 1170 - 10.3 H$$

Donde:

H = Humedad relativa (asumir 70%)

Flujo plástico del Hormigón

$$\Delta f_{pCR} = 12 f_{cgp} - 7 \Delta f_{cdp}$$

Donde:

Δf_{cdp} = Cambio de esfuerzos en el centro de gravedad del pretensado debido a cargas permanentes, excepto carga muerta que actúan cuando la fuerza de prefuerzo es aplicada en la misma sección que f_{cgp}

$$\Delta f_{cdp} = \frac{M_s \cdot e_c}{I} + \frac{(M_s + M_{ws}) \cdot (y_{bc} - y_{bs})}{I_c}$$

2.5.2.5.3 Relajación del acero

Relajación antes de la transferencia

La pérdida inicial debido a la relajación del acero pretensado se contabiliza en el proceso de fabricación de la viga. Por lo tanto, la pérdida debido a la relajación del acero de pretensado antes de transferencia no es calculada, es decir, $\Delta f_{pR1} = 0$. Al reconocer esto para los elementos pretensados, el Artículo 5.9.5.1 de la LRFD permite que la porción de la pérdida de relajación que se produce antes de la transferencia a descuidarse en el cálculo de la pérdida final.

Relajación después de la transferencia

Para filamentos de baja relajación, la pérdida debido a la relajación después de la transferencia:

[LRFD Art. 5.9.5.4.4c]

$$\Delta f_{pR2} = 350 - 0.1 \cdot \Delta f_{pES} - 0.05 (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR})$$

2.5.2.5.4 Pérdidas totales en la Transferencia

$$\Delta f_{pi} = \Delta f_{pES}$$

Esfuerzos en los tendones después de la transferencia,

$$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pi}$$

Fuerza por torón,

$$P_{cable} = A_{torón} * f_{pt}$$

Pérdidas totales en la transferencia

$$\text{Pérdidas iniciales, \%} = \frac{\Delta f_{pi}}{f_{pi}}$$

2.5.2.5.5 Pérdidas Totales en las Cargas de Servicio

Las pérdidas totales de pretensado previas a las cargas de servicio son:

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

2.5.2.6 Esfuerzos en la Transferencia

Habiendo calculado la fuerza por torón después de las pérdidas iniciales, la fuerza total del pretensado después de la transferencia será:

$$P_{pe} = \# \text{ torones} \cdot P_{\text{cable}}$$

2.5.2.6.1 Esfuerzos limites en el Hormigón

Compresión:

$$f_{ci} = 0.6 * f'_{ci}$$

Tensión:

Sin refuerzo asegurado

$$f_{ti} = 0.80 \sqrt{f'_{ci}} \leq 14.23 \text{ kg/cm}^2$$

Con refuerzo asegurado

$$f'_{ti} = -1.85 \sqrt{f'_{ci}}$$

2.5.2.6.2 Esfuerzos de transferencia a lo largo de la sección

Esfuerzos en la parte superior de la viga:

$$f_t = \frac{P_i}{A} - \frac{P_i \cdot e}{S_t} + \frac{M_g}{S_t}$$

Esfuerzos en la parte inferior de la viga:

$$f_b = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i \cdot e}{S_b} - \frac{M_g}{S_b}$$

Así mismo se deberán calcular los esfuerzos en los puntos de arpa de la viga, así como en el medio del vano.

2.5.2.7 Esfuerzos en la carga de servicio

La fuerza total de pretensado después de todas las pérdidas **Ppe**

Esfuerzos límites para el concreto

Compresión:

La fuerza total de pretensado después de todas las pérdidas, debido a las cargas permanentes, (es decir, el peso propio de la viga, el peso de la losa y el chaflán, el peso de la superficie de uso futuro y el peso de las barreras), para la combinación de carga Servicio I:

Viga prefabricada: $0.45 * f'c$

Losa: $0.45 * f'c$

Debido a las cargas permanentes y transitorias (es decir, todas las cargas muertas y cargas vivas), para una combinación Servicio I.

Viga prefabricada: $0.6 * f'c$

Losa: $= 0.6 * f'c$

Tensión:

Para elementos sin tendones pretensados:

Para la combinación de carga Servicio III $= -1.60 \sqrt{f'c}$

Esfuerzos en la mitad del vano

Esfuerzo del concreto en la parte superior de la viga:

Para verificar esfuerzos de compresión superiores, se verifican dos casos:

Bajo cargas permanentes, Servicio I:

Usando el momento de flexión evaluadas en la Tabla 9.4.4-1, calcular los esfuerzos en la parte superior:

$$f_{tg} = \frac{P_{pe}}{A} - \frac{P_{pe} \cdot ec}{S_t} + \frac{M_g + M_s}{S_t} + \frac{M_{WS} + M_b}{S_{tg}}$$

Bajo cargas permanentes y transitorias, Servicio I:

$$f_{tg} = \frac{P_{pe}}{A} - \frac{P_{pe} \cdot ec}{S_t} + \frac{M_g + M_s}{S_t} + \frac{M_{WS} + M_b}{S_{tg}} + \frac{M_{LT} + M_{LL}}{S_{tc}}$$

Esfuerzo del concreto en la parte superior de la losa:

El esfuerzo de compresión en la losa aplicadas las cargas de servicio, nunca controla el diseño para aplicaciones típicas.

Bajo cargas permanentes, Servicio I:

Usando el momento de flexión evaluadas en la Tabla 9.4.4-1, calcular los esfuerzos en la parte superior:

$$f_{tc} = \frac{M_{WS} + M_b}{S_{tc}} + \frac{M_g + M_s}{S_{tc}}$$

Bajo cargas permanentes y transitorias, Servicio I:

$$f_{tc} = \frac{M_{WS} + M_b}{S_{tg}} + \frac{M_g + M_s}{S_{tg}} + \frac{M_{LT} + M_{LL}}{S_{tg}}$$

Esfuerzos del concreto en la parte inferior de la viga, Servicio III:

$$f_b = \frac{P_{pe}}{A} + \frac{P_{pe} \cdot ec}{S_b} - \frac{M_g + M_s}{S_b} - \frac{M_{WS} + M_b}{S_{bc}} + \frac{M_{LT} + M_{LL}}{S_{bc}}$$

Esfuerzos límite de fatiga

$$f_{fatiga} = \frac{P_{pe}}{A} + \frac{P_{pe} \cdot ec}{S_b} - \frac{M_g + M_s}{S_b} - \frac{M_{WS} + M_b}{S_{bc}}$$

2.5.2.8 Estado límite de resistencia

El momento último de flexión total para la Resistencia I es:

$$M_u = 1.25 (DC) + 1.5(DW) + 1.75(LL + IM)$$

Esfuerzo promedio en acero pretensado cuando $f_{pe} \geq 0.5f_{pu}$:

$$f_{ps} = f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p}\right) \quad [\text{LRFD Ec. 5.7.3.1.1-1}]$$

Donde:

f_{ps} = Esfuerzo promedio en acero pretensado

f_{pu} = Resistencia especificada a la tensión del acero pretensado = 270 ksi

$$k = 2 \cdot \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right) \quad [\text{LRFD Ec. 5.7.3.1.1-2}]$$

$k = 0.28$ para baja relajación de los cables [LRFD Tabla C5.7.3.1.1-1]

d_p = Distancia desde la fibra de compresión extrema al centroide de los torones pretensados.

c = Distancia entre el eje neutro y la cara de compresión, cm.

Para calcular c , asuma el comportamiento de la sección rectangular y verifique si la profundidad del bloque de esfuerzo de compresión equivalente, c , es menor o igual que t_s : [LRFD C5.7.3.2.2]

Donde: $a = \beta_1 \cdot c$

$$c = \frac{A_{ps} \cdot f_{pu} + A_s \cdot f_y - A'_s \cdot f'_y}{0.85 f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad [\text{LRFD Ec. 5.7.3.1.1-4}]$$

Resistencia nominal a la flexión: [LRFD Art. 5.7.3.2.3]

$$M_n = A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \quad [\text{LRFD Ec. 5.7.3.2.2-1}]$$

Factor de resistencia a la flexión:

$$M_t = \phi M_n$$

Donde:

ϕ = Factor de resistencia

$\phi = 1.00$, para flexión y tensión del concreto pretensado.

2.5.2.9 Límites en el refuerzo

[LRFD Art. 5.7.3.3.1]

Refuerzo máximo

La cantidad de refuerzo pretensado y no pretensado debe ser tal que:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42 \quad [\text{LRFD Ec. 5.7.3.3.1-1}]$$

Donde:

$$d_e = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot d_p + A_s \cdot f_y \cdot d_s}{A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s \cdot f_y} \quad [\text{LRFD Ec. 5.7.3.3.1-1}]$$

Refuerzo mínimo

En cualquier sección, la cantidad de refuerzo a tracción pretensado y no pretensado debe ser adecuado para desarrollar una resistencia a la flexión factorizada, M_r , igual a la menor de:

1.2 veces la resistencia al agrietamiento determinada sobre la base de la distribución elástica de esfuerzos y el módulo de ruptura, y,

1.33 veces el momento factorizado requerido por la combinación de carga de resistencia aplicable.

Compruebe en la mitad del vano:

Las especificaciones LRFD no proporcionan ningún procedimiento para calcular el momento de agrietamiento. Por lo tanto, se utiliza la siguiente ecuación adaptada de las Especificaciones Estándares, Art. 9.18.2.1,

$$M_{cr} = (f_r + f_{pb})S_{bc} - M_{d/nc} \cdot (S_{bc}/S_b - 1)$$

Donde:

$$f_r = \text{Módulo de ruptura} \quad [\text{LRFD Art. 5.4.2.6}]$$

f_{pb} = Esfuerzo de compresión en el hormigón debido a la fuerza efectiva de pretensado solamente (después del límite para todas las pérdidas de esfuerzo) en la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas aplicadas externamente.

$$f_{pb} = \frac{P_{pe}}{A} + \frac{P_{pe} \cdot e_c}{S_b}$$

$M_{d/nc}$ = Momento por carga muerta en la sección no compuesta

$$M_{d/nc} = M_g + M_s S_{bc}$$

Módulo de sección compuesto para la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas aplicadas externamente

$$S_{bc} = 262\,185.476 \text{ cm}^3$$

S_b = Módulo de sección no compuesto para la fibra extrema de la sección donde el esfuerzo de tracción es causado por cargas aplicadas externamente.

$$M_{cr} = (f_r + f_{pb})S_{bc} - M_{d/nc} \cdot (S_{bc}/S_b - 1)$$

2.5.2.10 Diseño a cortante

El área y el espaciado del refuerzo de corte deben determinarse a intervalos regulares a lo largo de toda la longitud de la viga.

Se proporciona refuerzo de corte transversal cuando:

$$V_u > 0.5\phi(V_c + V_p) \quad [\text{LRFD Ec. 5.8.2.4-1}]$$

Donde:

V_u = Fuerza de corte total, kg.

V_c = Resistencia al corte, proporcionada por el hormigón, kg.

V_p = componente de la fuerza efectiva de pretensado en la dirección del corte aplicado, kg.

V_u = Factor de resistencia = 0.9 [LRFD Art. 5.5.4.2.1]

Sección crítica

La sección crítica cerca de los soportes es la mayor de: [LRFD Art. 5.8.3.2]

$$0.5 \cdot d_v \cdot \cot \theta, \text{ o, } d_v$$

Donde:

d_v = Profundidad de corte efectiva

d_e = Distancia entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión,

$$d_v = d_e - a/2 \text{ pero no menor que } 0.9d_e \text{ o } 0.72h \quad [\text{LRFD Art. 5.8.2.7}]$$

Para mejor detallamiento, leer anexos 3.2

Contribución del concreto a la Resistencia Nominal al Cortante

La contribución del hormigón a la resistencia nominal al corte es:

$$V_c = \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad [\text{LRFD Ec. 5.8.3.3-3}]$$

Se deben determinar varias cantidades antes de poder evaluar esta expresión.

Para mejor detallamiento, leer anexos 3.2

Contribución del refuerzo a la Resistencia nominal al corte

Requerimientos de refuerzo

$$\text{Chequear si } V_u > 0.5 \phi (V_c + V_p) \quad [\text{LRFD Ec. 5.8.2.4-1}]$$

Por lo tanto, se debe proporcionar refuerzo al corte transversal. Para mejor detallamiento, leer anexos 3.2

Resistencia al cortante máximo nominal

Para garantizar que el concreto en el alma de la viga no se aplaste antes de ceder el refuerzo transversal, las Especificaciones de LRFD dan un límite superior de V_n de la siguiente manera:

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \quad [\text{LRFD Ec. 5.8.3.3-2}]$$

Comparando esta ecuación con la Ec. 5.8.3.3-1 de LRFD, se puede concluir que

$$V_c + V_s \leq 0.25f'_c b_v d_v$$

Utilizando los procedimientos anteriores, el refuerzo transversal se puede determinar en incrementos a lo largo de toda la longitud de la viga.

2.5.2.11 Deflexiones y combadura

[LRFD Art. 5.7.3.6.2]

Las deflexiones se calculan utilizando el módulo de elasticidad del hormigón y el momento de inercia de la viga prefabricada no compuesta.

En esta sección se deberá calcular además la deflexión debido a:

- La fuerza de pretensado en la transferencia
- Peso propio de la viga
- Peso de la losa y chaflán
- Peso de barreras y superficie de rodadura
- Impacto

Para mejor detallamiento, leer anexos 3.2

2.6 Diseño de la Subestructura

2.6.1 Diseño de dispositivo elastómero de expansión

Los dispositivos elastoméricos de expansión diseñados en base a esta norma, siguen el procedimiento:

Área en planta del elastómero (área=L*W)

Siendo $\sigma_s \leq 87.9 \text{ kg/cm}^2$

$$A_{\text{req}} = \frac{P_T}{\sigma_s}$$

$$L = \frac{A_{\text{req}}}{W}$$

El $A_{\text{req}} = W * L$, donde W es el ancho inferior de la viga del puente, y L se calcula. máxima deformación por corte en el dispositivo (Δs)

$$\Delta s = \gamma_{TU} (\Delta_{\text{temp}} + \Delta_{\text{post}} + \Delta_{\text{retro}})$$

Factorando y usando las pérdidas de la viga.

Espesor requerido de elastómero (h_{rt})

$$h_{rt} \geq 2\Delta s$$

Grosor de una capa interior del elastómero (h_{ri})

$$S_i = \frac{L*W}{2*h_{ri}*(L+W)} \rightarrow h_{ri} \leq \frac{L*W}{2*S_i*(L+W)} \quad (14.7.5.1-1)$$

Grosor de las capas exteriores (h_{re})

$$h_{re} \leq 0.7 h_{ri} \quad (\text{Art. 14.7.6.1})$$

Numero de capas interiores (n)

Siendo:

$$h_{rt} = n h_{ri} + 2 h_{re}$$

$$n = \frac{h_{rt} - 2 h_{re}}{h_{ri}}$$

Espesor total de elastómero (h_{rt})

$$h_{rt} = nh_{ri} + 2h_{re}$$

Espesor de las placas de refuerzo (h_s)

En el estado límite de Servicio:

$$h_s \geq \frac{3 \cdot h_{\text{máx}} \sigma_s}{F_y} \quad (14.7.5.3.5-1)$$

Altura total del dispositivo de elastómero reforzado (H)

$$H = h_{rt} + (n + 1)h_s$$

Verificaciones:

k.1) Estabilidad del dispositivo

$$H \leq L / 3 \text{ y } H \leq W / 3 \quad (\text{Art. 14.7.6.3.6})$$

k.2) Esfuerzo de compresión por carga total (σ_s)

Se tiene:

$$\sigma_s \leq 1.25 \text{ GSi} \quad (14.7.6.3.2-7)$$

$$\sigma_s \leq 87.89 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad (14.7.6.3.2-8)$$

k.3) Deformaciones por compresión en el dispositivo (Art. 14.7.6.3.3 y Art. 14.7.5.3.6)

$$\sigma_D = \frac{P_{DC+DW}}{A}$$

Se verifican las deflexiones en base al factor de forma, y a la resistencia en unidades inglesas, para interactuar con un Abaco, en el cual encontramos el coeficiente ϵ , para verificar las ecuaciones:

Deflexión por compresión inicial del dispositivo (14.7.5.3.6-1 y 14.7.5.3.6)

$$\delta = nh_{ri}\varepsilon_{D\text{ int}} + 2h_{re}\varepsilon_{D\text{ ext}}$$

Deflexión por compresión inicial debido a la carga muerta (14.7.5.3.6-2)

$$\delta_{DC} = nh_{ri}\varepsilon_{D\text{ int}} + 2h_{re}\varepsilon_{D\text{ ext}}$$

Deflexión por compresión debido a la carga viva

$$\delta_{LL} = \delta - \delta_{DC}$$

2.6.2 Estribos:

Utilizando el método de AASHTO LRFD, con consultas del libro de PUENTES, del Ingeniero Rodríguez, se analizó la opción entre modelos de estribos, basados en la facilidad de construcción y el costo:

- De gravedad
- Hormigón armado

Los estribos a gravedad son macizos, y dependen de su propio peso para soportar las cargas transmitidas por la superestructura. Mientras que los de hormigón armado pueden ser más esveltos, y resistentes a cortante y momento por la armadura de refuerzo.

