

ESCUELA SUPERIOR POLITECNICA DEL LITORAL

FACULTAD DE INGENIERÍA EN CIENCIAS DE LA TIERRA

“ESTUDIO, DIAGNÓSTICO Y SOLUCIONES DE INGENIERÍA PARA EL
PUENTE DE TARIFA SOBRE EL RÍO LOS TINTOS DE LA PARROQUIA
RURAL DE TARIFA, CANTÓN SAMBORONDÓN, PROVINCIA DEL
GUAYAS”

PROYECTO INTEGRADOR

Previo a la obtención del Título de:

INGENIERO CIVIL

Presentada por:

JORGE ANDRÉS BADILLO COELLO

ÁLVARO KINFAY LEÓN CHANG

GUAYAQUIL – ECUADOR

AÑO: 2016

AGRADECIMIENTO

A Dios por haberme guiado en cada paso de mi vida y darme las fuerzas para superar cada obstáculo enfrentado. A mi familia, en especial a mis padres por su enorme esfuerzo para que yo pueda alcanzar mis metas. A mis compañeros, en especial a mi compañero de proyecto integrador por su esfuerzo en este trabajo. Al Ing. Miguel Ángel Chávez M. Sc Ph. D, por su dirección y colaboración en este trabajo.

Jorge Badillo

AGRADECIMIENTO

Al Ing. Miguel Ángel Chávez e Ing. Valdez, por su dirección en este trabajo. Agradecimiento especial a los profesores de la carrera. A mis padres, pilares fundamentales y apoyo. A mi compañero de proyecto integrador.

Álvaro León

DEDICATORIA

A Dios por permitirme llegar a este momento de mi vida. A mis padres por su gran amor hacia mí. A mi familia por haber estado siempre conmigo lo largo de este camino. A mis compañeros, en especial a mi compañero de proyecto integrador por el excelente equipo formado en este trabajo.

Jorge Badillo

DEDICATORIA

A mis padres y compañeros por esos buenos momentos, en especial a mi compañero de proyecto integrador por su paciencia y apoyo.

Álvaro León

TRIBUNAL DE GRADUACIÓN

Ing. Miguel Chávez M.Sc Ph.D

Ing. Alby del Pilar Aguilar M.Sc

DECLARACIÓN EXPRESA

“La responsabilidad del contenido de esta Tesis de Grado, me corresponde exclusivamente; y el patrimonio intelectual de la misma a la Escuela Superior Politécnica del Litoral”

(Art. 12 del Reglamento de Graduación de la ESPOL)

Jorge Andrés Badillo Coello

Álvaro Kinfay León Chang

RESUMEN

En este proyecto, se presenta un análisis y diagnóstico del puente de Tarifa sobre el río Los Tintos, ubicado en la parroquia rural de Tarifa, cantón Samborondón, provincia del Guayas. Luego del correspondiente estudio y diagnóstico; se ha llegado a concluir que al puente se lo puede categorizar como “ocupacional” siempre y cuando se realicen las correcciones necesarias. Dos de los aspectos que más se destacan son: la edad del puente y que el puente constituye la vía de comunicación más importante entre la cabecera parroquial de Tarifa y el recinto Boca de Caña.

Mediante informaciones topográficas, hidrológicas y geotecnicas; y una inspección del puente, se llegó a determinar que se pueden desarrollar tres alternativas para solucionar los problemas del puente de Tarifa. Las alternativas incluyen: Rehabilitación estructural (incluido mantenimiento), reconstrucción estructural y diseño preliminar de un nuevo puente de Tarifa sobre el río Los Tintos.

En el planteamiento de las alternativas, se ha buscado desarrollar soluciones que estén acordes a las necesidades y realidad económica del área de estudio.

El presente estudio está conformado por las siguientes partes que se detallan a continuación:

- 1. Generalidades:** Se describe la problemática actual dentro del área de interés, se describe brevemente la situación actual del puente, y se justifica la razón por la cual se realiza el estudio.
- 2. Estudios preliminares:** Se detalla la base de diseño para el desarrollo de las alternativas planteadas para el puente de Tarifa.
- 3. Normas y especificaciones:** Se presenta un conjunto de reglas que tienen por objeto conseguir una estructura segura y estable en el tiempo, las cuales también serán la base de diseño para el desarrollo de las alternativas planteadas.
- 4. Estado actual y diagnóstico del puente:** Se presentan datos de la estructura, el estado actual del puente, los efectos en el puente ante el sismo de 7.8° de magnitud e intensidad con epicentro en Pedernales Provincia de Manabí el 16 de abril del 2016, análisis de tráfico, análisis de materiales y análisis de los componentes del puente. Con respecto a los análisis previos se da un diagnóstico del puente.
- 5. Desarrollo de la alternativa 1 “Rehabilitación estructural”:** Está compuesta por el desarrollo de actividades de mantenimiento y rehabilitación en el puente descritas en el desarrollo, se señalaran las

restricciones de la alternativa, se dará un presupuesto referencial y un tiempo estimado de la ejecución de la obra.

- 6. Desarrollo de la alternativa 2 “Reconstrucción estructural”:** Consiste en la reconstrucción de la superestructura antigua por una nueva con vigas más ligeras de acero estructural sobre el río Los Tintos. Se mantendrá las pilas y cimentación existentes con ciertas modificaciones y reforzamientos estructurales. Se diseñara para los dos carriles y aceras existentes. Se señalaran las restricciones de la alternativa, se dará un presupuesto referencial y un tiempo estimado de la ejecución de la obra.
- 7. Desarrollo de la alternativa 3 “Diseño preliminar de un nuevo puente de Tarifa sobre el río Los Tintos”:** Se diseña un nuevo puente de 4 carriles ubicado alado izquierdo (sentido Boca de Caña - Tarifa) del actual puente de Tarifa. Se señalaran las restricciones de la alternativa, se dará un presupuesto referencial y un tiempo estimado de la ejecución de la obra.
- 8. Análisis de alternativas:** A partir de los siguientes criterios: costo, tiempo de ejecución, tráfico-movilidad, durabilidad, comportamiento hidráulico, comportamiento estructural, afectación ambiental y mantenimiento; se selecciona la alternativa más favorable y se realiza el plan de manejo ambiental de la misma.
- 9. Conclusiones y recomendaciones:** Finalmente se muestran conclusiones, recomendaciones y anexos del trabajo realizado.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTO	II
DEDICATORIA	IV
TRIBUNAL DE GRADUACIÓN	VI
DECLARACIÓN EXPRESA	VII
RESUMEN	VIII
ÍNDICE GENERAL	XI
ABREVIATURAS	XVII
SIMBOLOGÍAS	XVIII
INTRODUCCIÓN	XXXVII
CAPITULO 1	1
1. GENERALIDADES	1
1.1. Antecedentes.....	1
1.2. Objetivos.....	4
1.2.1. Objetivo general.....	4
1.2.2. Objetivos específicos.....	4
1.3. Justificación.....	4
CAPITULO 2	7
2. ESTUDIOS PRELIMINARES	7
2.1. Estudio geotécnico.....	7
2.1.1. Caracterización estratigráfica y geotécnica.....	9
2.2. Estudio hidrológico.....	15
2.2.1. Área de la zona en la cuenca del río Los Tintos.....	16
2.3. Estudio hidráulico.....	19
2.3.1. Socavación local en pilas.....	19
2.4. Estudio de tráfico.....	23
2.4.1. Metodología.....	23
2.4.2. Ficha de verificación.....	24
2.4.3. Resultado del aforo vehicular.....	25
2.4.4. Variabilidad horaria.....	27
2.4.5. Variabilidad diaria.....	30

2.4.6.	Tráfico promedio diario anual TPDA - actual	32
2.5.	Ensayo de resistencia.....	34
2.5.1.	Ensayo ASTM C 805/C 805M.....	34
2.5.2.	Resistencia actual	47
CAPITULO 3	49
3. NORMAS Y ESPECIFICACIONES	49
3.1.	Normas a utilizar	49
3.2.	Nomenclatura de cargas.....	49
3.3.	Estados límites.....	51
3.4.	Cargas permanentes	51
3.5.	Carga viva vehicular (LL).....	52
3.5.1.	Camión de diseño	53
3.5.2.	Tándem de diseño	53
3.5.3.	Carga de carril de diseño.....	54
3.6.	Carga viva peatonal (PL)	54
3.7.	Carga dinámica vehicular (IM).....	55
3.8.	Fuerza centrífuga vehicular (CE).....	56
3.9.	Fuerza de frenado vehicular (BR)	56
3.10.	Carga y presión de las corrientes de agua (WA)	57
3.11.	Fuerza sísmica (EQ)	58
3.12.	Combinaciones de carga	67
3.13.	Galibo del puente	68
CAPITULO 4	69
4. ESTADO ACTUAL Y DIAGNOSTICO DEL PUENTE	69
4.1.	Acciones de conservación en puentes	69
4.2.	Datos de la estructura.....	70
4.2.1.	Descripción de la superestructura	71
4.2.2.	Descripción de la subestructura	79
4.2.3.	Descripción de los accesos	86
4.3.	Estado actual del puente de tarifa	87
4.3.1.	Estado actual de la superestructura	88
4.3.2.	Estado actual de la subestructura	102
4.3.3.	Estado actual de los accesos	107

4.3.4.	Estado actual de los taludes.....	108
4.4.	Efectos en el puente de Tarifa ante el sismo de 7.8° de magnitud e intensidad con epicentro en Pedernales provincia de Manabí. 16 de abril del 2016	110
4.4.1.	Espectro de aceleraciones de respuesta elástico de diseño para el puente de Tarifa	111
4.4.2.	Amenaza sísmica en la parroquia Tarifa ante el sismo de 7.8° de magnitud e intensidad con epicentro en Pedernales, provincia de Manabí	115
4.4.3.	Diagnóstico del puente de Tarifa ante el sismo de 7.8° de magnitud e intensidad con epicentro en pedernales, provincia de Manabí.....	118
4.5.	Análisis del tráfico	119
4.6.	Análisis de la resistencia.....	121
4.7.	Análisis de la superestructura.....	122
4.7.1.	Análisis de ancho de calzada y aceras	122
4.7.2.	Análisis de barandas.....	122
4.7.3.	Análisis de la losa	125
4.7.4.	Análisis de la viga preforzada.....	126
4.8.	Análisis de la subestructura.....	128
4.8.1.	Análisis de las pilas del puente.....	128
4.8.2.	Análisis de la cimentación.....	201
4.9.	Diagnóstico.....	217
4.9.1.	Diagnóstico del estado actual del puente.....	218
4.9.2.	Diagnóstico del análisis de tráfico	220
4.9.3.	Diagnóstico del análisis de resistencia.....	221
4.9.4.	Diagnóstico de la superestructura	221
4.9.5.	Diagnóstico de la subestructura	223
CAPITULO 5	225
5.	DESARROLLO DE ALTERNATIVA 1: REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL	225
5.1.	Descripción de la alternativa.....	225
5.2.	Restricciones.....	227
5.2.1.	Restricciones ambientales.....	227
5.2.2.	Restricciones económicas	228
5.2.3.	Restricciones sociales	229
5.3.	Desarrollo de la alternativa 1	229

5.3.1.	Tareas de mantenimiento	229
5.3.2.	Tareas de rehabilitación estructural	231
5.4.	Presupuesto referencial	250
5.5.	Tiempo estimado de la ejecución de la obra	254
CAPITULO 6	256
6.	DESARROLLO DE ALTERNATIVA 2: RECONSTRUCCIÓN ESTRUCTURAL	256
6.1.	Descripción de alternativa 2	256
6.2.	Restricciones.....	256
6.2.1.	Restricción económica.....	256
6.2.2.	Restricción ambiental.....	257
6.2.3.	Restricción social	258
6.3.	Consideraciones generales	258
6.3.1.	Tramos en consideración.....	258
6.3.2.	Modificaciones en subestructura	258
6.4.	Diseño de superestructura.....	259
6.4.1.	Diseño de losa del puente	259
6.4.2.	Diseño de viga metálicas	267
6.5.	Procedimiento de reconstrucción	287
6.5.1.	Demolición.....	287
6.5.2.	Desmontaje de vigas	288
6.5.3.	Reforzamiento en cimentación	289
6.5.4.	Modificaciones en pilas.....	289
6.5.5.	Montaje de las vigas de acero estructural.....	292
6.5.6.	Construcción de losa	294
6.5.7.	Colocación de barandas, aceras y capa asfáltica.....	294
6.6.	Resultados	295
6.7.	Presupuesto referencial	295
6.8.	Tiempo estimado de la ejecución de la obra.....	300
CAPITULO 7	302
7.	DESARROLLO DE ALTERNATIVA 3: DISEÑO PRELIMINAR DE UN NUEVO PUENTE DE TARIFA SOBRE EL RÍO LOS TINTOS.....	302
7.1.	Descripción de la alternativa 3.....	302

7.1.1.	Ubicación del puente	302
7.1.2.	Determinación del número de tramos	302
7.1.3.	Características generales del puente	303
7.1.4.	Determinación del número de carriles	303
7.1.5.	Gálibo del puente	307
7.1.6.	Socavación local en pilas.....	308
7.2.	Restricciones.....	309
7.2.1.	Restricciones ambientales	310
7.2.2.	Restricciones económicas	310
7.2.3.	Restricciones sociales	311
7.3.	Diseño de la superestructura.....	312
7.3.1.	Diseño de losa del puente	312
7.3.2.	Diseño de viga preforzada AASHTO I-BEAMS VI	324
7.3.2.8.	Esfuerzos límites en hormigón.....	355
7.4.	Diseño de la subestructura	374
7.4.1.	Diseño pilas.....	374
7.4.2.	Diseño del estribo	438
7.4.3.	Diseño de la cimentación para las pilas	529
7.5.	Presupuesto referencial	561
7.6.	Tiempo estimado de la ejecución de la obra.....	566
CAPITULO 8	567
8. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS	567
8.1.	Criterios para selección de la alternativa	567
8.2.	Matriz de selección de la alternativa	571
8.3.	Alternativa seleccionada.....	576
8.4.	Plan de manejo ambiental	579
8.4.1.	Plan de prevención y control de contaminación.....	580
8.4.2.	Plan de mitigación de impactos	584
8.4.3.	Plan de manejo de desechos sólidos y líquidos	587
8.4.4.	Plan de contingencia.....	590
8.4.5.	Plan de capacitación.....	595
8.4.6.	Plan de seguridad y salud.....	598
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	600

CONCLUSIONES.....	600
RECOMENDACIONES.....	602
BIBLIOGRAFÍA.....	606

ABREVIATURAS

AA.PP.	:	Agua potable
AA.SS.	:	Agua servida
AASHTO	:	Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes
ASTM	:	Asociación americana para prueba de materiales
Av.	:	Avenida
C. Ltda.	:	Compañía limitada
CH	:	Arcilla inorgánica
CH-MH	:	Arcilla inorgánica con limo inorgánico
EMS	:	Escala Macro-sísmica Europea
FS	:	Factor de seguridad
FSC	:	Factor de sobrecosto
I.P.	:	Índice de plásticidad
IGN	:	Instituto Geofísico Nacional
LRFD	:	Diseño por factores de carga y resistencia
MH	:	Limo inorgánico
MTOP	:	Ministerio de Transporte y Obras Públicas
N.F.	:	Nivel freático
NEC	:	Norma Ecuatoriana de la Construcción
NEVI	:	Norma Ecuatoriana Vial
PGA	:	Pico de aceleraciones en el terreno
PVC	:	Policloruro de vinilo
SC	:	Arena arcillosa
SPT	:	Ensayo de penetración estándar
TPDA	:	Tráfico promedio diario anual
TPDS	:	Tráfico promedio diario semanal
WGS	:	Sistema Geodésico Mundial

SIMBOLOGÍAS

a	:	Alto del bloque de compresión de Witney
As	:	Área de acero
Asd	:	Acero de distribución o longitudinal en losa
Av	:	Área de acero necesaria para cortante
B	:	Ancho total de la sección de la viga cabezal
b	:	Ancho de la sección de viga
bf	:	Ancho del ala de viga
BL	:	Carga impulsiva
BR	:	Fuerza de frenado vehicular
c	:	Distancia entre eje neutro a cara a compresión
C	:	Cohesión
Cd	:	Coefficiente de arrastre para pilas
CE	:	Fuerza centrífuga vehicular
CL	:	Línea central o media
Cms	:	Coefficiente de respuesta sísmica
CR	:	Creep (flujo plástico)
CT	:	Fuerza de colisión vehicular
CV	:	Fuerza de colisión de barco
d	:	Peralte de la viga desde fibra extrema hasta centroide de varilla longitudinal
DC	:	Carga muerta de componentes estructurales y no estructurales
DD	:	Empuje hacia abajo
DFM	:	Factor de distribución de momentos
DFV	:	Factor de distribución de cortante
dt	:	Espesor desde fibra a compresión al centroide del acero a tensión
DW	:	Carga muerta de carpeta asfáltica y servicio público
e	:	Espesor de losa
E	:	Módulo de elasticidad
E1	:	Estribo 1
E2	:	Estribo 2
Ea	:	Empuje activo
EH	:	Carga de empuje horizontal de tierras
EL	:	Efectos de fuerzas acumuladas
EQ	:	Sismo
ES	:	Sobrecarga de tierra
EV	:	Presión vertical debido al relleno
f'c	:	Esfuerzo a la compresión del hormigón a los 28 días
fd	:	Factor de distribución

FR	:	Fricción
ft	:	Pies
Fy	:	esfuerzo de fluencia del acero estructural
g	:	gramos
h	:	Altura o peralte
H	:	Altura total de la pila
h	:	espesor del hormigón
HL-93	:	Carga de vía
HS20-44	:	Carga de vía
Hz	:	Altura de la zapata
i	:	Pendiente del relleno
IC	:	Carga de hielo
IM	:	Carga dinámica vehicular
Ix	:	Inercia rotacional en el sentido x
Iy	:	Inercia rotacional en el sentido y
Kg	:	Kilogramos
km	:	Kilómetro
KN	:	kilonewtons
kpa	:	Kilopascales
Kt	:	Factor de rigidez transversal
LL	:	Carga viva vehicular
LS	:	Carga viva debido a sobrecarga
m	:	Factor de presencia múltiple
ml	:	Metros lineales
mm	:	Milímetros
Mn	:	Momento nominal
Mpa	:	Megapascales
N	:	Longitud recomendada sobre la cual se asienta una viga de superestructura
n	:	Relación modular entre losa y viga
N	:	Número de golpes SPT
p	:	Presión de agua
P1	:	Pila 1
P2	:	Pila 2
P3	:	Pila 3
PD	:	Carga puntual sobre pilas correspondiente a tramo derecho
PI	:	Carga puntual sobre pilas correspondiente a tramo izquierdo
PL	:	Carga viva vehicular por viga a nivel de pila
PL	:	Carga viva peatonal
PLa	:	Carga viva vehicular por viga a nivel de pila correspondiente a tramo izquierdo
PLb	:	Carga viva vehicular por viga a nivel de pila correspondiente a tramo derecho

Pn	:	Carga axial nominal
Q	:	Carga viva vehicular considerando carga de impacto y carga de carril a nivel de viga
qadm	:	Presión admisible del suelo
q _d	:	Carga muerta distribuida por viga
q _u	:	Resistencia a la compresión simple
R	:	Reacción
R	:	Factor de modificación de respuesta sísmica
r	:	Recubrimiento
S	:	Separación entre vigas longitudinales
S	:	Separación de estribos
SE	:	Asentamiento
SH	:	Contracción o retracción
SS	:	Coeficiente de respuesta sísmica en 0.2s sobre roca
St	:	Módulo de sección para fibra superior
Sx	:	Módulo de sección en la dirección x
T	:	Toneladas
TG	:	Gradiente de temperatura
TI	:	Periodo fundamental en el sentido longitudinal
T _m	:	m-esimo periodo fundamental de la estructura
T°	:	Temperatura
Tr	:	Periodo de retorno
ts	:	Espesor de losa
Tt	:	Periodo fundamental en el sentido transversal
TU	:	Temperatura uniforme
Vn	:	Cortante nominal
Vu	:	Resistencia al cortante ultimo
W1	:	Peso del espaldar
W2	:	Peso de la pantalla
W3	:	Peso de la zapata
W4	:	Peso del relleno
W5	:	Peso del relleno pasivo
WA	:	Carga y presión de las corrientes de agua
W _{col}	:	Peso de las columnas en pilas
WL	:	Carga de viento en carga viva
Wmuro	:	Peso del muro en pila
WS	:	Carga de viento en la estructura
W _v	:	Peso de la viga cabezal en pilas
y _b	:	Centroide de la viga de superestructura medida desde fibra inferior
Φ	:	Ángulo de fricción interna
%	:	Porcentaje necesario de acero longitudinal en losa de puente
μ	:	Coeficiente de fricción relleno-pantalla

k_L	:	Factor de rigidez longitudinal
K_M	:	Rigidez del muro Transversal
n_c	:	Número de columnas en pilas
F_{pga}	:	Factor de sitio en periodo cero en espectro de aceleración de respuesta
F_A	:	Factores de sitio para periodo de rango corto
F_V	:	Factor de sitio para periodo de rango largo
SDS	:	Coeficiente horizontal en espectro de aceleración de respuesta a 0.2s de Periodo modificado por factor de sitio de periodo de rango largo
S_1	:	Coeficiente de respuesta sísmica en 1s sobre roca
SD_1	:	Coeficientes de aceleración sísmica en 1s de periodo modificado por Factor de sitio de periodo de largo rango
T_s	:	Periodo en el cual las demandas de aceleraciones comienzan a disminuir
T_0	:	Periodo en el cual las demandas de aceleraciones son máximas
σ_{max}	:	Esfuerzo máximo en muro de la pila

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1: Ubicación del puente de Tarifa sobre el río Los Tintos.	2
Figura 2.1: Ubicación de los estudios base con respecto al puente de Tarifa.	9
Figura 2.2: Perfil longitudinal puente actual.	18
Figura 2.3: Coeficiente de forma K1 en base a geometría	21
Figura 2.4: Grafico para determinación del Factor de ángulo de ataque.	22
Figura 2.5: Ficha de verificación para el estudio de tráfico.	25
Figura 2.6: Tipos de vehículos clasificados en livianos, buses y camiones.	26
Figura 2.7: Variabilidad horaria del jueves 23 de junio.	28
Figura 2.8: Variabilidad horaria del viernes 24 de junio.	29
Figura 2.9: Variabilidad horaria del sábado 25 de junio.	30
Figura 2.10: Variabilidad diaria del aforo vehicular.	31
Figura 3.1: Características del camión de diseño.	53
Figura 3.2: Espectro de respuesta de diseño.	62
Figura 3.3: fueras sísmicas en una estructura.	66
Figura 4.1: Vista longitudinal y en planta del puente de Tarifa.	71
Figura 4.2: Corte transversal del puente Tarifa en el tramo # 1.	73
Figura 4.3: Corte transversal del puente Tarifa en el tramo # 2 y tramo # 4.	75
Figura 4.4: Corte transversal del puente Tarifa en el tramo # 3, segmento 1 y 2. ...	77
Figura 4.5: Corte transversal del puente Tarifa en el tramo # 3, segmento central. ...	77
Figura 4.6: Vista frontal pila P1 del puente de Tarifa.	82
Figura 4.7: Vista lateral pila P1 del puente de Tarifa.	82
Figura 4.8: Vista frontal pilas P2 y P3 del puente de Tarifa.	84
Figura 4.9: Vista lateral pilas P2 y P3 del puente de Tarifa.	85
Figura 4.10: Espectro de respuesta elástico para un suelo tipo E.	115
Figura 4.11: Mapa de isosistas. Intensidades del sismo del 16 de abril de 2016. .	116
Figura 4.12: Distribución espacial de las estaciones de la Red Nacional de Acelerógrafos en el Ecuador.	117
Figura 4.13: Acelerogramas del terremoto de las 18h58 del 16 de abril del 2016, ordenados con respecto a la distancia epicentral	118
Figura 4.14: Dimensiones de las Barandas del puente Sección transversal.	123

Figura 4.15: Dimensiones de las Barandas del puente Sección Longitudinal.....	123
Figura 4.16: Ubicación de cargas muertas Pila1.....	135
Figura 4.17: Ubicación de cargas muertas Pila 2.....	135
Figura 4.18: Sección transversal y ubicación de vehículos para momentos tramo 1.	139
Figura 4.19: Sección transversal y ubicación de vehículos para cortante tramo 1.	140
Figura 4.20: Sección transversal y ubicación de vehículos para momentos tramo 2.	141
Figura 4.21: Sección transversal y ubicación de vehículos para momentos tramo 2.	142
Figura 4.22: Características del camión de diseño.	143
Figura 4.23: Ubicación longitudinal del camión de diseño.	144
Figura 4.24: Ubicación longitudinal del camión del tándem.....	145
Figura 4.25: Ubicación de las cargas vivas vehiculares para pila 1.	146
Figura 4.26: Ubicación de las cargas vivas vehiculares para Pilas 2 y 3.	147
Figura 4.27: Modelo geométrico.	151
Figura 4.28: Cargas muertas de la superestructura.....	151
Figura 4.29: Periodo Transversal.	152
Figura 4.30: Periodo Longitudinal.....	152
Figura 4.31: Tipo de Estructura SAP2000.....	156
Figura 4.32: Modelo del Grid SAP2000.....	156
Figura 4.33: Definición de Secciones SAP2000.....	157
Figura 4.34: Asignación de Áreas al modelo geométrico SAP2000.	158
Figura 4.35: Selección de Fuente de Masas SAP2000.	159
Figura 4.36: Periodo Longitudinal SAP2000.	159
Figura 4.37: Periodo Transversal SAP2000.....	160
Figura 4.38: Asignación de cargas permanentes SAP2000.	161
Figura 4.39: Definir fuente de masa por cargas SAP2000.....	161
Figura 4.40: Periodo Longitudinal Pila 2 y 3 SAP2000.	162
Figura 4.41: Periodo Longitudinal Pila 2 y 3 SAP2000.	162
Figura 4.42: Ubicación de cargas en modelo Geométrico (SAP2000).....	174
Figura 4.43: Ubicación de las cargas en pila 2 y 3 SAP2000.	179
Figura 4.44: Momentos Máximos de Evento Extremo SAP2000.....	180
Figura 4.45: Cortantes Máximos de Evento Extremo SAP2000.....	180

Figura 4.46: Fuerzas axiales máximas de Evento Extremo SAP2000.	181
Figura 4.47: Modelo tipo Frame para Pila tipo muro SAP2000.	182
Figura 4.48: Diseño de sección en SAP2000.....	186
Figura 4.49: Diagrama de integración nominal en SAP2000.....	187
Figura 4.50: Diagrama de interacción C45x45 con 3.1% de cuantía.	189
Figura 4.51: Diagrama de interacción C45x45 con 3.1% y 4% de cuantía.	190
Figura 4.52: Diseño de sección de muro en SAP2000.	198
Figura 4.53: Diagrama de interacción en SAP2000.....	198
Figura 4.54: Diagrama de interacción con puntos de diseño.....	200
Figura 4.55: Vista frontal pila P1 del puente de Tarifa.	202
Figura 4.56: Vista lateral pila P1 del puente de Tarifa.	203
Figura 4.57: Ubicación longitudinal del camión de diseño.....	205
Figura 4.58: Ubicación longitudinal del tándem de diseño.	206
Figura 4.59: Grupo de pilotes y estratigrafía de la pila P1.	208
Figura 4.60: Variación de k con L/D según Coyle y Castello 1981.....	210
Figura 4.61: Variación de α con relación a la cohesión no drenada de una arcilla.	211
Figura 4.62: Variación de los valores máximos de N'c y N'q con el ángulo de fricción del suelo según Meyerhof 1976.....	212
Figura 4.63: Variación N'q con L/D según Coyle y Castello 1976.	214
Figura 4.64: Esquema del diagnóstico del puente de Tarifa.....	218
Figura 4.65: Esquema de las posibles acciones para el puente de Tarifa.	220
Figura 4.66: Esquema del diagnóstico de la superestructura.....	222
Figura 5.1: Restricciones para el desarrollo de la alternativa 1.	227
Figura 5.2: Esquema de desagües.....	231
Figura 5.3: Área de aplicación de rehabilitación en vigas.....	233
Figura 5.4: Área transversal de aplicación de rehabilitación en vigas.....	233
Figura 5.5: Área de aplicación de rehabilitación en vigas del tramo 4.	234
Figura 5.6: Andamios metálicos colgantes (2 Canastillas y 2 Tecles).....	234
Figura 5.7: Sistema de proyección Aliva 263	242
Figura 5.8: Área de aplicación de rehabilitación en el estribo 1.	244
Figura 5.9: Área de aplicación de rehabilitación en el estribo 2.	245
Figura 5.10: Rehabilitación pilas 2 y 3 vista lateral.	248

Figura 5.11: Rehabilitación pilas 2 y 3 vista frontal.	248
Figura 6.1: Diagrama de cuerpo libre de sección de losa.	262
Figura 6.2: Barandas New Jersey.	267
Figura 6.3: Sección del tablero superestructura.	268
Figura 6.4: Viga.	270
Figura 6.5: Viga Compuesta.	271
Figura 6.6: Sección compuesta con $k = 3$	272
Figura 6.7: Modelo para obtención de cortantes máximos por carga de carril.	278
Figura 6.8: Modificación en pilas.	292
Figura 7.1: Tendencia de la tasa de crecimiento vehicular para el Guayas.	306
Figura 7.2: Restricciones para el desarrollo de la alternativa 3.	310
Figura 7.3: Diagrama de cuerpo libre de sección de losa.	316
Figura 7.4: Volado de losa y dimensiones consideradas.	322
Figura 7.5: Cargas permanentes a considerar.	322
Figura 7.6: Cargas Peatonales a considerar.	323
Figura 7.7: Viga AASHTO VI.	324
Figura 7.8: Barandas New Jersey.	325
Figura 7.9: Sección del tablero superestructura.	325
Figura 7.10: Viga AASHTO VI.	327
Figura 7.11: Viga AASHTO VI.	330
Figura 7.12: Modelo para obtención de cortantes máximos por carga de carril. ...	338
Figura 7.13: Viga Preforzada con torones requeridos.	345
Figura 7.14: Ubicación de torones por Sección transversal.	351
Figura 7.15: Ubicación de torones por Sección longitudinal.	351
Figura 7.16: Sección compuesta $A_c = 578.9 \text{ in}^2$	367
Figura 7.17: Ubicación de cargas muertas Pila 2.	379
Figura 7.18: Sección transversal y ubicación de vehículos para momentos tramo 1.	382
Figura 7.19: Características del camión de diseño.	384
Figura 7.20: Ubicación longitudinal del camión de diseño.	385
Figura 7.21: Ubicación longitudinal del camión del tándem.	386
Figura 7.22: Ubicación de las cargas vivas vehiculares para pila 1.	388
Figura 7.23: Modelo del Grid SAP2000.	391

Figura 7.24: Definición de Secciones SAP2000.....	392
Figura 7.25: Asignación de Áreas al modelo geométrico SAP2000.....	392
Figura 7.26: Asignación de cargas permanentes SAP2000.....	393
Figura 7.27: Definir fuente de masa por cargas SAP2000.....	393
Figura 7.28: Periodo Longitudinal Pila 3 SAP2000.....	394
Figura 7.29: Periodo transversal Pila 3 SAP2000.....	394
Figura 7.30: Ubicación de las cargas en pila 3 SAP2000.....	404
Figura 7.31: Momentos Máximos de Evento Extremo SAP2000.....	404
Figura 7.32: Cortantes Máximos de Evento Extremo SAP2000.....	405
Figura 7.33: Fuerzas axiales máximas de Evento Extremo SAP2000.....	405
Figura 7.34: Fuerzas axiales mínimas de Evento Extremo SAP2000.....	406
Figura 7.35: Modelo de sección de muro por metro lineal SAP2000.....	410
Figura 7.36: Diagrama de interacción Sección muro Pila 3.....	411
Figura 7.37: Diagrama de interacción Sección muro Pila 3.....	412
Figura 7.38: Diagrama de interacción con puntos de diseño.....	417
Figura 7.39: Diagrama de interacción con puntos de diseño en sentido fuerte.	419
Figura 7.40: Sección de elemento de borde SAP2000.....	429
Figura 7.41: Diagrama de interacción elemento de borde con puntos de diseño. .	429
Figura 7.42: Diagrama de interacción elemento de borde con puntos de diseño. .	430
Figura 7.43: Esquema general de la vista en planta y elevación del estribo.....	439
Figura 7.44: Elevación lateral del estribo E1.....	444
Figura 7.45: Elevación frontal del estribo E1.....	444
Figura 7.46: Elevación lateral del muro de acompañamiento del estribo E1.	447
Figura 7.47: Ubicación longitudinal del camión de diseño.....	452
Figura 7.48: Ubicación longitudinal del tándem de diseño.	453
Figura 7.49: Diagrama de fuerzas para el estribo E1.	461
Figura 7.50: Distribución lateral de pilotes para el estribo E1.....	474
Figura 7.51: Distribución frontal de pilotes para el estribo E1.	474
Figura 7.52: Distribucion de presiones para el dedo de la zapata.....	507
Figura 7.53: Distribucion de presiones para el talón de la zapata.....	515
Figura 7.54: Vista lateral de la pila P3 con pilotes.	533
Figura 7.55: Diagrama de fuerzas para la pila P3.....	534
Figura 7.56: Distribución lateral de pilotes para la pila P3.....	544

Figura 7.57: Distribución frontal de pilotes para la pila P3.....	545
Figura 7.58: Distribución en planta de los pilotes para la pila P3.	551
Figura 7.59: Distribución 1, lateral de los pilotes para la pila P3.	552
Figura 7.60: Distribución 2, lateral de los pilotes para la pila P3.	553
Figura 8.1: Vista general del nuevo puente sobre el río Los Tintos.	576
Figura 8.2: Vista norte-este del nuevo puente sobre el río Los Tintos.	577
Figura 8.3: Vista sur-este del nuevo puente sobre el río Los Tintos.	577
Figura 8.4: Vista inferior del nuevo puente sobre el río Los Tintos.	578
Figura 8.5: Vista de la calzada del nuevo puente sobre el río Los Tintos.	578