Para la propuesta realizada en este proyecto, se eligió el estribo de hormigón armado, por sus dimensiones controladas, su economía cuando la altura oscila entre los 4 a 10 m (Rodríguez, 2017), además de tener un mejor comportamiento en terrenos de baja capacidad portante, o en lugares donde se complica conseguir agregados para hormigón, como en el caso de los estribos macizos.

2.6.2.1 Predimensionamiento

Para el método propuesto por AASHTO LRFD, se inició proponiendo una altura para el estribo, ya que las demás medidas, son proporciones relacionadas a este parámetro.

La altura elegida para el estribo es:

$$H = 5.00 \text{ m}$$

$$B = 1/2 H \sim 2/3 H \text{ m} = 3.65 \text{ m}$$

$$D = 0.10 H = \text{Se escoge } 0.75 \text{ m}$$

$$L_{\text{punta}} = B/3 = \text{Se escoge } 1.00 \text{ m}$$

$$t_{\text{sup}} = H/24 = \text{Se escoge } 0.40 \text{ m}$$

$$t_{\text{inf}} = H/10 = \text{Se escoge } 0.75 \text{ m}$$

$$N_{\text{min}} = \text{Long. Mínima de cajuela} = (200 + 0.0017L + 0.0067H') (1 + 0.000125S^2)$$

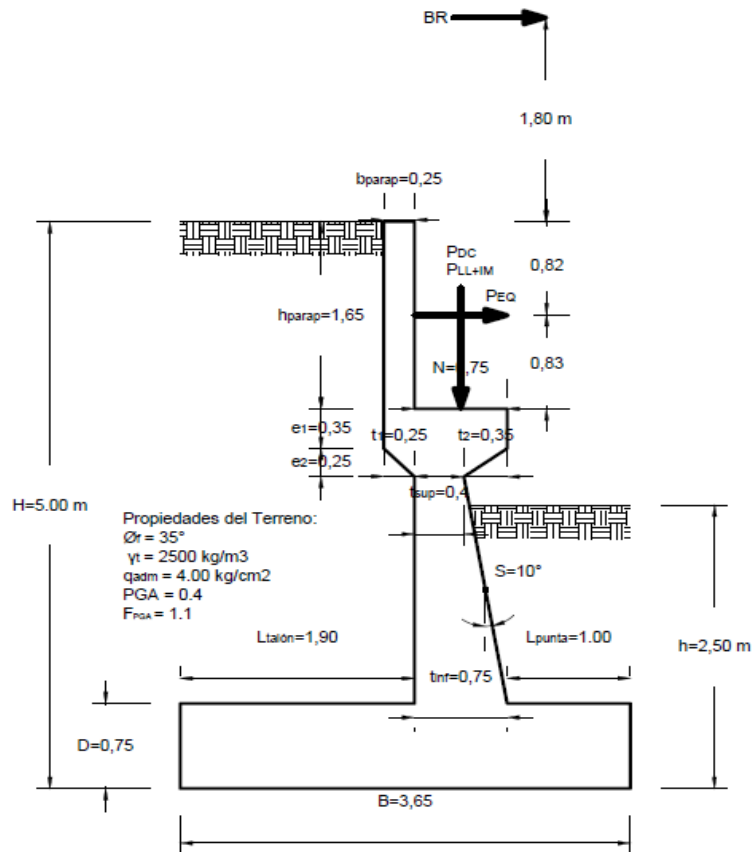


Figura 2.23 Dimensiones y fuerzas sobre el Estribo

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

2.6.2.2 Cuantificación de Cargas

Para el cálculo de las cargas, las separamos en cargas verticales y cargas horizontales.

2.6.2.2.1 Cargas Verticales (considerando franjas de 1.00 m de longitud de estribo):

Las cargas DC, son causadas por el peso propio de la estructura de hormigón armado. Calculamos el área lateral del estribo, y lo multiplicamos por 1.00 m, para obtener el volumen del elemento (asumiendo franjas de 1.00 m). Este volumen calculado se multiplica por la densidad del hormigón $\gamma_c = 2.40 \text{ Ton/m}^3$.

Esta carga la tendremos que usar junto con las componentes del centroide, definiendo el punto donde actúa esta fuerza.

Similar al caso anterior, se hace con los volúmenes de suelo sobre los talones y puntas del estribo, y se multiplican para γ_t del terreno.

Las cargas verticales adicionales se obtienen de las cargas vivas transmitidas desde la super estructura como carga viva más impacto.

Así mismo las cargas LS, sobrecarga por carga viva en el terreno. De la altura equivalente del suelo por S/C (Tabla 3.11.6.4-1)

Debido a las cargas vehiculares actuando sobre el terreno, se adiciona la porción equivalente de suelo. Para el caso de $H=5.00$ m, el $h'=0.70$ m. el $\gamma_t = 2.50 \text{ Ton/m}^3$. El terreno equivalente se reparte en el talón del estribo.

2.6.2.2.2 Cargas Horizontales (considerando franjas de 1.00 m de longitud):

Para las cargas horizontales, las cuales son ejercidas en su mayoría por efectos del terreno, debemos calcular el coeficiente activo de empuje

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi_f}{2} \right)$$

Las cargas actuantes horizontales serán:

Cargas LS, por la componente horizontal de la sobrecarga por carga viva del terreno:

$$p'' = K_a * h' * \gamma_t$$
$$LS_x = H(p'')$$

. Cargas EH, por la presión lateral del terreno:

$$p = K_a * H * \gamma_t$$
$$EH = 1/2 * H * p$$

Las cargas EQ (por acción sísmica), dependerán del efecto combinado de la presión estática del terreno más su efecto dinámico P_{AE} , y la fuerza inercial del Estribo P_{IR} .

$$P_{AE} = 1/2 * K_{AE} * \gamma_t * H^2$$
$$P_{IR} = K_h(W_w + W_s)$$
$$EQ_{terr} = P_{AE} - EH$$

Además el aporte sísmico por la carga de la superestructura P_{EQ} . El Art. 3.10.9.1 AASHTO LRFD, establece que para puentes de un solo tramo, sin tomar en cuenta la zona sísmica, una solicitación mínima de diseño en una unión restringida entre super y subestructura, no menor al producto del coeficiente de aceleración A_S y la carga permanente tributaria.

$$P_{EQ} = P_{DC+DW}(A_S)$$

Por último la carga de frenado BR, utilizando los valores típicos.

Nota: para la consideración de la curva del espectro sísmico utilizado, revisar anexo 4.

2.6.2.3 Estados Límites Aplicables y Combinaciones de Cargas

Para la revisión de estabilidad al vuelco y deslizamiento, utilizamos los factores y máximos para las cargas horizontales (desestabilizadoras) que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (LS_x , EH, EQ y BR) y los factores de carga y mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC, DW, EV, LL+IM, LS_y) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. Este caso será denominado Resistencia 1a.

Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores y máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo denominaremos Resistencia 1b.

Para el chequeo de estabilidad al vuelco, deslizamiento y presiones también aplicamos el estado límite de Evento Extremo 1 con los coeficientes señalados en la Fig. C11.5.6-4, AASHTO LRFD.

El chequeo de agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizará para el estado límite de Servicio 1. (Rodríguez, 2017)

Tabla 2.24 Factores de Mayoración para las Combinaciones de Carga

Estado Límite	γ_{DC}	γ_{EV}	γ_{LL+IM}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{BR}	Aplicación
Resistencia 1a	0.90	1.00	0.00	0.00	1.75	1.50	0.00	1.75	Deslizamiento y vuelco
Resistencia 1b	1.25	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	0.00	1.75	Presiones
Evento Extremo 1	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50	Deslizamiento, vuelco y presiones
Servicio 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	Agrietamiento

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

2.6.2.4 Chequeo de Estabilidad y Esfuerzos

Una vez que se mayoran las cargas, se calculan los momentos estabilizadores causados por las cargas verticales, y los momentos de vuelco, causados por las cargas horizontales. Con los momentos estabilizadores, y los momentos de vuelco, se debe chequear la estabilidad y los esfuerzos resistentes.

2.6.2.4.1 Vuelco alrededor del punto “A”

En el estado límite de Resistencia, la resultante en la base del cimiento debe mantenerse dentro de los B/3 centrales (AASHTO, Art. 11.6.5.1). para el estado límite de Evento Extremo, dentro de los 2/5B.

Se debe verificar el deslizamiento en la base del estribo, comprobando que las fuerzas resistentes sean mayores que las fuerzas actuantes.

2.6.2.4.2 Deslizamiento en base del estribo

$$F_f = u(\phi_f V_u) > H_u$$

$$\phi_f = 35^\circ$$

$$u = \tan \phi_f = 0.70 \quad (\text{Art. 10.6.3.3})$$

$$\phi_\tau = 1.00, \text{ estado límite de Resistencia} \quad (\text{Tabla. 11.5.7-1})$$

$$\phi_\tau = 1.00, \text{ estado límite de Evento Extrem} \quad (\text{Art. 11.5.8})$$

En el caso de las presiones actuantes en la base del estribo, se factora la capacidad de carga del suelo q_R , para cada estado límite:

Estado límite de Resistencia, con $\phi_b = 0.55$ (Tabla 11.5.7-1):

$$q_R = \phi_b * q_n \quad (10.6.3.1.1-1)$$

$$q_R = \phi_b (FS * q_{adm})$$

Estado límite de Evento Extremo, con $\phi_b = 1.00$ (Art. 11.5.8):

$$q_R = \phi_b * q_n \quad (10.6.3.1.1-1)$$

$$q_R = \phi_b (FS * q_{adm})$$

Estado límite de Servicio:

$$q_R = q_{adm}$$

Y se verifica con la expresión:

$$q = \frac{V_u}{B - 2e} < q_R$$

Con la comprobación del funcionamiento del estribo ante las cargas actuantes, horizontales y verticales, se debe corroborar que los elementos de hormigón armado del estribo no fallen por los momentos, y por el cortante.

2.6.2.5 Armado del estribo

Para ello se debe estudiar el estribo como la combinación de elementos individuales: pantalla, talón y punta. Definiendo así la cantidad de acero necesario para su optima resistencia.

Acero de Refuerzo Pantalla por Flexión

Estado límite de Resistencia 1, con valores $n = n_d * n_R * n_i = 1$:

$$M_u = n(1.75 * M_{LS} + 1.50 * M_{EH} + 1.75 * M_{BR}) \quad (Tabla 3.4.1-1)$$

Estado límite de Evento Extremo 1, con valores $n = n_d * n_R * n_i = 1$:

$$M_u = n(0.50 * M_{LS} + 1.00 * M_{EH} + 1.00 * M_{EQ} + 0.50 * M_{BR}) \quad (Fig. C 11.5.6-4)$$

Con el cálculo del momento, se revisan las ecuaciones:

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

$$A_s = \frac{M_u * 10^5}{\phi_f * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

Seleccionado el A_s , el ϕ_f , y el S , se verifica que $M_u >$ que el menor entre M_{cr} y $1.33M_u$.

Acero de Refuerzo Pantalla por Temperatura

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

Acero de Distribución

Momento Actuante

Usando la sección fisurada, así como una franja de 0.15 m de ancho para el diseño por Estado Límite de Servicio 1, con $n = n_d * n_R * n_i = 1$:

$$M_s = n(1.00 * M_{LS} + 1.00 * M_{EH} + 1.00 * M_{BR}) \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

Una vez definido el momento actuante, se ubica el eje neutro, el área transformada, el esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio y la separación máxima de la armadura:

$$S_{\text{máx}} = 1 + \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2d_c$$

2.6.2.5.1 Revisión por Cortante

El cortante que actúa en la base del muro y/o pantalla, para el estado Límite de Resistencia 1, con $n = n_d * n_R * n_i = 1$, tomando una franja de estribo de 1.00 m, es:

$$V_u = n(1.75 * V_{LS} + 1.50 * V_{EH} + 1.75 * V_{BR}) \quad (\text{Tabla 3.4.1-1})$$

El cortante que actúa en la base del muro y/o pantalla, para el estado Límite de Evento Extremo 1, con $n = n_d * n_R * n_i = 1$, es:

$$V_u = n(0.5 * V_{LS} + 1.00 * V_{EH} + 1.00 * V_{EQ} + 0.5 * V_{BR}) \quad (\text{Fig. C11.5.6-4})$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \phi V_n \quad (5.8.2.1-2)$$

$$\phi = 0.90 \quad (5.5.4.2)$$

$$V_u < V_r = \phi V_n$$

El proceso de calcular acero a flexión, temperatura. Distribución y cortante, se repite para el talón y la punta de la zapata, hasta que en cada caso, la capacidad estructural supere a las demandas.

CAPÍTULO 3

3. RESULTADOS Y ANÁLISIS

3.1 Datos de la Cuenca Hidrográfica

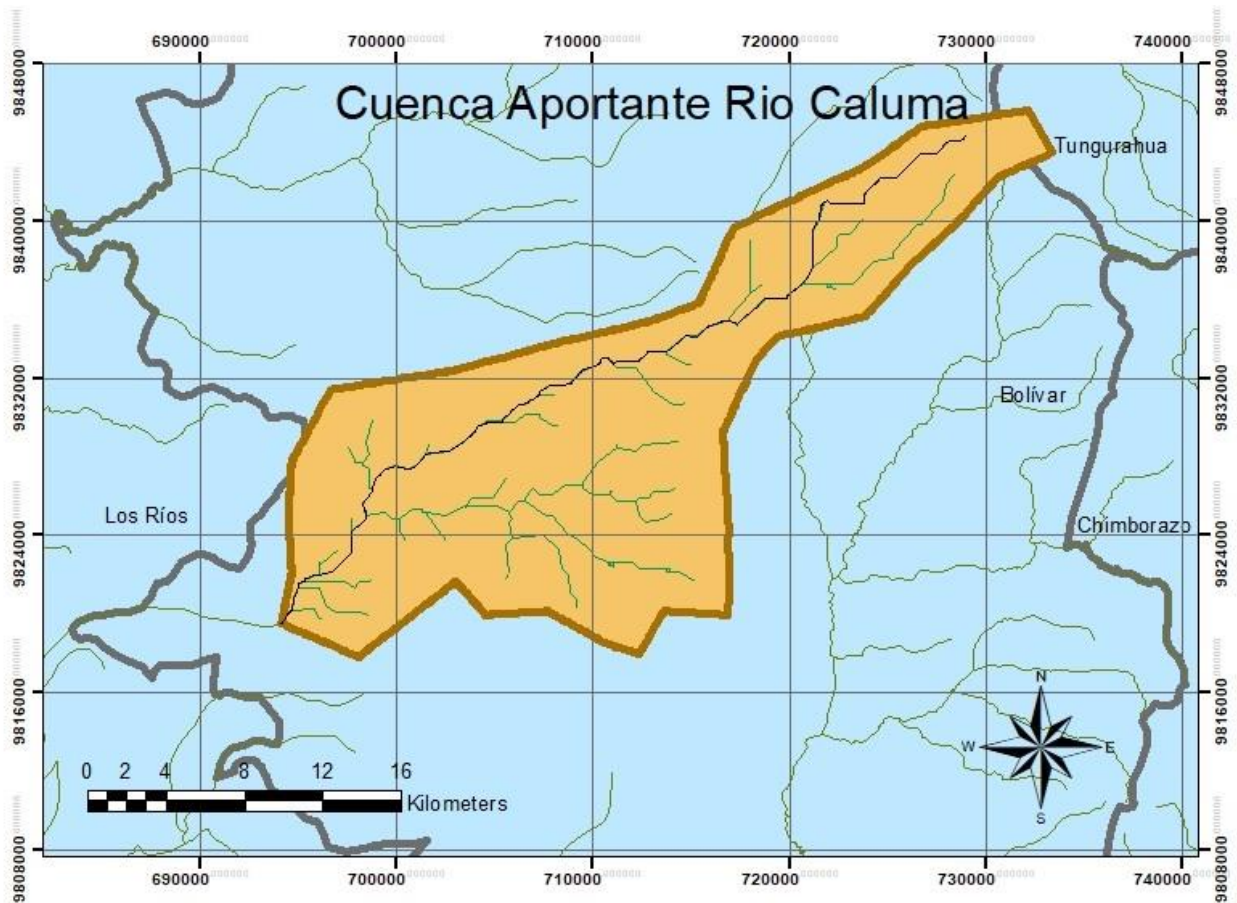


Figura 3.1 Cuenca Hidrográfica aportante al río Caluma

Fuente Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 3.1 Parámetro morfológicos de la cuenca aportante al río Caluma

RESUMEN: PARAMETROS GEOMORFOLOGICOS DE LA CUENCA CALUMA						
TABLA #5: Resumen de los Calculos Geomorfologicos de la cuenca Aportante Caluma						
PARAMETROS			UND	NOMENCLATURA	CUENCA	
Superficie total de la cuenca			Km ²	At	404.670	
Perímetro			Km.	P	114.360	
UBICACIÓN	Zona de Proyeccion UTM		s/U	Zona	17s	
	X		m	Coord. X	712132.10	
	Y		m	Coord. X	9830611.71	
RELACIONES DE FORMA	FACTOR DE CUENCA	Coeficiente de Compacidad (Gravelius)		s/U	$Kc = 0.28 P / (At)^{1/2}$	1.604
		FACTOR DE FORMA	Longitud de la Cuenca		Km.	LB
	Ancho Medio de la Cuenca		Km.	AM = At / LB	8.188	
	Factor de Forma		s/U	Kf = AM / LB	0.166	
	RECTANGULO EQUIVALENTE	Lado Mayor		Km.	$Kc \cdot (\pi \cdot A)^{1/2} / 2 \cdot (1 + (1 - 4 / \pi \cdot Kc^2))$	49.421
		Lado Menor		Km.	$Kc \cdot (\pi \cdot A)^{1/2} / 2 \cdot (1 - (1 - 4 / \pi \cdot Kc^2))$	8.188
	Densidad de drenaje			Km./Km ² .	Dd = Lt / At	0.375
Desnivel total de la cuenca			Km.	Ht	3.88	
Altura media de la cuenca			m.s.n.m.	Hm	2160	
Pendiente cuenca (Met. Rectangulo Equivalente)			%	Ht / Lma	7.85%	
Tiempo de Concentracion Kirpich			min.	$0.0195(L^3/h)^{0.385}$	213.70	

Fuente Arana Michael y Márquez Deyvis

Hallamos el caudal máximo que va a pasar en el punto de descarga de la cuenca, usando método racional modificado de Témez, para lo cual se deben de tener los parámetros planteados en la sección 2.4.2.

Tabla 3.2 Valores CN, para uso de suelo en la cuenca

USO DE SUELO	AREA (m2)
PARAMO	55899635,34
PASTO CULTIVADO	273883445,3
ABICTULTURA TROPICAL	73691463,14
	403474543,7

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

El valor del coeficiente de escorrentía $C=0.281$ mm

La intensidad de lluvia calculada con los datos de la estación de Caluma, con un periodo de $T= 100$ años es $I = 21.64$ mm/h.

El área de la cuenca en km², $A = 404$ Km²

El coeficiente de uniformidad $K = 1.538$

Estos valores nos dan un caudal máximo probable de **Q = 1050 m³/seg**

3.2 Análisis Hidráulico

Para el presente análisis se ejecutó un modelo hidráulico en el software libre HECRAS versión 5.0.6, en el cual se importaron secciones transversales del cauce del río obtenidas a través del modelo digital del terreno, se implementaron también los caudales estimados para los diferentes periodos de retorno, T=25, 50 y 100, la siguiente tabla muestra algunas de las propiedades y parámetros a tomar en cuenta para el desarrollo del modelo, así como también las restricciones o condiciones de frontera.

Tabla 3.3 Propiedades y parámetros a tomar en cuenta para T=25, 50 y 100 años

Número de Manning		
Margen izquierdo	Canal	Margen derecho
0.04	0.04	0.04
Condiciones de frontera		
Aguas arriba	Pendiente	Tirante
	17%	Normal
Aguas abajo (flujo libre)	Pendiente	Tirante
	17%	Normal
Caudales		
T=25	T=50	T=100
622 m ³ /s	825 m ³ /s	1050 m ³ /s

Fuente Arana Michael y Márquez Deyvis

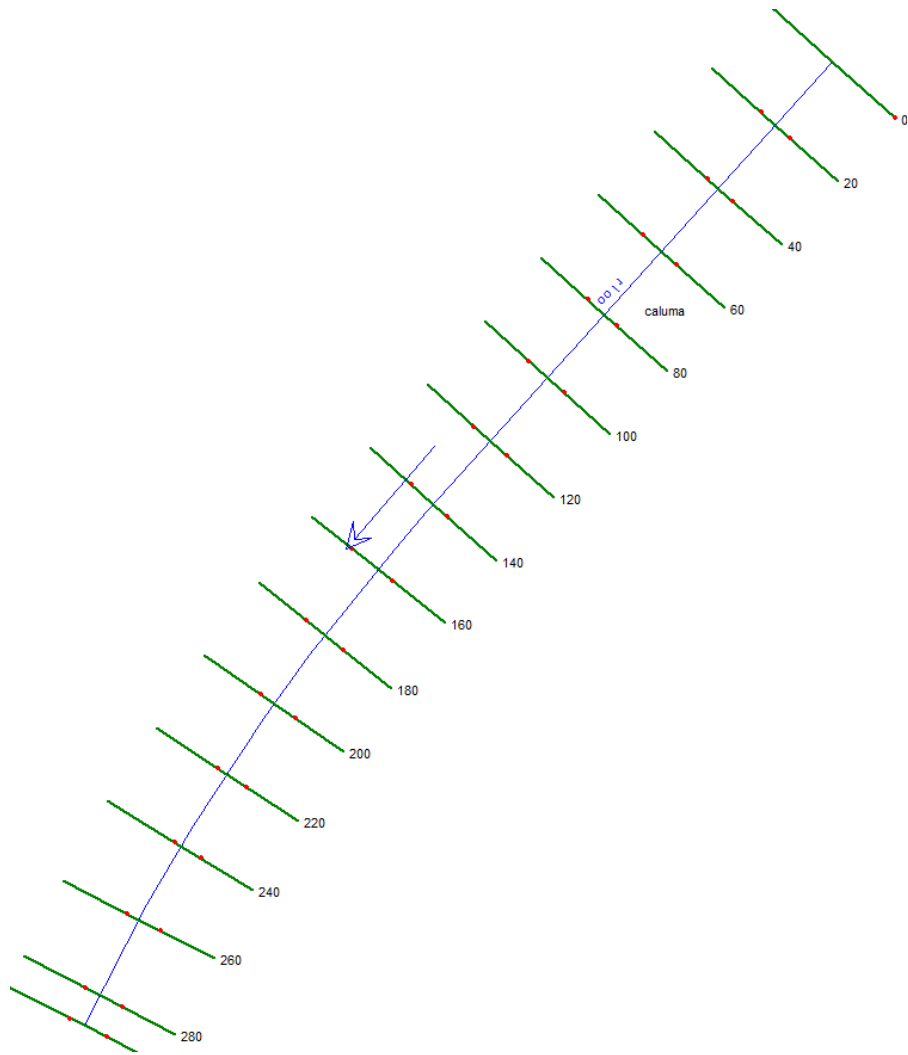


Figura 3.2 Secciones del tramo del Río Caluma

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

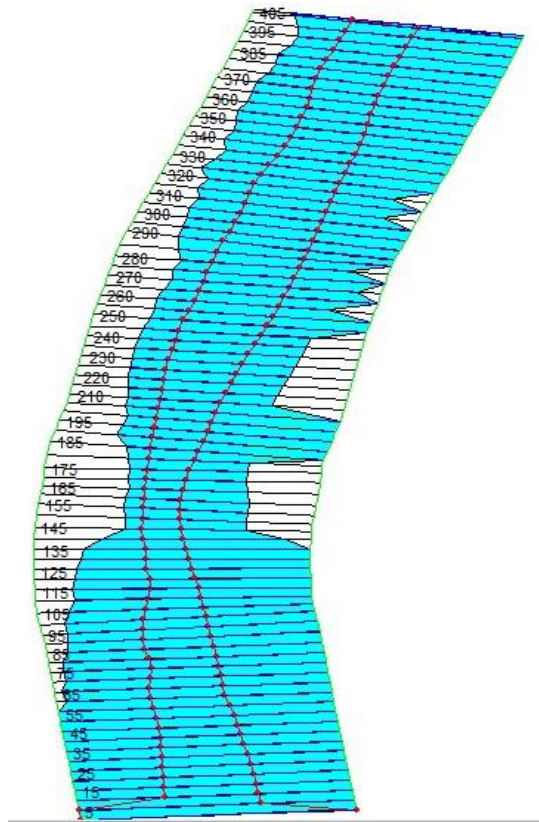


Figura 3.3 Perfiles del río y zonas de inundación

Fuente Arana Michael y Márquez Deyvis

Entonces se procede a ingresar la información para la modelación en Steady Flow. Se necesita rugosidad del material del cauce, las condiciones de borde como la pendiente aguas abajo y el limitante del tirante que debe tener por el paso del puente y el ingreso de caudal para su correspondiente periodo de retorno

A continuación solo se compararon los niveles del espejo de agua a diferentes tiempos de retorno para saber si existe algún tipo de intersección con la estructura del puente.

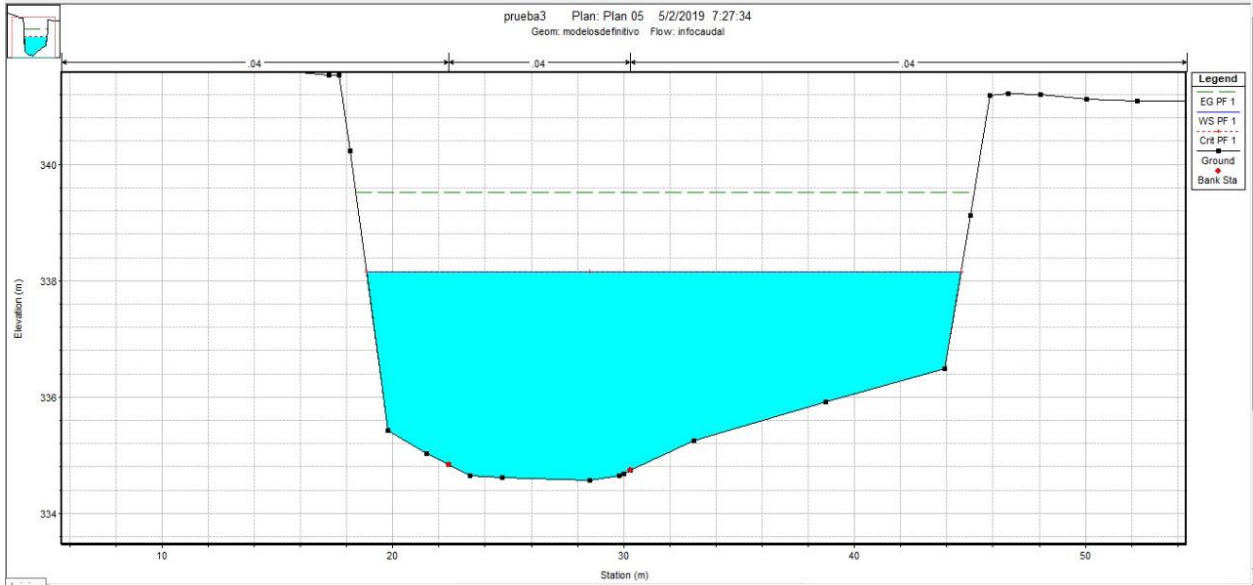


Figura 3.4 Cauce del río con periodo de retorno T=25 años

Fuente Arana Michael y Márquez Deyvis

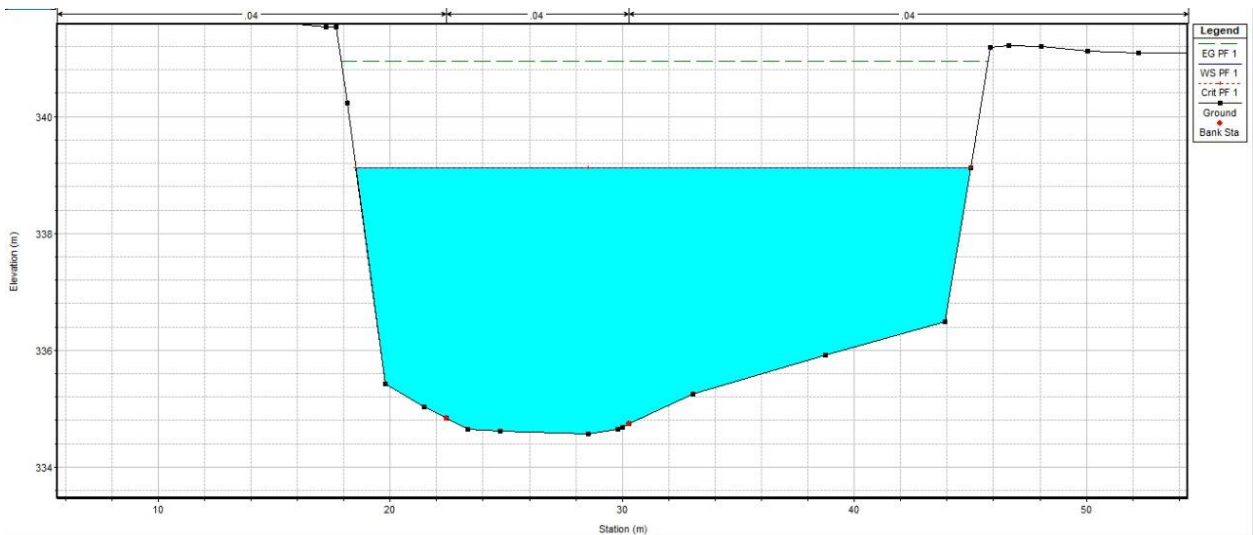


Figura 3.5 Cauce del río con periodo de retorno T=50 años

Fuente Arana Michael y Márquez Deyvis

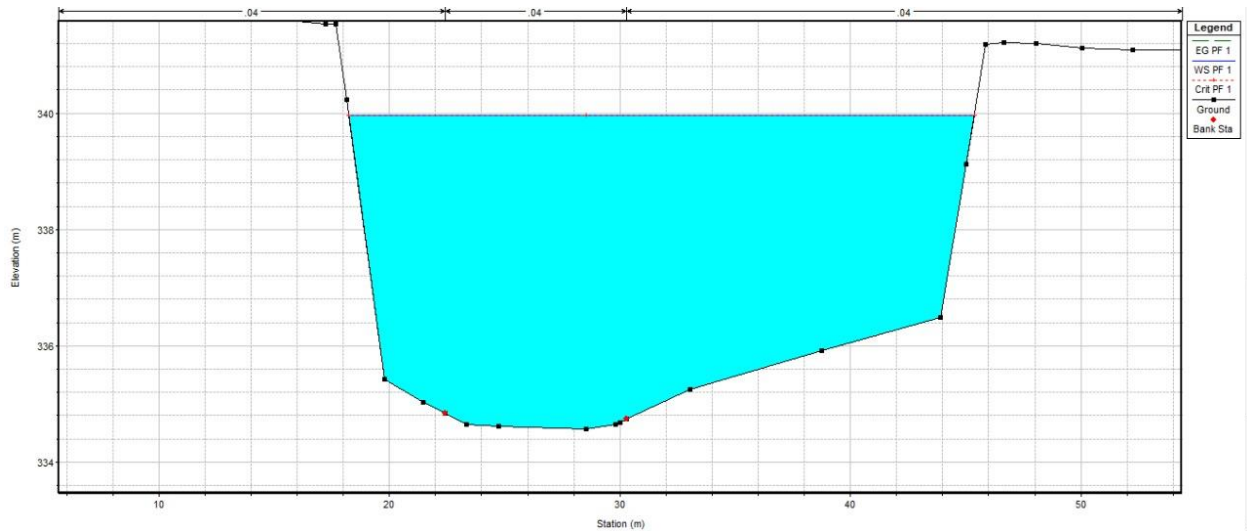


Figura 3.6 Cauce del río con periodo de retorno $T= 100$ años

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Para un periodo de retorno $T = 100$ años, el nivel del espejo de agua llega muy cerca de la parte baja de las vigas. Sin embargo, a nivel de prediseño se acepta el cálculo con $T = 50$ años, lo cual muestra el nivel del espejo de agua casi 1 m, por debajo de las vigas.