ÍNDICE DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 2.1: Nivel máximo de marea en puente actual.....	18
Fotografía 2.2: Equipo utilizado para el ensayo ASTM C 805/C 805M – 08.....	35
Fotografía 4.1: Vista general del puente de Tarifa.	71
Fotografía 4.2: Tablero del Puente de Tarifa.....	72
Fotografía 4.3: Vigas y diafragmas del puente de Tarifa en el tramo # 1.	74
Fotografía 4.4: Vigas y diafragmas del puente de Tarifa en el tramo # 2.	75
Fotografía 4.5: Vigas y diafragmas del puente de Tarifa en el tramo # 4.	76
Fotografía 4.6: Vigas y diafragmas del puente de Tarifa en el tramo # 3.	78
Fotografía 4.7: Medición del galibo del puente de Tarifa, Diciembre 2015.....	78
Fotografía 4.8: Medición del galibo del puente de Tarifa, Junio 2016.	79
Fotografía 4.9: Estribo E1 del puente de Tarifa.....	80
Fotografía 4.10: Estribo E2 del puente de Tarifa.....	81
Fotografía 4.11: Pila P1 y pilotes del puente de Tarifa.....	83
Fotografía 4.12: Pila P2 del puente de Tarifa.	85
Fotografía 4.13: Pila P3 del puente de Tarifa.	86
Fotografía 4.14: Acceso 1. Acceso sur-oeste hacia el norte-este.....	86
Fotografía 4.15: Acceso 2. Acceso norte-este hacia el sur-oeste.....	87
Fotografía 4.16: Estado actual del tablero. Deformación longitudinal.....	89
Fotografía 4.17: Fisuras en carpeta asfáltica.....	90
Fotografía 4.18: Estado actual, vigas cajón del tramo 4.	91
Fotografía 4.19: Estado actual, vigas cajón del tramo 3.	92
Fotografía 4.20: Estado actual, vigas cajón del tramo 2.	92
Fotografía 4.21: Estado actual, vigas cajón del tramo 3 con preesfuerzo expuesto.	93
Fotografía 4.22: Estado actual, daño en vigas preforzadas tipo I del tramo 3.....	94
Fotografía 4.23: Estado actual, desplazamiento lateral en vigas preforzadas del tramo 3.	94
Fotografía 4.24: Estado actual, vigas de hormigón armado del tramo 1.	95
Fotografía 4.25: Estado actual, diafragmas del tramo 1.....	97
Fotografía 4.26: Estado actual, diafragmas del tramo 4.....	97

Fotografía 4.27: Estado actual, junta transversal en tramo 3.....	98
Fotografía 4.28: Estado actual, junta transversal en acceso al tramo 2.	99
Fotografía 4.29: Estado actual, barandas peatonales.....	100
Fotografía 4.30: Estado actual, veredas peatonales.	101
Fotografía 4.31: Estado actual, desagües con maleza.	102
Fotografía 4.32: Estado actual, varillas expuestas en el estribo E1.	104
Fotografía 4.33: Estado actual, varillas expuestas y relleno no contenido en el estribo E2.	104
Fotografía 4.34: Estado actual, cimentación de la pila P3.	106
Fotografía 4.35: Estado actual, cimentación de la pila P2.	107
Fotografía 4.36: Acceso 1. Boca de Caña - Tarifa.	108
Fotografía 4.37: Talud 1. Tarifa – Boca de Caña.	110
Fotografía 4.38: Efectos del sino de Pedernales en las vigas.	119

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla I: Análisis de suelo y estratigrafía para el puente de Tarifa.	10
Tabla II: Perfil estratigráfico del pozo de AA.PP. en Boca de Caña.	11
Tabla III: Parámetros geomecánicos de resistencia al corte para el puente de Tarifa.	13
Tabla IV: Velocidades críticas para arrastre de sedimentos cohesivos.....	20
Tabla V: Aforo del jueves 23 de junio.	27
Tabla VI: Aforo del viernes 24 de junio.	28
Tabla VII: Aforo del sábado 25 de junio.	29
Tabla VIII: Resumen sin ajustar de aforo vehicular.	30
Tabla IX: Resumen semanal sin ajustar de aforo vehicular.	31
Tabla X: TPDS actual.	32
Tabla XI: Factores semanales para estudios de tráfico.	32
Tabla XII: Resumen de los factores utilizados.	33
Tabla XIII: TPDA actual.	34
Tabla XIV: Ensayo ASTM C 805 para el estribo E2.	38
Tabla XV: Ensayo ASTM C 805 para el muro de ala del estribo E2.	39
Tabla XVI: Ensayo ASTM C 805 para el estribo E1.	40
Tabla XVII: Ensayo ASTM C 805 para la viga cajón del tramo # 4.	41
Tabla XVIII: Ensayo ASTM C 805 para la viga del tramo # 1.	42
Tabla XIX: Ensayo ASTM C 805 para la viga cabezal de la pila P1.	43
Tabla XX: Ensayo ASTM C 805 para los pilotes de la pila P1.	44
Tabla XXI: Ensayo ASTM C 805 para la losa del tramo # 1.	45
Tabla XXII: Ensayo ASTM C 805 para el muro de la pila P3.	46
Tabla XXIII: Ensayo ASTM C 805 para la cimentación de la pila P3.	47
Tabla XXIV: Resistencia actual de los elementos estructurales del puente.	48
Tabla XXV: Densidades recomendadas para puentes.	51
Tabla XXVI: Factor de presencia múltiple (m)	55
Tabla XXVII: Incremento por carga dinámica, IM	55
Tabla XXVIII: Coeficiente de arrastre.	58
Tabla XXIX: Clasificación de los perfiles de suelo.	59

Tabla XXX: Valor de sitio $FPGA$	61
Tabla XXXI: Valor de sitio Fa	61
Tabla XXXII: Valor de sitio Fv	61
Tabla XXXIII: Zonas de desempeño sísmico.....	65
Tabla XXXIV: Factores de Modificación de Respuesta R - Subestructuras.....	65
Tabla XXXV: Factores de Modificación de Respuesta R - Conexiones.....	66
Tabla XXXVI: Combinaciones de carga.....	67
Tabla XXXVII: Factores de carga para cargas permanentes, γ_p	68
Tabla XXXVIII: Diferentes periodos de vibración para construir el espectro elástico.	114
Tabla XXXIX: Clasificación funcional de las vías en base al TPDA.....	120
Tabla XL: Resistencia actual y cumplimiento de resistencia mínima para hormigones expuestos al agua mar.....	121
Tabla XLI: Ensayos de choque dependiendo del nivel de ensayo.	123
Tabla XLII: Profundidad mínima en elementos superestructura.....	125
Tabla XLIII: Pesos de Superestructura en ton/m.....	128
Tabla XLIV: Cargas Permanentes (DC, DW) por tramo en ton/m/viga.....	132
Tabla XLV: Cargas Permanentes (DC, DW) por tramo en ton/viga.....	133
Tabla XLVI: Cargas Permanentes (DC, DW) por tramo en ton.	133
Tabla XLVII: Factor de presencia múltiple en cargas vivas.	137
Tabla XLVIII: Factores de distribución para Pila 1.	142
Tabla XLIX: Factores de distribución para Pila 2 y 3.....	143
Tabla L: Valores de Q (LL+IM).....	146
Tabla LI: Cargas vivas LL+IM en Pila 1.	147
Tabla LII: Cargas vivas LL+IM en Pila 2 y 3.	148
Tabla LIII: Periodos fundamentales para Pila 1.....	155
Tabla LIV: Pesos permanentes de la superestructura.	163
Tabla LV: Periodos de Pila 2 y 3.....	165
Tabla LVI: Factores de modificación de respuesta para subestructuras.....	169
Tabla LVII: Factores de modificación de respuesta para conexiones.	169
Tabla LVIII: Factores de modificación de respuesta para pilas.	170
Tabla LIX: Fuerzas sísmicas no modificadas en pilas.	171
Tabla LX: Combinaciones de cargas.....	174

Tabla LXI: Fuerzas de diseño modificadas en pila 1.....	176
Tabla LXII: Fuerzas de diseño modificadas en viga cabezal P1.....	176
Tabla LXIII: Fuerzas de diseño modificadas para pila 2 y 3.	181
Tabla LXIV: Fuerzas de diseño modificadas para muro modelo tipo frame.....	183
Tabla LXV: Momentos máximos y fuerzas Axiales para columnas de Pila 1.....	184
Tabla LXVI: Fuerzas Axiales Nominales para columnas en Pila 1.....	186
Tabla LXVII: Puntos para diag. de interacción C45x45 con 3.1% de cuantía Pila 1.	188
Tabla LXVIII: Porcentaje de amplificación de N por zona y coeficiente de aceleración.	192
Tabla LXIX: Fuerzas nominales en muro sentido débil pila 2 y 3.	197
Tabla LXX: Puntos Diagrama de Interacción para Pila 2 y 3.....	199
Tabla LXXI: Cargas Permanentes (DC, DW) por tramo en ton/m/viga.....	204
Tabla LXXII: Carga ultima Qu para la pila P1.....	207
Tabla LXXIII: Cálculo de carga admisible para los pilotes de la pila P1.....	215
Tabla LXXIV: Factores de seguridad recomendados basados en el control de construcciones para la capacidad ultima.	216
Tabla LXXV: Ventajas y desventajas de la alternativa 1.....	226
Tabla LXXVI: Dosificación a utilizar para el refuerzo de la viga cajón.....	238
Tabla LXXVII: Ventajas y desventajas del sistema Allva 263.	242
Tabla LXXVIII: Presupuesto referencial. Alternativa 1.	250
Tabla LXXIX: Detalle de la operación y costo por metro cuadrado.	253
Tabla LXXX: Tiempo estimado para la ejecución de la alternativa 1.....	254
Tabla LXXXI: Cargas muertas de Losa.	260
Tabla LXXXII: Valores de Interpolación.....	261
Tabla LXXXIII: Propiedades de la Sección Compuesta.	272
Tabla LXXXIV: Sección compuesta con k=3.	273
Tabla LXXXV: Cargas muertas sobre vigas en ton/m.....	273
Tabla LXXXVI: Momentos y cortantes máximos por carga muerta.	274
Tabla LXXXVII: momentos y cortantes máximos por sección y por cargas muertas.	280
Tabla LXXXVIII: momentos y cortantes máximos por sección y por cargas vivas.	281
Tabla LXXXIX: Longitud mínima de apoyo.....	290
Tabla XC: Porcentajes de reducción de carga.	295

Tabla XCI: Presupuesto referencial. Alternativa 2.....	296
Tabla XCII: Detalle de la operación y costo por metro cuadrado.....	299
Tabla XCIII: Tiempo estimado para la ejecución de la alternativa 2.	301
Tabla XCIV: Tasas de crecimiento para la provincia del Guayas	305
Tabla XCV: Clasificación funcional de las vías en base al TPDA.....	307
Tabla XCVI: Cargas muertas de Losa.	313
Tabla XCVII: Máximos momentos Negativos.	315
Tabla XCVIII: Valores de Interpolación.....	315
Tabla XCIX: Propiedades de la Sección Compuesta.	330
Tabla C: Cargas muertas sobre vigas en kips/ft.....	332
Tabla CI: Momentos y cortantes máximos por carga muerta.....	333
Tabla CII: momentos y cortantes máximos por sección y por cargas muertas.	340
Tabla CIII: momentos y cortantes máximos por sección y por cargas vivas.	341
Tabla CIV: resumen de esfuerzos por transferencia por secciones.	355
Tabla CV: Resumen de esfuerzos Servicio Tramo central.....	358
Tabla CVI: Parámetros Φ y β	368
Tabla CVII: Porcentaje de amplificación de N por zona y coeficiente de aceleración.	375
Tabla CVIII: Longitud mínima de apoyo.....	375
Tabla CIX: Pesos de Superestructura en ton/m de tablero.	376
Tabla CX: Cargas muertas de Superestructura en ton/m de viga.....	377
Tabla CXI: Cargas para tramos y ancho de influencia.	377
Tabla CXII: Cargas Permanentes (DC, DW) por tramo en ton.	378
Tabla CXIII: Factor de presencia múltiple en cargas vivas.	380
Tabla CXIV: Factores de distribución para Pila 1.	384
Tabla CXV: Valores de Q (LL+IM).	387
Tabla CXVI: Cargas vivas LL+IM en Pila.....	388
Tabla CXVII: Periodos de Pila 1, 2 y 3.....	396
Tabla CXVIII: Factores de modificación de respuesta para pilas.	400
Tabla CXIX: Fuerzas sísmicas no modificadas en pilas.	401
Tabla CXX: Fuerzas de diseño por Estado límite de Resistencia I.....	406
Tabla CXXI: Fuerzas de diseño modificadas por Estado límite de Evento Extremo I en sentido débil del muro Pila 3.....	406

Tabla CXXII: Fuerzas de diseño modificadas por Estado límite de Evento Extremo I en sentido fuerte del muro Pila 3.	407
Tabla CXXIII: Fuerzas de diseño modificadas sentido débil.	407
Tabla CXXIV: Fuerzas de diseño modificadas sentido débil.	408
Tabla CXXV: Fuerzas de diseño por metro de muro en sentido débil.	409
Tabla CXXVI: Puntos para el diagrama de interacción.	410
Tabla CXXVII: Resumen de fuerzas de diseño pila 3.	413
Tabla CXXVIII: Fuerzas de diseño modificadas para pila 2 y 3.	414
Tabla CXXIX: Fuerzas nominales en muro sentido débil.	416
Tabla CXXX: Fuerzas modificadas de diseño en sentido fuerte.	418
Tabla CXXXI: Fuerzas de diseño para elemento de borde del muro.	428
Tabla CXXXII: Fuerzas modificadas de diseño para viga cabezal.	435
Tabla CXXXIII: Resumen de fuerzas de diseño para pilas 1 y 2.	437
Tabla CXXXIV: Resumen de armados para pilas.	437
Tabla CXXXV: Factor de presencia múltiple (m).	454
Tabla CXXXVI: Fuerzas verticales, horizontales y momentos sobre el punto A. ...	470
Tabla CXXXVII: Cargas AASHTO LRFD sobre el punto A.	471
Tabla CXXXVIII: Cálculo de carga admisible para los pilotes del estribo E1.	475
Tabla CXXXIX: Porcentaje de sobre resistencia recomendado.	477
Tabla CXL: Carga ultima máxima y mínima del suelo para la etapa 1.	478
Tabla CXLI: Carga ultima vs. Carga admisible para la etapa 1.	479
Tabla CXLII: Resumen del factor de seguridad al volcamiento para la etapa 1.	479
Tabla CXLIII: Resumen del FS al deslizamiento para la etapa 1.	480
Tabla CXLIV: Carga ultima máxima y mínima del suelo para la etapa 2.	481
Tabla CXLV: Carga ultima vs. Carga admisible para la etapa 2.	481
Tabla CXLVI: Resumen del factor de seguridad al volcamiento para la etapa 2. ...	482
Tabla CXLVII: Resumen del FS al deslizamiento para la etapa 2.	483
Tabla CXLVIII: Carga ultima máxima y mínima del suelo para la etapa 3.	484
Tabla CXLIX: Carga ultima vs. Carga admisible para la etapa 3.	484
Tabla CL: Resumen del factor de seguridad al volcamiento para la etapa 3.	485
Tabla CLI: Resumen del FS al deslizamiento para la etapa 3.	486
Tabla CLII: Carga ultima máxima y mínima del suelo para la etapa 4.	486
Tabla CLIII: Carga ultima vs. Carga admisible para la etapa 4.	487

Tabla CLIV: Resumen del factor de seguridad al volcamiento para la etapa 4.....	488
Tabla CLV: Resumen del FS al deslizamiento para la etapa 4.....	488
Tabla CLVI: Valores de momentos últimos para los estados límites.....	492
Tabla CLVII: Valores de cortantes últimos para los estados límites.....	496
Tabla CLVIII: Valores de momentos últimos para los estados límites.....	501
Tabla CLIX: Valores de cortantes últimos para los estados límites.....	505
Tabla CLX: Valores de momentos últimos para los estados límites.....	509
Tabla CLXI: Valores de cortantes últimos para los estados límites.....	513
Tabla CLXII: Valores de momentos últimos para los estados límites.....	517
Tabla CLXIII: Valores de cortantes últimos para los estados límites.....	521
Tabla CLXIV: Valores de momentos últimos para los estados límites.....	524
Tabla CLXV: Valores de cortantes últimos para los estados límites.....	528
Tabla CLXVI: Fuerzas verticales, horizontales y momentos sobre el punto A.....	540
Tabla CLXVII: Cargas AASHTO LRFD sobre el punto A.....	541
Tabla CLXVIII: Cálculo de carga admisible para los pilotes de la pila P3.....	545
Tabla CLXIX: Carga ultima máxima y mínima del suelo para la pila P3.....	547
Tabla CLXX: Fuerzas en la zapata por análisis de articulaciones plásticas.....	548
Tabla CLXXI: Carga ultima vs. Carga admisible para la pila P3.....	548
Tabla CLXXII: Factor de seguridad al volcamiento para la pila P3.....	549
Tabla CLXXIII: Factor de seguridad al deslizamiento para la pila P3.....	549
Tabla CLXXIV: Cargas axiales, cortantes y momentos sobre la zapata de la pila P3.	550
Tabla CLXXV: Distribucion 1, de carga axial a lo largo de la zapata, de la pila P3.	552
Tabla CLXXVI: Distribucion 2, de carga axial a lo largo de la zapata, de la pila P3.	553
Tabla CLXXVII: Presupuesto referencial. Alternativa 3.....	562
Tabla CLXXVIII: Detalle de la operación y costo por metro cuadrado.....	565
Tabla CLXXIX: Tiempo estimado para la ejecución de la alternativa 3.....	566
Tabla CLXXX: Criterios de selección de alternativas.....	567
Tabla CLXXXI: Valoración de las alternativas según el costo de la obra.....	571
Tabla CLXXXII: Valoración de las alternativas según el tiempo de ejecución.....	571
Tabla CLXXXIII: Valoración de las alternativas según su ventaja para el tráfico...	572
Tabla CLXXXIV: Valoración de las alternativas según su durabilidad.....	572

Tabla CLXXXV: Valoración de las alternativas según su comportamiento hidráulico.	573
Tabla CLXXXVI: Valoración de las alternativas según su comportamiento estructural.	573
Tabla CLXXXVII: Valoración de las alternativas según su afectación ambiental...574	
Tabla CLXXXVIII: Valoración de las alternativas según su mantenimiento.	574
Tabla CLXXXIX: Matriz de selección de alternativa.....	575

INTRODUCCIÓN

La parroquia Tarifa se encuentra ubicada en el cantón Samborondón, provincia del Guayas, a 29 km. desde la Puntilla y 5 km. de distancia hasta la cabecera cantonal de Samborondón. Fue creada el 10 de agosto de 1957, cuenta con aproximadamente 15956 habitantes según el censo de Población y Vivienda del 2010, y tiene 137.52 km² de extensión. Limita al norte con la hacienda Santa Rosa, al sur con la boca del río Los Tintos, al este con el río Babahoyo y el estero Tarifa, y al oeste, desde el lindero sur de la hacienda Miraflores hasta el lindero norte con la parroquia Juan Bautista Aguirre (Los Tintos) del cantón Daule. El río de mayor importancia hídrica en la parroquia es “Los Tintos”, este surca el territorio parroquial y forma parte de los microsistemas hídricos que se compone de los esteros naturales, canales artificiales y una serie de drenajes menores, Los Tintos posee vías navegables de beneficio económico y turístico para los pobladores, cuya estructura hidrográfica ha establecido la ubicación de los asentamientos humanos rurales existentes.

La cabecera parroquial de Tarifa, cuya población actual es de 5118 habitantes y el recinto Boca de Caña, cuya población actual es de 1946 habitantes, están conectados por el puente de Tarifa, el cual atraviesa el río Los Tintos. El puente ha carecido de algún tipo de reparación durante toda su vida útil, a pesar de

que en la actualidad el puente se encuentra en funcionamiento y constituye la vía de comunicación más importante de la parroquia, el estado del puente es crítico. Tomando en cuenta la vida útil de la obra y la edad del puente, es necesario un estudio y diagnóstico de todos sus componentes estructurales.

El presente trabajo consiste en un estudio técnico del puente de Tarifa, que constituye la vía de comunicación más importante de la parroquia, para esto se analiza los componentes del puente y se da un diagnóstico teniendo en cuenta el cumplimiento de las normas vigentes. Con la elaboración del diagnóstico se desarrollan tres alternativas, que pueden ser aplicadas como soluciones para prevenir posibles daños estructurales o colapsos. A partir de las alternativas, se efectúa un análisis que evalúa los siguientes criterios: costo de la obra, tiempo de ejecución de la obra, tráfico-movilidad, durabilidad, comportamiento hidráulico, comportamiento estructural, afectación ambiental y mantenimiento, para poder obtener la alternativa más favorable.

CAPITULO 1

1. GENERALIDADES

1.1. Antecedentes

El puente de Tarifa construido el año 1969 sobre el río Los Tintos, en la parroquia Tarifa, cantón Samborondón, es el puente más antiguo de la parroquia con 47 años y uno de los más antiguos del cantón. Esta obra fue financiada por el gobierno ecuatoriano.

El puente es la vía de comunicación más importante de la parroquia, une la cabecera parroquial de Tarifa con el recinto Boca de Caña, conectando la Av. Samborondón – Miguel Yúnez Zagía, constituyendo la red vial más importante del cantón (ver Figura 1.1).



Figura 1.1: Ubicación del puente de Tarifa sobre el río Los Tintos.
Fuente: Google Earth, Junio 2016

La parroquia Tarifa es una zona netamente agrícola, lo cual se ha podido comprobar con el análisis del censo nacional de población y vivienda del año 2010 que señala que las actividades predominantes en Tarifa, son la agricultura, ganadería, silvicultura y pesca con el 50.36%. Tarifa es considerada parte de La Ruta del Arroz por tal razón está dentro del itinerario de los visitantes que realizan recorridos por la parroquia, no solo para el desarrollo agrícola sino también el desarrollo turístico.

Según el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial de la parroquia rural de Tarifa 2015 – 2019, se ha determinado que la parroquia es vulnerable, Tarifa por su ubicación en la subcuenca del río Babahoyo, puede ser afectada por

lluvias torrenciales derivadas de los fenómenos del Niño y La Niña, provocando inundaciones que dañifican y afectan a la infraestructura y la vida de la población. También se tiene otras secuelas como la erosión del suelo y la sedimentación excesiva, estos datos identifican los índices de vulnerabilidad por los desbordes del río Los Tinos, las crecidas prolongadas han afectado a los puentes de la parroquia, las vías, las redes de servicio público y la infraestructura, categorizando a Tarifa como prioridad I.

Se ha evidenciado que desde su construcción, el puente de Tarifa no ha tenido ningún tipo de mantenimiento, rehabilitación o reforzamiento estructural de sus componentes. Teniendo en cuenta el terremoto del 16 de Abril del 2016 con epicentro en el cantón de Pedernales, provincia de Manabí; puso en evidencia diversos problemas estructurales en los puentes del país.

Con lo mencionado anteriormente, la falta de estudios técnicos en el puente considerando su importancia y su edad, preocupa por lo cual, un estudio y diagnóstico del puente es de vital importancia.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

- Realizar un diagnóstico y desarrollar soluciones a nivel de prefactibilidad, para los problemas del puente de Tarifa sobre el río Los Tintos.

1.2.2. Objetivos específicos

- Realizar un análisis de los elementos que conforman el puente de Tarifa para llegar a un diagnóstico adecuado.
- Desarrollar tres alternativas a nivel de prefactibilidad que puedan solucionar los problemas del puente de Tarifa.
- Analizar las restricciones de las tres alternativas propuestas.
- Comparar las alternativas respecto a varios criterios y seleccionar la alternativa más favorable.

1.3. Justificación

Es indudable que un puente es un elemento fundamental en un sistema de transportación debido a que controla la capacidad del sistema vial, además si el puente falla, el sistema vial falla. Es común observar en parroquias rurales

como Tarifa y en general en poblaciones con bajos recursos económicos, la falta de estudios técnicos, inspecciones, rehabilitaciones ha estructuras como los puentes.

La importancia del puente de Tarifa y de este proyecto radica en: el desarrollo agrario, la mejora de la movilidad intercantonal, la mejora de la red vial tanto de personas como de carga entre el recinto Boca de Caña y la cabecera parroquial; además de aliviar el tráfico cantonal, abre opciones de trabajo a las comunidades aledañas y mejores accesos por efectos colaterales del proyecto.

El progreso en infraestructura vial en la parroquia de Tarifa ha estado condicionado por la falta de planificación, visión técnica, impulso socioeconómico, planificación gubernamental y carente valor de fortaleza; limitantes para el proceso de desarrollo social.

Debido a las condiciones que se encuentra el puente, las cuales involucran: la edad, el estado actual de los componentes estructurales, la importancia para el desarrollo agrario, la falta de estudios técnicos y la falta de rehabilitación o reforzamiento estructural, es inevitable un estudio que contemple un diagnóstico del puente y así poder dar soluciones que cumplan con los requerimientos técnicos y sobre todo, que brinde la garantía adecuada para la población de Tarifa.

El interés investigativo de “Estudio, diagnóstico y soluciones de ingeniería para el puente de Tarifa sobre el río Los Tintos de la Parroquia Rural de Tarifa, Cantón Samborondón, Provincia del Guayas” se basa en la importancia de plantear y elaborar alternativas ante la problemática actual del puente; realizar una comparación entre soluciones que no consideren la construcción de un nuevo puente y soluciones que si lo consideren y así estar preparados ante un colapso o pérdida de serviciabilidad del actual puente; además, este trabajo se convierte en una herramienta base para futuros estudios de puentes con problemas similares.

CAPITULO 2

2. ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1. Estudio geotécnico

Los estudios geotécnicos tienen como objetivo fundamental la obtención de parámetros del suelo de fundación, con el fin de establecer el tipo de cimentación y garantizar la estabilidad desde el punto de vista de resistencia y de compresibilidad.

Debido a que el estudio geotécnico es fundamental para el diseño de la cimentación, es necesario disponer de información en el eje del puente, incluyendo el cauce, con la finalidad de realizar una correlación estratigráfica entre las perforaciones, sin embargo, este trabajo tiene un alto costo, el cual no puede ser asumido en el presente estudio.

Para el estudio de la cimentación de la estructura existente, se tomará como base los siguientes estudios:

- Informe técnico “Pozo de AA.PP. recinto Boca de Caña de la parroquia Tarifa, cantón Samborondón”. Realizado por el ingeniero Omar Jijón en Agosto del 2015.

- Informe geotécnico “Diseño de los tanques de reservorio de agua de Tarifa”. Realizado por la consultora (Asesoría y Estudios Técnicos C. Ltda.), con firma del ingeniero geotécnico Jaime Pesantes Pesantes en Agosto del 2008.
- Informe geotécnico “Diseño de la cimentación para la planta de tratamiento de AA.SS. de Tarifa”. Realizado por la consultora (Asesoría y Estudios Técnicos C. Ltda.), con firma del ingeniero geotécnico Jaime Pesantes Pesantes en Febrero del 2007.

El pozo de AA.PP. del recinto Boca de caña se ubica a 370 metros aproximadamente al puente, en el Anexo A.1 se puede visualizar la columna estratigráfica y el sondeo eléctrico del informe. Los tanques de reservorio para la estación de bombeo de AA.PP. de Tarifa se ubica a 150 metros aproximadamente al puente, en el Anexo A.2 se puede visualizar la perforación y análisis de suelos del informe. La planta de tratamiento de AA.SS. de Tarifa se ubica a 740 metros aproximadamente al puente, en el Anexo A.3 se puede visualizar la perforación y análisis de suelos del informe.

A continuación se muestra la ubicación de los estudios base con respecto al puente de Tarifa.



Figura 2.1: Ubicación de los estudios base con respecto al puente de Tarifa.
Fuente: Autores.



















2.1.1. Caracterización estratigráfica y geotécnica

Desde el punto de vista geomorfológico, el área donde se ha realizado las perforaciones y el puente de Tarifa corresponden a una misma terraza plana, donde no se tienen elevaciones, por lo tanto, se puede asumir en principio que los parámetros del subsuelo pueden ser comparables ya que la planicie con estas condiciones geomorfológicas tiene varios kilómetros cuadrados.

Se asumirá el criterio de completar la información estratigráfica de la perforación de 10 metros de profundidad ubicada en la planta de agua de Tarifa con la de 16 metros de profundidad de la planta de tratamiento de AA.SS.

de Tarifa, y de esta forma se tiene el siguiente análisis de suelo necesario para poder identificar el tipo de sitio.

Tabla I: Análisis de suelo y estratigrafía para el puente de Tarifa.

Prof. m.	N. F.	Clasif.	Descripción del Material	Estratigrafía	IP	γ	qu	N
					%	T/m ³	T/m ²	
0		SC	Relleno: mezcla de arena, grava y finos plásticos; café amarillento; "Cascajo" falto de compactación.		16.42			16/12"
1		CH	Arcilla negruzca; plástica; consistencia blanda.		70.62	1.547	4.1	
2		CH	Arcilla amarilla verdosa con pintas de óxido; plástica; consistencia blanda.		61.81	1.620	3.3	
3		CH	Arcilla gris verdosa con pintas de oxidación; plástica; consistencia blanda.		87.51	1.535	2.9	
4		CH	Arcilla gris verdosa con pintas de materia orgánica; plástica; consistencia muy blanda.		80.90	1.303	1.9	
5		CH	Arcilla gris verdosa con pintas de materia orgánica; plástica; consistencia muy blanda.		78.41	1.329	1.8	
6		CH	Arcilla con lentes de limo y pintas de materia orgánica; plástica color gris verdoso; consistencia muy blanda.		57.25	1.382	2.5	
7		CH	Arcilla con lentes de arena limosa; plástica; color gris verdoso; consistencia muy blanda.		58.08	1.419	1.9	
8		MH	Limo arcilloso con estratos finos de arena; plástica; color gris verdoso; consistencia muy blanda.		35.02	1.447	2.4	
9		MH	Limo arcilloso con estratos finos de arena; plástica; color gris; consistencia compacta.		16.76			
10		CH-MH	Arcilla limosa con estratos de arena fina y pintas de residuos calcáreos; plástica, color gris; consistencia blanda.		32.05	1.422	2.8	
11		CH	Arcilla con estratos finos de arena limosa; pintas de residuos calcáreos; plástica, color gris; consistencia blanda.		60.56			4/12"
12		CH	Arcilla con estratos finos de arena limosa; pintas de residuos calcáreos; plástica, color gris; consistencia blanda.					
13		CH	Arcilla con estratos finos de arena limosa; plástica; color gris; consistencia medianamente compacta.		72.41			7/12"
14		CH	Arcilla con estratos de arena fina; plástica; color gris; consistencia medianamente compacta.		50.07			8/12"
15		CH	Arcilla con estratos de arena fina; plástica; color gris; consistencia medianamente compacta.					
16		CH	Arcilla con estratos de arena fina; plástica; color gris; consistencia medianamente compacta.					

Fuente: Autores.

A continuación se muestra un perfil estratigráfico del pozo de AA.PP. en Boca de Caña, el cual también servirá de base para el presente estudio.

Tabla II: Perfil estratigráfico del pozo de AA.PP. en Boca de Caña.

Profundidad (m.)	Simbología	Descripción
0-3		Capa vegetal y limo amarillo
7.0		Arcilla verde compactada
24.0		Arcilla con gravilla en la parte inferior
29.0		Intercalaciones de arena gruesa con gravilla
36.0		Arena gris gruesa con grava azul redondeada 5-15 mm.
48.0		Arena gruesa
54.0		Arcilla verde
60.0		Arena variada
72.0		Arcilla verde
78.0		Arena gruesa y mediana
95.0		Arcilla verde

Fuente: Informe Técnico. Pozo Boca de Caña Parroquia Tarifa, agosto 2015.

El subsuelo está conformado por terrazas de sedimentos aluviales finos, que predominan en ambos márgenes del curso inferior del Río Babahoyo donde se encuentra la población de Tarifa. En el sitio del proyecto se presentan arcillas y limos blandos intercalados con capas de arenas finas sueltas. Sus principales características geotécnicas son la alta compresibilidad y baja resistencia al corte de los estratos bajo la superficie, estas características alcanzan hasta los 25 o 30 m. de profundidad en la zona, el nivel freático estático se presenta superficialmente.

De acuerdo al análisis de suelos y estratigrafía para el puente de tarifa, y el perfil estratigráfico del pozo de AA.PP. en Boca de Caña, el terreno de fundación presenta la siguiente caracterización y estratigrafía necesaria para el análisis de la cimentación del puente.

Tabla III: Parámetros geomecánicos de resistencia al corte para el puente de Tarifa.

	Estratigrafía	γ	q_u	c	N	ϕ°
		T/m ³	T/m ²	T/m ²		
1	Arcilla negruzca; plástica; consistencia blanda. Profundidad: 0.00 - 2.00 m.	1.547	4.10	2.05	-	0
2	Arcilla amarilla verdosa con pintas de óxido; plástica; consistencia blanda. Profundidad: 2.00 - 3.00 m.	1.620	3.30	1.65	-	0
3	Arcilla gris verdosa con pintas de oxidación; plástica; consistencia blanda. Profundidad: 3.00 - 4.00 m.	1.535	2.90	1.45	-	0
4	Arcilla gris verdosa con pintas de materia orgánica; plástica; consistencia muy blanda. Profundidad: 4.00 - 6.00 m.	1.316	1.85	0.93	-	0
5	Arcilla con lentes de limo y pintas de materia orgánica; plástica color gris verdoso; consistencia muy blanda. Profundidad: 6.00 - 7.00 m.	1.382	2.50	1.25	-	0
6	Arcilla con lentes de arena limosa; plástica; color gris verdoso; consistencia muy blanda. Profundidad: 7.00 - 8.00 m.	1.419	1.90	0.95	-	0
7	Limo arcilloso con estratos finos de arena; plástica; color gris; consistencia compacta. Profundidad: 8.00 - 10.00 m.	1.447	2.40	1.20	13	0
8	Arcilla limosa con estratos de arena fina y pintas de residuos calcáreos; plástica, color gris; consistencia blanda. Profundidad: 10.00 - 11.00 m.	1.422	2.80	1.40	-	0
9	Arcilla con estratos finos de arena limosa; pintas de residuos calcáreos; plástica, color gris; consistencia blanda. Profundidad: 11.00 - 13.00 m.	1.400	1.00	0.50	4	0
10	Arcilla con estratos finos de arena limosa; plástica; color gris; consistencia medianamente compacta. Profundidad: 13.00 - 14.00 m.	1.400	1.76	0.88	7	0
11	Arcilla con estratos de arena fina; plástica; color gris; consistencia medianamente compacta. Profundidad: 14.00 - 16.00 m.	1.400	2.00	1.00	8	0
12	Arcilla con gravilla en la parte inferior; consistencia medianamente compacta Profundidad: 16.00 - 24.00 m.	1.500	4.00	2.00	-	0
13	Intercalaciones de arena gruesa con gravilla; consistencia compacta Profundidad: 24.00 - 29.00 m.	1.800	8.00	4.00	-	28
14	Arena gris gruesa con grava azul redondeada 5-15 mm Profundidad: 29.00 - 36.00 m.	1.800	25.00	12.50	-	30
15	Arena gruesa Profundidad: 36.00 - 48.00 m.	1.800	25.00	12.50	-	30
16	Arcilla verde Profundidad: 48.00 - 54.00 m.	1.500	4.00	2.00	-	0

Fuente: Autores.

Los criterios y nomenclatura empleados para la definición de los parámetros geomecánicos son los siguientes:

Nomenclatura:

- l_i : Espesor de cada estrato.
- N: Número de golpes en el ensayo de penetración standard SPT.
- Φ : Ángulo de fricción interna, en función de N (SPT) y el tipo de suelo.
- $C=S_u$: Cohesión del estrato $C=\frac{1}{2}q_u$, siendo “ q_u ” el valor de compresión simple o en función de N.
- q_u : Resistencia a la compresión simple.

Criterios:

- $\gamma_m = \frac{\sum \gamma l_i}{\sum l_i}$ Peso unitario promedio del estrato de suelo.
- $S_u = C = \frac{\sum (c_i * l_i)}{\sum l_i}$ Cohesión promedio del estrato de suelo.
- En los estratos donde no se tiene valores de C pero si de N (SPT), se utilizara las correlaciones de Sanglerat (1972) el cual menciona que para arcillas el valor de $C = 12.5N$ (en Kpa.).

- En estratos donde no se tenga valores de peso unitario y ángulo de fricción se tomara su valor típico referencial según la descripción del suelo.
- Para los estratos desde el 12 hasta el 16 se utilizara la el perfil estratigráfico del pozo de AA.PP. de Boca de Caña.

2.2. Estudio hidrológico

El puente de estudio atraviesa como obstáculo al río los Tintos, por lo que este estudio se centrara pertinentemente a esta área del puente.

El río Los Tintos es considerado de alta importancia hídrica, este surca el territorio Parroquial y forma parte de los microsistemas hídricos que se compone de los esteros naturales, canales artificiales y una serie de drenajes menores, Los Tintos posee vías navegables de beneficio económico y turístico para los pobladores, cuya estructura hidrográfica ha establecido la ubicación de los asentamientos humanos rurales existentes.

La parroquia Tarifa se encuentra rodeado por el sistema hídrico conformado por el río Los Tintos, parte de su territorio lo atraviesa el río Los Tintos el mismo que atraviesa el cantón conformando un verdadero fluvial de interés económico y turístico para el cantón Samborondón.

En sus riberas se evidencia rezagos boscosos totalmente deforestados, además de las áreas destinadas a la siembra del arroz con aguas subterráneas contaminadas, mostrando un panorama ambiental muy intervenido por los pobladores locales, la abundancia del líquido vital varía según la época del año, este inapropiado uso de los recursos naturales, ha conllevado a que se presente deficiencia hídrica en sectores de la parroquia Tarifa.

El clima es tropical, cálido húmedo y las máximas precipitaciones fluctúan con un promedio anual de 1.000 y 2.000 milímetros cuyas lluvias se pierden por el escurrimiento. Se presentan dos estaciones bien definidas como son invierno y verano. El territorio parroquial es relativamente bajo e inundable con pendientes dominantes del 0-2% y 2-5%,

2.2.1. Área de la zona en la cuenca del río Los Tintos

En un principio se decidió usar la herramienta Informática ArcGis para georeferenciar una imagen sacada de Google Earth Pro para poder estimar la información de la sub-cuenca como el área y el perímetro. Pero debido a que el río los Tintos es una vertiente del río Babahoyo que a su vez es parte de la cuenca del río Guayas, el estudio del área de aportación al río es sumamente extensa por lo que se tratara de determinar los parámetros hidrológicos como caudales, velocidades y niveles en campo. Es importante recalcar que la zona del Cantón Samborondón posee gran cantidad de áreas dedicadas a la

agricultura con canales artificiales que se alimentan del río los Tintos, esto y demás aumentan la dificultad de obtener parámetros hidráulicos para la zona del puente de Tarifa.

El río los Tintos está vinculado al sistema hidrográfico del Vínces, y en los últimos años este ha sufrido varias modificaciones, entre ellas la construcción del proyecto hidroeléctrico Baba, aguas arriba de Quevedo y también la ejecución del proyecto Dauvin, este último que tiene que ver con el trasvase de aguas desde el Río Daule, a nivel de Balzar, hasta el río Vínces y debajo de este (Sifón).

Ante esta situación es muy difícil determinar los caudales reales que se pueden tener en el río los Tintos ya que están en función de los proyectos antes mencionados.

La alternativa que queda es realizar actividades físicas en el sitio del proyecto y determinar el nivel máximo de crecidas del río tintos en su paso por el actual puente, teniendo en cuenta la condición generada por las mareas.

En el trabajo realizado en el campo se ha determinado que la máxima elevación de aguas que se ha presentado en el puente por medio de observaciones en las pilas y testimonios de pobladores de Tarifa se muestra a continuación:



Fotografía 2.1: Nivel máximo de marea en puente actual.
Fuente: Autores.

A continuación se muestra el perfil longitudinal del actual puente de tarifa.

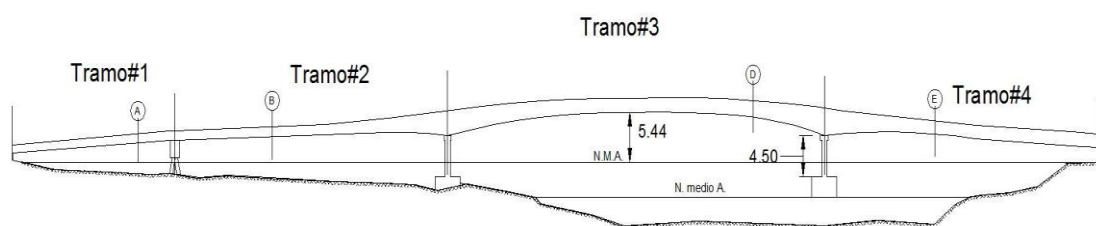


Figura 2.2: Perfil longitudinal puente actual.
Fuente: Autores.

2.3. Estudio hidráulico

Debido a que actual puente de Tarifa tiene problemas de socavación se va a realizar el estudio de socavación localizado en las pilas que es lo que gobierna entre los diferentes tipos de socavación.

2.3.1. Socavación local en pilas

Se realizara el cálculo de la profundidad de socavación local en pilas que pudo haber llegado a presentarse en el actual puente. Se usaran parámetros hidrológicos actuales para el cálculo.

Utilizando la fórmula de Breusers, et al., (1977)

$$y_s = b_p \times f \times \left(2 \tanh \frac{y}{b_p} \right) \times K_1 \times K_\theta$$

y_s : Profundidad de Socavacion

y : tirante maximo

b_p : Ancho de la pila – cimiento

V : Velocidad media de la seccion

V_s : Velocidad critica para inicio de transporte de sedimentos

K_1 : Factor de forma de Melville

K_θ : Factor de angulo de flujo

f : factor adimensional

Si:

$$\frac{V}{V_s} < 0.5 \rightarrow f = 0$$

$$0.5 < \frac{V}{V_s} < 1 \rightarrow f = \frac{2V}{V_s} - 1$$

$$\frac{V}{V_s} > 1 \rightarrow f = 1$$

La velocidad crítica para inicio de transporte de sedimentos se lo determina con el tirante máximo de la sección del puente y el tipo de material con la siguiente tabla, para luego calcular en proporción a los datos de la tabla con interpolación.

Tabla IV: Velocidades críticas para arrastre de sedimentos cohesivos

Hoffmans & Verheij (1997); May, Ackers & Kirby, (2002)

Tipo de material	Tirante (m)	V_s (m/s)
Arena margosa, arcilla ligeramente margosa con baja compactación	1	0.4
Arcilla altamente margosa de baja densidad	3	0.5
Arcilla de baja densidad	10	0.6
Arcilla ligeramente margosa con compactación mediana	1	0.8
Arcilla altamente margosa de mediana densidad	3	1.0
Arcilla de densidad media	10	1.3
Arcilla ligeramente margosa (densa)	1	1.2
Arcilla altamente margosa (densa)	3	1.5
Arcilla dura	10	1.9

Fuente: Hoffmans & Verheij (1997)

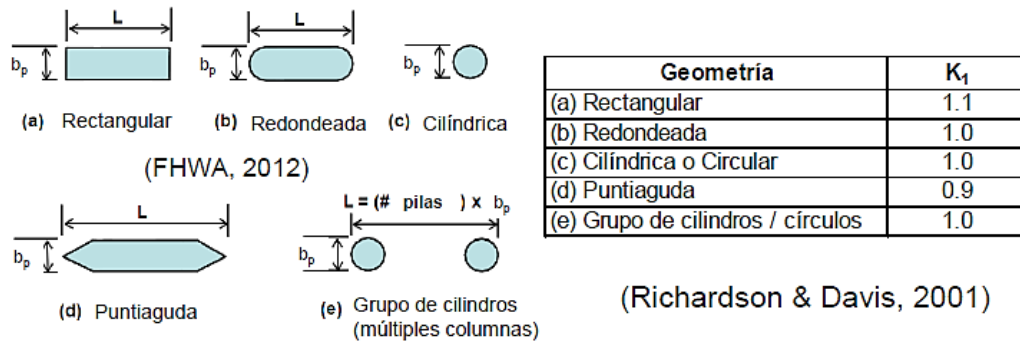


Figura 2.3: Coeficiente de forma K_1 en base a geometría
Fuente: Richardson & Davis (2001)

Para el cálculo de la velocidad se realizó mediciones del tiempo que se demora un objeto en desplazarse cierta cantidad, las mediciones se hicieron en sitio. Para algunos objetos (plantas, ramas) se midió el tiempo que se demoraba en desplazarse la longitud de la pila 3 que es 10.70m, el promedio de los tiempo es 18.5 s por lo que dividiendo se estima una velocidad de 0.58 m/s.

Las dimensiones del ancho del pilote de la pila es de $b_p = 0.60$ m

El suelo es arcilla de baja densidad que según la tabla anterior la velocidad crítica de comienzo de transporte de sedimento es de 0.6m/s

Calculando la relación $V/V_s = 0.97 < 1$ entonces $f = 2 \cdot 0.97 - 1 = 0.93$

El tirante de la sección es de 3.5 metros.

El factor de forma $K_1 = 1.1$

Factor de ángulo de ataque, K_θ , (Laursen & Toch, 1956)

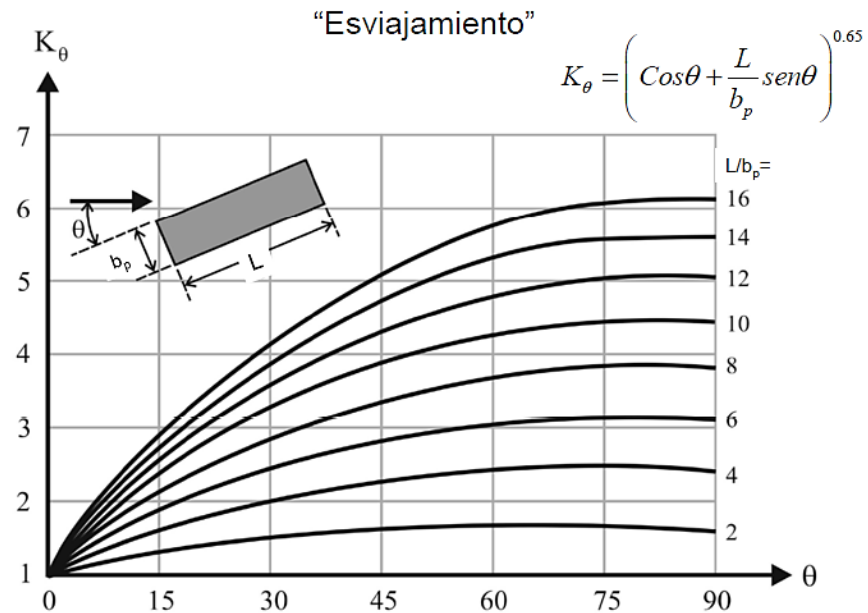


Figura 2.4: Grafico para determinación del Factor de ángulo de ataque.
Fuente: Laursen & Toch (1956)

El factor de desviamiento es igual a 1.

Con los datos anteriores se reemplaza en la fórmula:

$$y_s = 0.6 \times 0.93 \times 2 \tanh\left(\frac{3.5}{0.6}\right) \times 1.1 \times 0.9 = 1.10m$$

Debido a la incertidumbre en el cálculo de esta profundidad se decidió utilizar una fórmula de otro autor que se muestra a continuación.

Usando la fórmula de Laursen & Toch (1956) y los parámetros antes definidos se obtiene

$$y_s = 1.35 \times b_p^{0.7} \times y^{0.3}$$

$$y_s = 1.35 \times 0.60^{0.7} \times 3.5^{0.3}$$

$$y_s = 1.37m$$

Con la profundidad de socavación de 1.4 m no se espera afectaciones en el puente, ya que los elementos que se socaban son pilotes enterrados a gran profundidad.

2.4. Estudio de tráfico

La importancia del estudio de tráfico radica en comparar la demanda (volumen de tráfico) durante la vida útil del proyecto, con la capacidad (oferta) de la vida actual. Además el volumen de tráfico influye en el diseño geométrico del puente.

2.4.1. Metodología

La Av. Samborondón – Miguel Yúnez Zagía en la cual se encuentra el puente de Tarifa, es la carretera estatal número 486ª (E486A), la vía no se encuentra

en el inventario de la red vial nacional, por lo que, la metodología para el estudio de tráfico consistirá en realizar un aforo o conteo vehicular, para lo cual se ubicara una estación de aforo en el acceso del puente.

Los días de aforo serán: jueves 23, viernes 24 y sábado 25 de junio, los cuales no involucran ninguna fecha relevante para el país. Durante los tres días de aforo se realizó un conteo vehicular desde las 6:00 am. hasta las 6 p.m., para completar las horas faltantes del aforo diario, se utilizó la tendencia vehicular del aforo de la carretera estatal 486 (E486) “Vía Guayaquil-Salitre” otorgada por el Ministerio de Transporte y Obras Publicas MTOP, la cual tiene dos carriles en ambas direcciones, y su punto de aforo fue a 8 km. aproximadamente de la Av. Samborondón – Miguel Yúnez Zagía.

2.4.2. Ficha de verificación

- Lugar: Parroquia Rural Tarifa, Cantón Samborondón.
- Ubicación de la estación de aforo: Av. Samborondón – Miguel Yúnez Zagía y Calle Malecón.



FICHA DE VERIFICACIÓN			
Equipo:	Jorge Badillo C. - Álvaro León C.		
Responsable de la toma de información	Ing. Miguel Chávez M.		
Nombre del Punto:	1		
Provincia:	GUAYAS		
Cantón:	SAMBORONDÓN		
Parroquia (SITIO):	TARIFA		
Tramo:	PUENTE SOBRE EL RÍO LOS TINTOS		
TIPO DE PAVIMENTO:	PAVIMENTO FLEXIBLE		
Vía:	E486A	Colectora	
Fecha de la Toma de Información:	Desde el jueves 23/06/2016 hasta el sábado 25/06/2016		
Coordenada UTM	Este:	638134	Norte: 9781204
Sentido 1:	Samborondón - Guayaquil		
Sentido 2:	Guayaquil - Samborondón		
Imagen de ubicación:			
Fotografía:			
* Datum "WGS 84", Zona "17 Sur"			

Figura 2.5: Ficha de verificación para el estudio de tráfico.

Fuente: Autores.

2.4.3. Resultado del aforo vehicular

Debido a que el puente de Tarifa está compuesto por tráfico en dos sentidos, la estación de aforo # 1 llevara el conteo de los dos sentidos, es decir vehículos con dirección Guayaquil-Samborondón y Samborondón-Guayaquil.

Debido a que el puente conecta una avenida intercantonal e interprovincial, se realizara el conteo de motos, A: Vehículos livianos, B: Buses, C: Camiones y Tracto-Camiones. A continuación se puede observar los diferentes tipos de vehículos que corresponden a las clasificaciones de livianos, buses, camiones y tracto-camiones.

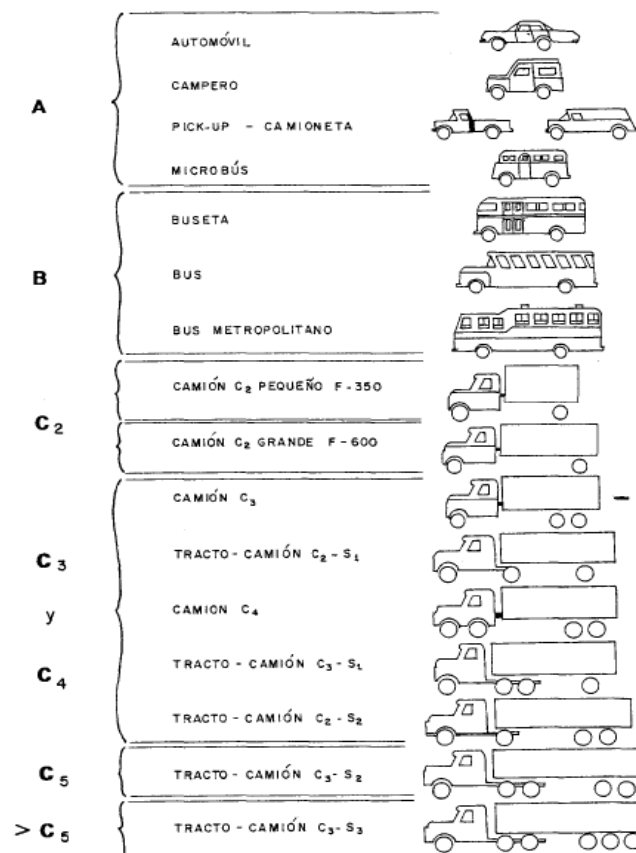


Figura 2.6: Tipos de vehículos clasificados en livianos, buses y camiones.
Fuente: Montejo (2002).

La libreta de oficina y el modelo de libreta de campo para el conteo vehicular se muestran en el anexo B.

2.4.4. Variabilidad horaria

A continuación se mostrara los resultados de los aforos de los días: jueves 23, viernes 24 y sábado 25 de junio. Adicional se mostrara la gráfica de variabilidad horaria de cada día.

Tabla V: Aforo del jueves 23 de junio.

Horas	Motos	A: Livianos	B: Buses	C: Camiones		Tracto Camión	
				C2	C3	C2-S1	C2-S2
0	4	19	8	8	6	0	0
1	3	7	8	2	2	0	0
2	4	11	6	2	3	0	0
3	0	14	6	1	0	0	0
4	3	24	9	3	3	0	0
5	5	74	10	10	11	0	0
6	24	204	13	14	17	0	0
7	99	341	18	19	22	0	0
8	98	318	26	36	13	1	0
9	97	289	27	41	2	1	0
10	99	338	24	57	1	1	0
11	103	390	27	52	9	0	0
12	112	325	25	54	4	0	1
13	83	366	27	51	4	0	0
14	85	339	22	49	4	0	1
15	107	307	14	30	1	1	0
16	114	365	15	30	0	1	0
17	118	435	13	26	2	1	0
18	104	375	14	28	1	1	0
19	45	197	10	20	0	1	0
20	22	100	9	10	0	1	0
21	10	59	8	6	0	1	0
22	4	37	6	4	0	0	0
23	2	20	6	2	0	0	0
Total:	1345	4954	351	555	105	10	2

Fuente: Autores.

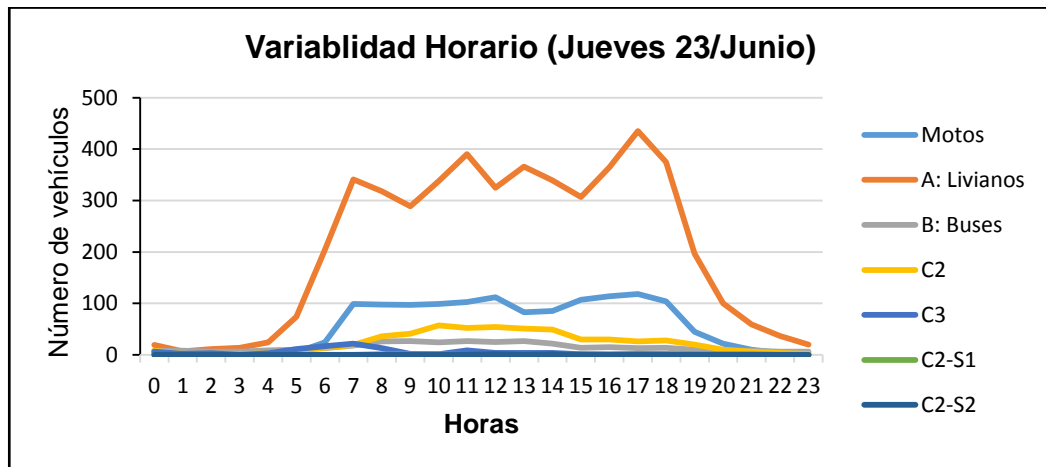


Figura 2.7: Variabilidad horaria del jueves 23 de junio.
Fuente: Autores.

Tabla VI: Aforo del viernes 24 de junio.

Horas	Motos	A: Livianos	B: Buses	C: Camiones		Tracto Camión	
				C2	C3	C2-S1	C2-S2
0	4	18	6	7	5	0	0
1	3	7	6	2	2	0	0
2	4	11	5	2	3	0	0
3	0	14	5	1	0	0	0
4	3	23	7	3	3	0	0
5	6	72	8	9	10	0	0
6	30	197	11	12	15	0	0
7	124	298	19	17	21	0	0
8	112	309	28	32	12	1	0
9	110	281	31	37	2	1	0
10	101	328	27	51	1	1	0
11	106	359	21	47	8	0	0
12	140	317	19	49	4	0	1
13	82	355	21	55	4	0	0
14	82	329	17	53	4	0	1
15	122	298	11	27	1	0	0
16	130	355	11	27	0	1	0
17	134	423	10	23	2	1	0
18	119	363	11	25	1	1	0
19	51	194	8	19	0	1	0
20	25	97	7	10	0	1	0
21	11	57	6	5	0	1	0
22	5	36	5	4	0	0	0
23	2	19	5	2	0	0	0
Total:	1506	4760	305	519	98	9	2

Fuente: Autores.

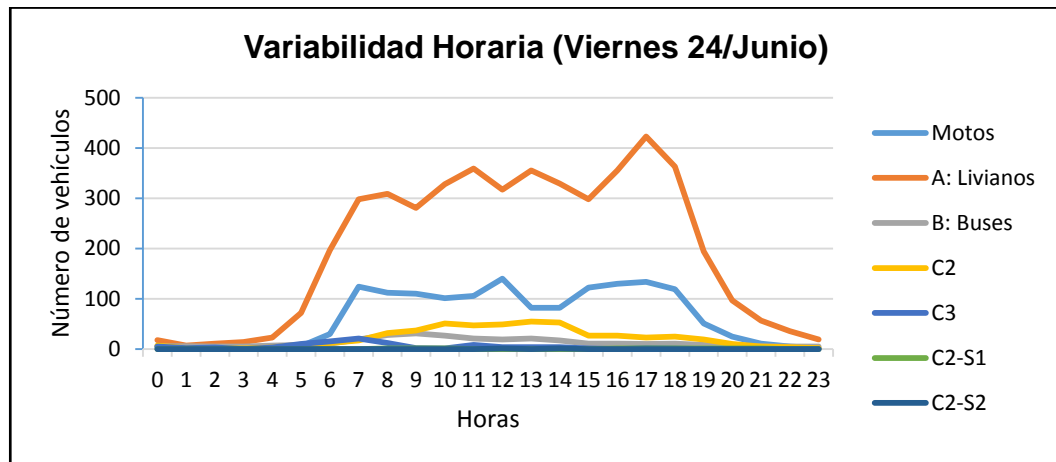


Figura 2.8: Variabilidad horaria del viernes 24 de junio.
Fuente: Autores.

Tabla VII: Aforo del sábado 25 de junio.

Horas	Motos	A: Livianos	B: Buses	C: Camiones		Tracto Camión	
				C2	C3	C2-S1	C2-S2
0	3	25	4	2	2	0	0
1	2	10	4	1	1	0	0
2	3	15	4	1	1	0	0
3	0	20	4	0	0	0	0
4	2	32	5	1	1	0	0
5	5	91	6	3	3	0	0
6	25	267	8	4	5	0	0
7	102	423	11	5	6	0	0
8	93	424	14	9	4	1	0
9	91	385	15	10	1	0	0
10	83	450	13	15	0	1	0
11	88	492	15	13	2	0	0
12	94	479	13	14	1	0	0
13	69	488	15	16	1	0	0
14	71	452	8	15	1	0	1
15	91	409	9	7	0	1	0
16	88	488	9	7	0	1	0
17	111	563	7	7	1	0	0
18	98	500	8	7	0	0	0
19	42	252	6	6	0	1	0
20	21	126	5	3	0	0	0
21	9	75	4	2	0	0	0
22	4	50	4	1	0	0	0
23	2	27	4	1	0	0	0
Total:	1197	6543	195	150	30	5	1

Fuente: Autores.

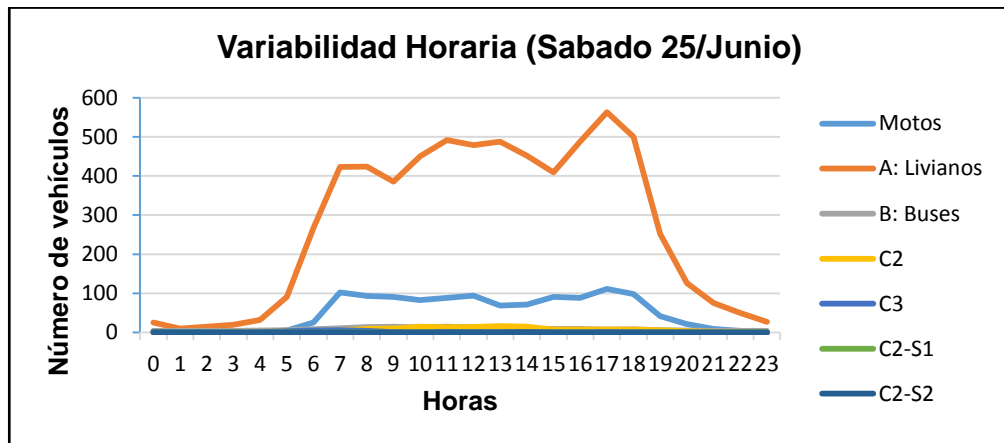


Figura 2.9: Variabilidad horaria del sábado 25 de junio.
Fuente: Autores.

Las figuras de variabilidad horaria presentan un pico de vehículos livianos y motos entre 5:00 y 6:00 p.m.

2.4.5. Variabilidad diaria

La variabilidad diaria permite observar los días de mayor tráfico en la vía o puente de estudio, para el presente estudio se contemplara que el aforo del día jueves corresponderá también a los días martes y miércoles, el aforo del día viernes corresponderá también al día lunes y el aforo del día sábado corresponderá también al día domingo.

Tabla VIII: Resumen sin ajustar de aforo vehicular.

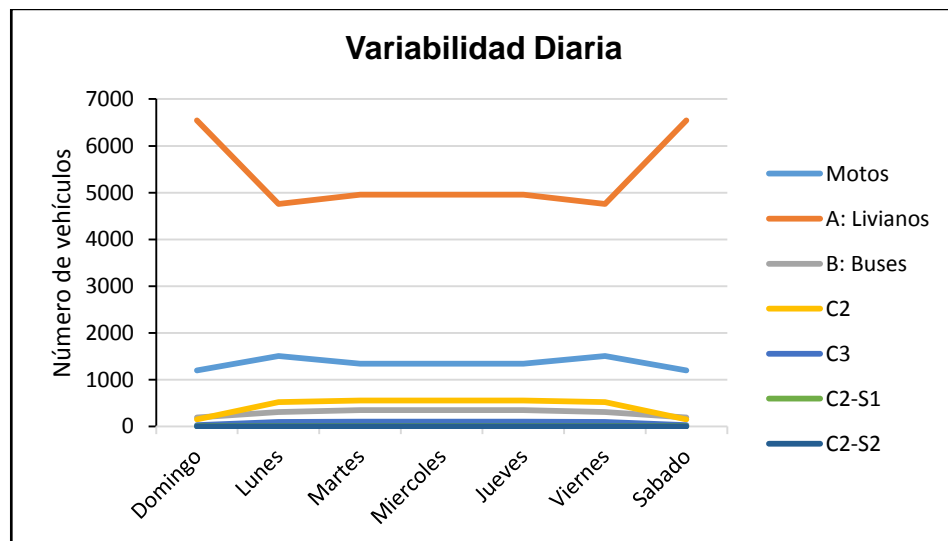
Días	Motos	A: Livianos	B: Buses	C2	C3	C2-S1	C2-S2
Jueves 23/06	1345	4954	351	555	105	10	2
Viernes 24/06	1506	4760	305	519	98	9	2
Sabado 25/06	1197	6543	195	150	30	5	1

Fuente: Autores.

Tabla IX: Resumen semanal sin ajustar de aforo vehicular.

Días	Motos	A: Livianos	B: Buses	C2	C3	C2-S1	C2-S2
Domingo	1197	6543	195	150	30	5	1
Lunes	1506	4760	305	519	98	9	2
Martes	1345	4954	351	555	105	10	2
Miercoles	1345	4954	351	555	105	10	2
Jueves	1345	4954	351	555	105	10	2
Viernes	1506	4760	305	519	98	9	2
Sabado	1197	6543	195	150	30	5	1

Fuente: Autores.

**Figura 2.10:** Variabilidad diaria del aforo vehicular.

Fuente: Autores.

La gráfica de variabilidad diaria muestra que para los vehículos livianos los días de mayor tránsito vehicular son los sábados y domingo, mientras que los días de menos tránsito son los lunes y viernes. Para las motos los días de mayor tránsito son los lunes y viernes. Para los buses, camiones y tracto-camiones los días de mayor tránsito son los días martes, miércoles y viernes.

2.4.6. Tráfico promedio diario anual TPDA - actual

Con el resumen semanal sin ajustar del aforo vehicular se calculara el TPDS actualmente. Para el cálculo del TPDS de motos, vehículos livianos, buses, camiones y tracto camiones se utilizará la siguiente expresión:

$$TPDS = 5 * \frac{\text{Promedio días de la semana}}{7} + 2 * \frac{\text{Promedio días fin de semana}}{7}$$

Tabla X: TPDS actual.

<i>TPDS</i>	Motos	A: Livianos	B: Buses	C2	C3	C2-S1	C2-S2
	1360	5339	290	426	81	8	2

Fuente: Autores.

Para determinar el TPDA (tráfico actual), se utilizara unos factores de modificaciones semanales y mensuales otorgados por el Ministerio de Transporte y Obras Publicas válidos para el 2015.

Los factores semanales se utilizaran dependiendo la semana en la cual se realizó el aforo.

Tabla XI: Factores semanales para estudios de tráfico.

Costa, Sierra y Oriente		
Días	Semana	Factor semanal
(1-7)	Semana 1	0.91862
(7-14)	Semana 2	1.09509
(14-21)	Semana 3	1.04054
(21-28)	Semana 4	1.03794
(28-31)	Semana 4	1.03794

Fuente: MTOP (2016).

Los factores mensuales se muestran en el anexo B, los cuales dependerán de la localización del proyecto y del consumo de gasolina para vehículos livianos y motos, y del consumo de diésel para los vehículos pesados.

Tabla XII: Resumen de los factores utilizados.

Provincia	Guayas
Factor Diario	No aplica
Factor Semanal	1.0379406
Factor Mensual (Motos, Livianos)	1.0193979
Factor Mensual (Cam., buses y pesados)	1.0028649

Fuente: Autores.

El total de vehículos que circulan en el puente de Tarifa es de 7927. Para estudios viales (puentes), comúnmente el TPDA se representa en un total de vehículos livianos (Vehículos equivalentes o volumen equivalente), el valor de V.E. se lo obtiene multiplicando las motos por un factor de 0.5, los vehículos livianos por un factor de 1, los buses y camiones C2 por un factor de 2, los camiones C3 y tracto camiones C2-S1 por un factor de 3, y los tracto camiones C2-S2 por un factor de 4; los cuales son valores recomendados por el MTOP.

Tabla XIII: TPDA actual.

Motos	A: Livianos	B: Buses	C2	C3	C2-S1	C2-S2	Total	V.E.
1439	5649	302	443	84	8	2	7927	8143

Fuente: Autores.