Cabe anotar que los cálculos realizados para este tipo de estudio son de carácter probabilístico, y que deben tenerse en cuenta para programar soluciones ante las posibles avenidas.

3.3 Diseño de Superestructura

3.3.1 Diseño de la Losa

3.3.1.1 Momentos de Diseño

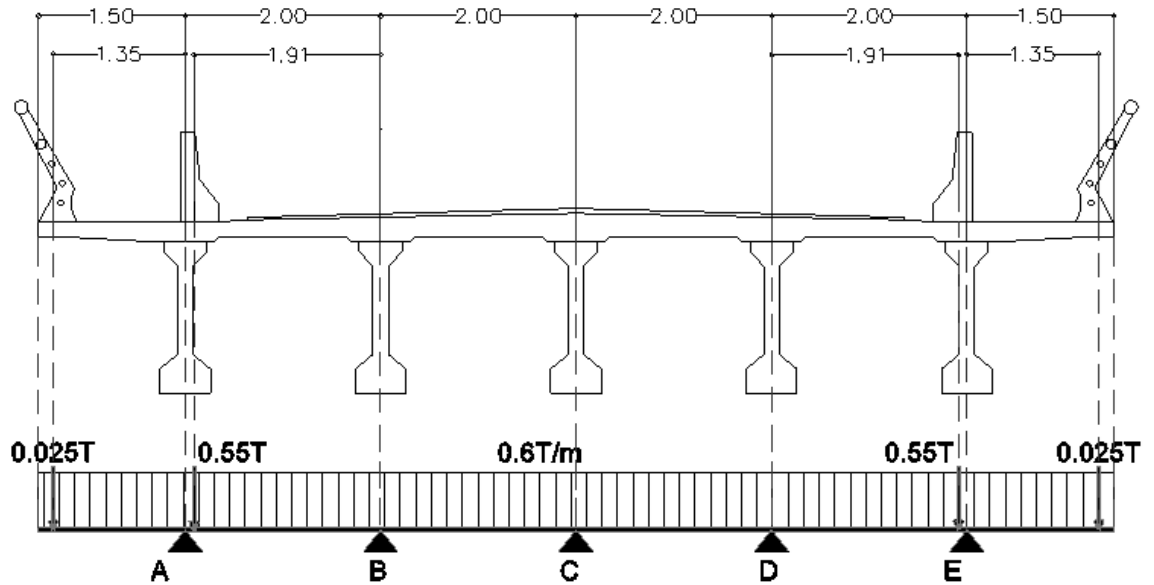


Figura 3.7 Modelo matemático cargas permanentes DC

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

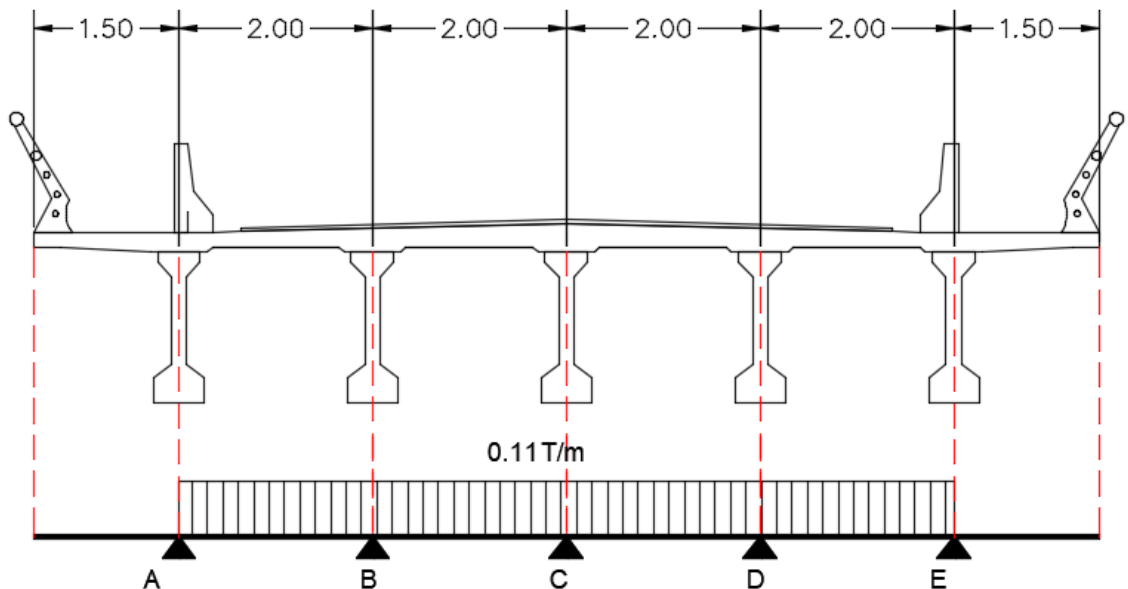


Figura 3.8 Modelo matemático cargas permanentes DW

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

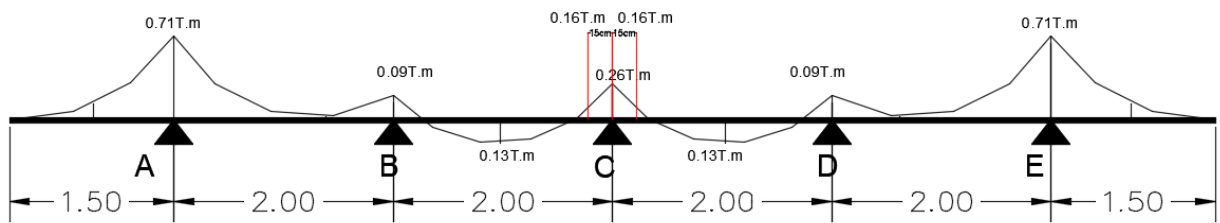


Figura 3.9 Diagramas de momento Cargas DC

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

MDC (-) = -0.26 T-m (en el eje C)

MDC (-), izq = -0.16 T-m (cara izq. de C)

MDC (-), der = -0.16T-m (cara der. de C)

MDC (+), = +0.13T-m

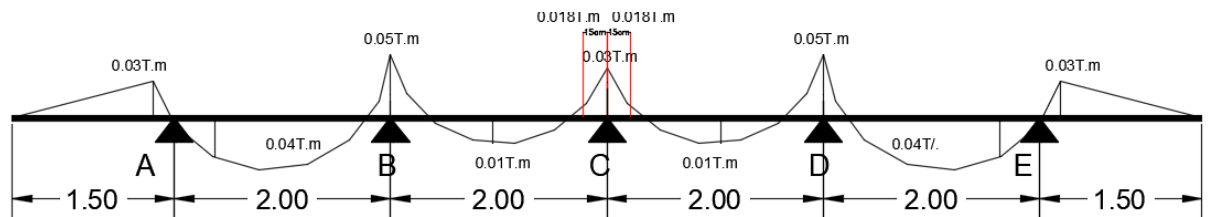


Figura 3.10 Diagramas de momento Cargas DW

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

MDW = -0.03 T-m (en el eje C)

MDW, izq = -0.018 T-m (cara izq. de C)

MDW, der = -0.018 T-m (cara izq. de C)

MDC (+), = +0.01T-m

La siguiente tabla resume los valores de las cargas vivas efectuadas sobre la estructura de la losa.

Tabla 3.4 Cargas Vivas [LRFD, 2014]

Carga peatonal	0.37	T/m ²	
Cargas vehiculares			
	3er eje	2do eje	1er eje
Camión de diseño	14.52T	14.52T	3.63T
Tándem de diseño	-	11.34T	11.34T

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.3.1.1.1 Momentos negativos

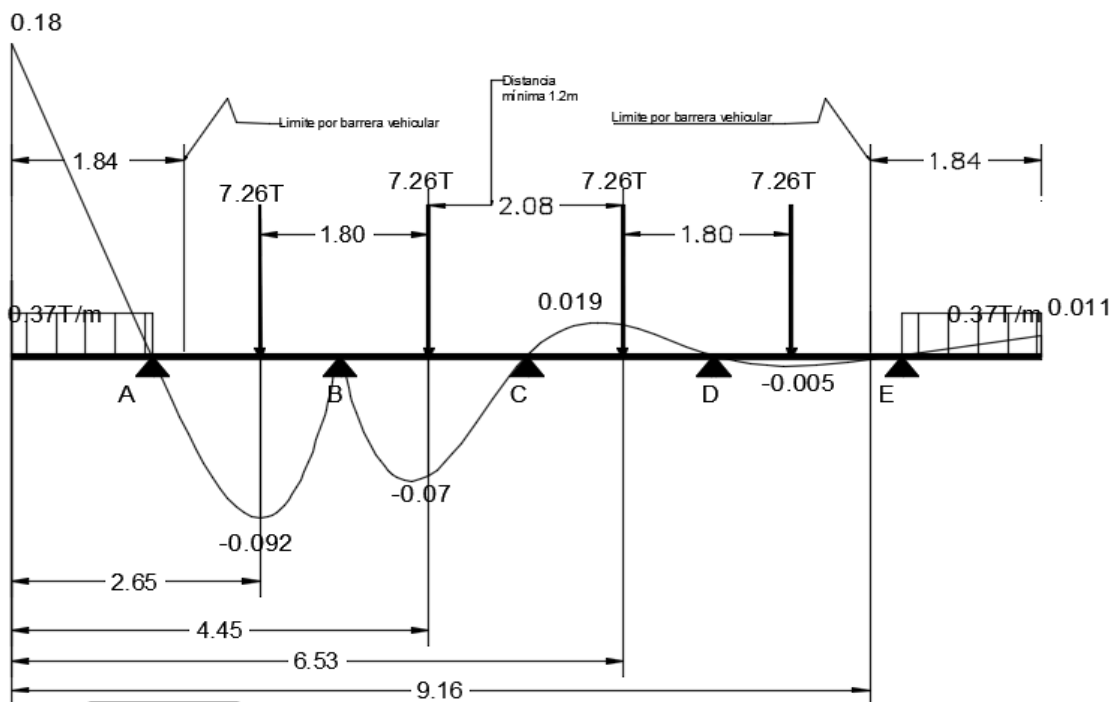


Figura 3.11 Diagrama de influencia de momento Viga continua apoyo B

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

$$M_B(-) = -2.92T \cdot m$$

$$E (-) = 1.72m \text{ (ancho de franja)}$$

$$MB(-)LL + IM = -\frac{2.92}{1.72} * 1.33 = -2.26T.m$$

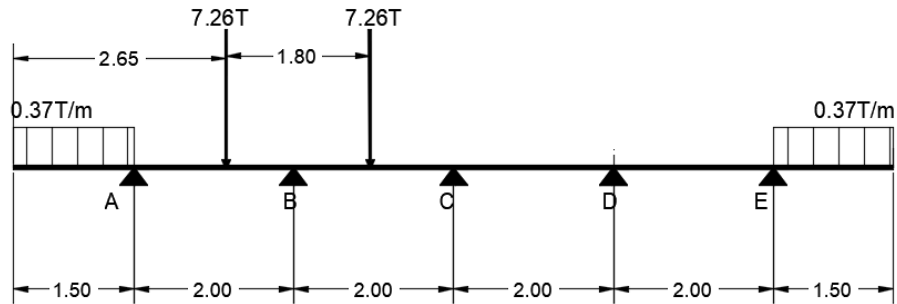


Figura 3.12 Modelo matemático carga viva M (-)

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

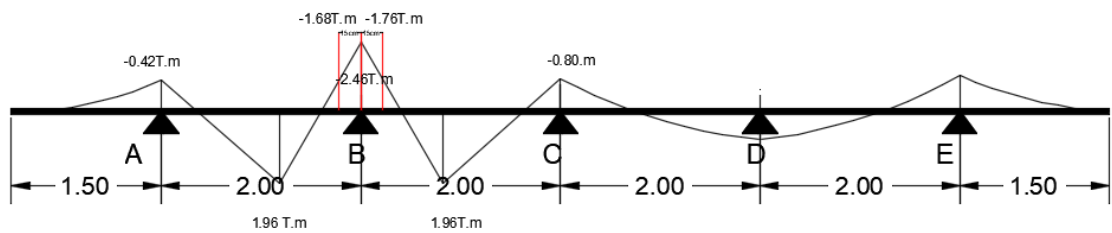


Figura 3.13 Diagramas de momento carga viva M (-)

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

$$MB LL + IM(-), \text{izq} = -1.66 * 1.2 * \frac{1.33}{1.72} = 1.54 T.m(\text{cara izq. de B})$$

$$MB LL + IM (-), \text{der} = -1.76 * 1.2 * \frac{1.33}{1.72} = 1.63 T.m(\text{cara der. de B})$$

3.3.1.1.2 Momentos positivos

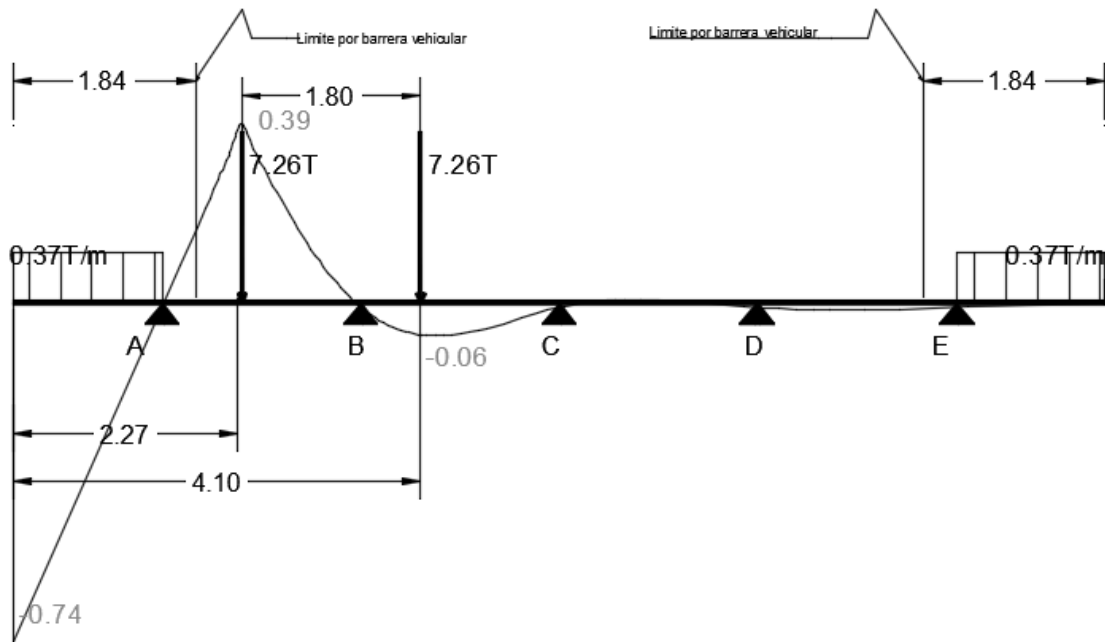


Figura 3.14 Diagrama de influencia de momento positivo

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

$$M_{A-B(+)} = 2.71T \cdot m$$

E (+) = 1.76m (ancho de franja)

$$M_{B(+)}LL + IM = \frac{2.71}{1.76} * 1.33 = 2.04T \cdot m$$

3.3.1.2 Momento Último

Tabla 3.5 Momentos de diseño negativos

Carga	Tipo	M (-) izq T-m	M (-) eje T-m	M (-) der T-m	γ [Resistencia I]
Losa + Barreras	DC	-0.16	-0.26	-0.16	1.25
Carpeta asfáltica	DW	-0.018	-0.03	-0.018	1.50
Carga Viva	LL+IM	-1.54	-2.27	-1.63	1.75

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 3.6 Momentos de diseño positivos

Carga	Tipo	M (+) eje T-m	γ [Resistencia I]
Losa + Barreras	DC	0.13	0.90
Carpeta asfáltica	DW	0.01	1.50
Carga Viva	LL+IM	2.71	1.75

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Para el diseño por estado límite de Resistencia I:

$$Mu(-)\text{diseño} = -3.08 \text{ T.m}$$

$$Mu(+)\text{diseño} = 4.92 \text{ T.m}$$

3.3.1.3 Acero de Refuerzo en Losa

Recomendaciones del tipo de acero para cada sección:

3.3.1.3.1 Acero Negativo, perpendicular al tráfico

Con $Mu = -3.08 \text{ T-m}$

$$Mn = 0.9 \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \cdot As = 0.9 \times 4200 \times \left(16.90 - \frac{1.52}{2} \right) \times 6.29 = 5.22 \text{ T-m}$$

Luego: $Mu=5.22 \text{ T-m} > 3.08\text{T-m}$ OK!