El tráfico actual en volumen equivalente es de 8143 vehículos.

2.5. Ensayo de resistencia

La resistencia que poseen los elementos estructurales es de gran importancia para el análisis y diagnóstico del puente de Tarifa, para lo cual se ha realizado el ensayo de campo no destructivos *ASTM C 805/C 805M – 08 Standard Test Method For Rebound Number of Hardened Concrete (Método de Ensayo para la Determinación del Número de Rebote en Concreto Endurecido)*. Este ensayo no se lo realizara para definir la aceptación o rechazo del concreto, sino para realizar una estimación de la resistencia del concreto.

2.5.1. Ensayo ASTM C 805/C 805M

2.5.1.1. Equipo

- Martillo de rebote
- Piedra abrasiva o porosa
- Regla metálica
- Tiza



Fotografía 2.2: Equipo utilizado para el ensayo ASTM C 805/C 805M – 08.

Fuente: Autores.

2.5.1.2. Área y elementos a ensayar

Se ensayaran los siguientes elementos estructurales del puente:

- Losa
- Vigas longitudinales
- Pilas: Muros y vigas cabezal
- Estribo incluido muro de acompañamiento
- Cimentación: Viga de cimentación y pilotes

Debido a que el objetivo del ensayo es realizar una estimación de la resistencia del concreto, más no, detectar regiones de baja calidad, se tomara en cuenta lo siguiente:

- Se ensayara la losa de un tramo. (Tramo # 1)
- Para las vigas, se ensayara un solo elemento por tramo, los tramos # 2 y 3 no se ensayaron debido a su ubicación sobre el río.
- Se ensayara las tres pilas del puente, no se ensayara las vigas cabecales de la pila 2 y 3 por su ubicación sobre el río.
- Se ensayaran los dos estribos del puente.
- Se ensayara la cimentación de las tres pilas, no se ensayaran los pilotes de la pila 2 y 3 debido a su ubicación bajo el río.
- Los elementos horizontales se ensayaran en sus tercios de longitud y los verticales en sus tercios de altura, en caso de vigas se ensayara vertical y horizontalmente.

El ASTM C805 (2008) dice que, todos los elementos de concreto a ser ensayados deberán tener por lo menos 100 mm. de espesor, se debe evitar áreas que exhiban ratoneras, texturas rugosas o de alta porosidad, y en lo posible ensayar la losa desde la parte inferior para evitar superficies terminadas.

El ASTM C805 (2008) dice que, el área de ensayo debe ser de por lo menos 150 mm. de diámetro, las superficies deber ser pulidas con la piedra porosa, no debe compararse valores entre superficies pulidas y no pulidas, y no debe

realizarse el ensayo directamente sobre barras de refuerzo con un recubrimiento menor de 20 mm.

2.5.1.3. Procedimiento

García et al. (2008) dicen que, para realizar el ensayo se selecciona y prepara una zona de hormigón que cumpla con:

- a) Espesor mayor de 150 mm.
- b) Zona de ensayo aproximadamente 300 x 300 mm.
- c) Superficie lisa y sin recubrir (utilizar piedra abrasiva).
- d) Dibujar una cuadrícula de líneas separadas entre 25 y 50 mm. y ensayar en las cuadrículas.
- e) Hacer por lo menos 10 lecturas.

2.5.1.4. Cálculos

Para calcular el índice de rebote, se determina la mediana de todas las lecturas expresada como un número entero.

- Cuando el número de lecturas n es impar, la mediana es el valor que ocupa la posición: $\frac{n+1}{2}$.
- Cuando el número de lecturas n es par, la mediana es la media aritmética de las dos observaciones centrales.

Si más del 20% de todas las lecturas difieren de la mediana en más de 6 unidades, se descarta la totalidad de las lecturas. En caso contrario el valor obtenido será el índice de rebote. Con el índice de rebote se obtiene el valor aproximado de la resistencia del hormigón.

2.5.1.5. Informe

Tabla XIV: Ensayo ASTM C 805 para el estribo E2.

Proyecto: <i>Estudio, diagnóstico y soluciones de ingeniería para el puente de Tarifa sobre el río Los Tintos de la Parroquia Rural de Tarifa, Cantón Samborondón, Provincia del Guayas.</i>						
a). Información General						
Fecha de ensayo:		15/06/2016	Edad del hormigón:		40 años	
Tº del aire:		34º	Elemento ensayado:		Estribo E-2	
Hora de ensayo:		11:00 a.m.				
b). Descripción del área de ensayo						
Características superficiales:	x	Pulida		Marca:		
		Rugosa		ELE Internacional, energía de percusión de 2,207 Nm.		
Superficie Removida:		Sí		Fecha de la última verif.:		
	x	No		mar-16		
Condiciones de Humedad de la Superficie:	x	Seca				
		Húmeda				
d). Información sobre el número de rebote						
Elevación relativa del área de ensayo (Para elementos verticales):					1.5 m.	
Orientación del martillo durante el ensayo:					Horizontal	
Numero de rebotes registrados:			Mediana:		Resistencia aproximada del hormigón:	
38	44	44	44	43		44
44	44	48	42	46		
Orientación del martillo durante el ensayo:					Horizontal	
Numero de rebotes registrados:			Mediana:		Resistencia aproximada del hormigón:	
40	42	46	42	46		41
39	40	41	40	40		
Resistencia promedio aproximada del hormigón kg/cm²:					395	

Fuente: Autores.

Tabla XV: Ensayo ASTM C 805 para el muro de ala del estribo E2.

Proyecto: Estudio, diagnóstico y soluciones de ingeniería para el puente de Tarifa sobre el río Los Tintos de la Parroquia Rural de Tarifa, Cantón Samborondón, Provincia del Guayas.					
a). Información General					
Fecha de ensayo:		15/06/2016	Edad del hormigón:		40 años
Tº del aire:		34º	Elemento ensayado:		Estribo E-2 Muro de ala
Hora de ensayo:		11:00 a.m.			
b). Descripción del área de ensayo			c). Información del Martillo		
Características superficiales:		x	Pulida		Marca: <i>ELE International, energía de percusión de 2,207 Nm.</i>
			Rugosa		
Superficie Removida:			SÍ		Fecha de la última verif.:
		x	No		
Condiciones de Humedad de la Superficie:		x	Seca		mar-16
			Húmeda		
d). Información sobre el número de rebote					
Elevación relativa del área de ensayo (Para elementos verticales):					1.7 m.
Orientación del martillo durante el ensayo:				<i>Horizontal</i>	
Numero de rebotes registrados:				Mediana:	
46	40	44	44	44	Resistencia aproximada del hormigón: 400
44	40	41	42	40	
Orientación del martillo durante el ensayo:				-	
Numero de rebotes registrados:				Mediana:	
					Resistencia aproximada del hormigón: 400
Resistencia promedio aproximada del hormigón kg/cm2:					400

Fuente: Autores.

Tabla XVI: Ensayo ASTM C 805 para el estribo E1.

Proyecto: <i>Estudio, diagnóstico y soluciones de ingeniería para el puente de Tarifa sobre el río Los Tintos de la Parroquia Rural de Tarifa, Cantón Samborondón, Provincia del Guayas.</i>					
a). Información General					
Fecha de ensayo:		15/06/2016		Edad del hormigón:	
Tº del aire:		34º		Elemento ensayado:	
Hora de ensayo:		13:00 a.m.			
				Estríbo E-1	
b). Descripción del área de ensayo				c). Información del Martillo	
Características superficiales:		x Pulida		Marca:	
		Rugosa		<i>ELE International, energía de percusión de 2,207 Nm.</i>	
Superficie Removida:		SÍ		Fecha de la última verif.:	
		x No		Mar-16	
Condiciones de Humedad de la Superficie:		x Seca			
		Húmeda			
d). Información sobre el número de rebote					
Elevación relativa del área de ensayo (Para elementos verticales):					0.5 m.
Orientación del martillo durante el ensayo:				<i>Horizontal</i>	
Numero de rebotes registrados:				Mediana:	
33	46	43	44	37	Resistencia aproximada del hormigón:
39	45	44	42	43	
				43	
				400	
Orientación del martillo durante el ensayo:				<i>Horizontal</i>	
Numero de rebotes registrados:				Mediana:	
42	41	44	44	46	Resistencia aproximada del hormigón:
39	40	38	39	39	
				41	
				370	
Resistencia promedio aproximada del hormigón kg/cm2:					385

Fuente: Autores.

Tabla XVII: Ensayo ASTM C 805 para la viga cajón del tramo # 4.

Proyecto: <i>Estudio, diagnóstico y soluciones de ingeniería para el puente de Tarifa sobre el río Los Tintos de la Parroquia Rural de Tarifa, Cantón Samborondón, Provincia del Guayas.</i>					
a). Información General					
Fecha de ensayo:	15/06/2016	Edad del hormigón:	40 años		
Tº del aire:	34º	Elemento ensayado:	Viga Cajón Tramo 4		
Hora de ensayo:	11:20 a.m.				
b). Descripción del área de ensayo			c). Información del Martillo		
Características superficiales:	x	Pulida	Marca:		
		Rugosa	ELE International, energía de percusión de 2,207 Nm.		
Superficie Removida:		Sí	Fecha de la última verif.:		
	x	No	mar-16		
Condiciones de Humedad de la Superficie:	x	Seca			
		Húmeda			
d). Información sobre el número de rebote					
Elevación relativa del área de ensayo (Para elementos verticales):					-
Orientación del martillo durante el ensayo:					Horizontal
Numero de rebotes registrados:					Mediana:
44	40	38	42	44	Resistencia aproximada del hormigón:
43	42	42	44	46	
					400
Orientación del martillo durante el ensayo:					Vertical
Numero de rebotes registrados:					Mediana:
48	52	50	42	48	Resistencia aproximada del hormigón:
50	50	54	54	48	
					460
Resistencia promedio aproximada del hormigón kg/cm2:					430

Fuente: Autores.

Tabla XVIII: Ensayo ASTM C 805 para la viga del tramo # 1.

Proyecto: <i>Estudio, diagnóstico y soluciones de ingeniería para el puente de Tarifa sobre el río Los Tintos de la Parroquia Rural de Tarifa, Cantón Samborondón, Provincia del Guayas.</i>														
a). Información General														
Fecha de ensayo:		15/06/2016		Edad del hormigón:										
Tº del aire:		34º		Elemento ensayado:										
Hora de ensayo:		12:20 a.m.												
b). Descripción del área de ensayo						c). Información del Martillo								
						Características superficiales:		x		Pulida		Marca:		
Superficie Removida:		x		No		Fecha de la última verif.:								
Condiciones de Humedad de la Superficie:		x		Seca		mar-16								
				Húmeda										
d). Información sobre el número de rebote														
Elevación relativa del área de ensayo (Para elementos verticales):						-								
Orientación del martillo durante el ensayo:						<i>Horizontal</i>								
Numero de rebotes registrados:					Mediana:					Resistencia aproximada del hormigón:				
34					44					38				
32					42					320				
Orientación del martillo durante el ensayo:						<i>Horizontal</i>								
Numero de rebotes registrados:					Mediana:					Resistencia aproximada del hormigón:				
44					40					44				
44					46					420				
Resistencia promedio aproximada del hormigón kg/cm²:						370								

Fuente: Autores.

Tabla XIX: Ensayo ASTM C 805 para la viga cabezal de la pila P1.

Proyecto: <i>Estudio, diagnóstico y soluciones de ingeniería para el puente de Tarifa sobre el río Los Tintos de la Parroquia Rural de Tarifa, Cantón Samborondón, Provincia del Guayas.</i>											
a). Información General											
Fecha de ensayo:		15/06/2016		Edad del hormigón:							
Tº del aire:		34º		Elemento ensayado:							
Hora de ensayo:		11:40 a.m.									
b). Descripción del área de ensayo						c). Información del Martillo					
						Características superficiales:		x		Pulida	
Superficie Removida:		x		No		Fecha de la última verif.:					
Condiciones de Humedad de la Superficie:		x		Seca		mar-16					
				Húmeda							
d). Información sobre el número de rebote											
Elevación relativa del área de ensayo (Para elementos verticales):										-	
Orientación del martillo durante el ensayo:						Horizontal					
Numero de rebotes registrados:					Mediana:					Resistencia aproximada del hormigón:	
42 37 35 45 36					40						
46 36 45 34 47											
Orientación del martillo durante el ensayo:						Horizontal					
Numero de rebotes registrados:					Mediana:					Resistencia aproximada del hormigón:	
32 45 42 46 36					42						
38 34 45 41 42											
Resistencia promedio aproximada del hormigón kg/cm ² :						370					

Fuente: Autores.

Tabla XX: Ensayo ASTM C 805 para los pilotes de la pila P1.

Proyecto: <i>Estudio, diagnóstico y soluciones de ingeniería para el puente de Tarifa sobre el río Los Tintos de la Parroquia Rural de Tarifa, Cantón Samborondón, Provincia del Guayas.</i>						
a). Información General						
Fecha de ensayo:		15/06/2016	Edad del hormigón:		40 años	
Tº del aire:		34º	Elemento ensayado:		Pilotes P-1	
Hora de ensayo:		12:00 a.m.				
b). Descripción del área de ensayo			c). Información del Martillo			
Características superficiales:		x	Pulida		Marca: <i>ELE Internacional, energía de percusión de 2,207 Nm.</i>	
			Rugosa			
Superficie Removida:			Sí		Fecha de la última verif.:	
		x	No			
Condiciones de Humedad de la Superficie:		x	Seca		Mar-16	
			Húmeda			
d). Información sobre el número de rebote						
Elevación relativa del área de ensayo (Para elementos verticales):					1.0 m.	
Orientación del martillo durante el ensayo:					<i>Horizontal</i>	
Numero de rebotes registrados:				Mediana:	Resistencia aproximada del hormigón: 290	
35	32	35	38	37		36
38	37	34	36	35		
Orientación del martillo durante el ensayo:					<i>Horizontal</i>	
Numero de rebotes registrados:				Mediana:	Resistencia aproximada del hormigón: 280	
32	38	32	38	41		35
38	30	30	32	41		
Resistencia promedio aproximada del hormigón kg/cm2:					285	

Fuente: Autores.

Tabla XXI: Ensayo ASTM C 805 para la losa del tramo # 1.

Proyecto: <i>Estudio, diagnóstico y soluciones de ingeniería para el puente de Tarifa sobre el río Los Tintos de la Parroquia Rural de Tarifa, Cantón Samborondón, Provincia del Guayas.</i>					
a). Información General					
Fecha de ensayo:		15/06/2016		Edad del hormigón:	
Tº del aire:		34º		Elemento ensayado:	
Hora de ensayo:		12:40 a.m.			
b). Descripción del área de ensayo				c). Información del Martillo	
Características superficiales:		x Pulida		Marca:	
		Rugosa		<i>ELE International, energía de percusión de 2,207 Nm.</i>	
Superficie Removida:		SÍ		Fecha de la última verif.:	
		x No		Mar-16	
Condiciones de Humedad de la Superficie:		x Seca			
		Húmeda			
d). Información sobre el número de rebote					
Elevación relativa del área de ensayo (Para elementos verticales):					-
Orientación del martillo durante el ensayo:				Vertical	
Numero de rebotes registrados:			Mediana:		Resistencia aproximada del hormigón:
42	44	48	46	41	410
50	48	50	46	48	
Orientación del martillo durante el ensayo:				Vertical	
Numero de rebotes registrados:			Mediana:		Resistencia aproximada del hormigón:
46	50	54	44	50	410
44	46	44	48	48	
Resistencia promedio aproximada del hormigón kg/cm2:					410

Fuente: Autores.

Tabla XXII: Ensayo ASTM C 805 para el muro de la pila P3.

Proyecto: <i>Estudio, diagnóstico y soluciones de ingeniería para el puente de Tarifa sobre el río Los Tintos de la Parroquia Rural de Tarifa, Cantón Samborondón, Provincia del Guayas.</i>											
a). Información General											
Fecha de ensayo:		16/06/2016		Edad del hormigón:							
Tº del aire:		35º		Elemento ensayado:							
Hora de ensayo:		12:00 a.m.									
b). Descripción del área de ensayo						c). Información del Martillo					
						Características superficiales:		x		Pulida	
Superficie Removida:				Rugosa		ELE Internacional, energía de percusión de 2,207 Nm.					
		x		No							
Condiciones de Humedad de la Superficie:		x		Seca		Fecha de la última verif.:					
				Húmeda							
d). Información sobre el número de rebote											
Elevación relativa del área de ensayo (Para elementos verticales):						1.5 m.					
Orientación del martillo durante el ensayo:						Horizontal					
Numero de rebotes registrados:					Mediana:		Resistencia aproximada del hormigón:				
41		37		36		41					
36		41		36		39					
38		46		40		42		38			
Orientación del martillo durante el ensayo:						Horizontal					
Numero de rebotes registrados:					Mediana:		Resistencia aproximada del hormigón:				
34		30		39		34					
39		34		39		37					
42		38		36		38		33			
Resistencia promedio aproximada del hormigón kg/cm²:						325					

Fuente: Autores.

Tabla XXIII: Ensayo ASTM C 805 para la cimentación de la pila P3.

Proyecto: <i>Estudio, diagnóstico y soluciones de ingeniería para el puente de Tarifa sobre el río Los Tintos de la Parroquia Rural de Tarifa, Cantón Samborondón, Provincia del Guayas.</i>					
a). Información General					
Fecha de ensayo:		16/06/2016		Edad del hormigón:	
Tº del aire:		35º		Elemento ensayado:	
Hora de ensayo:		13:00 a.m.			
				Cimentación P-3	
b). Descripción del área de ensayo				c). Información del Martillo	
Características superficiales:		Pulida		Marca:	
		x Rugosa		ELE International, energía de percusión de 2,207 Nm.	
Superficie Removida:		Sí		Fecha de la última verif.:	
		x No			
Condiciones de Humedad de la Superficie:		x Seca		Mar-16	
		Húmeda			
d). Información sobre el número de rebote					
Elevación relativa del área de ensayo (Para elementos verticales):					-
Orientación del martillo durante el ensayo:				Vertical	
Numero de rebotes registrados:			Mediana:		Resistencia aproximada del hormigón:
23 15 17 15 17			17		
19 21 15 15 21					
Orientación del martillo durante el ensayo:				Vertical	
Numero de rebotes registrados:			Mediana:		Resistencia aproximada del hormigón:
15 17 15 21 15			18		
15 19 21 19 19					
Resistencia promedio aproximada del hormigón kg/cm2:					95

Fuente: Autores.

2.5.2. Resistencia actual

De las fichas anteriores se obtiene la resistencia actual de los elementos estructurales del puente.

Tabla XXIV: Resistencia actual de los elementos estructurales del puente.

Elementos		Resistencia Actual
		kg/cm ²
Estribo	E1	385
	E2	395
	Muro de Ala - E2	400
Viga	Viga Cajon Tramo 4	430
	Viga Tramo 1	370
Pila 1	Viga Cabezal	370
	Pilotes	285
Losa	Tramo 1	410
Pila 3	Muro	325
	Cimiento	95

Fuente: Autores.

CAPITULO 3

3. NORMAS Y ESPECIFICACIONES

3.1. Normas a utilizar

La Norma Ecuatoriana Vial NEVI. (2012) del Ministerio de Transporte y Obras Publicas en su volumen 2B.301, dice que, los puentes en el Ecuador se diseñaran de acuerdo a las disposiciones contenidas en AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS, Edición 2010, y posteriores, excepto lo relacionado con Diseño Sísmico cuya normativa está contenida en el volumen 2B.303. pero en caso de necesitar mayor información, se recurrirá a las especificaciones AASHTO LRFD. Para el presente proyecto se utilizara la AASHTO LRFD 2012.

3.2. Nomenclatura de cargas

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.3.2, divide las cargas en 2 grupos:

- Cargas permanentes
- Cargas transitorias

Cargas Permanentes

- DD= Empuje hacia abajo (fricción negativa).
- DC= Carga muerta de componentes estructurales y colgados no estructurales.
- DW= Carga muerta de carpeta asfáltica y de servicios de utilidad pública.
- EH= Carga de empuje horizontal de tierras.
- EL= Efectos de fuerzas acumuladas, que resultan del proceso de construcción, incluyendo las fuerzas secundarias del postensado.
- ES= Sobrecarga de tierra.
- EV= Presión vertical debido al relleno.

Cargas Transitorias

- BL= Carga impulsiva
- BR= Fuerza de frenado vehicular
- CE= Fuerza centrífuga vehicular
- CR= Creep (flujo plástico)
- CT= Fuerza de colisión vehicular
- CV= Fuerza de colisión de barco
- EQ= Sismo
- FR= Fricción
- IC= Carga de hielo
- IM= Carga dinámica vehicular
- LL= Carga viva vehicular
- LS= Carga viva debido a sobrecarga
- PL= Carga viva peatonal
- SE= Asentamiento
- SH= Contracción o retracción

- TG= Gradiente de temperatura
- TU= Temperatura uniforme
- WA= Carga y presión de las corrientes de agua
- WL= Carga de viento en carga viva
- WS= Carga de viento en la estructura

3.3. Estados límites

Para el proyecto se tomara en cuenta los siguientes estados límites descritos en el AASHTO LRFD (2012), sección 1.3.2:

- Serviciabilidad
- Fatiga y fractura
- Resistencia
- Evento extremo

3.4. Cargas permanentes

Son aquellas que permanecen en el puente por un periodo extendido de tiempo, posiblemente por el periodo de servicio de la estructura.

Para las cargas DC, DW y EV se pueden usar los valores dados por el AASHTO LRFD (2012), sección 3.5.1.

Tabla XXV: Densidades recomendadas para puentes.

Material		Densidad
		kg/m ³
Aleaciones de aluminio		2800
Superficies de rodamiento bituminosas		2250
Hierro fundido		7200
Escoria		960
Arena, limo o arcilla compactados		1925
Hormigón	Agregados de baja densidad	1775
	Agregados de baja densidad y arena	1925
	Densidad normal con $f_c \leq 35$ MPa	2320
	Densidad normal con $35 < f_c \leq 105$ MPa	$2240 + 2,29 f_c$
Arena, limo o grava sueltos		1600
Arcilla blanda		1600
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo		2250
Acero		7850
Sillería		2725
Madera	Dura	960
	Blanda	800
Agua	Dulce 1000	1000
	Salada 1025	1025
Elemento		Masa por unidad de longitud (Kg/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía		0.3

Fuente: AASHTO LRFD (2012), sección 3.5.1.

3.5. Carga viva vehicular (LL)

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.6.1.2 dice que, la sobrecarga vehicular sobre la calzada de puentes, designada como HL-93, deberá considerar dos casos:

- Camión de diseño + Carga de carril.
- Tándem de diseño + Carga de carril.

3.5.1. Camión de diseño

Corresponde a un camión HS20-44, Los pesos y las separaciones entre los ejes y las ruedas del camión de diseño según el AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.6.1.2 serán como se especifica en la siguiente figura. Adicionalmente se deberá considerar un incremento por carga dinámica (IM).

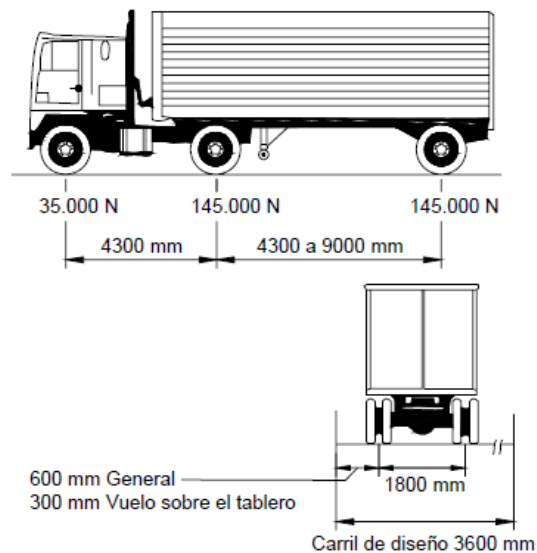


Figura 3.1: Características del camión de diseño.
Fuente: AASHTO LRFD (2012), sección 3.6.1.2.

3.5.2. Tándem de diseño

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.6.1.2 dice que, el tándem de diseño consistirá en un par de ejes de 110 KN. con una separación de 1.20 m. La separación transversal de las ruedas se deberá tomar como 1.8 m. Adicional se deberá considerar un incremento por carga dinámica (IM).

3.5.3. Carga de carril de diseño

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.6.1.2 dice que, la carga de carril de diseño consistirá en una carga de 9.3 N/mm. uniformemente distribuida en dirección longitudinal. Las solicitaciones de carga de carril de diseño no estarán sujetas a un incremento por carga dinámica.

3.6. Carga viva peatonal (PL)

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.6.1.6 dice que, se deberá aplicar una carga peatonal de 3.6×10^{-3} Mpa. en todas las aceras de más de 0.60 m. de ancho, y esta carga deberá considerarse simultáneamente con la sobrecarga vehicular de diseño. Según la sección 3.6.1.1.2, a fines de determinar la aplicación de la carga peatonal como un carril cargado se deberá analizar la siguiente condición más crítica junto con los factores de presencia múltiple de cargas vivas (m):

- Una carga peatonal más un carril de sobrecarga vehicular con $m=1.2$.
- El mayor valor entre; los carriles más significativos de sobrecarga vehicular y las cargas peatonales o dos carriles de sobrecarga vehicular, aplicando $m=1.0$ al caso determinante.
- Dos carriles de sobrecarga vehicular más las cargas peatonales con $m=0.85$.

En caso de analizar más de 3 carriles entre vehiculares y peatonales se deberá utilizar $m=0.65$, el factor de presencia múltiple se deberá multiplicar a la carga viva.

Tabla XXVI: Factor de presencia múltiple (m)

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: El AASHTO LRFD (2012), sección 3.6.1.1.2

3.7. Carga dinámica vehicular (IM)

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.6.2.1 dice que, los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, se deberán mayorar aplicando los porcentajes indicados en la siguiente tabla:

Tabla XXVII: Incremento por carga dinámica, IM

Componente	IM
Juntas del tablero - Todos los Estados Límites	75%
Todos los demás componentes	
• Estado Límite de fatiga y fractura	15%
• Todos los demás Estados Límites	33%

Fuente: AASHTO LRFD (2012), sección 3.6.2.1

El factor a aplicar por carga dinámica no se aplicara a las cargas peatonales ni a las cargas del carril de diseño.

3.8. Fuerza centrífuga vehicular (CE)

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.6.3 dice que, para calcular la fuerza radial o el efecto de volcamiento, el efecto centrifugo de la carga viva debe tomarse como el producto de los pesos de los ejes del camión o el tándem y el coeficiente C dado por:

$$C = f v^2 / gR$$

Donde:

- V= velocidad de diseño de la carretera (m/s).
- g= Aceleración de la gravedad: 9.807 (m/s²),
- R= Radio de curvatura del carril de circulación (m).
- F= 4/3 para combinaciones e carga diferentes a fatiga y 1.0 para fatiga.

Los efectos centrífugos se deberán aplicar horizontalmente a una distancia de 1.8 m. sobre la superficie de la calzada.

3.9. Fuerza de frenado vehicular (BR)

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.6.4 dice que, debe tomarse como la mayor de:

- El 25% del peso de los ejes de camión o del tándem de diseño.
- El 5% del camión de diseño más la carga de carril o 5% del tándem de diseño más la carga de carril.

La fuerza de frenado deberá colocarse considerando que todos los carriles pueden llegar a tener tránsito en la misma dirección. Estas fuerzas deben ser aplicadas horizontalmente a una distancia de 1.8 m. sobre la superficie de la calzada en cualquier dirección longitudinal de tal manera que cause los efectos de fuerzas más severos.

3.10. Carga y presión de las corrientes de agua (WA)

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.7.3.1 dice que, la presión debido a un flujo de agua que actúa en la dirección longitudinal de las subestructuras se deberá tomar como:

$$p = 5.14 * 10^{-4} C_D V^2$$

Donde:

- P= presión del agua que fluye (MPa)

- C_D = coeficiente de arrastre para pilas
- V = velocidad del agua de diseño para la inundación de diseño en estados límites de resistencia y servicio y para la inundación de control en el estado límite correspondiente a evento extremo (m/s)

Tabla XXVIII: Coeficiente de arrastre

Tipo	C_D
Pila con borde de ataque semicircular	0.7
Pila de extremo cuadrado	1.4
Arrastres acumulados contra la pila	1.4
Pila con borde de ataque en forma de cuña, ángulo del borde de ataque $\leq 90^\circ$	0.8

Fuente: El AASHTO LRFD (2012), sección 3.7.3.1

3.11. Fuerza sísmica (EQ)

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.10 dice que, los puentes deben diseñarse para tener una probabilidad baja de colapso y puedan experimentar daños cuando estén sujetos a movimientos sísmicos que tengan una probabilidad del 7% de ser excedido para un periodo de retorno de 75 años. Las disposiciones de la norma se aplicaran a puentes convencionales cuya superestructura sea de tipo losa, vigas, viga cajón y armadura o pilas con múltiple columna, pilas tipo muro, subestructuras aporticadas, y cimentados superficialmente o en pilotes. Adicionalmente indica que los puentes convencionales deben tener luces no mayores a 150 m.

a) Determinación de EQ

El AASHTO LRFD (2012) indica que para obtener la fuerza sísmica elástica horizontal EQ se deberá aplicar la siguiente ecuación:

$$EQ = C_s W$$

Donde:

- W= Carga muerta total de la estructura.
- C_s = Coeficiente de respuesta sísmica elástica.

b) Coeficiente de aceleración en roca PGA

En el NEC (2015) código NEC-SE-DS, sección 10.2 se obtendrá el valor de PGA según la ubicación del proyecto.

c) Definición del tipo de Sitio

Para clasificar el tipo de sitio del proyecto se utilizara el AASHTO LRFD (2012), sección 3.10.3.1 o la NEC (2015) código NEC-SE-DS, sección 3.2.

Tabla XXIX: Clasificación de los perfiles de suelo.

Tipo de Perfil	Descripción	Descripción
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanca, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda cortante, o Perfiles de suelo muy denso o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios.	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s $N \geq 50$ $S_u \geq 100$ Kpa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones.	$50 > N \geq 15$ 100 KPa > $S_u \geq 50$ Kpa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes sub-classes.	
	F1- Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.	
	F2- Turbas y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3- Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5m con índice de Plasticidad IP > 75).	
	F4- Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m).	
	F5- Suelos con contrastes de impedancia a ocurrencia dentro de los primeros 30m superiores del perfil de subsuelo, incluyen contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6- Rellenos colocados sin control ingenieril.		

Fuente: NEC (2015) código NEC-SE-DS.

d) Factores de sitio

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.10.3.2 dice que, para encontrar los factores de sitio F_{PGA} , F_a y F_v a partir del tipo de sitio y el valor de aceleración en roca, se deberán usar las tablas a continuación:

Tabla XXX: Valor de sitio F_{PGA}

Site Class	Peak Ground Acceleration Coefficient (PGA) ¹				
	$PGA < 0.10$	$PGA = 0.20$	$PGA = 0.30$	$PGA = 0.40$	$PGA > 0.50$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

Fuente: AASHTO LRFD (2012), sección 3.10.3.2.

Tabla XXXI: Valor de sitio F_a

Site Class	Spectral Acceleration Coefficient at Period 0.2 sec (S_5) ¹				
	$S_5 < 0.25$	$S_5 = 0.50$	$S_5 = 0.75$	$S_5 = 1.00$	$S_5 > 1.25$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F ²	*	*	*	*	*

Fuente: AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.10.3.2.

Tabla XXXII: Valor de sitio F_v

Site Class	Spectral Acceleration Coefficient at Period 1.0 sec (S_1) ¹				
	$S_1 < 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 > 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F ²	*	*	*	*	*

Fuente: AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.10.3.2.

e) Determinación del espectro de respuesta de diseño

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.10.4 muestra el espectro de respuesta sísmica.

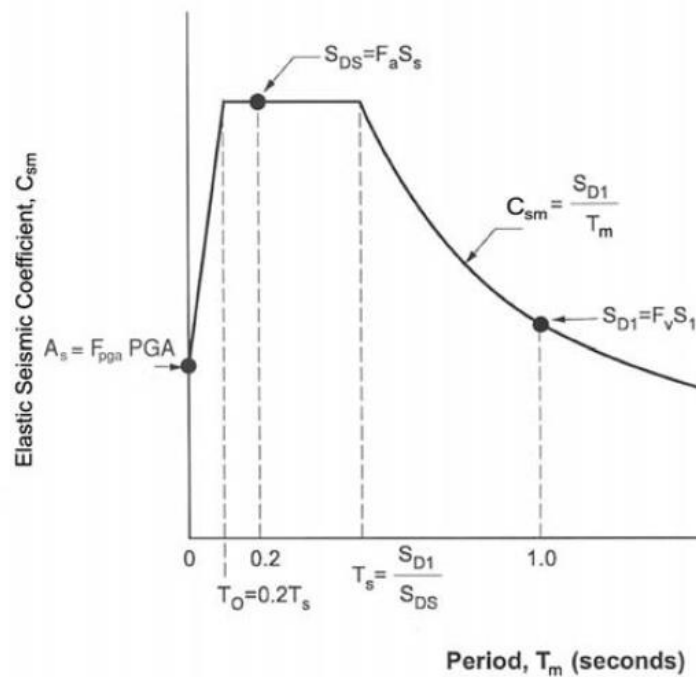


Figura 3.2: Espectro de respuesta de diseño.
Fuente: El AASHTO LRFD (2012), sección 3.10.4.

Región 1: $T \leq T_0$

$$C_{SM} = A_S + (S_{DS} - A_S)(T_m/T_0)$$

$$A_S = F_{PGA} * PGA$$

$$S_{DS} = F_A S_S$$

Donde:

- PGA= coeficiente de aceleración máxima del suelo en roca.
- S_S = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para un periodo de 0.2 s. en roca.
- T_M = periodo de vibración en el modo m.
- $T_0=0.2 T_s$
- T_s = periodo donde termina la meseta espectral = S_{D1}/S_{DS}

Región 2: $T_0 \leq T \leq T_s$

$$C_{SM} = S_{DS}$$

Región 3: $T \geq T_s$

$$C_{SM} = S_{D1}/T_M$$

$$S_{D1} = F_v S_1$$

Donde:

- S_1 = coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para un periodo de 1.0 s. en roca.

f) Categoría de operación (Importancia)

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.10.5 clasifica a los puentes en tres categorías:

- Puentes críticos
- Puentes esenciales
- Otros puentes

Los puentes críticos son aquellos que deben permanecer abiertos para todo tráfico después del sismo de diseño y ser usable para vehículos de emergencia y para propósitos de seguridad y defensa después de ocurrido el sismo máximo ($T_r=2500$ años).

Los puentes esenciales son aquellos que deberían como mínimo, estar abiertos para vehículos de emergencia y para propósitos de seguridad y defensa después de ocurrido el sismo de diseño ($T_r=1000$ años).

g) Zonas de desempeño sísmico

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.10.6 asigna 4 zonas sísmicas de acuerdo a la tabla siguiente:

Tabla XXXIII: Zonas de desempeño sísmico.

Coefficiente de Aceleración SD1	Zonas Sísmicas
$SD1 \leq 0.15$	1
$0.15 < SD1 \leq 0.30$	2
$0.30 < SD1 \leq 0.50$	3
$0.50 < SD1$	4

Fuente: El AASHTO LRFD (2012), sección 3.10.6

h) Factor de modificación de respuesta R

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.10.7 presenta los siguientes factores de modificación de respuesta R.

Tabla XXXIV: Factores de Modificación de Respuesta R - Subestructuras.

Subestructura	Categoría según la importancia del puente		
	Critica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro - mayor dimensión	1,5	1,5	2,0
Caballetes de pilotes de hormigón armado			
• Sólo pilotes verticales	1,5	2,0	3,0
• Con pilotes inclinados	1,5	1,5	2,0
Columnas individuales	1,5	2,0	3,0
Caballete de pilotes de acero o de pilotes compuestos de acero y hormigón			
• Sólo pilotes verticales	1,5	3,5	5,0
• Con pilotes inclinados	1,5	2,0	3,0
Caballetes multicolumna	1,5	3,5	5,0

Fuente: El AASHTO LRFD (2012), sección 3.10.7

Tabla XXXV: Factores de Modificación de Respuesta R - Conexiones.

Unión	Todas las categorías
Uniones superestructura-estribo	0,8
Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura	0,8
Uniones entre columnas, pilares o caballetes de pilotes y vigas cabeceras o la superestructura	1,0
Uniones entre columnas o pilares y las fundaciones	1,0

Fuente: El AASHTO LRFD (2012), sección 3.10.7

i) Combinación de fuerzas sísmicas ortogonales

Debido a las incertidumbres en la dirección de los sismos y la ocurrencia simultánea de fuerzas sísmicas en dos direcciones perpendiculares, se deberán hacer dos análisis de la siguiente forma:

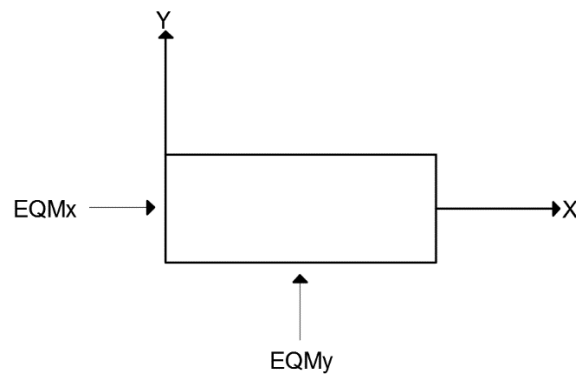


Figura 3.3: fuerzas sísmicas en una estructura.

Fuente: Autores.

- LC1 – Caso de carga 1: Las fuerzas y momentos sísmicos en cada uno de los ejes principales del miembro deberán obtenerse sumando el

100% del análisis elástico longitudinal (EQMx) con el 30% del análisis elástico transversal (EQMy).

- LC2 – Caso de carga 2: Las fuerzas y momentos sísmicos en cada uno de los ejes principales del miembro deberán obtenerse sumando el 100% del análisis elástico longitudinal (EQMy) con el 30% del análisis elástico transversal (EQMx).

3.12. Combinaciones de carga

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.4.1 muestra las combinaciones de cargas a utilizar con respecto a los diversos estados límites.

Tabla XXXVI: Combinaciones de carga.

Combinación de Cargas Estado Límite	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Usar sólo uno por vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – EH, EV, ES, DW, DC	Sólo γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.5/1.2	-	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1.35	1.00	0.40	1.00	1.00	0.5/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	0.30	1.00	1.00	1.0/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.0/1.2	-	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.0/1.2	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
SERVICIO IV	1.00	-	1.00	0.70	-	1.00	1.0/1.2	-	1.00	-	-	-	-	-
FATIGA I - Sólo LL, IM y CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
FATIGA II - Sólo LL, IM y CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO LRFD (2012), sección 3.4.1.

Tabla XXXVII: Factores de carga para cargas permanentes, γ_p .

Tipo de carga	Factor de Carga		
	Máximo	Mínimo	
DC: Elemento y accesorios	1.25	0.90	
DC: EL RESISTENCIA SOLO	1.50	0.90	
DD: Fricción negativa (downdrag)	Pilas: Metodo Tomlinson	1.40	0.25
	Pilas: λ Tomlinson	1.05	0.30
	Pilote: Metodo de O'Neil y Reese (1999)	1.25	0.35
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1.50	0.65	
EH: Empuje horizontal del suelo			
	• Activo	1.50	0.90
	• En reposo	1.35	0.90
• AEP Muros anclados	1.35	N/A	
EL: Tensiones residuales de montaje	1.00	1.00	
EV: Empuje vertical del suelo			
	• Estabilidad global	1.00	N/A
	• Muros de sostenimiento y estribo	1.35	1.00
	• Estructura rígida enterrada	1.30	0.90
	• Marcos rígidos	1.35	0.90
	• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1.95	0.90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1.50	0.90	
ES: Sobrecarga de suelo	1.50	0.75	

Fuente: AASHTO LRFD (2012), sección 3.4.1.

3.13. Galibo del puente

La NEVI (2012) en su volumen 2B.301 dice que, el galibo mínimo sobre el agua será de 2 m. desde el borde inferior de la superestructura hasta el nivel de las aguas máximas y podrá incrementarse 0.5 m. en zonas donde existan materiales de arrastre.

CAPITULO 4

4. ESTADO ACTUAL Y DIAGNOSTICO DEL PUENTE

4.1. Acciones de conservación en puentes

La inspección y posterior diagnóstico tienen como misión, decidir sobre la mejor acción para la conservación de la obra de ingeniería. Entre las acciones que se pueden elegir están:

- Mantenimiento rutinario
- Rehabilitación
- Reconstrucción

El *mantenimiento* considera aquellas acciones, que pueden realizarse sin la necesidad de diseños o planos específicos, como por ejemplo: reemplazo de barandas, desobstrucción de desagües, sellado de fisuras en carpeta asfáltica, reparación de canaletas, etc.

La *rehabilitación estructural* se puede dividir entre actualización y tareas de rehabilitación propiamente dichas. Las primeras abarcan la modificación de la geometría general del puente: ensanche de calzada, ensanche o construcción de veredas, incremento del galibo, prolongación de la luz total, modificación de

peraltes, etc. Las segundas apuntan a subsanar deficiencias estructurales, mediante la construcción de refuerzos, protección contra daños en el hormigón, etc.

La *reconstrucción* es una acción que se toma en caso de cambio de tablero, superestructura, colapso total o parcial del puente.

4.2. Datos de la estructura

El puente de Tarifa conecta la cabecera de la parroquia rural de Tarifa con el recinto Boca de Caña y el accidente salvado es el río Los Tintos, que es afluente del río Babahoyo. Está ubicado aproximadamente a 29 km. desde la Puntilla y 5 km. de distancia hasta la cabecera cantonal de Samborondón.

El puente es de hormigón armado, de uso carretero y peatonal, cuenta con 4 tramos (hiperestáticos), consta de una forma estructural tipo vigas y losa, su estructura principal está bajo el tablero y su geometría en planta es recta. El puente tiene una longitud aproximada de 153.50 metros, con luces parciales por tramo de 22.90 metros (tramo # 1), 38.50 metros (tramo # 2), 53.60 metros (tramo # 3), y 38.50 metros (tramo # 4) en dirección sur - este, Boca de Caña - Tarifa.



Fotografía 4.1: Vista general del puente de Tarifa.
Fuente: Autores.

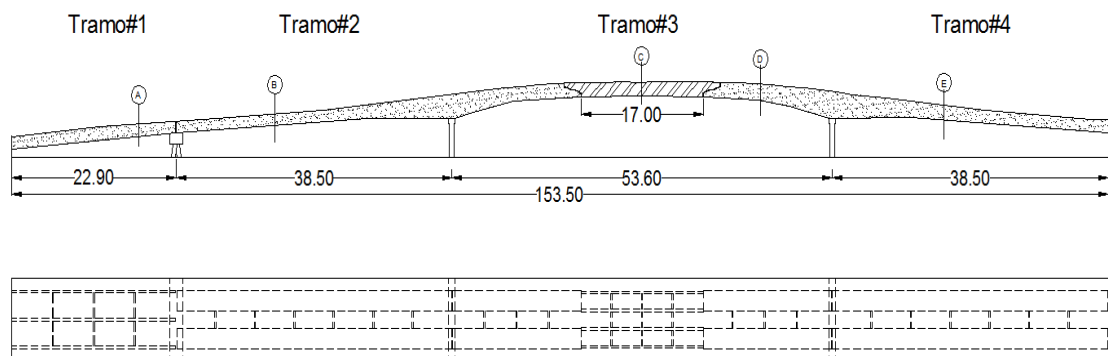


Figura 4.1: Vista longitudinal y en planta del puente de Tarifa.
Fuente: Autores.

4.2.1. Descripción de la superestructura

La superestructura o tablero del puente está compuesta por vigas, losas, aceras y barandas. Sobre la superestructura se realiza la circulación de vehículos y peatones.

El tablero del puente es de hormigón armado fundido en sitio, tiene una longitud de 153.50 metros, un ancho de 9.10 metros, un espesor de losa de 0.18 metros y sobre este se encuentra una capa de asfalto de 2 pulgadas. El ancho de la calzada es de 7.30 metros y el número de carriles es de 2, en sentidos contrarios. Consta de 2 volados de 1.30 metros en promedio, 2 barandas de hormigón armado de 0.20 metros de ancho y 1.00 metros de altura, además tiene 2 veredas peatonales de 0.70 metros de ancho.



Fotografía 4.2: Tablero del Puente de Tarifa.
Fuente: Autores.

El tramo # 1 de 22.90 metros de largo consta de 3 vigas de hormigón armado con un peralte aproximado de 1.25 metros y 0.30 metros de ancho, con una separación de 3.10 metros entre ejes de la viga. Consta también de 3 diafragmas con un peralte aproximado de 1.12 metros y 0.20 metros de ancho, y se encuentran a una distancia longitudinalmente de 5.73 metros entre diafragmas.

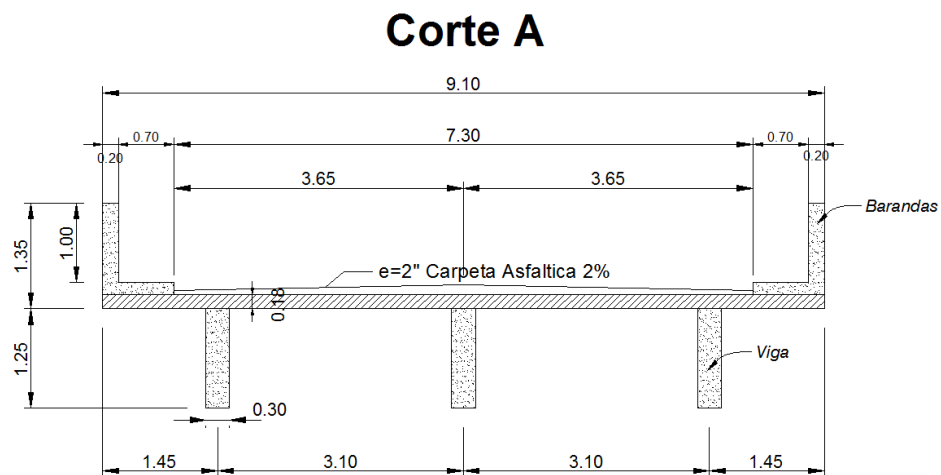


Figura 4.2: Corte transversal del puente Tarifa en el tramo # 1.
Fuente: Autores.



Fotografía 4.3: Vigas y diafragmas del puente de Tarifa en el tramo # 1.
Fuente: Autores.

El tramo # 2 y tramo # 4 tienen una longitud de 38.50 metros, constan de 2 vigas cajón postensadas con un peralte aproximado de 1.35 metros y 2.25 metros de ancho, y con una separación de 4.25 metros entre ejes de la viga. Constan también de 6 diafragmas con un peralte aproximado de 1.35 metros y 0.20 metros de ancho, y se encuentran a una distancia longitudinalmente de 5.50 metros entre diafragmas.

Corte B, D, E

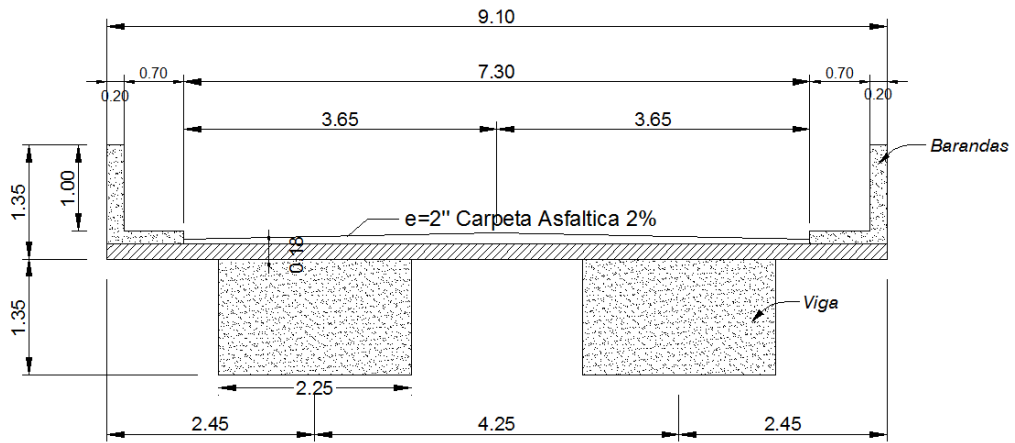


Figura 4.3: Corte transversal del puente Tarifa en el tramo # 2 y tramo # 4.
Fuente: Autores.



Fotografía 4.4: Vigas y diafragmas del puente de Tarifa en el tramo # 2.
Fuente: Autores.



Fotografía 4.5: Vigas y diafragmas del puente de Tarifa en el tramo # 4.
Fuente: Autores.

El tramo # 3 (tramo central) de 53.60 metros está dividido en tres segmentos según su sistema estructural, el primer y tercer segmento tienen una luz aproximada de 18.30 metros, constan de 2 vigas cajón postensadas con un peralte aproximado de 1.35 metros y 2.25 metros de ancho, con una separación de 4.25 metros entre ejes de la viga, consta también de 2 diafragmas con un peralte aproximado de 1.35 metros y 0.20 metros de ancho, y se encuentran a una distancia longitudinalmente de 6.10 metros entre diafragmas. El segundo segmento del tramo central tiene una luz aproximada de 17.00 metros, consta de 4 vigas prefabricadas I AASHTO tipo IV con un peralte aproximado de 1.35 metros y 0.35 metros de ancho, con una separación de 2.00 metros entre ejes de las vigas, consta también de 3 diafragmas que se encuentran a una distancia longitudinalmente de 4.25 metros.

Corte B, D, E

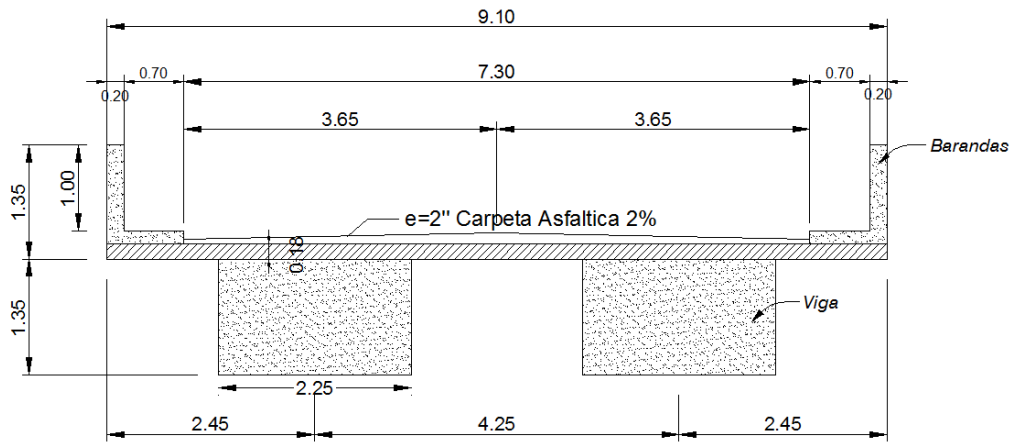


Figura 4.4: Corte transversal del puente Tarifa en el tramo # 3, segmento 1 y 2.
Fuente: Autores.

Corte C

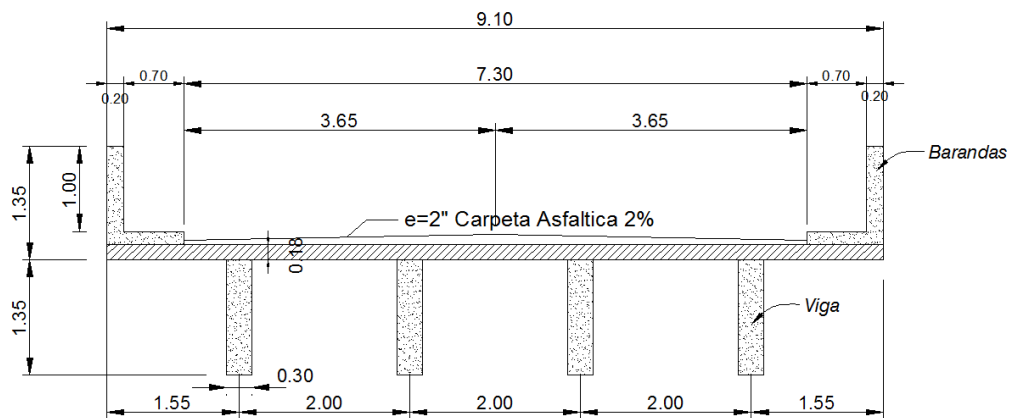


Figura 4.5: Corte transversal del puente Tarifa en el tramo # 3, segmento central.
Fuente: Autores.



Fotografía 4.6: Vigas y diafragmas del puente de Tarifa en el tramo # 3.
Fuente: Autores.

El galibo estimado es de 5.50 metros medidos en época lluviosa, diciembre 2015 y el galibo estimado es de 9.00 metros medidos en época seca, Junio 2016.



Fotografía 4.7: Medición del galibo del puente de Tarifa, Diciembre 2015.
Fuente: Autores.



Fotografía 4.8: Medición del galibo del puente de Tarifa, Junio 2016.
Fuente: Autores.

4.2.2. Descripción de la subestructura

La subestructura del puente de Tarifa consta de 3 pilas dentro del cauce y 2 estribos fuera del cauce del río Los Tintos.

El primer estribo E1, es de hormigón armado, su forma estructural es la de un estribo a gravedad (con asiento, pantalla, muro y cimienta) y actúa como un muro de contención con muros de acompañamiento en forma de U.

El estribo tiene 11.90 metros de largo y 2.30 metros de altura, su muro de acompañamiento es en forma de U, con 2.00 metros de largo, 2,30 metros de alto y 0.30 metros de ancho.



Fotografía 4.9: Estribo E1 del puente de Tarifa.
Fuente: Autores.

El segundo estribo E2, es de hormigón armado, su forma estructural es la de un estribo a gravedad (con asiento, pantalla, muro de ala y cimient) y actúa como un muro de contención con muros de ala.

El asiento del estribo tiene 10.00 metros de largo y 1.50 metros de alto, la pantalla tiene 1.50 metros de alto, el muro de ala tiene 6.00 metros de base, 1.00 metro de base superior, 3.00 metros de alto y 0.35 metros de espesor.



Fotografía 4.10: Estribo E2 del puente de Tarifa.
Fuente: Autores.

La primera pila P1 es de hormigón armado, tiene una configuración tipo pórtico simple de 3.90 metros de altura medidos hasta el nivel del terreno natural, en donde las columnas se reemplazan con 12 pilotes de forma inclinada fundidas monolíticamente con la viga cabezal. La viga cabezal tiene una dimensión de 1.25 metros de base por 1.90 metros de altura y 9.10 metros de largo, y los pilotes son de sección cuadra de 0.45 x 0.45 metros y 2.0 metros de altura medidos hasta el nivel del terreno natural.

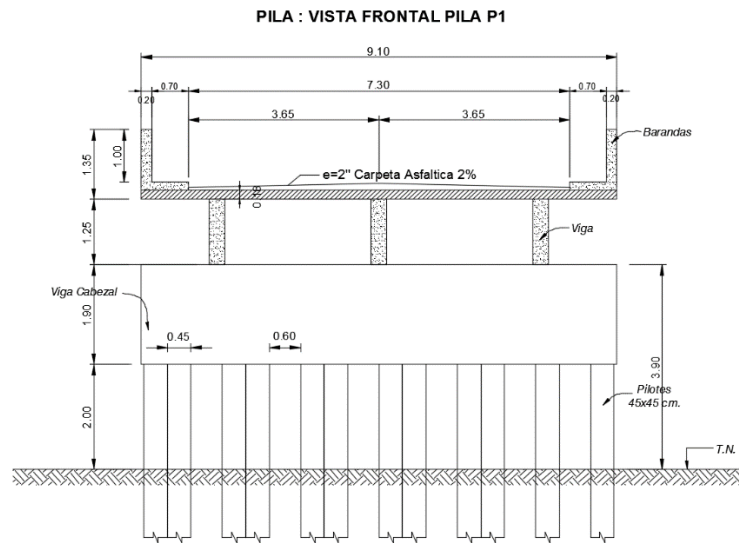


Figura 4.6: Vista frontal pila P1 del puente de Tarifa.
Fuente: Autores.

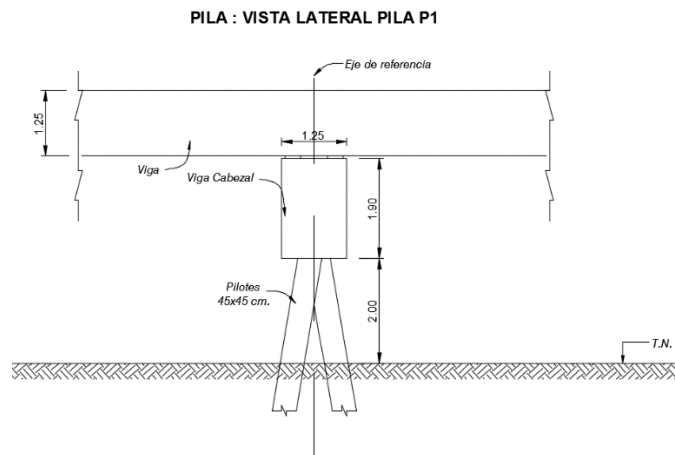


Figura 4.7: Vista lateral pila P1 del puente de Tarifa.
Fuente: Autores.



Fotografía 4.11: Pila P1 y pilotes del puente de Tarifa.
Fuente: Autores.

La segunda y tercera pila P2 y P3 son de hormigón armado, tienen una configuración estructural tipo muro, el muro de la pila tiene una altura de 4.50 metros medidos hasta la cimentación y sección transversal de 7.80 x 0.70 metros. En la parte superior del muro hay una viga cabezal de 9.1 metros de largo, y sección transversal de 0.90 x 0.90 metros.

La cimentación de las pilas P2 y P3 constan de una viga de cimentación y pilotes, la viga de cimentación tiene 10.80 metros de largo, 2.50 metros de alto y 3.70 metros de base. Los pilotes son cuadrados de 0.60 x 0.60 cm, están compuestos por dos filas de 9 pilotes cada una.

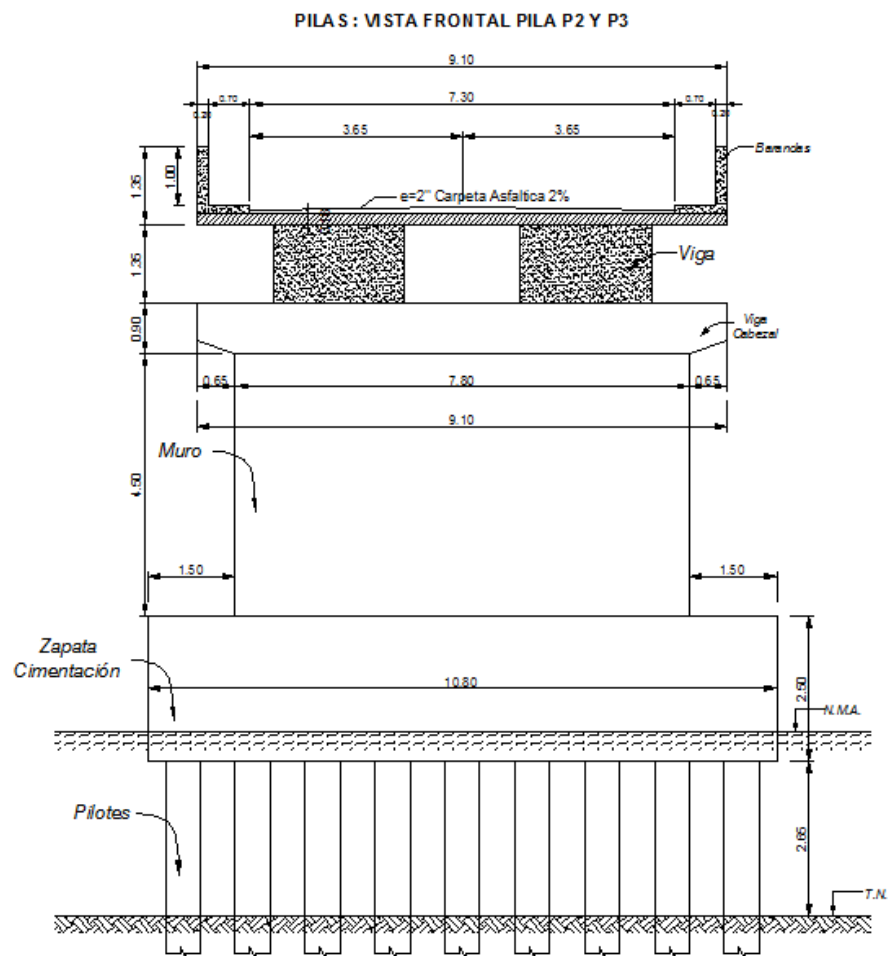


Figura 4.8: Vista frontal pilas P2 y P3 del puente de Tarifa.
Fuente: Autores.

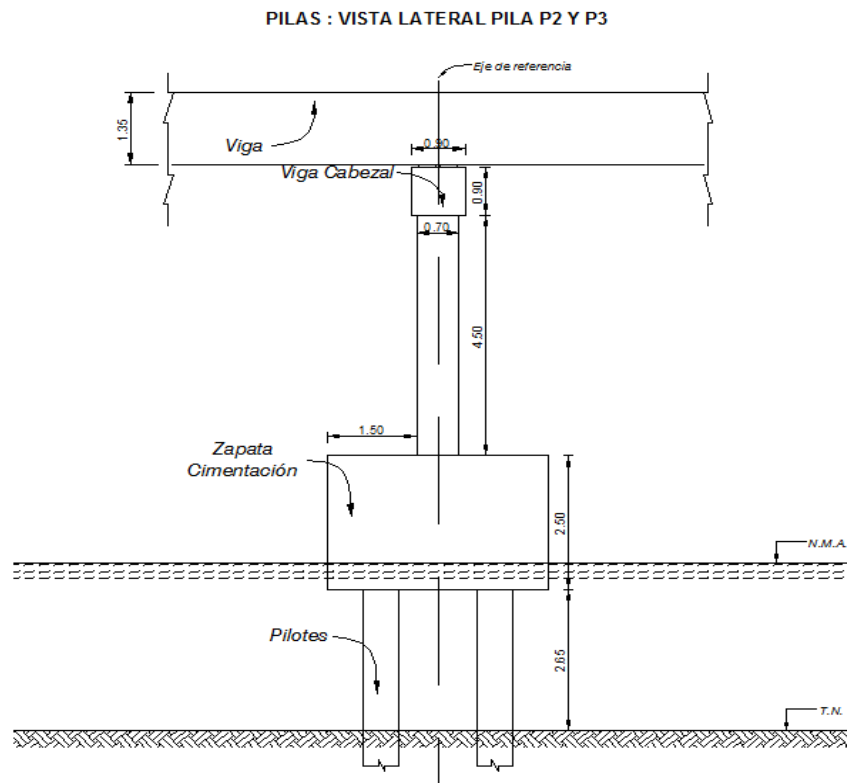


Figura 4.9: Vista lateral pilas P2 y P3 del puente de Tarifa.
Fuente: Autores.



Fotografía 4.12: Pila P2 del puente de Tarifa.
Fuente: Autores.



Fotografía 4.13: Pila P3 del puente de Tarifa.
Fuente: Autores.

4.2.3. Descripción de los accesos

El primer acceso dirección sur-oeste hacia el norte-este; es decir, recinto Boca de Caña hacia la parroquia de Tarifa tiene una longitud de 30.5 m., barandas de protección vehicular en ambos sentidos de 1.0 m. de alto, y tiene un ancho de calzada de 7.3 m.



Fotografía 4.14: Acceso 1. Acceso sur-oeste hacia el norte-este.
Fuente: Autores.

El segundo acceso dirección norte-este hacia el sur-oeste; es decir, desde la parroquia de Tarifa hacia el recinto Boca de Caña tiene una longitud de 32.5 m., barandas de protección vehicular en un sentido de 1.0 m. de alto, una acera peatonal de 1.50 m. en el otro sentido, y tiene un ancho de calzada de 7.3 m.



Fotografía 4.15: Acceso 2. Acceso norte-este hacia el sur-oeste.
Fuente: Autores.

4.3. Estado actual del puente de tarifa

Para definir el estado actual del puente de Tarifa se realizó un trabajo de campo y oficina. El trabajo de campo consistió en dos inspecciones realizadas los días miércoles 2 de diciembre del 2015 y jueves 16 de Junio del 2016. En el trabajo de campo se realizó una planilla de inspección y diagnostico la cual puede verse en el Anexo D. El trabajo de oficina consistirá en realizar un detalle de la inspección realizada, en la cual se considerara tres posibles

clasificaciones (B: Bueno; R: Regular; M: Malo) definiendo cada una de ellas según se presente en el estado del puente.

4.3.1. Estado actual de la superestructura

Calzada: Tablero

Estado: Malo

Descripción del estado: Se presentan deformaciones longitudinales en el tramo central del puente (tramo 3), lo cual es un peligro para la seguridad, ya que como consecuencia, se generan vibraciones ante el paso de vehículos pesados.

Necesita acciones urgentes: Si

Tipo de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo:
Reconstrucción.

Tareas de reconstrucción: Demolición y reemplazo de losa del tablero en el tramo # 3.



Fotografía 4.16: Estado actual del tablero. Deformación longitudinal.
Fuente: Autores.

Calzada: Capa de Rodadura

Estado: Regular

Descripción del estado: La carpeta se encuentra libre de deformaciones, baches, posee pendientes adecuadas, sin embargo, se presentan fisuras de 1.0 mm en dos áreas de la calzada.

Necesita acciones urgentes: No

Tipo de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo:

Mantenimiento

Tareas de mantenimiento:

- Sellado de fisuras en carpeta de asfáltica.
- Señalización horizontal en la calzada.



Fotografía 4.17: Fisuras en carpeta asfáltica.
Fuente: Autores.

Vigas: Longitudinales (Vigas Cajón)

Estado: Malo

Descripción del estado: Mal estado del hormigón, se aprecia envejecimiento del hormigón (descascarado) y varillas de refuerzo expuestas en varios sectores de los tramos 2, 3 y 4. Adicionalmente el preesfuerzo de la viga cajón del tramo 3 está expuesto y con evidencia de oxidación.

Necesita acciones urgentes: Si

Tipo de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo:

Rehabilitación o reconstrucción

Tareas de rehabilitación:

- Saneamiento de la armadura y aplicación de hormigón de reparación proyectado en las vigas cajón.

Tareas de reconstrucción:

- Reemplazo de las vigas cajón.



Fotografía 4.18: Estado actual, vigas cajón del tramo 4.

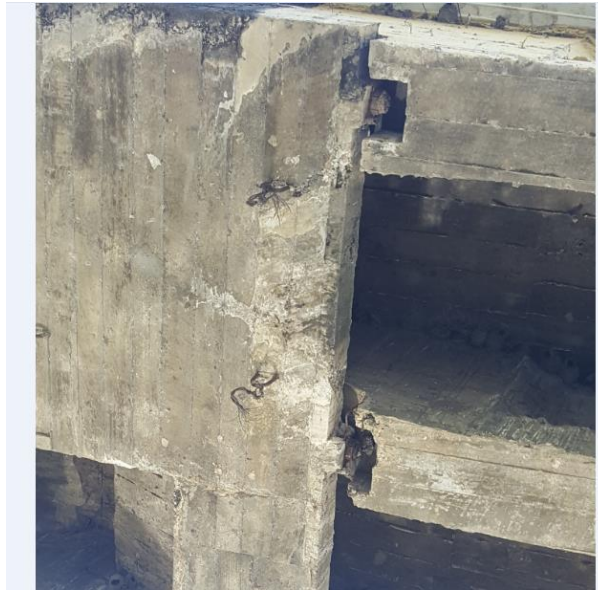
Fuente: Autores.