USAR 1 \emptyset 1/2" @ 0.18m

3.3.1.3.2 Acero Positivo

Con $Mu = +4.92 \text{ T-m}$

$$Mn = 0.9 \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \cdot As = 0.9 \times 4200 \times \left(16.90 - \frac{1.52}{2} \right) \times 6.29 = 5.22 \text{ T-m}$$

Luego: $Mn=5.22 \text{ T-m} > 4.92 \text{ T-m}$ OK!

USAR 1 \emptyset 1/2" @ 0.18 m

3.3.1.3.3 Acero por Temperatura

As temp = 2.33 cm² / m

Utilizando varillas $\varnothing = 10\text{mm}$, la separación será: $S = \frac{0.77}{2.33} = 0.33 \text{ m}$

Smáx = 3t = 3 (0.20) = 0.60m (Art. 5.10.8. AASHTO LRFD 2014)

Smáx = 0.60 m ¡OK!

USAR 1 \varnothing 10mm @ 0.30 m

3.3.1.3.4 Acero de Distribución

Utilizando varillas $\varnothing 12 \text{ mm}$, la separación será: $S = \frac{1.09}{5.77} = 0.19 \text{ m}$

USAR 1 \varnothing 12mm @ 0.19 m

3.3.1.4 Diseño de Losa en Voladizo

Carga Muerta (DC):

Wlosa = 825 kg/m

Wbaranda = 25 kg/m

d1 = 0.64 m

d2 = 1.38 m

$$M_{DC} = w_{\text{losa}} \cdot d_1 + w_{\text{baranda}} \cdot d_2 = (825)(0.64) + (25)(1.38) = 562.50 \text{ kg / m}$$

Carga Viva (LL):

Wtranseúnte = 510.60 kg / m

d1 = 0.64 m

$$M_{LL} = w_{\text{transeúnte}} \cdot d_1 = (510.60)(0.64) = 326.78 \text{ kg / m}$$

Resistencia I:

$$Mu = 1 \cdot [1.25 (562.50) + 1.75 (326.78)] = 1.27 \text{ T} \cdot \text{m} < 3.08 \text{ T} \cdot \text{m} \text{ ok}$$

Evento Extremo II:

$$Mu = 1 \cdot [1.0 (562.50) + 1 (326.78)] / 1000 = 0.89 \text{ T} \cdot \text{m} < 3.08 \cdot \text{m} \text{ ok}$$

Tabla 3.7 Resumen momentos en Losa

Demandas de momento Losa				
Combinación	Mu [T.m] (+)	Mn [T.m] (+)	Mu [T.m] (-)	Mn [T.m] (-)
Resistencia 1	3.08	5.22	4.92	5.22

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 3.8 Resumen losas en voladizo

Demandas de Momento Losa Voladizo		
Combinación	Mu [T.m] (+)	Mn [T.m] (+)
Resistencia 1	1.27	5.22
Extremo II	0.89	5.222

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.3.2 Diseño de Viga California Preforzada

3.3.2.1 Materiales

Para el desarrollo del diseño se definieron las siguientes propiedades físicas y geométricas que sirvieron para la determinación de la sección compuesta entre viga y losa, sumándole las propiedades de los torones de presfuerzo en base a las especificaciones técnicas que proporciona el distribuidor.

Losa

Tabla 3.9 Materiales Losa

t[cm]	21
tst[cm]	20
f'c[kg/cm²]	280

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Vigas

Tabla 3.10 Materiales Viga

f'c[kg/cm²]	350
f'ci[kg/cm²]	315.00
wc[kg/cm³]	2400
L[m]	36

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Torones

Tabla 3.11 Materiales Torones

ϕ[Cm]	1.25
AsT [cm²]	1.23
fpu [Mpa]	1860.00
fpy [Mpa]	1674.00
fpi [Mpa]	1116.00
fpe [Mpa]	1339.20
Ep[kg/cm²]	2003712.82
fy[kg/cm²]	4200.00
Es	2038865.67

Fuente: PCI LRDF

3.3.2.2 Propiedades de la Sección Transversal

Tabla 3.12 Propiedades Sección no compuesta

A[cm²]	4130
h[cm]	155
I[cm⁴]	11300000
Yb[cm]	68.3
Yt[cm]	86.70
Sb[cm³]	165446.56
St[cm³]	130334.49
wt[kg/m]	991.2

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 3.13 Propiedades Sección compuesta

Ac[cm²]	7756.902
hc[cm]	176.250
Ic[cm⁴]	29897322.698
Ybc[cm]	114.031
Ytg[cm]	40.969
Ytc[cm]	62.219
Sbc[cm³]	262185.476
Stg[cm³]	729758.199
Stc[cm³]	537236.643

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.3.2.3 Fuerzas Cortantes y Momentos de Flexión

Para el desarrollo de los cálculos se determinaron las siguientes tablas de momento referente a las cargas muertas, estos valores nos ayudaron a determinar múltiples valores demandados en las expresiones utilizadas.

Tabla 3.14 Fuerzas cortantes y momentos de flexión para una viga interior típica

x[m]	x/L	Vigas		(Losa + chaflán)		Barreras		Superficie rodadura	
		V[T]	Mg [T.m]	V[T]	Ms [T.m]	V[T]	Mb [T.m]	V[T]	Mws [T.m]
0.700	0.019	17.148	12.246	19.058	13.610	4.152	2.965	2.778	1.984
1.908	0.053	15.950	32.238	17.727	35.828	3.862	7.806	2.584	5.223
2.180	0.061	15.681	36.539	17.427	40.609	3.797	8.847	2.541	5.920
4.000	0.111	13.877	63.437	15.422	70.502	3.360	15.360	2.248	10.278
6.000	0.167	11.894	89.208	13.219	99.144	2.880	21.600	1.927	14.454
8.000	0.222	9.912	111.014	11.016	123.379	2.400	26.880	1.606	17.987
10.000	0.278	7.930	128.856	8.813	143.208	1.920	31.200	1.285	20.878
12.000	0.333	5.947	142.733	6.610	158.630	1.440	34.560	0.964	23.126
14.000	0.389	3.965	152.645	4.406	169.646	0.960	36.960	0.642	24.732
16.000	0.444	1.982	158.592	2.203	176.256	0.480	38.400	0.321	25.696
18.000	0.500	0.000	160.574	0.000	178.459	0.000	38.880	0.000	26.017

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Para el caso de la carga viva con ayuda de las líneas de influencia se determinaron los valores máximos de momento dependiendo del punto de análisis de la línea de influencia, dichos valores se calculan a lo largo de lo largo de la viga para

identificar los valores máximos, por ser esta una viga simplemente apoyada estos valores se dieron en el centro del claro, aun así estos valores son calculados en puntos específicos de la viga por cuestiones de diseño, estos valores se están detallados en la sección de cálculos vigentes en los anexos.

Tabla 3.15 Momentos cargas vivas

Distancia [x]	x/L	Llanta+carga de impacto		Carga de línea		Fatiga x Llanta
		VLT	MLT	VLL	MLL	Mf
0.00	0.00	30261.72	0.00	13145.05	0.00	0.00
186.96	0.05	28569.35	3930166.96	11843.46	1715838.23	2455868.97
500.00	0.14	25755.02	9458220.70	9806.31	4174906.83	4602149.60
750.00	0.21	23518.54	12951553.70	8311.40	5766389.67	7974876.32
1000.00	0.28	21285.91	15650362.29	6937.67	7027304.75	10310184.44
1500.00	0.42	16809.94	18752164.72	4568.45	8557865.44	11553002.98
1800.00	0.50	14102.57	19202898.46	3398.81	8842080.93	115751802.22

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.3.2.4 Estimación de requerimientos de Pretensado

En la siguiente tabla se define las restricciones con respecto a los esfuerzos en el concreto los cuales deben ser monitoreados a lo largo del diseño.

Tabla 3.16 Esfuerzos límites del concreto

fts[kg/cm²]	29.933
fpb[kg/cm²]	247.278

Fuente: PCI LRFD

A continuación, se define la demanda de torones para la sección transversal en cuestión, para dicho cálculo se asumió en primera instancia una pérdida total en el presfuerzo la cual se demuestra en la siguiente tabla, consiguiente se presenta la configuración de los torones de acuerdo con los resultados.

Tabla 3.17 Configuración del pretensado

ybs[cm]	8.000
ec[cm]	60.300
Ppe[Kg]	407646.720
pérdida	25%
Pcable[kg]	10476.966
#torones (requerido)	45
ybs[cm]	18.391
ec[cm]	49.909

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

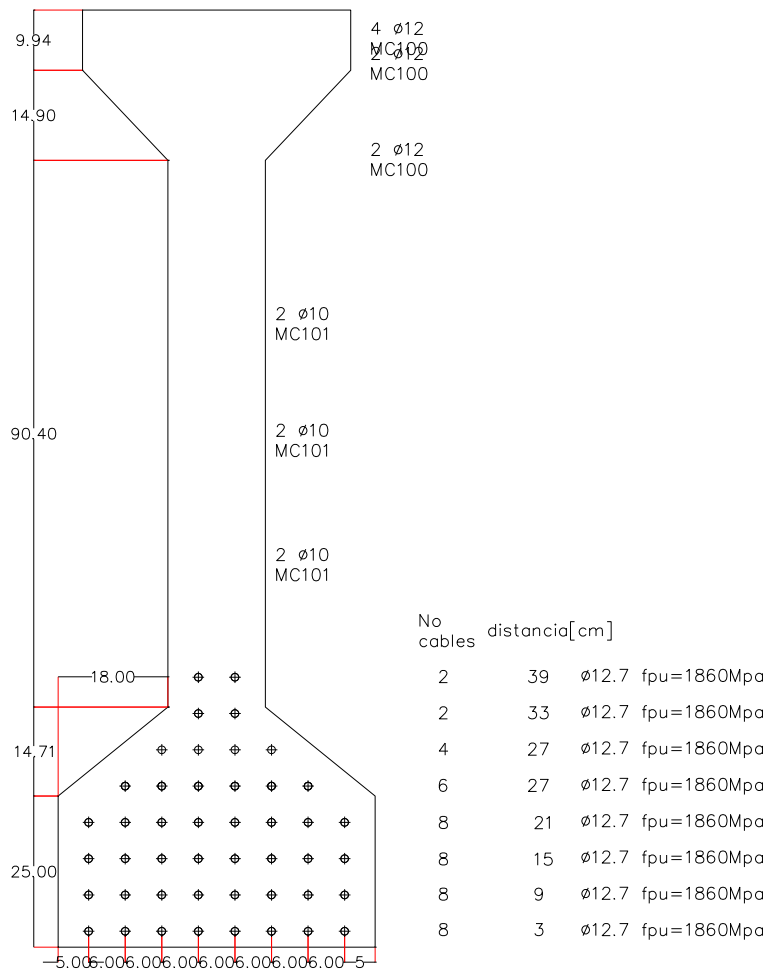


Figura 3.15 Configuración de los torones a media luz

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.3.2.5 Pérdidas del Pretensado

Tabla 3.18 Perdida por acortamiento Elástico

Pérdida	12.0%	asumida
Pcable[kg]	12292.974	
Pi[kg]	553183.808	
fcgp[kg/cm²]	184.961	
ΔfpES[kg/cm²]	1364.801	
Pérdida	12.00%	calculada

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 3.19 Perdida por deslizamiento del hormigón

Δfcdp[kg/cm²]	99.580
ΔfpCR[kg/cm²]	1522.472

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 3.20 Pérdida por relajación del hormigón

ΔfpR2[kg/cm²]	114.946	
Δfpi[kg/cm²]	1364.801	
fpt[kg/cm²]	10018.399	
Pcable[kg]	12294.425	
Pérdida total	11.99%	calculada

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 3.21 Perdida total en el servicio

ΔfPT[kg/cm²]	3451.219
fpe[kg/cm²]	7931.981
Pcable[kg]	9734.005
Ppe [Kg]	438030.224
perdidafinal	30.3%
Pi[kg]	438030.224

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Esfuerzos en la transferencia

Tabla 3.22 Esfuerzos limites concreto

fci[kg/cm²]	189.000	compresión
fti''[kg/cm²]	-32.834	tension

Fuente: PCI LRFD

Para poder incursionar bajo los esfuerzos límites, se debió hacer un ajuste en la configuración de los torones en los extremos de la viga tal como se muestra en la siguiente imagen.

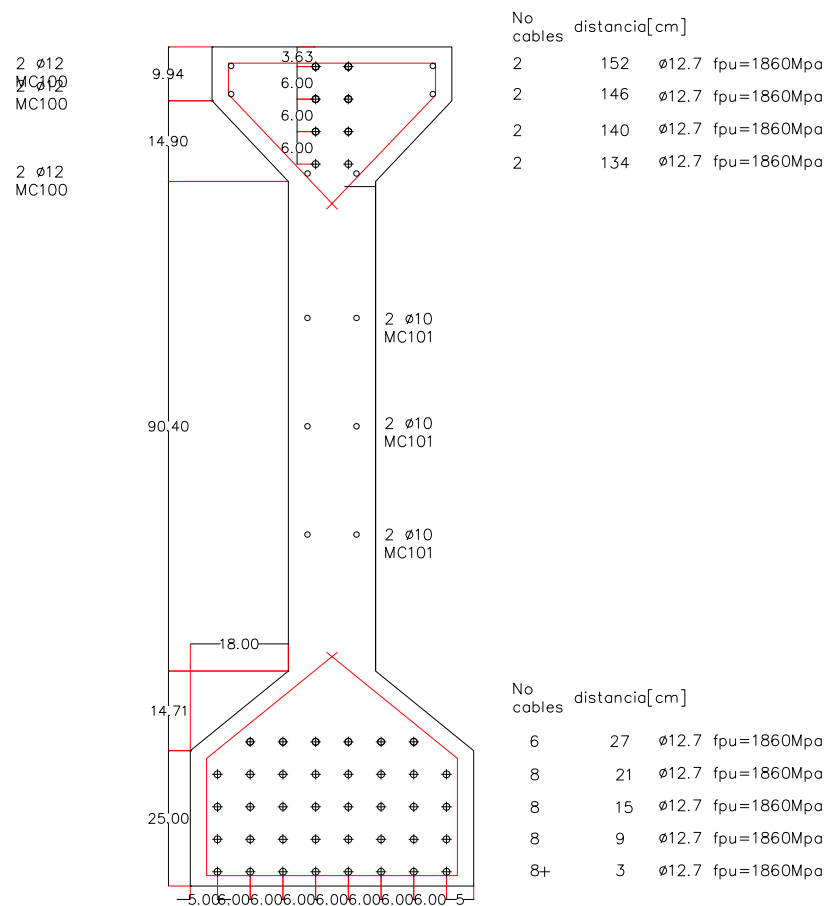


Figura 3.16 Configuración de los torones parte extrema de viga

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

En esta parte se calcularon los esfuerzos que sufre la sección de viga en las diferentes etapas de la disposición de las cargas, se monitorearon que cada uno de estos en las diferentes partes se inferior a los esfuerzos de restricción.