Fotografía 4.19: Estado actual, vigas cajón del tramo 3.
Fuente: Autores.



Fotografía 4.20: Estado actual, vigas cajón del tramo 2.
Fuente: Autores.



Fotografía 4.21: Estado actual, vigas cajón del tramo 3 con preesfuerzo expuesto.
Fuente: Autores.

Vigas: Longitudinales (Vigas Preforzadas AASHTO Tipo IV)

Estado: Malo

Descripción del estado: Las vigas tipo I del tramo 3 presentan daño en el hormigón y desplazamiento lateral en el apoyo tipo ménsula de la viga cajón y la viga tipo IV.

Necesita acciones urgentes: Si

Tipo de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo:

Reconstrucción

Tareas de reconstrucción:

- Reemplazo de vigas AASHTO tipo IV del tramo 3.



Fotografía 4.22: Estado actual, daño en vigas preforzadas tipo I del tramo 3.
Fuente: Autores.



Fotografía 4.23: Estado actual, desplazamiento lateral en vigas preforzadas del tramo 3.
Fuente: Autores.

Vigas: Longitudinales (Vigas de Hormigón Armado)

Estado: Bueno

Descripción del estado: Las vigas de hormigón armado del tramo 1 se encuentran en buen estado.

Necesita acciones urgentes: No

Tipo de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo:
Ninguna.



Fotografía 4.24: Estado actual, vigas de hormigón armado del tramo 1.
Fuente: Autores.

Vigas: Transversales (Diafragmas)

Estado: Malo

Descripción del estado: Los diafragmas del tramo 1, 2, 3 y 4 presentan daño en el hormigón, en los diafragmas del tramo 1 y 4 el refuerzo está expuesto y con evidencia de corrosión.

Necesita acciones urgentes: Si

Tipo de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo:
Mantenimiento.

Tareas de mantenimiento:

- Reconstrucción del recubrimiento en diafragmas. (Nº de diafragmas: 3 de 6.2 m. en tramo 1; 6 de 2.0 m. en tramo 2; 6 de 2.0 m. en tramo 3; 3 de 6.0 m. en tramo 3 y 6 de 2.0 m. en tramo 4).



Fotografía 4.25: Estado actual, diafragmas del tramo 1.
Fuente: Autores.



Fotografía 4.26: Estado actual, diafragmas del tramo 4.
Fuente: Autores.

Juntas (Transversales en tramos y accesos)

Estado: Regular

Descripción del estado: Las juntas tanto en los tramos como en el acceso se encuentran cubiertas por sobrecapas de asfalto. Se evidencia la presencia de grietas transversales. Se evidencia ligeros golpeteos ante la acción del tráfico.

Necesita acciones urgentes: No

Tipo de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo:
Inspección detallada.

Tareas de inspección:

- Inspección detallada para verificar el estado de las juntas.



Fotografía 4.27: Estado actual, junta transversal en tramo 3.
Fuente: Autores.



Fotografía 4.28: Estado actual, junta transversal en acceso al tramo 2.
Fuente: Autores.

Barandas peatonales

Estado: Bueno

Descripción del estado: Las barandas peatonales requieren una intervención mínima de 10 metros lineales debido a daños en el hormigón y refuerzos expuestos con respecto a la longitud total del puente.

Necesita acciones urgentes: No

Tipo de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo:
Mantenimiento.

Tareas de mantenimiento:

- Reemplazo y colocación de barandas peatonales.



Fotografía 4.29: Estado actual, barandas peatonales.
Fuente: Autores.

Veredas

Estado: Bueno

Descripción del estado: El elemento está libre de deformaciones, figuraciones excesivas o descascaramientos importantes. No requieren ninguna intervención.

Necesita acciones urgentes: No

Tipo de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo:

Ninguna.



Fotografía 4.30: Estado actual, veredas peatonales.

Fuente: Autores.

Desagües

Estado: Malo

Según el MOSP. (2007) en su manual para inspecciones rutinarias de puentes y alcantarillas dice que, la separación en dirección longitudinal será aconsejablemente de entre 3.0 a 5.0 m., no deben colocarse desagües que derramen sobre sobre la estructura del puente, además los desagües deben prolongarse mínimo 0.15 m. por debajo del intradós de la losa

Descripción del estado: Los desagües requieren desobstrucción de maleza y basura, y prolongación.

Necesita acciones urgentes: Si

Tipo de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo:

Mantenimiento.

Tareas de mantenimiento:

- Colocación y prolongación de desagües.



Fotografía 4.31: Estado actual, desagües con maleza.

Fuente: Autores.

4.3.2. Estado actual de la subestructura

Estribos

Estado: Malo

Descripción del estado: El estribo E1 presenta varillas expuestas y corroídas en la pantalla (cara a compresión). El estribo E2 presenta varillas expuestas y corroídas en la pantalla (cara a compresión), además, se aprecia no contención del relleno en su parte inferior. Los muros de acompañamiento en ambos estribos se encuentran en buenas condiciones.

Necesita acciones urgentes: Si

Tipo de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo:
Rehabilitación.

Tareas de rehabilitación:

- Reconstrucción del recubrimiento con hormigón proyectado.



Fotografía 4.32: Estado actual, varillas expuestas en el estribo E1.
Fuente: Autores.



Fotografía 4.33: Estado actual, varillas expuestas y relleno no contenido en el estribo E2.
Fuente: Autores.

Pilares: Muros y Vigas Cabezales

Estado: Bueno

Descripción del estado: Las vigas cabezales y los muros de los tres pilares se encuentran en buenas condiciones.

Necesita acciones urgentes: No

Tipo de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo:
Ninguna.

Pilares: Cimentación

Estado: Malo

Descripción del estado: La cimentación de la pila P1 (pilotes) se encuentra en buenas condiciones. La viga de cimentación de las pilas P2 y P3 presentan daños en el hormigón, hormigón envejecido (descascarado) y refuerzo expuesto al agua sin presencia de corrosión.

Necesita acciones urgentes: Si

Tipo de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo:
Rehabilitación o reconstrucción

Tareas de rehabilitación:

- Saneamiento de la armadura de la zapata de cimentación y aplicación de hormigón de reparación para la pila P2 y P3.

Tareas de reconstrucción:

Fotografía 4.34: Estado actual, cimentación de la pila P3.

Fuente: Autores.



Fotografía 4.35: Estado actual, cimentación de la pila P2.
Fuente: Autores.

4.3.3. Estado actual de los accesos

Accesos

Estado: Bueno

Descripción del estado: La carpeta se encuentra libre de deformaciones, baches y posee pendientes adecuadas. Las barandas de protección se encuentran en buen estado

Necesita acciones urgentes: No

Tipo de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo:

Mantenimiento

Tareas de mantenimiento:

- Señalización horizontal en la calzada.



Fotografía 4.36: Acceso 1. Boca de Caña - Tarifa.
Fuente: Autores.

4.3.4. Estado actual de los taludes

TALUDES

Estado: Bueno

Descripción del estado: No existe ningún tipo de protección para los taludes ni para los estribos. No se presentan taludes erosionados ni socavados. Se aprecia basura a orillas del cauce y bajo el puente.

Necesita acciones urgentes: No

Tipo de tareas necesarias para llevar al puente a su estado óptimo:

Mantenimiento

Tareas de mantenimiento:

- Limpieza de orillas del cauce.
- Limpieza bajo el puente.



Fotografía 4.37: Talud 1. Tarifa – Boca de Caña.

Fuente: Autores.

4.4. Efectos en el puente de Tarifa ante el sismo de 7.8° de magnitud e intensidad con epicentro en Pedernales provincia de Manabí. 16 de abril del 2016

El puente de Tarifa construido el año 1969 sobre el río Los Tintos, en la parroquia Tarifa, cantón Samborondón cuenta ya con 47 años de vida útil hasta la presente fecha.

La mayoría de las estructuras de puentes con diseño sísmico, antes de las normas AASHTO LRFD 1998 se basaban en valores de R (Factor de modificación de respuesta) muy altos. Con las normas AASHTO LRFD 1998

en adelante, los puentes fueron más rígidos usando valores de $R < 3$. En el presente proyecto, con las normas AASHTO LRFD 2012, la norma indica el uso de valores de $R < 2$ para el caso particular del puente de Tarifa.

Debido a la constante evolución de las normas sísmicas para el diseño de puentes, es fundamental un análisis de los posibles efectos en el puente de Tarifa ante el sismo de 7.8° de magnitud con epicentro en Pedernales, con fecha de 16 de abril del 2016.

4.4.1. Espectro de aceleraciones de respuesta elástico de diseño para el puente de Tarifa

A continuación se construirá el espectro de aceleraciones de respuesta elástica para la parroquia Tarifa, cantón Samborondón, utilizando el AASHTO LRFD 2012.

1) Zonificación sísmica regional

Considerando la ubicación geográfica del proyecto, la NEC (2015) código NEC-SE-DS en su sección 10.2, nos muestra que la parroquia Tarifa se ubica en la zona sísmica V, la misma que posee un factor Z o PGA de 0.40g de aceleración máxima esperada en roca.

2) Determinación del tipo de sitio

La NEC (2015) código NEC-SE-DS, sección 3.2, muestra la clasificación de los perfiles de suelo, (Véase en Normas y Especificaciones). Con base al estudio de suelo definiremos al sitio como tipo E.

3) Determinación de los parámetros de aceleración S_5 y S_1 en roca

Para Ecuador se pueden adoptar los valores de:

- $S_5 = 1.5g$ (Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para un periodo de 0.2 s. en roca).
- $S_1 = 0.6g$ (Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para un periodo de 1.0 s. en roca).

4) Determinación de los factores de sitio F_{PGA} , F_A , F_V .

El AASHTO LRFD (2012), en su sección 3.10.3.2, muestra cómo obtener los factores F_{PGA} , F_A , F_V a partir de los valores de PGA, S_5 , S_1 y el tipo de sitio. A partir del sitio tipo E, $S_5 = 1.5g$ y $S_1 = 0.6g$, tenemos que:

- $F_{PGA} = 0.9$
- $F_A = 0.9$
- $F_V = 2.4$

5) Determinación de los parámetros ajustados de aceleración S_{DS} y S_{D1} en roca

- $S_{DS} = F_A * S_S = 1.35g$ (Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para un periodo de 0.2 s. ajustado al tipo de sitio)
- $S_{D1} = F_V * S_1 = 1.44g$ (Coeficiente de aceleración de respuesta espectral horizontal para un periodo de 1.0 s. ajustado al tipo de sitio)

6) Determinación del espectro de respuesta de diseño

Región 1: $T \leq T_0$

$$C_{SM} = A_S + (S_{DS} - A_S)(T_m/T_0)$$

Donde:

- $A_S = F_{PGA} * PGA = 0.9 * 0.4 = 0.36g$
- T_M = periodo de vibración en el modo m.
- T_s = periodo donde termina la meseta espectral = $\frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{1.44}{1.35} = 1.07$ s.
- $T_0 = 0.2 T_s = 0.214$ s.

Región 2: $0.214 \leq T \leq 1.07$

$$C_{SM} = S_{DS} = 1.35$$

Región 3: $T \geq 1.07$

$$C_{SM} = \frac{S_{D1}}{T_M} = \frac{1.44}{T_M}$$

Con lo cual obtenemos los siguientes datos para armar el espectro:

Tabla XXXVIII: Diferentes periodos de vibración para construir el espectro elástico.

Tm (s.)	Csm (g)
0.000	0.360
0.100	0.823
0.200	1.285
0.214	1.350
0.300	1.350
0.500	1.350
0.700	1.350
0.900	1.350
1.000	1.350
1.070	1.350
1.100	1.309
1.300	1.108
1.500	0.960
1.700	0.847
1.900	0.758
2.000	0.720
2.500	0.576
3.000	0.480
3.500	0.411
4.000	0.360

Fuente: Autores.

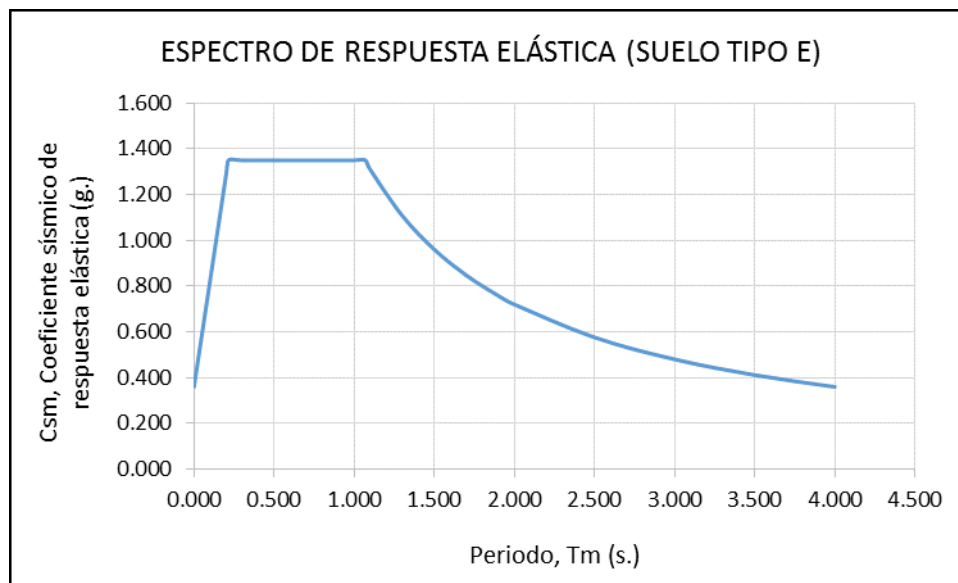


Figura 4.10: Espectro de respuesta elástica para un suelo tipo E.
Fuente: Autores.

4.4.2. Amenaza sísmica en la parroquia Tarifa ante el sismo de 7.8° de magnitud e intensidad con epicentro en Pedernales, provincia de Manabí

En la siguiente figura obtenida del Instituto Geofísico Nacional, se puede apreciar el mapa de isosistas, el cual muestra las intensidades en escala EMS98 (Escala Macro-sísmica Europea) del sismo de Pedernales en todo el Ecuador. La cruz roja representa la ubicación aproximada de la parroquia Tarifa, en la cual, el sismo tuvo una intensidad de 5.0° en EMS98.

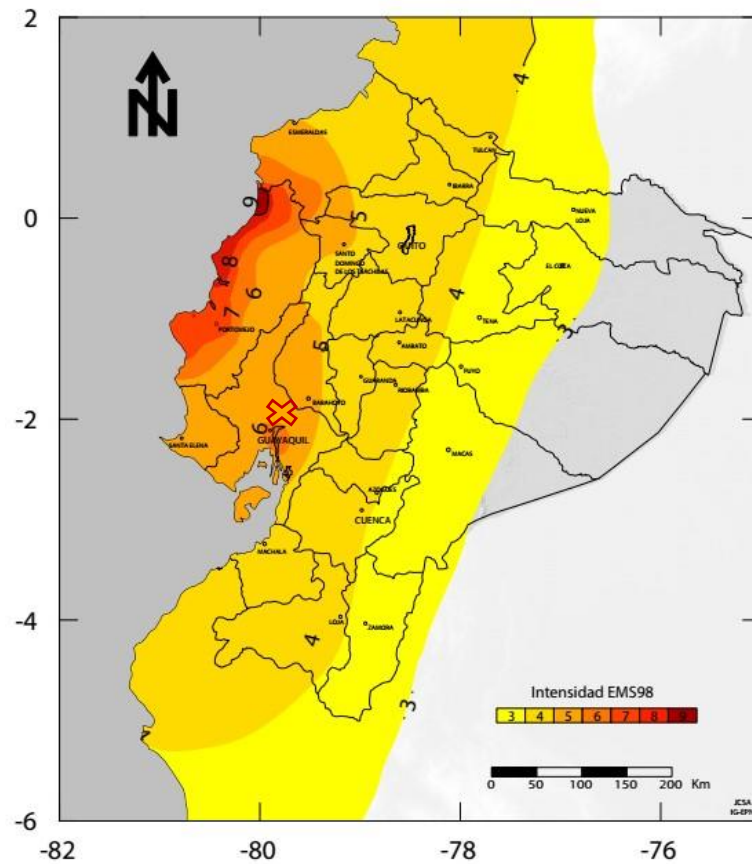


Figura 4.11: Mapa de isosistas. Intensidades del sismo del 16 de abril de 2016.
Fuente: IGN. (2016).

En la siguiente figura obtenida del Instituto Geofísico Nacional, se muestra la distribución espacial de las estaciones de la Red Nacional de Acelerógrafos en el Ecuador, los valores presentados corresponden a las máximas aceleraciones en roca (PGA: Peak ground accelerations) en m/s^2 . La cruz roja representa la ubicación aproximada de la parroquia Tarifa, en la cual, el acelerógrafo AGYE es el más cercano.

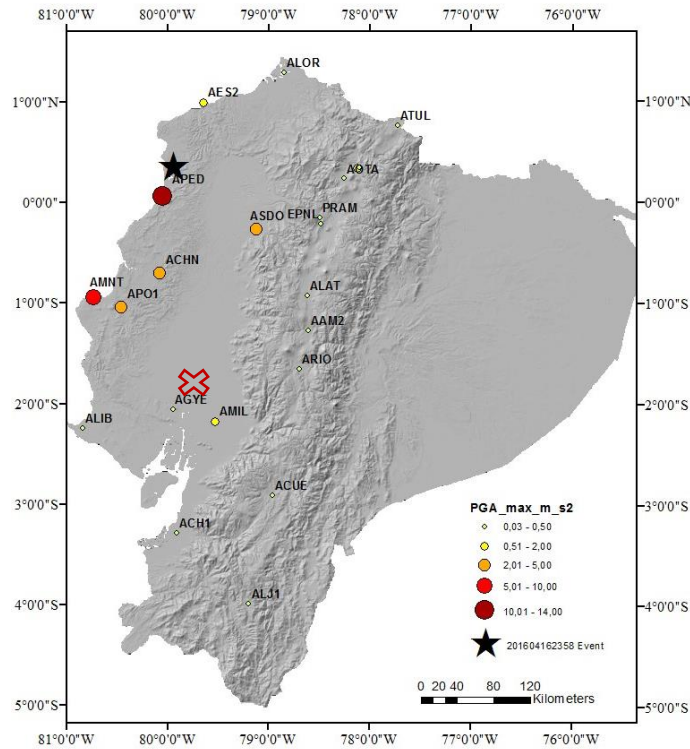


Figura 4.12: Distribución espacial de las estaciones de la Red Nacional de Acelerógrafos en el Ecuador.
Fuente: IGN. (2016).

En la siguiente figura obtenida del Instituto Geofísico Nacional, se muestra los acelerogramas del terremoto de las 18h58 del 16 de abril del 2016, ordenados con respecto a la distancia epicentral, en cada acelerograma se muestra la máxima aceleración (PGA), la cual está indicada a la derecha de cada registro. Se puede apreciar que el acelerógrafo AGYE registró 23.04 cm/s^2 o 0.23 m/s^2 (0.024 g) como máxima aceleración, mientras que en Pedernales (acelerógrafo APED) se registró un valor de 13.803 m/s^2 (1.407 g).

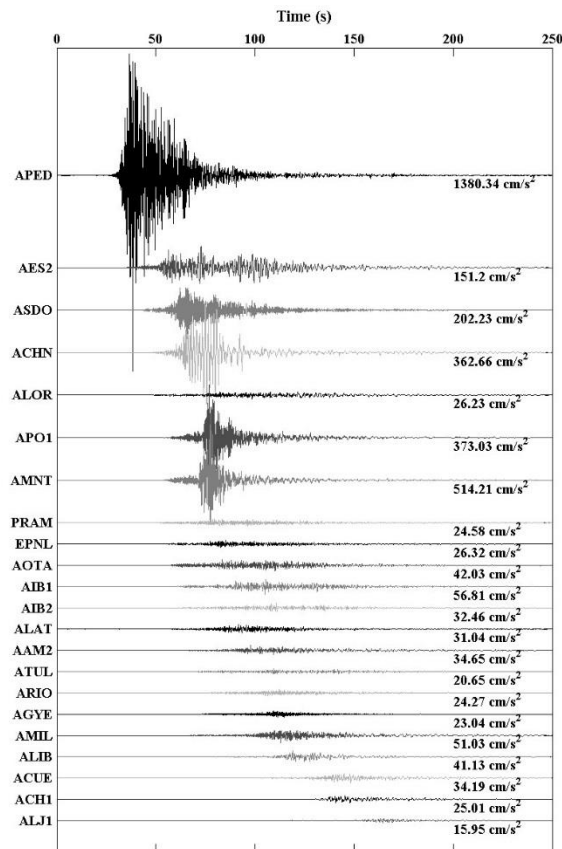


Figura 4.13: Acelerogramas del terremoto de las 18h58 del 16 de abril del 2016, ordenados con respecto a la distancia epicentral

Fuente: IGN. (2016).

4.4.3. Diagnóstico del puente de Tarifa ante el sismo de 7.8° de magnitud e intensidad con epicentro en pedernales, provincia de Manabí

Para poder constatar los efectos del sismo de 7.8° de Pedernales, fue necesario realizar dos inspecciones, los días, miércoles 2 de diciembre del 2015 y jueves 16 de Junio del 2016.

El diagnóstico es que las vigas AASTHO tipo I del tramo 3 sufrieron daño estructural.

Este diagnóstico se lo otorgo gracias a las inspecciones realizadas en campo, al estado actual de las vigas I del tramo 3 y a los testimonios de los moradores del sector.



Fotografía 4.38: Efectos del sismo de Pedernales en las vigas.
Fuente: Autores.

Las consecuencias del sismo fueron: daño en el hormigón y desplazamiento transversal alrededor del eje longitudinal del puente, aproximadamente de 5 cm.

4.5. Análisis del tráfico

El estudio de tráfico dio como resultado que un total de 7927 vehículos circulan por el puente de Tarifa actualmente contemplando livianos, buses, camiones (C2, C3) y tracto camiones (C2-S1, C2-S2). Así mismo el TPDA (Actual) representado en vehículos equivalentes es de 8143 vehículos por día circulando en el puente de Tarifa.

Para determinar la serviciabilidad de los carriles actuales en el puente de Tarifa se utilizara el TPDA actual en vehículos equivalentes de 8143 y se realizara una comparación con las recomendaciones de número de carriles del (NEVI) Norma Ecuatoriana Vial del 2012 volumen 2ª.

Tabla XXXIX: Clasificación funcional de las vías en base al TPDA

Clasificación Funcional de la Vías en base al TPDA			
Descripción	Clasificación Funcional	TPDA	
		Límite Inferior	Límite Superior
Autopista	AP2	80000	120000
	AP1	50000	80000
Autovía o Carretera Multicarril	AV2	26000	50000
	AV1	8000	26000
Carretera de 2 Carriles	C1	1000	8000
	C2	500	1000
	C3	0	500

Fuente: NEVI. (2012).

Según la demanda actual de 8143 vehículos por día, el puente de Tarifa necesita una carretera multicarril, es decir, más de un carril por dirección. Por lo que la demanda actual no satisface las necesidades de tráfico del puente.

4.6. Análisis de la resistencia

La NEC. (2015), código NEC-SE-HM en su sección 3.2 dice que, para hormigones en condiciones de contacto con el agua marina, su resistencia a la compresión mínima debe ser de 280 kg/cm^2 .

De los ensayos de resistencia, se obtuvo la resistencia actual de los elementos estructurales del puente de Tarifa. En la tabla a continuación, se observa el cumplimiento de la resistencia actual de los elementos del puente con el mínimo requerido para hormigones expuestos al agua de mar.

Tabla XL: Resistencia actual y cumplimiento de resistencia mínima para hormigones expuestos al agua mar.

Elementos		Resistencia Actual	Cumplimiento NEC 2015
		kg/cm^2	$>280 \text{ kg/cm}^2$
Estribo	E1	385	Cumple
	E2	395	Cumple
	Muro de Ala - E2	400	Cumple
Viga	Viga Cajon Tramo 4	430	Cumple
	Viga Tramo 1	370	Cumple
Pila 1	Viga Cabezal	370	Cumple
	Pilotes	285	Cumple
Losa	Tramo 1	410	Cumple
Pila 3	Muro	325	Cumple
	Cimiento	95	No Cumple

Fuente: Autores.

Se observa que el cimiento de la pila # 3 no cumple con la resistencia mínima a la compresión simple de la NEC 2015, lo cual está relacionado y se evidencia con su estado actual.

4.7. Análisis de la superestructura

4.7.1. Análisis de ancho de calzada y aceras

Según la norma AASHTO de requerimiento Geométrico (2004) las aceras tienen que tener como mínimo un ancho de 60 cm, por lo que para el actual puente si se cumple este requerimiento, con dos aceras de un ancho de 70 cm para cada lado.

Así mismo para el número de carriles del puente (2 carriles), el ancho mínimo deberá ser de 6.70 m y el ancho preferible deberá ser de 7.30m. El actual puente presenta un ancho de calzada para los dos carriles con una longitud total de 7.30 m por lo que si cumple con el ancho mínimo.

4.7.2. Análisis de barandas

Se realizara un análisis de la geometría de las barandas del puente Tarifa haciendo una comparación con los que dicta la norma AASHTO LRFD (2012) en su capítulo 13 de Barandas.

A continuación se muestra la geometría de las barandas actuales en el puente con sus dimensiones:

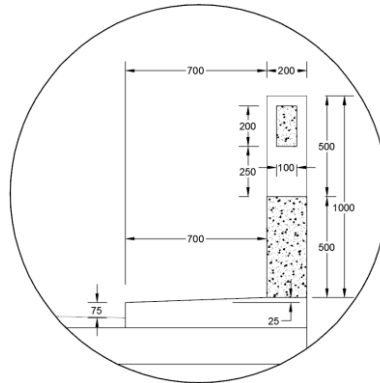


Figura 4.14: Dimensiones de las Barandas del puente Sección transversal.
Fuente: Autores.

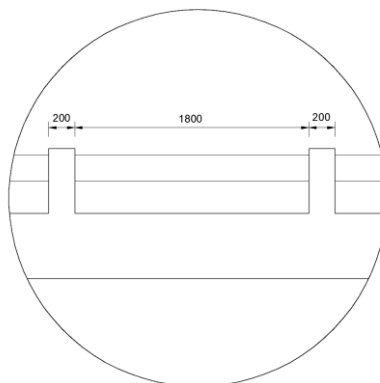


Figura 4.15: Dimensiones de las Barandas del puente Sección Longitudinal.
Fuente: Autores.

Para poder seguir la norma AASHTO LRFD (2012) es necesario categorizar el tipo de baranda presente por medio de la siguiente tabla 13.7.2.1 de la norma:

Tabla XLI: Ensayos de choque dependiendo del nivel de ensayo.

Tabla 13.7.2.1 – Niveles de ensayo para las barandas de puentes y criterios para los ensayos de choque

Características de los vehículos	Pequeños automóviles		Camionetas (Pickups)	Camión semi-remolque	Camión con remolque		Camión cisterna
	7000	8000			220.000	355.000	
W (N)	7000	8000	20.000	80.000	220.000	355.000	355.000
B (mm)	1700	1700	2000	2300	2450	2450	2450
G (mm)	550	550	700	1250	1630	1850	2050
Ángulo de impacto, θ	20°	20°	25°	15°	15°	15°	15°
Nivel de Ensayo	VELOCIDADES DE ENSAYO (km/h)						
TL-1	50	50	50	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-2	70	70	70	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-3	100	100	100	N/A	N/A	N/A	N/A
TL-4	100	100	100	80	N/A	N/A	N/A
TL-5	100	100	100	N/A	N/A	80	N/A
TL-6	100	100	100	N/A	N/A	N/A	80

Fuente: AASHTO LRFD (2012).

Como sobre el puente los vehículos van a una velocidad aproximada de 70km/h se escogerá la TL-2 que corresponde a zonas de trabajo y la mayor parte de las calles locales y colectoras según AASHTO LRFD (2012) 13.7.2

Según AASHTO LRFD (2012) en su sección 13.7.3.2 la altura mínima de la baranda es de 685mm para barandas vehiculares.

Para barandas peatonales la altura mínima es de 1060mm según la AASHTO en su sección 13.8.1.

Las barandas si cumple con los requerimientos geométricos que dicta la norma ya que la altura es de 1m, superando la altura mínima de barandas vehiculares y alcanza la altura mínima para barandas peatonales.

4.7.3. Análisis de la losa

Para el análisis de la losa se determinara el espesor mínimo que dicta la norma AASHTO LRFD (2012) en su tabla 2.5.2.6.3-1

Tabla XLII: Profundidad mínima en elementos superestructura.

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón Pretensado	Losas	0,030 L $\geq 165 \text{ mm}$	0,027 L $\geq 165 \text{ mm}$
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L

Fuente: AASHTO LRFD (2012).

Se usa la fórmula para losas con armadura principal paralela al tráfico y tramos continuos por lo que la fórmula es:

$$\frac{S + 3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$$

Donde S es la separación entre vigas , debido a que se tiene diferentes separación entre vigas en los tramos se tomará el más crítico que es en los

tramos donde hay dos vigas cajón con una separación $S_v = 4.25\text{m}$.
 Considerando el ancho de las vigas cajón en la separación $S = 3.12\text{m}$

$$\frac{3120 + 3000}{30} = 204 \geq 165\text{mm}$$

El mínimo espesor de losa será de:

$$e_{min} = 204\text{mm}$$

$$e_{min} > e$$

Debido a que la losa es de 18cm y esta es no mayor al espesor mínimo de 21cm, no se satisface la recomendación de la norma AASHTO LRFD (2012).

4.7.4. Análisis de la viga prefabricada

Debido a la dificultad del análisis este tipo de viga cajón prefabricada y la falta de información de la misma se realizará un análisis simple del peralte mínimo de las vigas según la tabla de la AASHTO LRFD (2012) que se usó en la sección 5.6.3. Se analizarán los 3 tramos de vigas diferentes.

Para Vigas del tramo 1

Las vigas son vigas de hormigón armado se las tomara como vigas T, con un $L = 22.9\text{m}$.

$$h1 = 0.065L - e = 1.60 - 0.2 = 1.29 \text{ m}$$

Las vigas de este tramo tienen 1.25m, por lo que está un poco por debajo de la recomendación.

Para Vigas del tramo 2

Para las vigas de este tramo se utilizara hormigón Pretensado, vigas cajón fundidas en sitio y tramos continuos con L=38.5m:

$$h2 = 0.04L - e = 1.73 - 0.18 = 1.34$$

Las vigas de este tramo tienen 1.35m por lo que está arriba de lo recomendado. Las vigas cerca de los apoyos con las pilas, tienen una sección mayor que no supera los 2 m de altura. Por lo que la recomendación de la norma si se cumple.

Para Vigas del tramo central

Como este tramo tiene vigas preforzadas que se considerara simplemente apoyados con L=17m:

$$h3 = 0.045L = 0.765m$$

Este tercer tramo tiene dos tipos de vigas entrelazadas, por lo que lo que aumenta la complejidad. Esta viga tiene un peralte aproximado de 1.35 que supera los 0.765m de la norma AASHTO LRFD (2012).

4.8. Análisis de la subestructura

4.8.1. Análisis de las pilas del puente

Para el análisis de las pilas es necesario calcular los diferentes pesos que recaen sobre la subestructura siguiendo la norma AASHTO LRFD 2012.

4.8.1.1. Calculo de cargas permanentes DC, DW

El peso muerto de la superestructura que va a recaer sobre las pilas de estudio para lo cual se genera la siguiente tabla especificando los diferentes pesos observados en la estructura por longitud de la viga.

Tabla XLIII: Pesos de Superestructura en ton/m.

Tabla de pesos muertos de superestructura por metro	
Losa (0.18 x 2.4) x 9.1m.	3.93 ton/m
Asfalto (e=50mm; 0.05 x 2.2) x 7.3m	0.80 ton/m
Barandas (1 x 0.2 x 2.4) x 2	0.96 ton/m
Postes $(\pi \times 0.175^2/4 \times 7.8 \times 8) + (0.33 \times 0.35 \times 0.80 \times 2.4)$	1.72 ton (1pste)
Ductos	0.02 ton/m

Tabla de pesos muertos de superestructura por metro	
Aceras (0.15 x 0.9 x 2.4) x 2	0.65 ton/m

Fuente: Autores.

Se determinara el peso muerto que cae sobre las pilas, para lo cual se analizara por tramo el peso lineal por viga. Se realizara como ejemplos los cálculos de los tramos 1 y 2, el tramo 3 y 4 se resumirán los resultados en una tabla.

Tramo 1: 22.9m

Se tienen 3 vigas de 1.25x0.30 y 3 diafragmas de 1.12x0.2m

La masa de 1 de las vigas es de $1.25 \times 0.3 \times 2.4 = 0.9 \text{ ton/m}$

La masa de los diafragmas es de $1.12 \times 0.2 \times 2.4 \times 3 = 6.2 = 10 \text{ ton}$

Repartiendo los pesos de los diagramas uniformemente en las vigas se tiene

$$10/3/22.9 = 0.15 \text{ ton/m}$$

Para este tramo tenemos los pesos de la tabla son 6.36ton/m como son 3 vigas, entonces 2.12ton/m/viga.

Para el poste, se distribuye la carga por la longitud del tramo y numero de vigas por lo que se tiene $1.72/3/22.9=0.025\text{ton/m/viga}$

Sumando el peso de vigas, diafragmas y de la tabla se obtiene:

El peso final es de $0.9+0.15+2.12+0.03=3.20\text{ton/m/viga}$

Para el primer tramo se tiene un peso de 3.20 toneladas por metro por viga.