Tabla 3.23 Esfuerzos en la transferencia

fL[kg/cm²]	5.097	ok
fb[kg/cm²]	176.605	ok

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 3.24 Esfuerzos en medio vano

ft[kg/cm²]	40.378	ok
fb[kg/cm²]	186.911	ok

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 3.25 Resúmenes de esfuerzo en transferencia

Esfuerzos	superiores	Inferiores
	[kg/cm²]	[kg/cm²]
a lo largo de L	5.097	176.605
puntos de arpa	40.378	186.911
medio vano	40.378	186.911

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.3.2.6 Esfuerzos en la carga de Servicio

Tabla 3.26 Esfuerzos Limites de compresión

			tipos de cargas	combinación
0.45f'c[kg/cm²]	157.500	para las vigas	permanentes	servicio 1
0.45f'c[kg/cm²]	126.000	para la losa	No permanente	Servicio 1
			tipos de cargas	combinación
0.45f'c[kg/cm²]	210.000	para las vigas	permanentes	servicio 1
0.45f'c[kg/cm²]	168.000	para la losa	No permanente	Servicio 1

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 3.27 Resumen de esfuerzo en medio vano

Esfuerzos en medio vano		
ftg[kg/cm²]	145.142	ok
Bajo cargas permanentes transientes		
ftg[kg/cm²]	166.491	ok
Bajo cargas permanentes SERVICIO 1		
ftc[kg/cm²]	75.187	ok
Bajo cargas permanentes transigentes SERVICIO 1		
ftc[kg/cm²]	104.187	ok
Esfuerzos concreto parte inferior de la viga SERVICIO 3		
fb[kg/cm²]	-26.499	ok

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.3.2.7 Estado Límite de Resistencia

Tabla 3.28 Propiedades generales de la sección a reforzar

Mu[kg.cm]	78406626.864
k	0.280
dp[cm]	168.250
Aps[cm²]	55.223
As[cm²]	0.000
A's[cm²]	0.000
f'c[kg/cm²]	280.000
fy[kg/cm²]	4200.000
f'y[kg/cm²]	4200.000
β1	0.850
b[cm]	200.000
c[cm]	25.874
a[cm]	21.993

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

$$\mathbf{Mn[kg.cm]= 157659520.185}$$

3.3.2.8 Límites en el Esfuerzo

Tabla 3.29 Resumen de capacidades de momento

1.2 M_{cr} [kg.cm]	62925733.227	1.2 M _{cr} < 1.33 Mu?	ok
1.33 Mu [kg.cm]	104280813.730	M _n > 1.33 Mu?	ok

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.3.2.9 Diseño a Cortante

Tabla 3.30 Propiedades de la sección crítica

ϕ	0.900
Θ [grados]	23.000
Sc [cm]	185.233
(x/L)	0.051
Mu [kg.cm]	20061950.101
Vu [kg]	93812.994
Vp [kg]	2171.292
f_{po} [kg/cm²]	14229.000
Nu	0.000
ϵ_x	-0.00013

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 3.31 Requerimientos de refuerzo

Vu > 0.5ϕ(V_c+V_p)	ok
Vs [kg]	35945.414
s [cm]	30.000
Av [cm²]	0.888

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 3.32 Resistencia nominal al corte

V_n [kg]	221362.826	
V_c+V_s [kg]	102065.367	ok

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.3.2.10 Deflexiones y Curvatura

Tabla 3.33 Resumen de deflexiones

Deflexiones por presforzado en la transferencia		
e'[cm]	17.338	
Δp[cm]	13.497	
Deflexiones por presforzado en la transferencia		
Δg[cm]	7.065	
Deflexiones debido a la losa y el chaflán		
Δs[cm]	-8.237	
Deflexiones debido a las barreras y superficie de rodadura		
$\Delta b+ws$[cm]	-0.720	
Deflexiones resumen en la transferencia		
$\Delta g+\Delta p$	6.433	
$1.8\Delta g+1.85\Delta p$	11.226	
Deflexiones por carga viva y de impacto		
DFD	0.400	
Camión [kg]	952.000	
W [kg/m]	528.867	
ΔLL [cm]	3.598	
ΔLT [cm]	3.256	
$0.25\Delta LT+\Delta LL$	4.412	
deflexión límite	4.500	oK

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.4 Diseño de Subestructura

3.4.1 Diseño de dispositivo elastómero de expansión

Tabla 3.34 Resumen de diseño de dispositivo elastómero con refuerzo de acero

hre	10	mm	Capa Superior e Inferior
n=	2		Número de capas
hri=	15	mm	Grosor de capas interiores
nz=	3		Número de zunchos
Zunchos	2	mm	Grosor de Zunchos
H=	56	mm	Altura del Dispositivo
L=	300	mm	Sección lateral del dispositivo
W=	520	mm	Sección frontal del dispositivo
σ_s =	87.9	kg/cm ²	Resistencia de dispositivos elastómeros rectangulares
f_y =	2530	kg/cm ²	Resistencia de las placas de acero

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.4.2 Diseño de Estribos

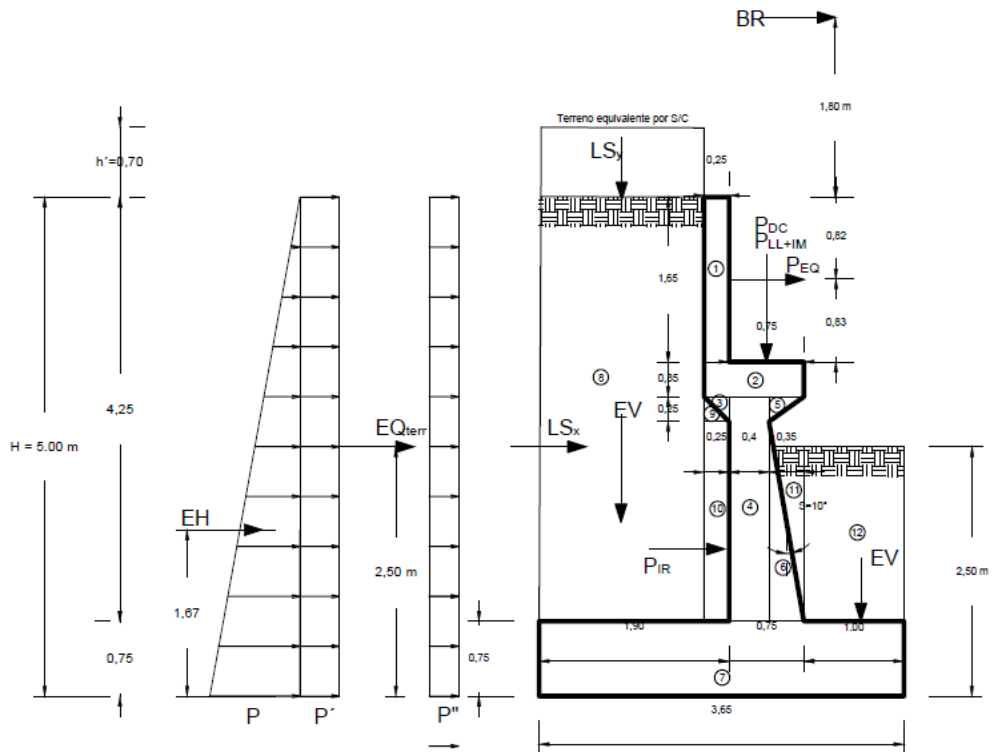


Figura 3.17 Fuerzas Actuantes sobre el estribo, horizontales y verticales

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.4.2.1 Cargas Verticales

Tabla 3.35 Resumen de Cargas Verticales

CARGA	TIPO	V (Ton/m)	X_A (m)	M_V (Ton-m/m)
DC	DC	11.580	1.664	19.264
P_{DC}	DC	12.407	1.750	21.712
EV	EV	23.904	2.244	53.631
P_{LL+IM}	LL+IM	9.500	1.750	16.625
LS_y	LS	2.888	2.525	7.291
Suma=		60.279		118.523

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.4.2.2 Cargas Horizontales

Tabla 3.36 Resumen de Cargas Horizontales

CARGA	TIPO	H (Ton/m)	Y_A (m)	M_H (Ton- m/m)
LS_x	LS	2.370	2.500	5.925
EH	EH	8.469	1.667	14.117
EQ_{terr}	EQ	4.375	2.500	10.938
$0.5P_{IR}$	EQ	4.258	2.148	9.146
P_{EQ}	EQ	5.955	4.175	24.864
BR	BR	2.000	6.800	13.600
Suma=		27.427		78.590

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.4.2.3 Estados Límites y Combinaciones de Carga

Aplicando las combinaciones de cargas explicadas en el capítulo 2, obtenemos las siguientes tablas.

Tabla 3.37 Cargas Verticales (V_u)

TIPO	DC		EV	LL+IM	LS	$\Sigma=$
CARGA	DC	P_{DC}	EV	P_{LL+IM}	LS_y	V_u (Ton)
V (Ton)=	11.580	12.407	23.904	9.500	2.888	60.279
Y= Resistencia 1a	0.90	0.90	1.00	0.00	0.00	45.493
	10.422	11.166	23.904	0.000	0.000	
Y=Resistencia 1b	1.25	1.25	1.35	1.75	1.75	83.933
	14.475	15.509	32.271	16.625	5.053	
Y=Ev. Extremo 1	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	54.085
	11.580	12.407	23.904	4.750	1.444	
Y= Servicio 1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	60.279
	11.580	12.407	23.904	9.500	2.888	

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 3.38 Momento Estabilizador por Cargas Verticales (Mvu)

TIPO	DC		EV	LL+IM	LS	$\Sigma=$
CARGA	DC	PDC	EV	P_{LL+IM}	LS_y	M_{vu} (Ton-m)
V (Ton)=	19.264	21.712	53.631	16.625	7.291	118.523
Y=	0.90	0.90	1.00	0.00	0.00	90.510
Resistencia 1a	17.338	19.541	53.631	0.000	0.000	
Y=	1.25	1.25	1.35	1.75	1.75	165.475
Resistencia 1b	24.081	27.140	72.401	29.094	12.759	
Y=	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	106.565
Ev. Extremo 1	19.264	21.712	53.631	8.313	3.645	
Y=	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	118.523
Servicio 1	19.264	21.712	53.631	16.625	7.291	

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 3.39 Cargas Horizontales (Hu)

TIPO	LS	EH	EQ			BR	$\Sigma=$
CARGA	LS_x	EH	EQ_{terr}	$0.5P_{IR}$	P_{EQ}	BR	H_u (Ton-m)
V (Ton)=	2.370	8.469	4.375	4.258	5.955	2.000	27.427
Y=	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	20.351
Resistencia 1a	4.148	12.703	0.000	0.000	0.000	3.500	
Y=	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	20.351
Resistencia 1b	4.148	12.703	0.000	0.000	0.000	3.500	
Y=	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	25.242
Ev. Extremo 1	1.185	8.469	4.375	4.258	5.955	1.000	
Y=	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	12.839
Servicio 1	2.370	8.469	0.000	0.000	0.000	2.000	

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 3.40 Momento de Vuelco por Cargas Horizontales (Mhu)

TIPO	LS	EH	EQ			BR	$\Sigma=$
CARGA	LS_x	EH	EQ_{terr}	$0.5P_{IR}$	P_{EQ}	BR	$M_{hu}(\text{Ton-m})$
V (Ton)=	5.925	14.117	10.938	9.146	24.864	13.600	78.590
Y=	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	55.345
Resistencia 1a	10.369	21.176	0.000	0.000	0.000	23.800	
Y=	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	55.345
Resistencia 1b	10.369	21.176	0.000	0.000	0.000	23.800	
Y=	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	68.827
Ev. Extremo 1	2.963	14.117	10.938	9.146	24.864	6.800	
Y=	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	33.642
Servicio 1	5.925	14.117	0.000	0.000	0.000	13.600	

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.4.2.4 Estabilidad y Esfuerzos

3.4.2.4.1 Vuelco alrededor del punto "A"

Tabla 3.41 Tabla Verificación de Vuelco alrededor del punto "A"

ESTADO	V_u (Ton/m)	M_{Vu} (Ton - m/m)	M_{Hu} (Ton - m/m)	$x_o = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$ (m)	$e = \frac{B}{2} - x_o$ (m)	$e_{m\acute{a}x}(\text{m})$	
Resistencia 1a	45.49	90.51	55.34	0.77	1.05	1.22	OK
Resistencia 1b	83.93	165.48	55.34	1.31	0.51	1.22	OK
Evento Extremo 1	54.09	106.57	68.83	0.70	1.13	1.46	OK

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.4.2.4.2 Deslizamiento en base del estribo

Tabla 3.42 Verificación del Deslizamiento en la base del Estribo

ESTADO	V_u (Ton/m)	Resistente (Ton/m) $F_f = u(\phi_f V_u)$	Actuante (Ton/m) H_u	
Resistencia 1a	45.493	31.854	20.351	OK
Resistencia 1b	83.933	58.770	20.351	OK
Evento Extremo 1	54.085	37.871	25.242	OK

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.4.2.4.3 Presiones actuantes en la base del estribo

- 1) Estado límite de Resistencia, con $\phi_b = 0.55$ (Tabla 11.5.7-1):

$$q_R = \phi_b(FS * q_{adm}) = 0.45 * (3 * 4.0 \text{ kg/cm}^2) = 5.40 \text{ kg/cm}^2$$

- 2) Estado límite de Evento Extremo, con $\phi_b = 1.00$ (Art. 11.5.8):

$$q_R = \phi_b(FS * q_{adm}) = 1.00 * (3 * 4.0 \text{ kg/cm}^2) = 12.00 \text{ kg/cm}^2$$

- 3) Estado límite de Servicio:

$$q_R = q_{adm} = 4.00 \text{ kg/cm}^2$$

Tabla 3.43 Verificación de Presiones Actuantes en la base del Estribo

ESTADO	V_u (Ton/m)	M_{Vu} (Ton - m/m)	M_{Hu} (Ton - m/m)	$x_o = \frac{M_{Vu} - M_{Hu}}{V_u}$ (m)	e_o (m)	$q = \frac{V_u}{B - 2e} < q_R$	
Resistencia 1a	45.49	90.51	55.34	0.77	1.05	2.94 < 5.40	OK
Resistencia 1b	83.93	165.48	55.34	1.31	0.51	3.20 < 5.40	OK
Evento Extremo 1	54.09	106.57	68.83	0.70	1.13	3.88 < 12.00	OK
Servicio 1	60.28	118.52	33.64	1.41	0.42	2.14 < 4.00	OK

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.4.2.5 Acero de Refuerzo en Estribo

Se presenta la distribución de acero para cada sección del estribo.