- **Tramo 2: 38.5 metros**

Se tienen 2 vigas cajón con espesor de 35 cm de $2.25 \times 1.35\text{m}$ y 6 diafragmas de $1.35 \times 0.20\text{m}$

La masa de 1 de las vigas es de $2.25 \times 1.35 \times 2.4 - 0.65 \times 1.55 \times 2.4 = 4.87\text{ton/m/viga}$

La masa de los diafragmas es de $1.35 \times 0.20 \times 2 \times 6 \times 2.4 = 7.78\text{ton}$

Repartiendo los pesos de los diafragmas se tiene $7.78/2/38.5=0.1\text{ton/m/viga}$

Para este tramo tenemos los pesos de la tabla son 6.36ton/m como son 2 vigas, entonces 3.18ton/m/viga .

Para el poste, se distribuye la carga por la longitud del tramo y número de vigas por lo que se tiene $1.72/2/38.5=0.022\text{ton/m/viga}$

Sumando el peso de vigas, diafragmas y de la tabla se obtiene:

El peso total es de $4.87+0.1+3.18+0.02=8.17\text{ ton/m/viga}$.

Para el segundo tramo se tiene un peso de 8.17 toneladas por metro por viga.

De la misma forma se calculan los pesos para los otros dos tramos siguientes, a continuación se presenta un resumen de las cargas muertas por tramo separando como indica la norma AASHTO LRFD (2012) donde las cargas muertas estructurales y otras son DC, mientras que las cargas muertas por la capa de rodadura y instalaciones son DW en este caso en particular DW es específicamente el asfalto, ductos, y postes.

Es importante realizar esto debido a que la norma indica diferentes coeficientes de mayoración al momento de realizar la combinación de cargas.

Tabla XLIV: Cargas Permanentes (DC, DW) por tramo en ton/m/viga.

Cargas Muertas por tramo en Ton/m/viga				
Unidades (ton/m/viga)	Tramo			
	1	2	3	4
Longitud (m)	22.9	38.5	53.6	38.5
#Vigas	3	2	2	2
Losa	1.31	1.97	1.97	1.97
Asfalto	0.27	0.40	0.40	0.40
Barandas	0.32	0.48	0.48	0.48
Postes	0.03	0.02	0.02	0.02
Ductos	0.01	0.01	0.01	0.01
Aceras	0.22	0.33	0.33	0.33
Vigas	0.9	4.87	3.95	4.87
Diafragmas	0.15	0.1	0.18	0.1
DC	2.90	7.74	6.90	7.74
DW	0.30	0.43	0.43	0.43
Total	3.20	8.17	7.33	8.17
Peso Tramo Ton	219.5	629.1	785.8	629.1

Fuente: Autores.

La ubicación de las cargas permanentes sobre las pilas deberá ser en los centroides de las vigas que sostienen considerando los anchos de influencia.

En el caso de la pila#1 P1 como vienen de un tramo 3 vigas y del otro 2 vigas, va a tener 5 pesos sobre la viga cabezal.

A continuación se presenta una tabla que muestra las cargas DC y DW ya multiplicada por el ancho de influencia en las pilas separada por los diferentes tramos que recaen sobre las pilas

Tabla XLV: Cargas Permanentes (DC, DW) por tramo en ton/viga.

Cargas por tramos correspondientes a Pilas				
#Pila	P1		P2 y P3	
Tramos	1	2	2	3
Longitud (m)	22.9	38.5	38.5	53.6
Ancho de influencia (m)	11.45	19.25	19.25	26.8
DC ton/m/viga	2.90	7.74	7.74	6.90
DC ton/viga	33.2	149.0	149.0	184.9
DW ton/m/viga	0.30	0.43	0.43	0.43
DW ton/viga	3.4	8.3	8.3	11.5

Fuente: Autores.

Se realizan los análisis de los pesos que recaen en cada una de las vigas y se muestra la siguiente tabla:

Tabla XLVI: Cargas Permanentes (DC, DW) por tramo en ton.

Pesos permanentes en Pilas (Ton)				
#Pila	P1		P2 y P3	
Cargas	DC	DW	DC	DW
PI1	33.17	3.42		
PD1	149.00	8.28	333.92	19.80
PI2	33.17	3.42		
PD2	149.00	8.28	333.92	19.80
PI3	33.17	3.42		
Peso total por carga	397.49	26.80	667.83	39.60
Peso total de cargas	424.29		707.43	
Peso Propio	63.5		59	
Total	487.8		766.4	

Fuente: Autores.

Se muestra a continuación un gráfico que ilustra la ubicación de las cargas indicadas en la tabla anterior.

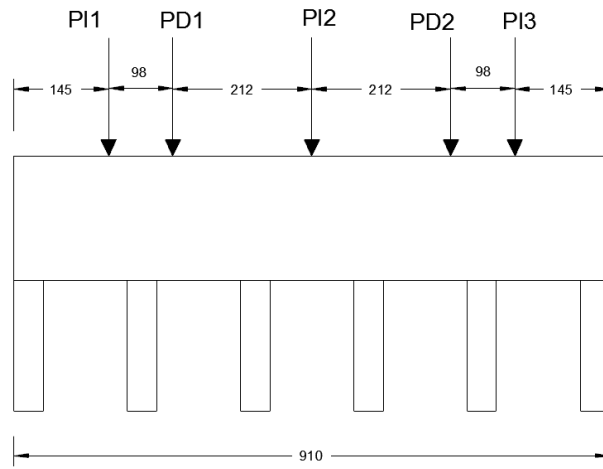


Figura 4.16: Ubicación de cargas muertas Pila 1.
Fuente: Autores.

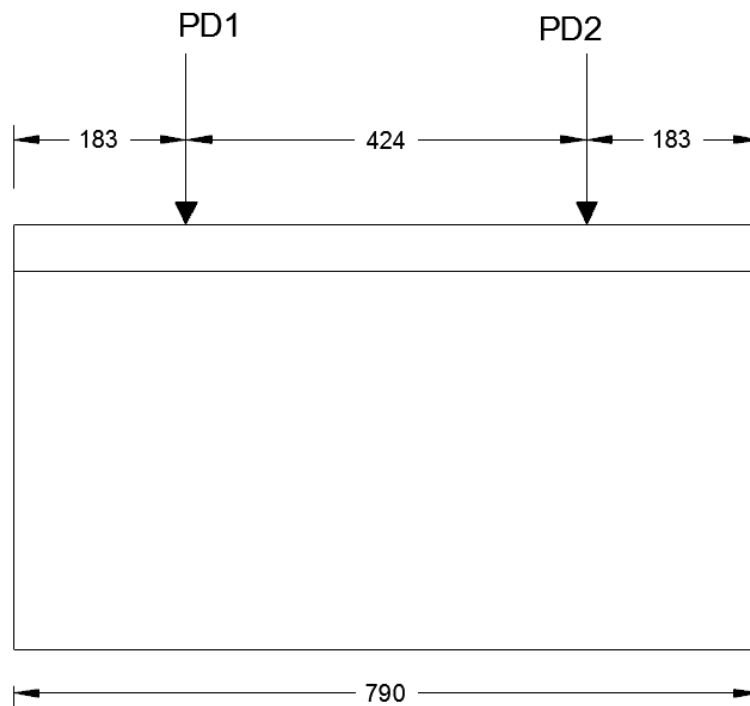


Figura 4.17: Ubicación de cargas muertas Pila 2.
Fuente: Autores.

4.8.1.2. Cálculo de cargas vivas PA, LL, IM, BR, WA

Es importante recalcar que no se necesita un análisis de los voladizos debido a que la dimensión de los volados en las pilas no es considerable.

4.8.1.2.1. Cargas peatonales PA

Según la AASHTO LRFD 2012 3.6.1.1.2 indica que para puentes con aceras peatonales se deben considerar los factores de presencia múltiple en el análisis de carga vivas por lo que se debería escoger la combinación más crítica que se muestra a continuación:

- 1 carril cargado con $m=1.2$
- 2 carriles cargados con $m=1$ o 1 carril cargado y una acera peatonal $m=1$
- 2 carriles cargados y 1 acera con $m=0.85$

Según la AASHTO LRFD (2012) en su sección 3.6.1.6 la carga peatonal se deberá tomar como 3.6×10^{-3} MPa o 0.36 ton/m^2 en las aceras de más de 60cm de ancho por lo que la carga lineal peatonal será de:

$$PL = 0.36 * 0.7 = 0.252 \text{ ton/m}$$

Debido a la aplicación de estos factores de reducción los resultados obtenidos de las cargas son poco críticas, por lo que no se considerará un carril peatonal con carga de 0.25ton/m a cambio de un carril vehicular con una carga de 1.5ton/m aprox.

Además si se considera 2 carriles vehiculares y un carril peatonal se deberá aplicar el coeficiente $m=0.85$ reduciendo así las cargas.

Por consiguiente la carga crítica está en considerar dos carriles vehiculares cargados solamente.

A continuación se presenta la tabla 3.6.1.1.2-1 de factores de presencia múltiple:

Tabla XLVII: Factor de presencia múltiple en cargas vivas.

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

Fuente: AASHTO LRFD (2012).

4.8.1.2.2. Cargas vehiculares LL y IM

Se realizar análisis transversales y longitudinales para así poder obtener los factores de distribución para las pilas y sus correspondientes cargas vivas con el vehículo de diseño indicado por la norma AASHTO LRFD (2012)

a) Análisis transversal

El objetivo de este análisis es determinar los factores de distribución para las vivas que recaen sobre las pilas. Estos factores indican dependiendo de la posición de los vehículos de diseño, cual es la fracción del peso del vehículo que tiene que soportar cada una de las vigas para así poder obtener las fuerzas de diseño sobre la viga cabezal de las pilas.

Este análisis se lo realiza ubicando dos vehículos de diseño sobre la superestructura y por medio de un análisis estático se obtienen los valores de los factores de distribución para cada una de las vigas. Se tomará para el ejemplo el tramo 1.

Debido a que sobre la pila 1 recaen dos diferentes tramos es necesario realizar los dos análisis para cada tramo.

Para las demás pilas, pila 2 y 3 se considera solo los factores de distribución del tramo 2 ya que son iguales geométricamente.

Tramo 1

Para momento

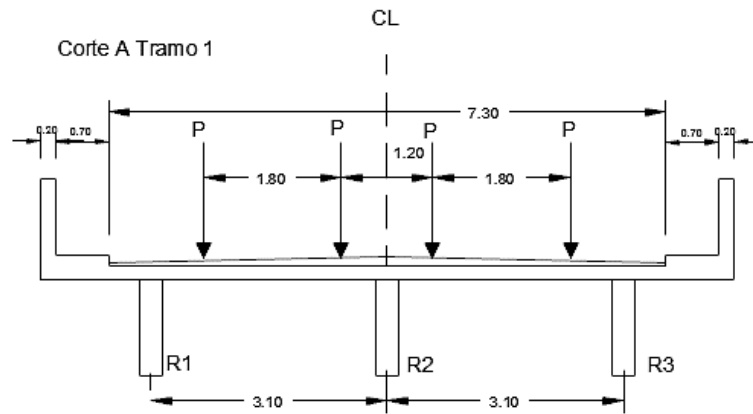


Figura 4.18: Sección transversal y ubicación de vehículos para momentos tramo 1.
Fuente: Autores.

$$\sum M_2 = 0$$

$$R1(3.1) = P(2.4 + 0.6)$$

$$R1 = \frac{3P}{3.1} = 0.96P$$

$$fd1 = fd3 = 0.48$$

$$fd2 = 1.03$$

Para cortante

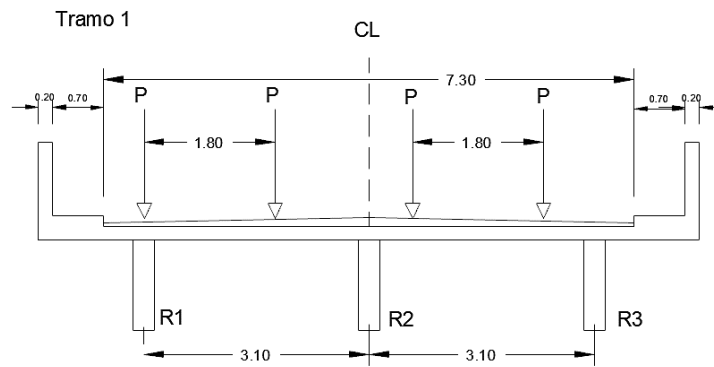


Figura 4.19: Sección transversal y ubicación de vehículos para cortante tramo 1.
Fuente: Autores.

$$\sum M_2 = 0$$

$$R1(3.1) = P(3.1 + 1.3)$$

$$R1 = \frac{4.5P}{3.1} = 1.45P$$

$$R2_1 = 0.55P$$

$$fd1 = 0.73$$

$$\sum M_3 = 0$$

$$R2(3.1) = P(0.7 + 2.5)$$

$$R2_3 = \frac{3.2P}{3.1} = 1.03P$$

$$R2 = 1.03 + 0.55 = 1.58p$$

$$fd2 = 0.79$$

$$fd3 = 2 - 1.03)/2 = 0.49$$

Tramo 2

Para momento

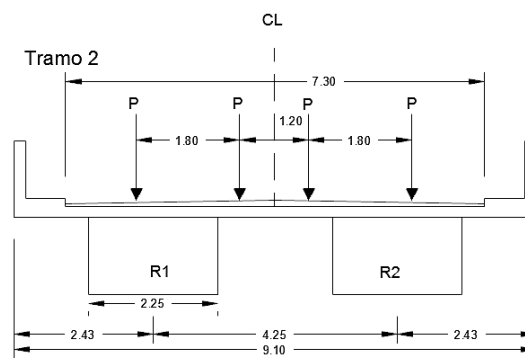


Figura 4.20: Sección transversal y ubicación de vehículos para momentos tramo 2.
Fuente: Autores.

$$R1 = R2$$

$$4P = R1 + R2$$

$$R1 = R2 = 2P$$

$$fd1 = fd2 = 1$$

Para Cortante

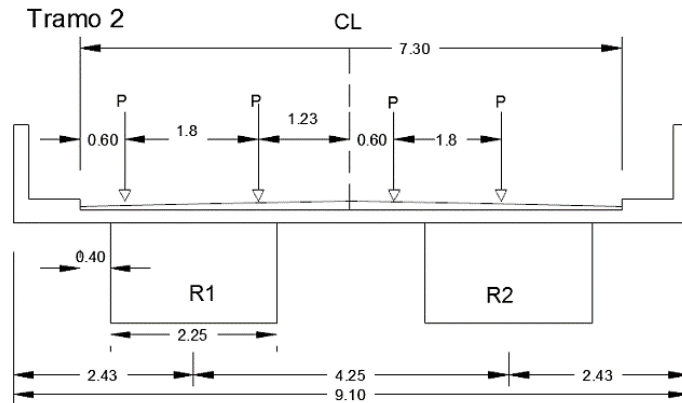


Figura 4.21: Sección transversal y ubicación de vehículos para momentos tramo 2.
Fuente: Autores.

$$\sum M_2 = 0$$

$$R1(4.25) = P(-0.27 + 1.53 + 3.35 + 5.16)$$

$$fd1 = 1.15 \quad fd2 = 0.85$$

A continuación se muestra una tabla con los resultados obtenidos de los diferentes factores de distribución para momentos y cortantes de los 2 tramos analizados con 2 vehículos de diseño y factor de presencia múltiple $m=1$.

Tabla XLVIII: Factores de distribución para Pila 1.

Descargas a Viga Cabezal Pila 1					
	PI1	PD1	PI2	PD2	PI3
fd momentos	0.48	1.00	1.03	1.00	0.48
fd cortantes	0.73	1.15	0.79	0.85	0.49

Fuente: Autores.

Tabla XLIX: Factores de distribución para Pila 2 y 3.

Factores de distribución para Pila 2 y 3		
	PD1	PD2
fd momentos	1.0	1.0
fd cortantes	1.2	0.9

Fuente: Autores.

b) Análisis longitudinal

Para el análisis de la Pila1 se tienen dos diferentes tramos con longitudes distintas, la ubicación de vehículo de diseño es más crítico cuando se mueve de derecha a izquierda por lo que se lo analizara así. Las cargas vivas de los vehículos deben ser multiplicados por el factor 1.33 que considera la carga de impacto como se indica en la AASHTO LRFD 3.6.2.1

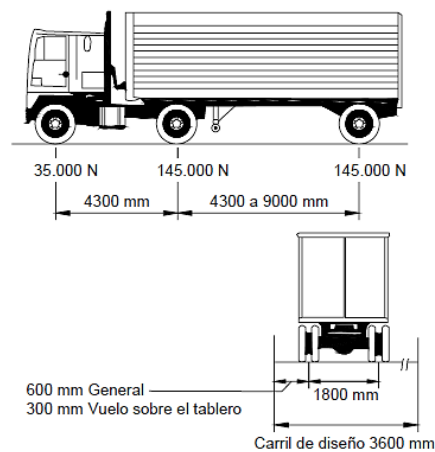


Figura 3.6.1.2.2-1 – Características del camión de diseño

Figura 4.22: Características del camión de diseño.

Fuente: Autores.

Camión de diseño + Carga de carril

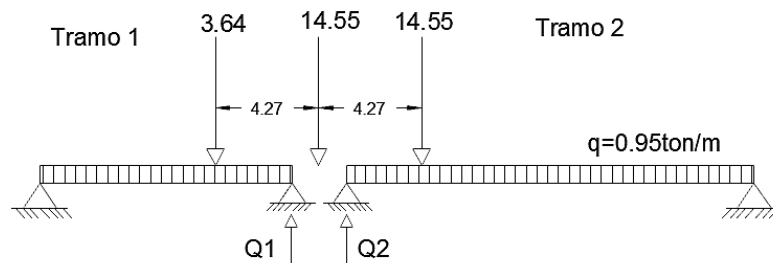


Figura 4.23: Ubicación longitudinal del camión de diseño.

Fuente: Autores.

$$Q_1 = 1.33 \left(\frac{14.55}{2} + 3.64x \frac{18.63}{22.9} \right) + 0.95x \frac{(22.9)}{2}$$

$$Q_1 = 24.5 \text{ ton}$$

$$Q_2 = 1.33 \left(\frac{14.55}{2} + 14.55x \frac{38.42 - 4.27}{38.42} \right) + 0.95x \frac{(38.4)}{2}$$

$$Q_2 = 45.11 \text{ ton}$$

Del tramo 1 se tiene una carga Q_1 de 24.5 que se verá afectada por los factores de distribución para este tramo, y para el tramo 2 se tiene un Q_2 de 45.11 ton que así mismo se verá afectado por los factores de distribución correspondientes.

Tándem + Carga de carril

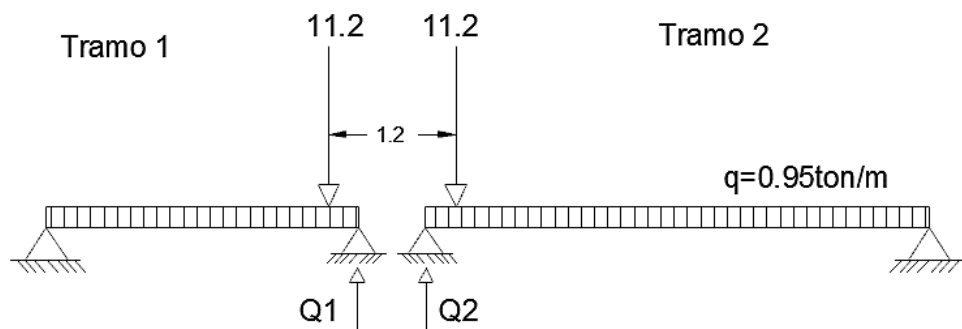


Figura 4.24: Ubicación longitudinal del camión del tándem.
Fuente: Autores.

$$Q1 = 1.33 \times 11.2 \times \frac{22.9 - 0.60}{22.9} + 0.95 \times \frac{(22.9)}{2}$$

$$Q1 = 25.38 \text{ ton}$$

$$Q2 = 1.33 \times 11.2 \times \frac{38.42 - 0.6}{38.42} + 0.95 \times \frac{(38.4)}{2}$$

$$Q2 = 32.91 \text{ ton}$$

La carga de camión más carril gobierna de entre los dos casos.

El análisis longitudinal para las pilas 2 y 3 se debe realizar de manera similar como se mostró anteriormente.

A continuación se muestra una tabla con los resultados más importantes para cada pila.

Tabla L: Valores de Q (LL+IM).

Valores de Q del análisis longitudinal para Pilas				
	Pila 1		Pila 2 y 3	
Tramos	1	2	3	4
Camión de diseño + Carga de Carril	24.5	45.1	32.2	53.0
Tándem de diseño + Carga de carril	25.4	32.9	33.0	40.2

Fuente: Autores.

Determinación de las fuerzas por carga viva

Pila 1

Se muestra la pila 1 donde PLa es la descarga de las vigas del tramo1 y PLb es la descarga de las vigas del tramo 2. A continuación se calcula estos valores para momento y cortante y se muestra en una tabla

$$PL = (Q + IM) \times fd$$

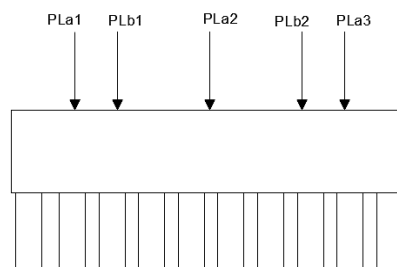


Figura 4.25: Ubicación de las cargas vivas vehiculares para pila 1.

Fuente: Autores.

Tabla LI: Cargas vivas LL+IM en Pila 1.

Descargas a Viga Cabezal Pila 1					
	PLa1	PLb1	PLa2	PLb2	PLa3
fd momentos	0.5	1.0	1.0	1.0	0.5
fd cortantes	0.7	1.2	0.8	0.9	0.5
Q IZQ-DER	24.5	45.1	24.5	45.1	24.5
Momento	11.8	45.1	25.2	45.1	11.8
Cortante	17.9	51.9	19.4	38.3	12.0

Fuente: Autores.

Pila 2

Se realiza lo mismo procedimiento para las Pilas 2 y 3 y se obtiene el siguiente resultado

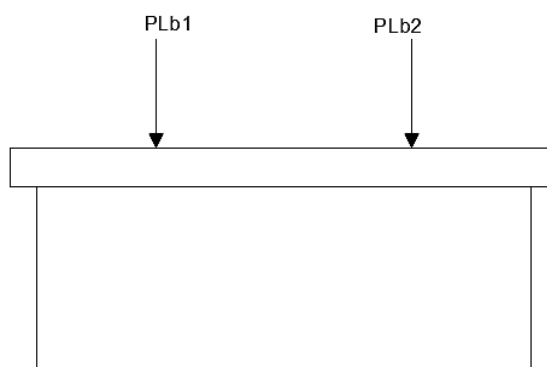


Figura 4.26: Ubicación de las cargas vivas vehiculares para Pilas 2 y 3.

Fuente: Autores.

Tabla LII: Cargas vivas LL+IM en Pila 2 y 3.

Descargas a Viga Cabezal Pila 2 y 3		
	PLb1	PLb1
fd momentos	1.0	1.0
fd cortantes	1.2	0.9
Q IZQ-DER	84.8	84.8
Momento Ton	24.5	45.1
Cortante Ton	29.4	40.6

Fuente: Autores.

4.8.1.2.3. Determinación de la carga hídrica WA

La carga hídrica por flujo se la calculara en la pila3 que es la que está más comprometida dentro del cauce del rio, en base a esto se decidirá si considerar o no esta fuerza para el diseño. Se estimara la presión de flujo por medio de la formula (3.7.3.1-1) de la AASHTO LRFD 2012:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2$$

Donde:

p: presión del agua (MPa)

C_D: Coeficiente de arrastre para pilas (tabla 3.7.3.1 – 1)

V: velocidad del agua de diseño

$$p = 5.14 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 0.58^2 = 1.38 \times 10^{-4} \text{ MPa}$$

$$\text{Area} = (0.7 + 1.4 + 1.4) \times \text{tirante} + 1.5 * 0.7 = 3.5 \times 3.5 + 1.05 = 13.3$$

$$WA = p \times \text{area} = 0.0138 \times 13.3 = 0.184 \text{ ton}$$

Debido a que la fuerza de presión de flujo no es considerable en comparación con las demás cargas, se la va obviar en los cálculos y combinaciones de cargas.

4.8.1.2.4. Determinación de la carga de frenado BR

Según la AASHTO LRFD (2012) la fuerza de frenado se tomara como:

- 25% de los pesos del camión de diseño o tándem de diseño
- 5% del peso del camión de diseño más carga de carril o peso del tándem de diseño más carga de carril

$$BR1 = 0.25(32.5) = 8.13 \text{ ton}$$

$$BR2 = 0.05(32.5 + 0.95 * 52.93) = 4.14 \text{ ton}$$

La fuerza de frenado BR más crítica es de 8.13 ton/carril ubicada a 1.80m de la losa.

4.8.1.3. Determinación de las fuerzas sísmicas

Esta sección tiene como objetivos determinar los periodos fundamentales de las pilas, y aplicar las formulas de la zona para obtener el coeficiente de respuesta sísmica para con ello determinar las fuerzas sísmicas del puente

4.8.1.3.1. Determinación de periodos fundamentales

a) *Modelo estructural de pila 1 tipo frame*

Método SAP2000

Es necesario realizar el análisis y determinación del periodo fundamental para la pila 1 debido a que esta es bastante diferente en comparación con la pila 2. Se sigue el mismo procedimiento que se usó para la determinación del periodo fundamental para las pilas 2 y 3.

- Modelo geométrico
- Definir materiales y Sección de hormigón
- Asignar secciones
- Definir los patrones de cargas
- Definir la fuente de masas para el análisis modal (cargas o masas)
- Análisis modal

Se obtuvieron los siguientes resultados del programa SAP2000

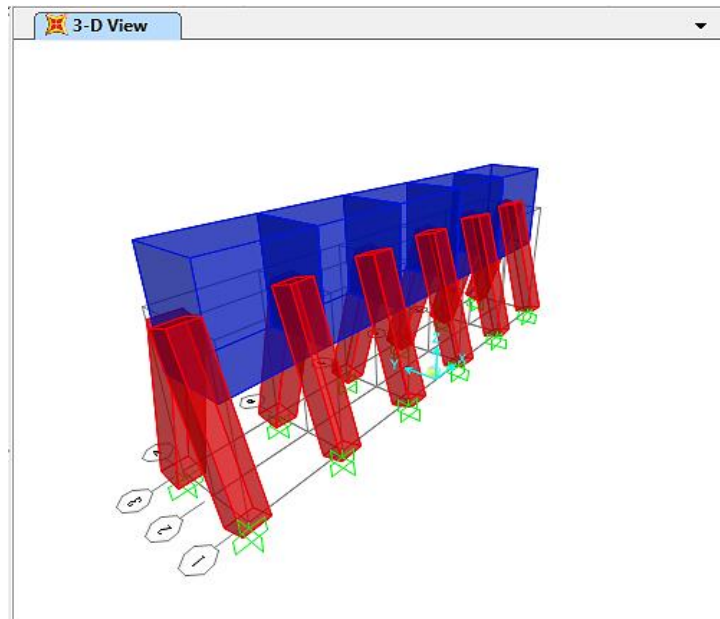


Figura 4.27: Modelo geométrico.
Fuente: Autores.

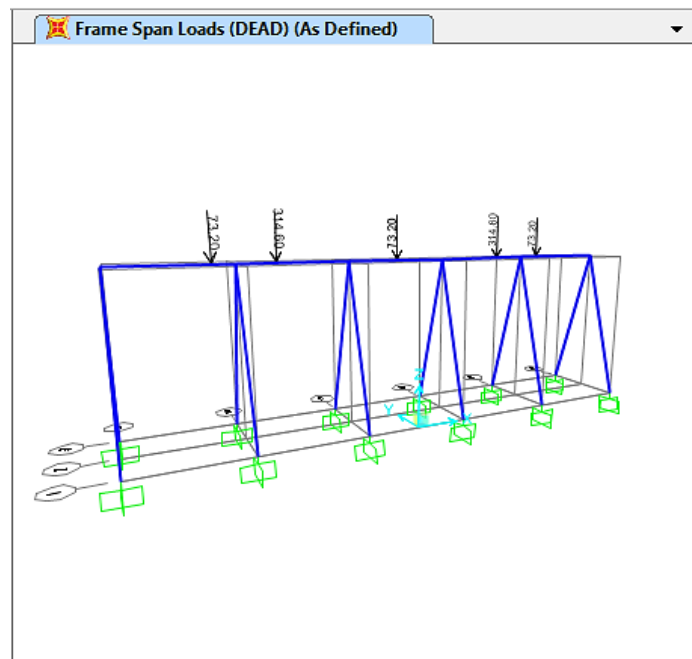


Figura 4.28: Cargas muertas de la superestructura.
Fuente: Autores.

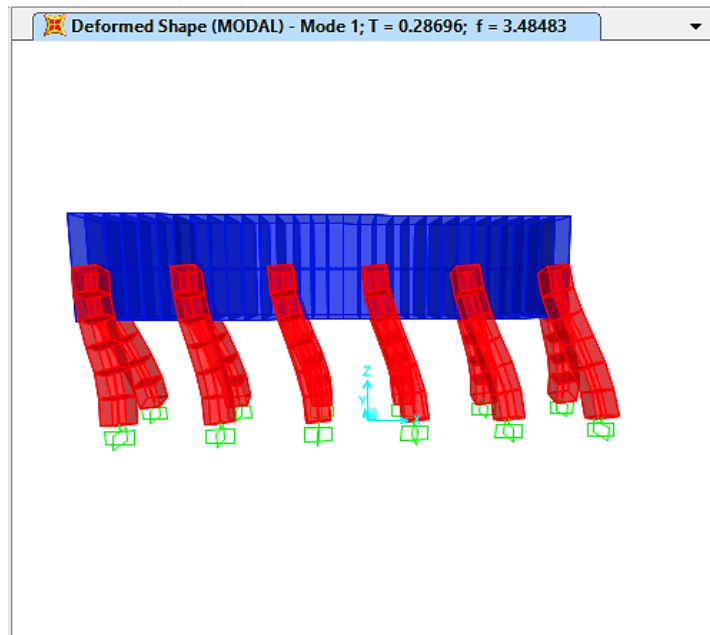


Figura 4.29: Periodo Transversal.
Fuente: Autores.

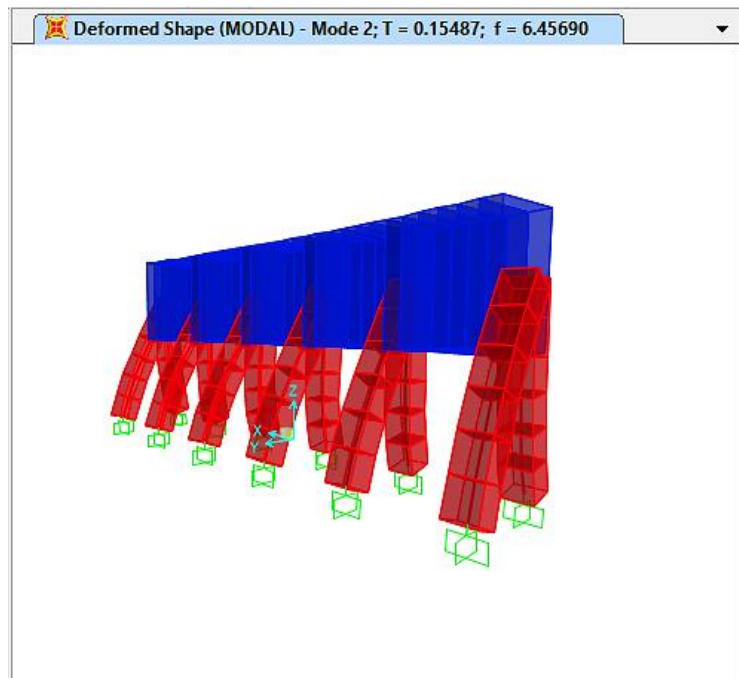


Figura 4.30: Periodo Longitudinal.
Fuente: Autores.

Los periodos fundamentales de la pila 1 son:

Transversal $T_t=0.286s$

Longitudinal $T_l=0.155s$

Método Empírico

a) Determinar W y W_{col} .

$$W = q_D \cdot l$$

$$q_{d1} = 9.60 \frac{\text{ton}}{\text{m}} (\text{tramo1})$$

$$q_{d2} = 16.34 \frac{\text{ton}}{\text{m}} (\text{tramo2})$$

Para la longitud, se analizará la pila # 1 entre los tramos 1 y 2.

- Tramo 1: 22.9 metros
- Tramo 2: 38.5 metros

$$W = (9.6 * 22.9)/2 + (16.34 * 38.5)/2$$

$$W = 109.92 + 314.55$$

$$W = 424.47 \text{ ton}$$

$$W_{col} = 12 * 0.45 * 0.45 * 2 * 2.4 = 11.67 \text{ ton}$$

$$W_V = 1.25 * 1.9 * 2.4 * 9.1 = 51.87$$

b) Determinar m

$$m = \frac{W + W_{vc} + W_{col}}{g} = \frac{424.47 + 51.87 + 11.67}{9.81} = 49.75 \text{ ton} \cdot \text{s}^2/\text{m}$$

c) Determinar KL

$$I_y = bh^3/12 = (0.45)^4/12 = 0.041 \text{ m}^4$$

$$K_L = \eta_c \frac{3EI_y}{H^3} = 12 \times \frac{3 \times 2526713 \times 0.041}{3.6^3} = 79946.78 \text{ ton/m}$$

d) Determinar TL. Periodo Longitudinal.

$$T_L = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_L}} = 2\pi \sqrt{\frac{49.75}{79946.78}}$$

$$T_L = 0.157 \text{ seg}$$

e) Determinar Kt

$$K_T = 4x\eta_c \frac{3EI_y}{H^3} = 4K_L = 319787.11 \text{ ton/m}$$

f) Determinar TT. Periodo Transversal.

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_T}} = 2\pi \sqrt{\frac{49.75}{319787.11}}$$

$$T_t = 0.078 \text{ seg}$$

A continuación se muestra un resumen de los periodos fundamentales de la estructura que se hayo por diferentes métodos.

Tabla LIII: Periodos fundamentales para Pila 1.