Acero en la Pantalla

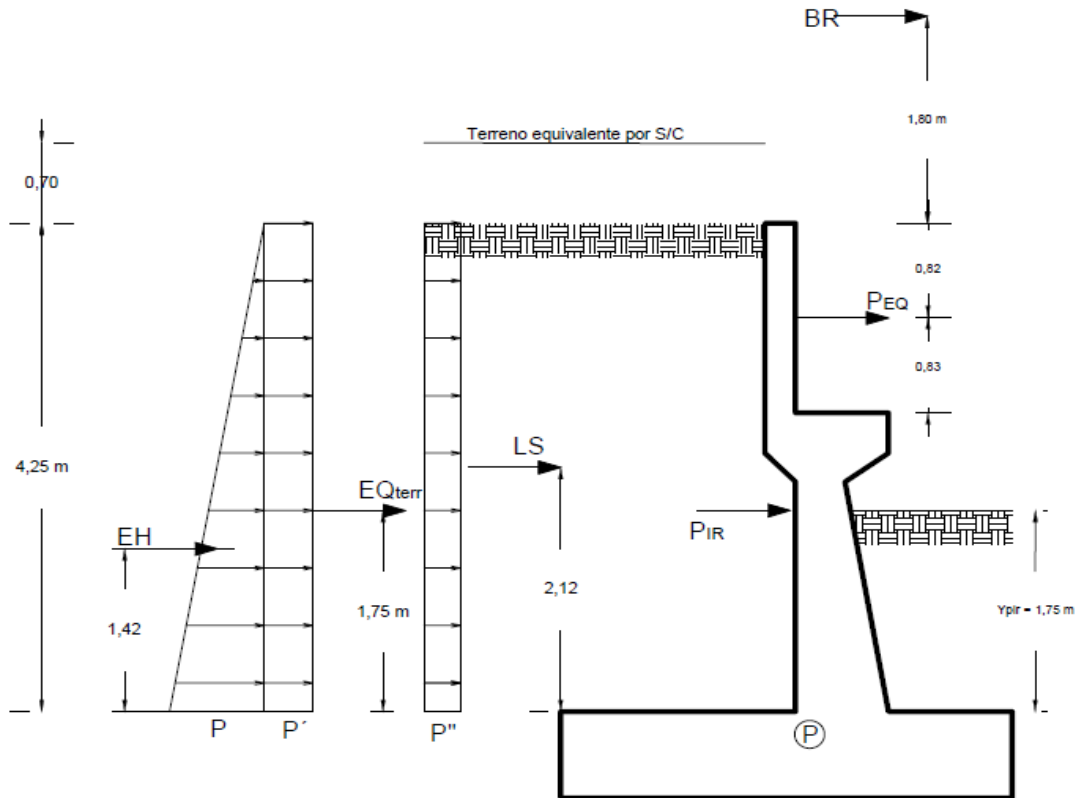


Figura 3.18 Presiones Laterales actuantes sobre la Pantalla

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Tabla 3.44 Resumen de Esfuerzos actuantes Horizontales sobre la Pantalla

CARGA	Carga Distribuida (Ton/m)	Carga (Ton)	Y _p (m)	M (Ton-m)
LS	$P''=0.333\text{m}\cdot 0.70\text{m}\cdot 2.5\text{Ton}/\text{m}^3 = \mathbf{0.583}$	$0.583\text{Ton}/\text{m}\cdot 4.25\text{m} = \mathbf{2.477}$	2.13	5.26
EH	$p=0.333\text{m}\cdot 4.25\text{m}\cdot 2.5\text{Ton}/\text{m}^3 = \mathbf{3.538}$	$0.5\cdot 3.538\text{Ton}/\text{m}\cdot 4.25 = \mathbf{7.519}$	1.42	10.65
EQ_{terr}	$p' = 0.5\cdot (0.411 - 0.333) \text{m}\cdot 4.25\text{m}\cdot 2.5\text{Ton}/\text{m}^3 = \mathbf{0.414}$	$0.414\text{Ton}/\text{m}\cdot 4.25\text{m} = \mathbf{1.761}$	2.13	3.74
$0.5P_{IR}$	-	0.60	1.76	1.06
P_{EQ}	-	5.96	4.18	24.91
BR	-	2.00	6.80	13.60

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

3.4.2.5.1 Acero por Flexión

Momento de diseño en la base de la pantalla:

Estado límite de Resistencia 1, $n = n_d * n_R * n_i = 1$:

$$M_u = 1(1.75(5.263 \text{ Ton} - \text{m}) + 1.50(10.654 \text{ Ton} - \text{m}) + 1.75(13.600 \text{ Ton} - \text{m}))$$

$$M_u = 48.991 \text{ Ton} - \text{m}$$

Estado límite de Evento Extremo 1, $n = n_d * n_R * n_i = 1$:

$$M_u = 1(0.50(5.263 \text{ Ton} - \text{m}) + 1.00(10.654 \text{ Ton} - \text{m}) + 1.00(24.918 \text{ Ton} - \text{m}) + 0.50(13.600 \text{ Ton} - \text{m}))$$

$$M_u = 45.00 \text{ Ton} - \text{m}$$

Para $M_u = 45.003 \text{ Ton} - \text{m}$, $A_s = 1 \text{ } \emptyset 3/4''$ (1.905 cm), recubrimiento $r = 5.00 \text{ cm}$ (Tabla 5.12.3-1)

Para el menor valor $M_{cr} = 32.11 \text{ Ton} - \text{m}$, la cantidad de acero calculada es 15.895 cm^2 , resiste $M_u = 45.00 \text{ Ton} - \text{m} > 32.11 \text{ Ton} - \text{m}$. OK

Usar 1 $\emptyset 3/4''$ (cada 0.15 m)

3.4.2.5.2 Acero por Temperatura

Al usar $\emptyset 1/2$ (1.267 cm^2), la separación S , es:

$$S_{\emptyset 3/4} = \frac{\emptyset 1/2}{4.19} = 0.30 \text{ m}$$

Verificando el $S_{m\acute{a}x} = 3 * h = 3 * 57.5 \text{ cm} = 1.725 \text{ m}$, o $S_{m\acute{a}x} = 0.45 \text{ m}$

(Art.5.10.8)

Usar 1 $\emptyset 1/2''$ (cada 0.25 m)

3.4.2.5.3 Revisión de Fisuración por Distribución de Armadura

Momento Actuante

Como una franja de 0.15 m de ancho para el diseño por Estado Límite de Servicio 1, con $n = n_d * n_R * n_i = 1$:

$$M_s = 1(1.00(5.263 \text{ Ton} - \text{m}) + 1.00(10.654 \text{ Ton} - \text{m}) + 1.00(13.600 \text{ Ton} - \text{m}))$$

$$M_s = 29.5171 \text{ Ton} - \text{m/m}$$

Para un ancho tributario de 0.15 m

$$M_s = 29.517 * 0.15 = 4.428 \text{ Ton} - \text{m}$$

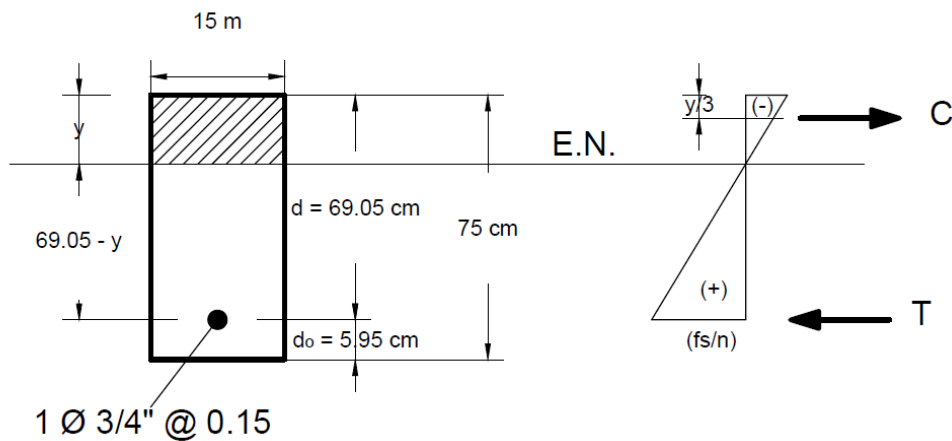


Figura 3.19 Ubicación del Eje Neutro en franja de 15 cm

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

$$S_{\text{máx}} = 1 + \frac{125000 * \gamma_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2d_c = 1 + \frac{125000 * (0.75)}{1.12 * 2406.38} - 2 * 5.95 = 22.78 \text{ cm} > 15 \text{ cm. OK}$$

Revisión por Cortante

El cortante que actúa en la base de la pantalla, para el estado Límite de Resistencia 1, con $n = n_d * n_R * n_i = 1$, tomando una franja de estribo de 1.00 m, es:

$$V_u = 1(1.75(2.477 \text{ Ton}) + 1.50(7.519 \text{ Ton}) + 1.75(2.000 \text{ Ton}))$$

$$V_u = 19.11 \text{ Ton}$$

El cortante que actúa en la base del muro y/o pantalla, para el estado Límite de Evento Extremo 1, con $n = n_d * n_R * n_i = 1$, es:

$$V_u = 1(0.5(2.477 \text{ Ton}) + 1.00(7.519 \text{ Ton}) + 1.00(7.152 \text{ Ton}) + 0.5(2.000 \text{ Ton}))$$

$$V_u = 16.91 \text{ Ton}$$

$$V_n = 33.21 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \phi V_n = 0.90 * 33.21 = 29.89 \text{ Ton}$$

$$V_u = 16.91 \text{ Ton} < V_r = 29.89 \text{ Ton. OK}$$

Por lo tanto, cumple con el diseño a cortante y a momento flector.

3.4.2.5.4 Acero de la Cimentación

La cimentación será analizada tanto en el talón como en la punta:

Acero en la parte superior de la zapata

Tabla 3.45 Esfuerzos Verticales que actúan sobre la zapata

Carga	V (Ton)	X_A (m)	M (Ton-m)
DC	3.42	0.95	3.25
EV	18.79	1.01	18.98
Lsy	2.89	1.075	3.10

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

$$M_u = 1(1.25(3.25 \text{ Ton} - \text{m}) + 1.35(18.98 \text{ Ton} - \text{m}) + 1.75(3.10 \text{ Ton} - \text{m}))$$

$$M_u = 35.11 \text{ Ton} - \text{m}$$

Se omite el estado de Evento Extremo 1, debido a que no es crítico en este caso.

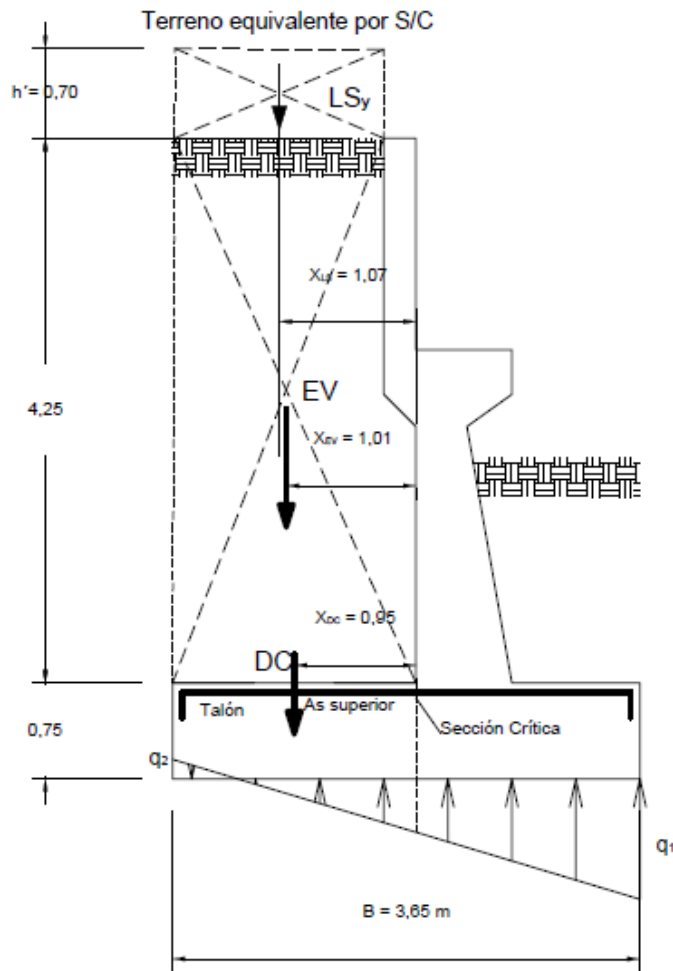


Figura 3.20 Acero de Refuerzo en parte superior de la Zapata

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Para el menor valor $M_{cr} = 32.11 \text{ Ton} - \text{m}$, la cantidad de acero calculada es 14.27 cm^2 , resiste $M_u = 35.11 \text{ Ton} - \text{m} > 32.11 \text{ Ton} - \text{m}$. OK

Usar 1 $\varnothing 3/4"$ (cada 0.15 m)

Acero por temperatura

$$A_{s \text{ temp}} = \frac{0.18 \cdot 365 \cdot 75}{2(365 + 75)} = 5.60 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ (en cada cara)}$$

$$\frac{2.33 \text{ cm}^2}{\text{m}} \leq A_{s \text{ temp}} \leq 12.70 \frac{2.33 \text{ cm}^2}{\text{m}} \quad (5.10.8.2-2)$$

Al usar $\varnothing 1/2$ (1.267 cm^2), la separación S, es:

$$S_{\phi 3/4} = \frac{\phi 1/2}{5.60} = 0.23 \text{ m}$$

Verificando el $S_{\text{máx}} = 0.30 \text{ m}$ **OK**

(Art.5.10.8)

Usar 1 $\phi 1/2$ " (cada 0.20 m)

Revisión del Talón por Cortante

Se omite el estado de Evento Extremo 1, pues no gobierna el diseño.

$$V_u = 1(1.25(3.42 \text{ Ton}) + 1.35(18.79 \text{ Ton}) + 1.75(2.89 \text{ Ton}))$$

$$V_u = 34.69 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \phi V_n = 0.90 * 53.43 = 48.09 \text{ Ton}$$

$$V_u = 34.69 \text{ Ton} < V_r = 48.09 \text{ Ton. } \mathbf{OK}$$

Por lo tanto, el diseño es satisfactorio a cortante y momento flector.

Acero en fondo de la Zapata

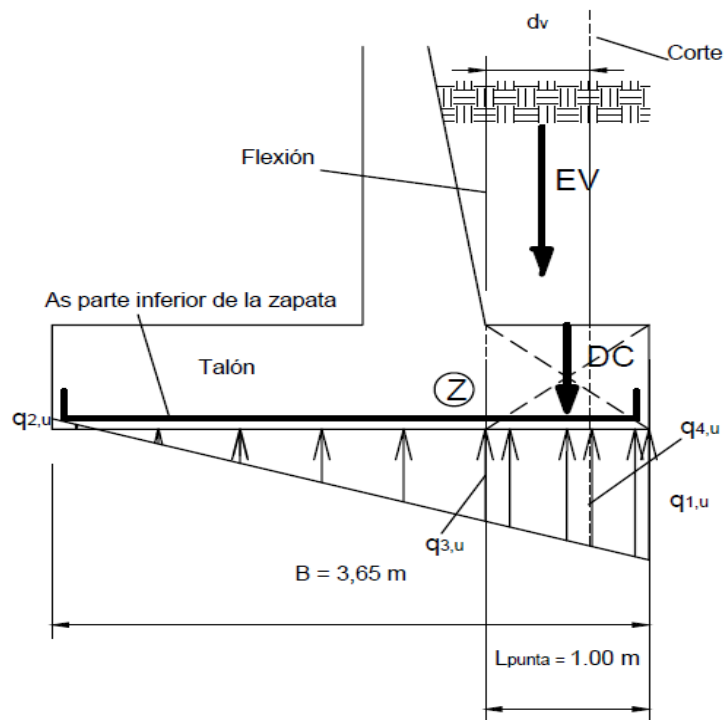


Figura 3.21 Acero de Refuerzo en parte inferior de la Zapata

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Para el diseño estructural de la cimentación excéntricamente carga, se consideran las cargas factoradas, y la distribución de esfuerzos de contacto, de forma triangular o trapezoidal. (Art. 10.6.5).

$$q_{1,u} = 41.841 \text{ Ton/m}$$

$$q_{2,u} = 3.186 \text{ Ton/m}$$

$$q_{3,u} = 30.378 \text{ Ton/m}$$

Despreciando del lado conservador el peso del terreno (EV), y de la punta de la zapata (DC), el momento actuante en la sección crítica por flexión sería:

$$M_u = \frac{L^2}{6} (q_{3,u} + 2 * q_{1,u}) = 19.01 \text{ Ton} - \text{m}$$

Ya que el momento es relativamente pequeño, proponemos utilizar 1 \emptyset 5/8", cada 0.15 m ($A_s = 1.98 \text{ cm}^2/0.15 \text{ m} = 13.20 \text{ cm}^2/\text{m}$), que corresponde al A_s mínimo, con recubrimiento de 7.5 cm. (Tabla 5.12.3-1)

Para el menor valor $1.33M_u = 25.83 \text{ Ton} - \text{m}$, la cantidad de acero calculada es 13.20 cm^2 , resiste $M_u = 32.02 \text{ Ton} - \text{m} > 25.83 \text{ Ton} - \text{m}$. OK

Usar 1 \emptyset 5/8" (cada 0.15 m)

Revisión de la Punta por Cortante

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 66.51 - \frac{4.62}{2} = 64.20 \text{ cm}$$

Ya que se debe tomar el cortante actuante a una distancia d_v de la cara de la pantalla, el cortante actuante es:

$$V_u = \frac{1}{2} \left(41.84 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} + 30.38 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} \right) * (1.00 \text{ m} - 0.642 \text{ m}) = 12.93 \text{ Ton}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \emptyset V_n = 0.90 * 52.71 = 47.44 \text{ Ton}$$

$$V_u = 12.93 \text{ Ton} < V_r = 47.44 \text{ Ton. OK}$$

Por lo tanto, el diseño es satisfactorio tanto a cortante y a momento flector.

3.5 Análisis de Costos

Tabla 3.46 Presupuesto por Orden de Magnitud

PRESUPUESTO POR ORDEN DE MAGNITUD					
1 Obras preliminares					
1.1	Replanteo	m2	500.00	\$ 1.00	\$500.00
1.2	Limpieza	m2	500.00	\$ 0.92	\$460.00
1.3	Demolición de aceras y desalojo	m3	56.50	\$ 21.70	\$1,226.05
1.4	Demolición de superestructura de puente existente y desalojo	m3	147.88	\$ 142.28	\$21,040.37
1.45	Demolición de hormigón de cimentación de puente y desalojo	m3	129.05	\$ 41.20	\$5,316.86
1.5	Excavación sin clasificar	m3	1440.00	\$ 1.87	\$2,692.80
1.6	Relleno con material de sitio	m3	1137.06	\$ 5.61	\$6,378.91
1.7	Instalaciones provisionales y caseta	m2	25.00	\$ 44.36	\$1,109.00
1.75	Instalaciones provisionales agua y electricidad	global	1.00	\$ 228.39	\$228.39
2 Estribos de h.a.					
2.1	Replanteo para estribos - Hormigón simple 180 kg/cm2	m3	8.42	\$ 160.82	\$1,354.75
2.2	Hormigón de Estribos f'c=240 kg/cm2 (incluye encofrado)	m3	96.50	\$ 254.63	\$24,571.80
2.3	Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm2 (Estribos)	Kg	5243.94	\$ 2.04	\$10,697.64
3 Superestructura de h.a.					
3.1	Apoyos Elastómeros - Neopreno	unidad	10.00	\$ 373.45	\$3,734.50
3.2	Suministro, transporte y montaje de vigas pretensadas	unidad	5.00	\$ 17,500.00	\$87,500.00
3.25	Placas de Corte A-36 25x25x50x2.5 cm	unidad	4.00	\$ 145.62	\$582.48
3.3	Losa - Hormigón f'c=280 hg/cm2 (incluye encofrado)	m3	81.83	\$ 308.68	\$25,259.28
3.4	Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm2 (Losa)	Kg	8686.91	\$ 2.04	\$17,721.30
3.45	Tubo PVC de drenaje	ml	4.00	\$ 9.69	\$38.76
3.5	Vigas Diafragma - Hormigón f'c=280 kg/cm2 (incluye encofrado)	m3	9.56	\$ 272.76	\$2,607.59
3.6	Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm2 (Vigas Diafragma)	Kg	483.50	\$ 2.04	\$986.34
3.65	Base Tipo 1 (para losa de aproximación)	m3	17.34	\$ 16.97	\$294.26
3.7	Replanteo para losa de aproximación	m3	5.78	\$ 160.82	\$929.54
3.8	Losa de aproximación - Hormigón f'c=280 kg/cm2 (incluye encofrado)	m3	8.76	\$ 257.21	\$2,253.16
3.9	Acero de refuerzo fy= 4200 kg/cm2 (Losa de Aproximación)	Kg	737.02	\$ 2.04	\$1,503.52
4 Vía					
4.1	Capa de rodadura de hormigón asfáltico mezclado en planta, de 5cm de espesor	m2	243.36	\$9.10	\$2,214.58
4.2	Muros Jersey	unidad	24.00	\$ 41.36	\$992.64
4.3	Señalización horizontal				
4.3a	Pintura	ml	216.00	\$ 1.61	\$347.76
4.3b	Tachas	unidad	16.00	\$ 4.45	\$71.20
4.4	Juntas de Dilatación	ml	24.30	\$ 558.46	\$13,570.58
4.5	Señalización vertical				
4.5a	Letreros informativos	unidad	4.00	\$ 310.00	\$1,240.00
4.5b	Letreros preventivos	unidad	4.00	\$ 195.00	\$780.00
5	Barandas de acero inoxidable	ml	48.00	\$ 178.94	\$8,589.12
6 Componente ambiental					
6.1	Baterías sanitarias	unidad	3.00	\$ 836.00	\$2,508.00
6.2	Charlas de concientización	unidad	4.00	\$ 180.00	\$720.00
6.3	Capacitación y Entrenamiento Ambiental	unidad	1.00	\$ 1,070.00	\$1,070.00
6.4	Control de Riesgos - Seguridad y Salud Ocupacional	mes	7.00	\$ 1,102.86	\$7,720.00
6.5	EPP	set	20.00	\$ 144.00	\$2,880.00
				SUBTOTAL	\$261,691.15
				TOTAL + IVA	\$293,094.09

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Para el análisis de costos, se utilizó el presupuesto por orden de magnitud, el cual nos permite listar los procesos, describir los rubros asociados a cada etapa del proyecto, y estimar los costos que tendrían estos a través del uso de los APU, en los casos donde es posible realizarlos, ya que se obtienen de los valores del mercado, así como del registro histórico en proyectos similares, de donde se toma el valor para los rubros donde no se tiene suficiente información para detallar en un análisis de precio unitario, pero adaptando el alcance.

La propuesta actual contempla algunas exclusiones dentro del presupuesto, tales como:

- Obras hidráulicas para el desvío del río durante el montaje del nuevo puente.
- Construcción de plataforma para las grúas de montaje del puente.
- Expropiaciones

Los costos presentados en la tabla contienen los Indirectos, que están estimados en el 20% de la obra.

Estos porcentajes se subdividen en:

- Utilidad: 7%
- Gastos generales: 10%
 - Costos de Obra: 5%
 - Costos de Oficina: 4%
 - Seguros adicionales, buen uso del anticipo, fiel cumplimiento: 1%
- Otros Imprevistos: 3%

Adicionalmente, se presentan los costos para contratación de especialistas, tomando como referencia solo los honorarios de estos, es decir, sin contemplar los gastos administrativos, y de utilería y papelería asociados.

Tabla 3.47 Presupuesto por consultoría

PRESUPUESTO CONSULTORÍA (SOLO REMUNERACIONES PERSONAL TÉCNICO)					
EDT	Rubro	Unidad	Cantidad	P.U.	P. Total
0	Estudios preliminares				
	Permisología	unidad	1.00	\$ 1,600.00	\$1,600.00
	Topografía	unidad	1.00	\$ 3,250.00	\$3,250.00
	Estudio de suelos	unidad	1.00	\$ 4,500.00	\$4,500.00
	Estudio hidráulico	unidad	1.00	\$ 2,500.00	\$2,500.00
	Estudio estructural	unidad	1.00	\$ 5,000.00	\$5,000.00
	Estudio vial y señalización	unidad	1.00	\$ 2,500.00	\$2,500.00
	Estudio ambiental	unidad	1.00	\$ 3,250.00	\$3,250.00
	Presupuesto y cronograma	unidad	1.00	\$ 2,500.00	\$2,500.00
	Gestión de expropiaciones	unidad	1.00	\$ 500.00	\$500.00
				SUBTOTAL	\$25,600.00
				TOTAL + IVA	\$28,672.00

Fuente: Arana Michael y Márquez Deyvis

Para una revisión más completa del cálculo de los presupuestos, revisar el anexo 6.

CAPÍTULO 4

4. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 CONCLUSIONES

- Se concluye que no es factible la rehabilitación del puente actual, debido a que ya cumplió su vida útil, por ello es apropiado demoler la estructura existente, debido a los problemas de socavación que este presenta en su única pila; la pérdida de recubrimiento que presenta en algunas partes de la losa, así como las vibraciones que se generan con el paso de cada vehículo.
- A través del método racional modificado de Témez, se logró estimar un caudal máximo probable de $Q=1050 \text{ m}^3/\text{s}$, para un periodo de retorno $T=100$ años, el cual refleja niveles importantes del espejo de agua en el tramo de cauce en la zona del estudio.
- Se determinó que el sistema estructural adecuado para el proyecto es el puente tipo viga-losa, con tablero de hormigón armado y vigas pretensadas, con una luz de 36 m, en base a estadísticas de proyectos semejantes y la viabilidad del tiempo de ejecución.
- Se estableció el uso de vigas prefabricadas-pretensadas tipo California, de 36 m de luz y un peralte de 1.55 m, esto debido a su disponibilidad en el mercado, por ser más livianas a otras comparables y la posibilidad del transporte hasta su disposición final.
- El tablero (losa), se fabrica en hormigón armado, con un espesor de 20 cm, y una capa de rodadura de hormigón asfáltico de 5 cm (2"). Diseño el cual satisface las demandas de momentos flectores.
- Se propone el uso de dispositivos elastoméricos. Para el caso en particular, a causa de su accesibilidad y disponibilidad en diferentes medidas, usar dispositivos elastómeros de expansión con refuerzo de acero.
- Los estribos seleccionados son los del tipo voladizo de hormigón armado, por su economía dentro del rango de altura de 4 a 10 m. Los cuales tienen ventaja sobre los estribos a gravedad, que ocupan demasiado volumen de hormigón.
- Dentro de las consideraciones sísmicas del terreno, se usó un factor $z = 0.4$, y un coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto $F_a = 1.2$ (suelo

tipo D), que da como resultado un coeficiente de aceleración $A_s=0.48$. Valor utilizado para el análisis de la estructura ante eventos sísmicos.

- Aunque la normativa vigente indica que para toda infraestructura vial o puentes con calzada vehicular se debe incorporar ciclovías, pero dado que no existen ciclovías en el tramo de acceso, ni se tiene evidencias según el plan regional de que se vaya a implementar a corto plazo una ciclovía, la propuesta de diseño incorpora un carril compartido con el fin de evitar incurrir en costos adicionales en calzadas separadas de ciclovías.
- De acuerdo con los requerimientos ambientales, se estableció que para el tipo de obra a ejecutar se deberá cumplir con el cronograma que se establece el registro ambiental determinado.
- Debido al alcance del proyecto, a modo de prediseño de un puente, el presupuesto se generó como un Costo por Orden de Magnitud, en el que se registran los rubros, procedentes de APU's, y en base a un registro histórico de obras similares. El presupuesto calculado se estima entre los \$293'094.09, sin tomar en cuenta algunas exclusiones que deberán, sin embargo, tenerse presentes.
- De acuerdo al cronograma de ejecución de obra se estima que el proyecto tendrá un tiempo de duración que ronda los 7 meses.

4.2 RECOMENDACIONES

- Debido a las complicaciones que implica el diseño manual de una superestructura de un puente, se recomienda tener la experticia suficiente para generar modelos en programas de diseño estructural, optimizando el tiempo.
- Se recomienda realizar estudios estructurales a los muros laterales con el fin de seleccionar el mejor tipo de reparación, que puede ir desde proyectar hormigón en la zapata, para sanear los efectos de la socavación, hasta instalar anclajes, o mallas cubiertas por hormigón proyectado.
- Para mejorar el desempeño de la estructura ante eventos sísmicos se pueden instalar dispositivos de disipación más eficientes, como aisladores elastoméricos de base con núcleo de plomo, y en casos donde puedan ocurrir eventos excepcionales, aisladores de péndulo invertido, entre otros.

- Para un alcance definitivo del proyecto, se recomienda realizar un levantamiento batimétrico detallado sobre el cauce principal de la cuenca aguas arriba y aguas abajo para afinar los resultados de los modelos hidráulicos efectuados en el presente estudio.
- Se debe efectuar una prospección geotécnica de campo y ensayos de laboratorio, para obtener parámetros destinados al diseño estructural definitivo del puente.
- Se recomienda la contratación de un perito en expropiaciones, para realizar el estudio y valoración de las estructuras que deberán ser expropiadas para fines de la construcción del puente. El trabajo deberá llevarse a cabo junto con el municipio de Caluma, con el fin de mitigar las molestias a la comunidad, y llevar el asunto con justicia y transparencia.
- Por parte de los proveedores de las vigas, se establece la necesidad de la construcción de plataformas para las grúas de 200 y 70 Ton.
- Para mejorar el comportamiento del terreno al momento de la obra, se recomiendan realizar inyecciones de material cementante, con el fin de reducir la pendiente de las excavaciones.

4.3 EXCLUSIONES

- Se realizó el proyecto utilizando valores típicos de terrenos similares al del lugar de implantación, esto es suelos con presencia de material pétreo de origen aluvial, canto rodado de gran tamaño, y grava. Con un peso específico de 2.5 Ton/m³, y capacidades portantes mayores a las 40 Ton/m².
- Dentro del presupuesto se excluyen rubros como reencauzamiento del río, con construcción de badén provisional. Sin embargo, esta obra está fuera del alcance del proyecto, y queda para criterio de los profesionales de la materia.
- El rubro para compra, transporte e instalación de vigas prefabricadas preforzada tipo California, no contempla la plataforma de soporte para las grúas, este estudio deberá hacerse a parte, por algún experto en el tema con el fin de facilitar los medios para la ejecución del proyecto.

5. BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (1931). *Diseño de Puentes*. De bolsillo.
- Aparicio, F. (1997). Fundamentos de Hidrología de Superficie. Balderas. *México: Limusa*, 303.
- Arcadia. (2019). *Normativa de Impacto medio ambiental*. Obtenido de <http://www.mecontuc.gov.ar/dpv/descargas/EIA/EIA%20RP%20327/CAPITULO%206%20PDF/EIA%20RP%20327-CAP.06-TX.pdf>
- Campos. (1978). Contraste de cinco métodos de ajuste de la distribución GVE en 31 Registros Históricos de Eventos Máximos anuales. *Ingeniería Hidráulica en México, XVI*, 77-92.
- Díaz, H. (23 de 01 de 2017). *GBP Turístico*. Obtenido de www.bolivar.gob.ec: www.bolivar.gob.ec
- Ecured. (2016). *Ecured*.
- Geodrones. (2018). *Cómo Hacer Topografía con Drones*. Mexico.
- NEC. (2015). *NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico-parte-1*. Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC, C. E. (2011). NORMA HIDROSANITARIA NHE AGUA. *NEC-11*. Ecuador.
- Pizarro, R., & Novoa, P. (1986). Instructivo n° 5. Determinación de valores probabilísticos para variables hidrológicas. *Elementos técnicos de Hidrología. Corporación Nacional Forestal (CONAF)*., 78.
- Rodríguez Serquén, A. (2012). PUENTES. En M. I. Serquén, *Puentes: Con AASHTO-LRFD 2010 quinta edición* (págs. 1-1). Perú.
- Rodríguez, A. S. (2017). *PUENTES: Con AASHTO LRFD 2014* (7ma ed., Vol. 7ma edició). Lima, Perú: Prometeo Desencadenado. doi:978-612-46974-9-4
- Torres, C. E. (2013). Diseño de puentes: interpretación del código AASHTO. *Ediciones Abya-Yala*, p.25-47.
- Ven Te Chow, .. (1994). *Hidráulica de Canales Abiertos*. (M. E. R., Ed.) Bogotá-Colombia, Colombia: McGraw-Hill. doi:958-600-228-4