Periodos fundamentales Pila#1		
T(s)	Longitudinal	Transversal
SAP (Cargas)	0.155	0.287
Empírico	0.157	0.078

Fuente: Autores.

Se trabajará con los periodos de SAP200 debido a que las formulas empíricas no consideran las inclinaciones de las columnas como es debido.

b) Modelo estructural de pila 2 y 3 tipo shell

Usando el programa SAP200 se crea un nuevo frame tipo pórtico con 4.5 m de altura, el cual corresponde a la altura de la pila número 2 y 3.

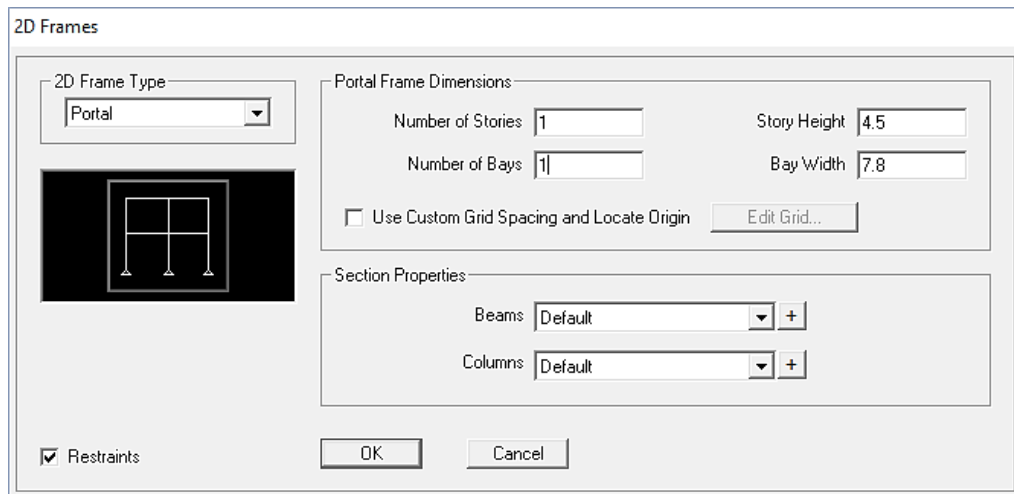


Figura 4.31: Tipo de Estructura SAP2000.

Fuente: Autores.

Se modifica el grid para que aparezcan las líneas de referencia en donde se encuentran apoyadas las vigas

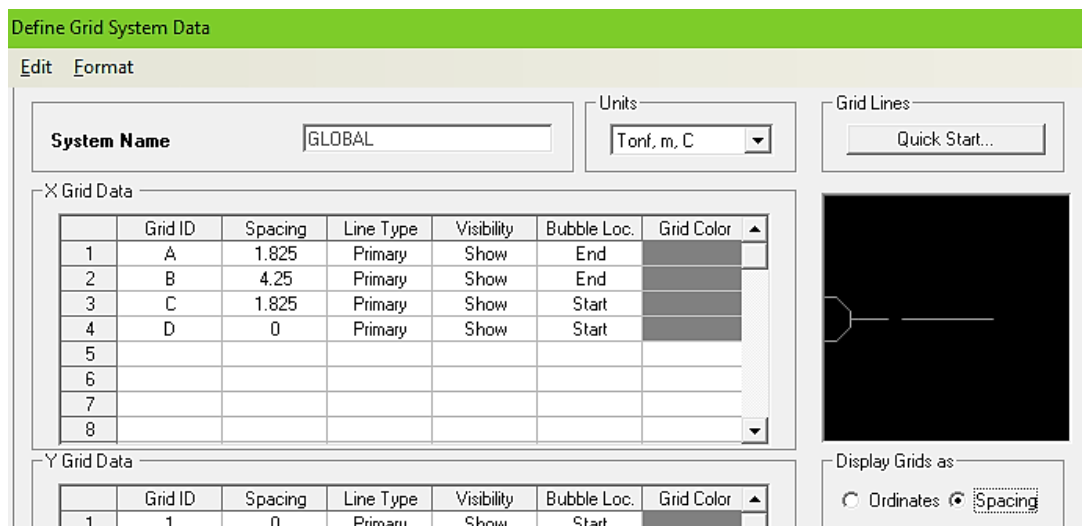


Figura 4.32: Modelo del Grid SAP2000.

Fuente: Autores.

Se define el área de sección tipo Shell, con 70 cm de espesor.

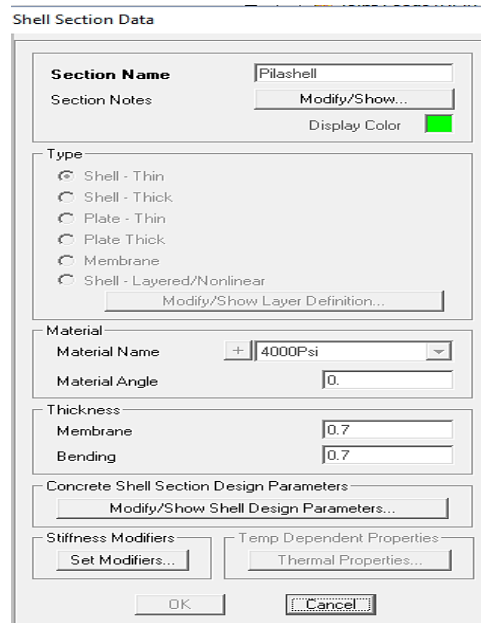


Figura 4.33: Definición de Secciones SAP2000.
Fuente: Autores.

Se dibuja con la opción “Poly area” en el pórtico y se asigna la sección PilaShell.

Se borran los frames puestos y se divide el área en diferentes formas, con el fin de colocar los apoyos empotrados.

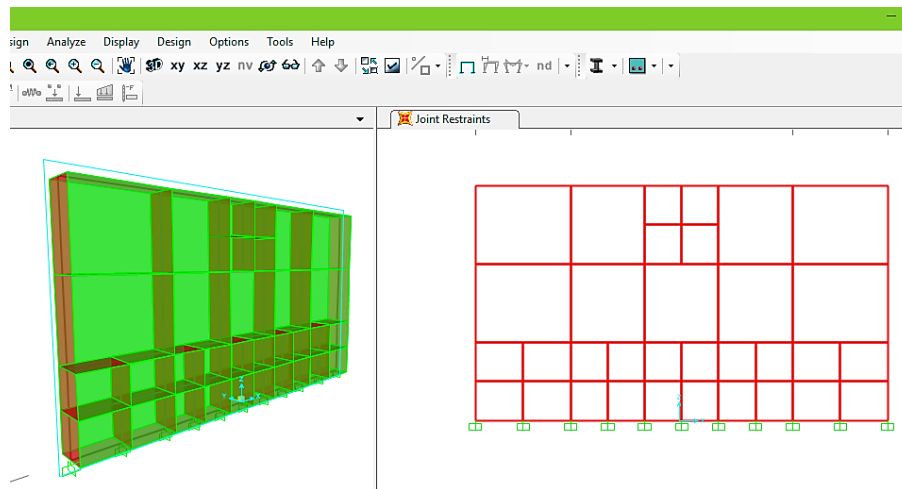


Figura 4.34: Asignación de Áreas al modelo geométrico SAP2000.
Fuente: Autores.

Por el método de masas

Se agregan las masas de la superestructura de 71.95 Ton, en la parte central superior del muro y la inercia rotacional con valor de 13005 Ton-S²/m.

Para el análisis modal, se consideran las masas de la pila y las masas de la superestructura.

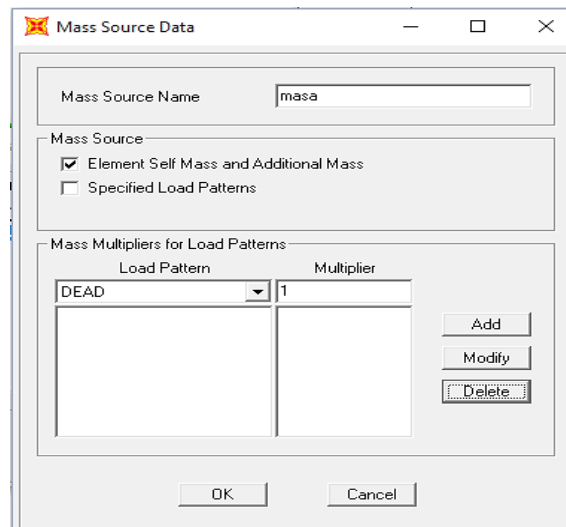


Figura 4.35: Selección de Fuente de Masas SAP2000.
Fuente: Autores.

Se corre el programa, obteniendo los valores de T para las diferentes direcciones.

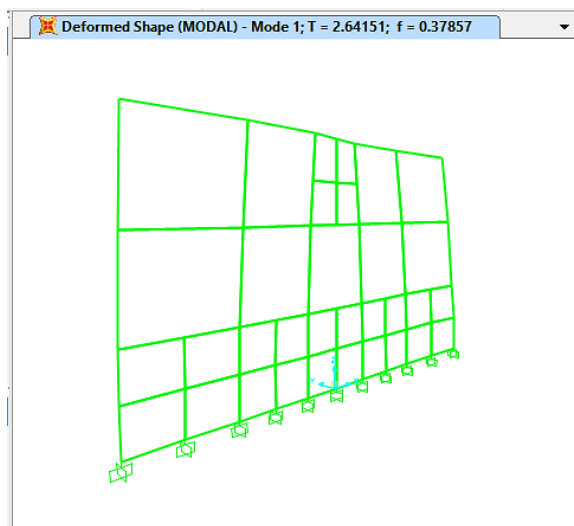


Figura 4.36: Periodo Longitudinal SAP2000.
Fuente: Autores.

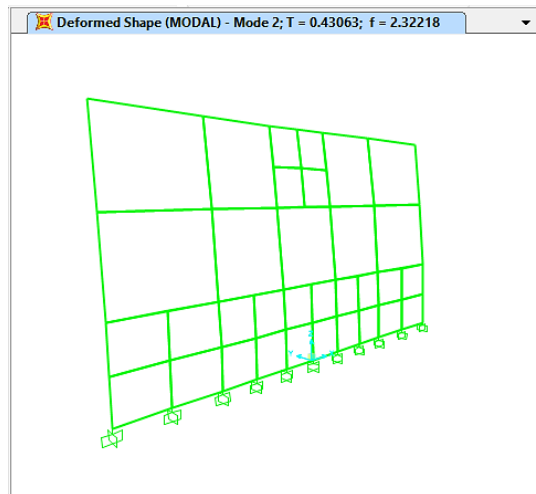


Figura 4.37: Periodo Transversal SAP2000.
Fuente: Autores.

Los resultados obtenidos fueron los siguientes:

Dirección transversal: $T=0.431$ s.

Dirección longitudinal: $T= 2.642$ s.

Por el método de carga

Se ingresan las cargas muertas de los tramos 2 y 3 con su respectivo ancho proporcional correspondiente a la pila en estudio, de lo que se obtiene un valor de 352 ton/viga

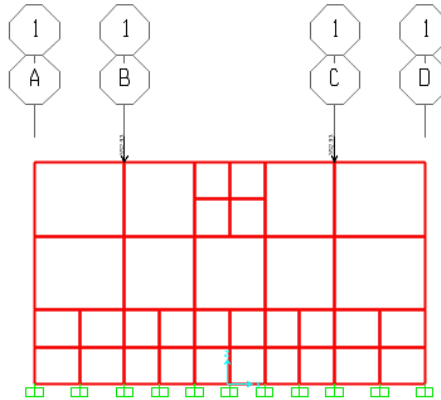


Figura 4.38: Asignación de cargas permanentes SAP2000.
Fuente: Autores.

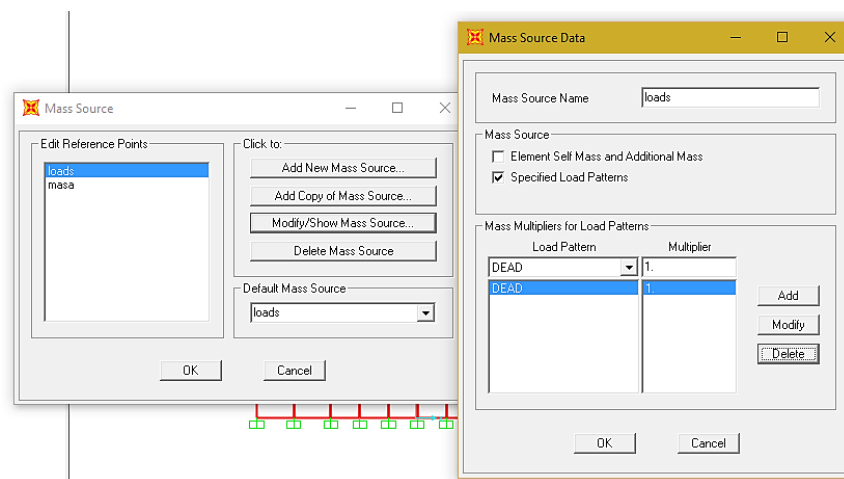


Figura 4.39: Definir fuente de masa por cargas SAP2000.
Fuente: Autores.

Se selecciona loads como mass source del análisis modal. Para el periodo longitudinal $T = 0.404s$.

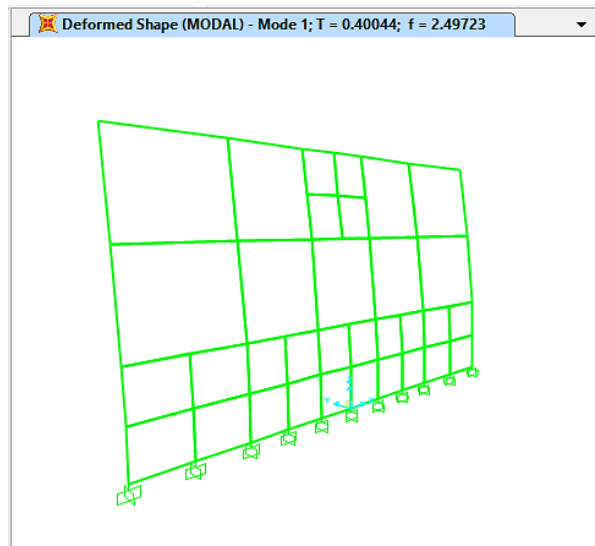


Figura 4.40: Periodo Longitudinal Pila 2 y 3 SAP2000.
Fuente: Autores.

Para el periodo longitudinal $T = 0.404s$

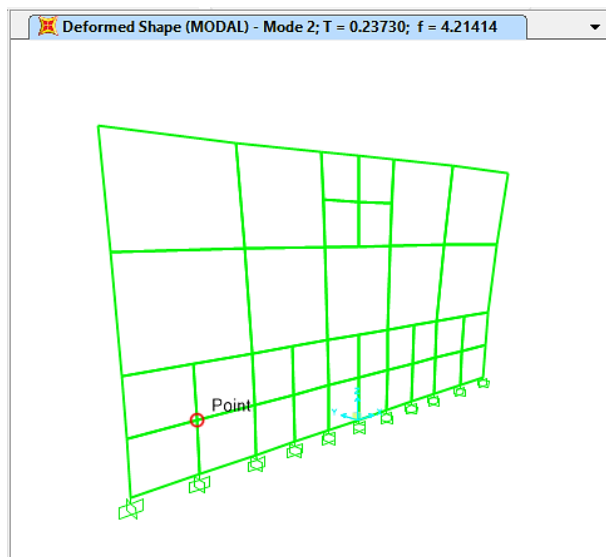


Figura 4.41: Periodo Longitudinal Pila 2 y 3 SAP2000.
Fuente: Autores.

Para el periodo transversal $T=0.237s$

Método empírico.

a) Determinar W y W col.

$$W = q_D \cdot l$$

Tabla LIV: Pesos permanentes de la superestructura.

Pesos de Superestructura.	
Losa (0.18 x 2.4) x 9.1m.	3.93 ton/m
Asfalto (e=50mm; 0.05 x 2.2) x 7.3m	0.80 ton/m
Barandas (1 x 0.2 x 2.4) x 2	0.96 ton/m
Poste($(\pi \times 0.175^2 / 4) \times 7.8 \times 8$) + $(0.33 \times 0.35 \times 0.80 \times 2.4)$	1.72 ton
Ductos	0.02 ton/m
Aceras (0.15 x 0.9 x 2.4) x 2	0.65 ton/m

Fuentes: Autores.

Para la longitud, se analizará la pila # 2 entre los tramos 2 y 3.

- Tramo 2: 38.5 metros
- Tramo 3: 53.6 metros

Longitud de influencia: $38.5/2 + 53.6/2 = 46.05 \text{ metros}$

$$W = ((3.93 + 0.8 + 0.96 + 0.02 + 0.65 +) \times 46.05) + 2 \times 4.97 \times \frac{38.5}{2} \\ + 2 \times 4.13 \times \frac{53.6}{2} + 1.72$$

$$W = 292.88 \text{ ton} + 191.35 + 221.37 + 1.72 \text{ ton}$$

$$W = 707.32 \text{ ton}$$

$$W_{muro} = 0.70 \times 7.8 \times 4.5 \times 2.4 = 59 \text{ ton}$$

b) Determinar m

$$m = \frac{W + W_{vc} + W_{col}}{g} = \frac{707.32 + 0 + 59}{9.81} = 78.11 \text{ ton} \cdot \text{s}^2 / \text{m}$$

c) Determinar KL

$$I_y = bh^3 / 12 = 7.8 * (0.7)^3 / 12 = 0.223 \text{ m}^4$$

$$K_L = \eta_c \frac{3EI_y}{H^3} = 1 \times \frac{3 \times 2526713 \times 0.223}{4.5^3} = 18545.87 \text{ ton/m}$$

d) Determinar TL. Periodo Longitudinal.

$$T_L = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_L}} = 2\pi \sqrt{\frac{78.11}{18545.87}}$$

$$T_L = 0.408 \text{ seg}$$

e) Determinar Km

$$I_x = bh^3 / 12 = 0.7(7.8)^3 / 12 = 27.68 \text{ m}^4$$

$$\alpha = 2.5 \left(\frac{h}{H} \right)^2 = 2.5 \left(\frac{7.8}{4.5} \right)^2 = 7.51$$

$$K_m = \frac{1}{\frac{H^3}{3EI_x} \left(1 + \frac{\alpha}{4} \right)} = \frac{1}{\frac{4.5^3}{3 \times 2526713 \times 27.68} \left(1 + \frac{7.51}{4} \right)} = 800184.96 \text{ ton/m}$$

f) Determinar TT. Periodo Transversal.

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_m}} = 2\pi \sqrt{\frac{78.11}{800184.96}}$$

$$T_t = 0.062 \text{ seg}$$

A continuación se muestra un resumen de los periodos fundamentales de la estructura que se hayo por diferentes métodos.

Tabla LV: Periodos de Pila 2 y 3.

Periodos Varios métodos Pila 2 y3		
T(s)	Longitudinal	Transversal
SAP (Masa)	2.642	0.431
SAP (Cargas)	0.404	0.237
Empírico	0.400	0.062

Fuente: Autores.

El método que se elegirá es el método de SAP200 por cargas debido a que el análisis se hizo al modelo más real que solo ubicaba las cargas sobre la estructura y además presenta las fuerzas de diseños críticas al momento de seleccionar el coeficiente de respuesta sísmica.

4.8.1.3.2. Determinación del coeficiente de respuesta sísmica (elástico).

Según la Nec-2015 la provincia del guayas donde se encuentra ubicado el puente está en una zona de alto riesgo sísmico con un factor PGA= 0.4g.

Usando las tablas de la sección A.3.10.3.2 Factores de Sitio.

Con $S_s=1.5g$, $S_1=0.6g$ y Clase de sitio E se obtienen los siguientes factores.

$$F_{pga} = 0.9$$

$$F_A = 0.9$$

$$F_V = 2.4$$

Usando la sección 3.10.4 de la norma AASHTO LRFD (2012). Se obtiene el coeficiente de respuesta sísmico (elástico).

$$S_{DS} = F_a S_S = 0.9 * 1.5 = 1.35$$

$$S_{DS} = 1.35$$

$$S_{D1} = F_V S_1 = 2.4 * 0.6 = 1.44$$

$$S_{D1} = 1.44$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{1.44}{1.35} = 1.067$$

$$T_s = 1.067s$$

$$T_0 = 0.2T_s = 0.21s$$

$$T_0 = 0.21s$$

Como $T_0 < T_m < T_s$

Debido a que solo la pila 1 en el sentido longitudinal está en el intervalo de 0 a T_0 en el espectro de respuesta de diseño, se escogerá el más crítico que es el segundo intervalo de T_0 a T_s , haciendo los calculo el valor de coeficiente de respuesta sísmico para la pila 1 en el sentido longitudinal es de $C_{ms}=1.09$. Como los dos periodos perpendicular y paralelo de las pilas 2 y3 están entre

0.21 y 1.07 segundos entonces están dentro del segundo intervalo del espectro (meseta).

$$C_{ms} = S_{DS} = F_a S_S$$

$$C_{ms} = 1.35$$

Finalmente el coeficiente de respuesta sísmica es de $C_{ms} = 1.35$ para todas las pilas conservadoramente.

4.8.1.3.3. Determinación de zona de desempeño sísmico

Según la AASHTO LRFD (2012) en su sección 3.10.6, se determina la zona de desempeño sísmico en función del S_{D1} , lo que resulta en que el puente está en la zona 4.

4.8.1.3.4. Determinación de los factores de modificación de respuesta

Debido a que es desfavorable económicamente diseñar una estructura de puente para que se mantenga en su rango elástico cuando ocurra un sismo de diseño es necesario aplicar a las fuerzas sísmicas de diseño un factor de reducción.

Según la AASHTO LRFD (2012) el factor R se determina por medio de las siguientes tablas:

Tabla LVI: Factores de modificación de respuesta para subestructuras.

Tabla 3.10.7.1-1 Factores de Modificación de Respuesta – Subestructuras

Subestructura	Categoría según la importancia del puente		
	Crítica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro - mayor dimensión	1,5	1,5	2,0
Caballetes de pilotes de hormigón armado			
• Sólo pilotes verticales	1,5	2,0	3,0
• Con pilotes inclinados	1,5	1,5	2,0
Columnas individuales	1,5	2,0	3,0
Caballote de pilotes de acero o de pilotes compuestos de acero y hormigón			
• Sólo pilotes verticales	1,5	3,5	5,0
• Con pilotes inclinados	1,5	2,0	3,0
Caballetes multicolumna	1,5	3,5	5,0

Fuente: AASHTO LRFD (2012).

Tabla LVII: Factores de modificación de respuesta para conexiones.

Tabla 3.10.7.1-2 Factores de Modificación de Respuesta – Uniones

Unión	Todas las categorías
Uniones superestructura-estribo	0,8
Juntas de expansión dentro de un tramo de la superestructura	0,8
Uniones entre columnas, pilares o caballetes de pilotes y vigas cabeceras o la superestructura	1,0
Uniones entre columnas o pilares y las fundaciones	1,0

Fuente: AASHTO LRFD (2012).

A continuación se presenta la tabla de los factores de modificación de respuesta sísmica para las pilas que se obtuvo de la tabla anterior.

Tabla LVIII: Factores de modificación de respuesta para pilas.

Factores de Modificación de Respuesta Sísmica en Pilas R			
Tipo	Pilas		
	P1	P2	P3
Momento	2	2	2
Cortante	1	2	2
Axial	1	1	1

Fuente: Autores.

Para la pila#1 corresponde a caballetes de pilotes inclinados de hormigón armado por lo que $R=2$, debido a que las fallas por cortante son fallas frágiles, se tomara el factor $R=1$ en las uniones columna-viga cabezal y columna-zapatillas. Para las cargas axiales se considerara un $R=1$ para tomar en consideración la cargas reales en el análisis resistencia-capacidad.

4.8.1.3.5. Cálculo de las fuerzas sísmicas

Según la AASHTO LRFD (2012) la carga sísmica se la calcula como:

$$EQ = \frac{C_s \times W}{R}$$

Donde:

Cs: Coeficiente de respuesta sísmica

W: Peso muerto de la estructura

R: Factor de modificación de respuesta sísmica

El coeficiente de respuesta sísmica y el peso muerto se determinó anteriormente en el procedimiento empírico para determinar el periodo fundamental de la estructura

A continuación se muestra la tabla de las fuerzas sin aplicar el factor R, considerando la combinación ortogonal de la carga sísmica

Tabla LIX: Fuerzas sísmicas no modificadas en pilas.

Calculo de Las fuerzas Sísmicas en Pilas				
Pila		1	2	3
Csm		1.35	1.35	1.35
Peso Propio (ton)		63.5	59	59
Peso Superestructura (ton)		193.86	353.72	353.72
Peso total (ton)		257.36	412.72	412.72
Fuerza sísmica por Viga	EQ(DC+DW)	261.71	477.52	477.52
	30%EQ(DC+DW)	78.51	143.26	143.26
	Centroide pp	85.73	79.65	79.65

Calculo de Las fuerzas Sísmicas en Pilas				
	30% Centroide	25.72	23.90	23.90

Fuente: Autores.

4.8.1.4. Determinación de las fuerzas de diseño

Debido a que el puente está catalogado en zona Sísmica 4, se deberá calcular las fuerzas de diseño según las especificaciones en la sección 3.10.9.4 de la AASHTO LRFD 2012, donde se deben tomar el menor de entre los 2 análisis:

- a) Fuerzas de diseño modificadas
- b) Fuerza en articulaciones plásticas (inelásticas)

Por objeto de prefactibilidad se determinara las fuerzas de diseño por el método a). Debido a que el puente fue construido hace más de 40 años es correcto pensar que la estructura está por debajo de las fuerzas de diseño de las normas actuales, es por esto que se estima que debido a la subdimensionamiento de los elementos de la estructura, las fuerzas obtenidas por el método de articulaciones plásticas sean menores al otro método de estudio. Por lo que conservadoramente se está asumiendo las fuerzas de diseño más críticas al realizar un solo análisis.

4.8.1.4.1. Elementos de subestructura pila 1

Usando el programa SAP2000 se determinaron las fuerzas y momentos de diseño. Para ello se realizó el modelo geométrico similar al mostrado en el procedimiento para la determinación del periodo fundamental.

Se ingresan los cargas como muestra la AASHTO LRFD 2012, las cargas usadas fueron, cargas muertas de la superestructura (DC), las cargas muertas por capa de rodadura e instalaciones (DW), las cargas vivas LL, la carga viva de impacto IM que es $0.33LL$, la carga de frenado BR y las cargas sísmica EQ

Para la pila se ingresaron estas fuerzas determinadas anteriormente (muerta y viva) en correspondencia al centroide de las vigas que recaen sobre la viga cabezal de la pila.

Se presenta un gráfico que indica la ubicación de las diferentes cargas en la pila 1.

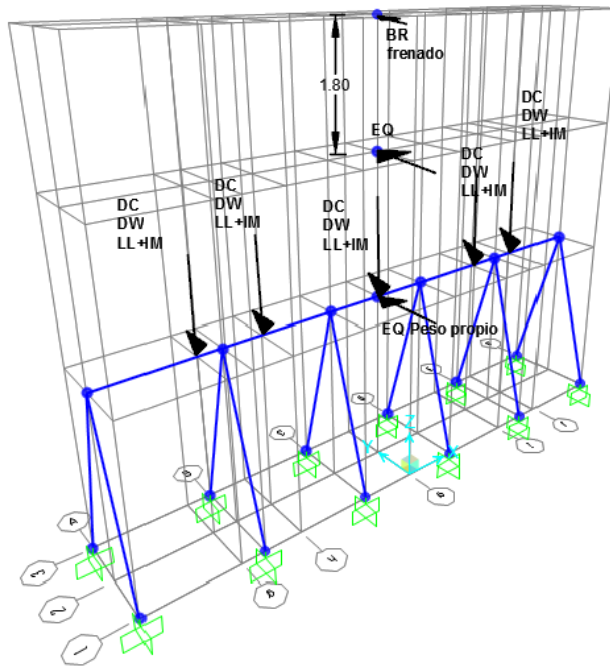


Figura 4.42: Ubicación de cargas en modelo Geométrico (SAP2000).

Fuente: Autores.

A continuación se presenta una tabla de combinación de cargas donde solo se encuentran las cargas que se consideran para el diseño, esta tabla basada en una de la AASHTO LRFD (2012) Sección 3.4.1-1

Tabla LX: Combinaciones de cargas.

Combinación de Cargas Estado Límite	Cargas			
	DC	DW	LL IM BR PL	EQ
RESISTENCIA I	1.25	1.5	1.75	-
RESISTENCIA II	1.25	1.5	1.35	-

Combinación de Cargas Estado Límite	DC	DW	LL IM BR PL	EQ
RESISTENCIA III	1.25	1.5	-	-
RESISTENCIA IV	1.5	1.5	-	-
RESISTENCIA V	1.25	1.5	1.35	-
EVENTO EXTREMO I	1.25	1.5	0.15	1.00
SERVICIO I	1.00	1.00	1.00	-
SERVICIO II	1.00	1.00	1.30	-
SERVICIO III	1.00	1.00	0.80	-
SERVICIO IV	1.00	1.00	-	-
FATIGA I	-	-	1.50	-
FATIGA II	-	-	0.75	-

Fuente: AASHTO LRFD, Autores.

La tabla anterior presenta las combinaciones de cargas de los diferentes estados límites de la estructura basados en la AASHTO LRFD 2012, por simple inspección los coeficientes de mayoración mostrados y las combinaciones más críticas son la de resistencia I y la de evento extremo I. Se presenta en detalle la combinación de cargas usadas de estos estados límites:

- Resistencia I: $1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM+BR)$
- Evento Extremo I: $1.25DC+1.50DW+0.15(LL+IM+BR)+EQ$

Aplicando los correspondientes factores de modificación de respuesta para los elementos o uniones y los efectos combinados de las fuerzas sísmicas como en AASHTO LRFD 2012 3.10.8, se ingresó al programa teniendo en cuenta las combinaciones de cargas y las diferentes cargas vivas para momentos y cortantes respectivamente. Se realizaron las envolventes que determinan los máximos entre las diferentes combinaciones de cargas. Y se obtuvieron los siguientes resultados

Tabla LXI: Fuerzas de diseño modificadas en pila 1.

Fuerzas de diseño modificadas en columnas de la pila 1														
Combinación de cargas		Numero Columnas												
Evento Extremo		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	Max
Momentos R=2	M3	-6.5	-6.44	-6.5	-6.44	-6.5	-6.44	-6.5	-6.44	-6.5	-6.44	-6.5	-6.34	6.50
	M2	-35	-35.1	-35.4	-35.4	35.68	-35.7	-35.7	-35.7	35.48	35.47	-35.1	25.53	35.69
Cortante R=1	V2	-4.59	4.59	-4.59	4.59	-4.59	4.59	-4.59	4.59	-4.59	4.59	-4.59	4.6	4.60
	V3	-56.1	-56	-56.8	56.82	57.24	-57.2	-57.3	57.26	56.9	-56.9	56.42	-34.4	57.26
Axial R=1	Max	-244	-246	-244	-246	-244	-246	-244	-246	-244	-246	-244	-246	245.61
	min	134.4	133	134.4	133	134.4	133	134.4	133	134.4	133	134.4	133	133.04
Resistencia I														
Momentos	M3	-1.48	0.75	-1.48	0.75	-1.48	0.75	-1.48	0.75	-1.48	0.75	-1.48	0.44	1.48
	M2	0.08	0.08	0.16	0.16	-0.12	-0.13	0.11	0.11	-0.16	-0.16	-0.07	-0.04	0.16
Cortante	V2	-1.09	0.8	-1.09	0.8	-1.09	0.8	-1.09	0.8	-1.09	0.8	-1.09	0.53	1.09
	V3	-0.07	0.07	-0.14	0.14	0.11	-0.11	-0.1	0.11	0.15	-0.15	0.07	0.03	0.15
Axial	Max	-66.7	-83	-66.7	-83	-66.7	-83	-66.7	-83	-66.7	-83	-66.7	-83	83.03

Fuente: Autores.

Tabla LXII: Fuerzas de diseño modificadas en viga cabezal P1.

Fuerzas de diseño modificadas en Viga Cabezal						
Combinación de Carga	Signo	Tramos				
Evento Extremo I		1	2	3	4	5
Momentos	+	74.77	72.89	14.75	72.56	54.08
	-	76.23	40.55	55.83	42.61	-55.7
Cortantes		212.1	-254	116.1	251.2	-189
Resistencia I						
Momentos	+	0	77.88	55.4	75.04	0
	-	-23.1	-8.91	-28.2	10.33	25.54
Cortantes		92.11	-205	-16.6	197	-82.6

Fuente: Autores.

Ya con las fuerzas de diseño modificadas para la pila 1 es posible realizar la comparación de estas fuerzas de diseño con las fuerzas por capacidad que tiene actualmente de la pila, pudiendo concluir si es necesario realizar o no una rehabilitación estructural.

4.8.1.4.2. Elementos de subestructura pila 2 y 3

Usando el programa SAP2000 se determinaron las fuerzas y momentos de diseño modificadas. Para ello se realizó el modelo geométrico similar al mostrado en el procedimiento para la determinación del periodo fundamental.

También se hizo un modelo mucho más simple donde solo se consideró un frame con la sección del muro.

Observando las tablas de modificación de respuesta sísmica para la pila 2 y 3 que corresponden a pilas tipo muro en el sentido largo se considerara en factor de modificación $R=2$, según la AASHTO LRFD 2012 sección 3.10.7.2 es necesario que en el sentido débil del muro se la considere como una columna ancha con su correspondiente $R=3$. Como las fallas de cortante son fallas frágiles, a estas se le aplica un $R=1$, para así prevenir daños irreparables.

Las cargas muertas y vivas son asignadas como se indica en la norma AASHTO LRFD, para la carga de frenado se ubica a 1.8m de la calzada para obtener cargas críticas.

a) Modelo Tipo Shell Thick

A continuación se presenta un gráfico que muestra la ubicación de las diferentes cargas sobre la pila.

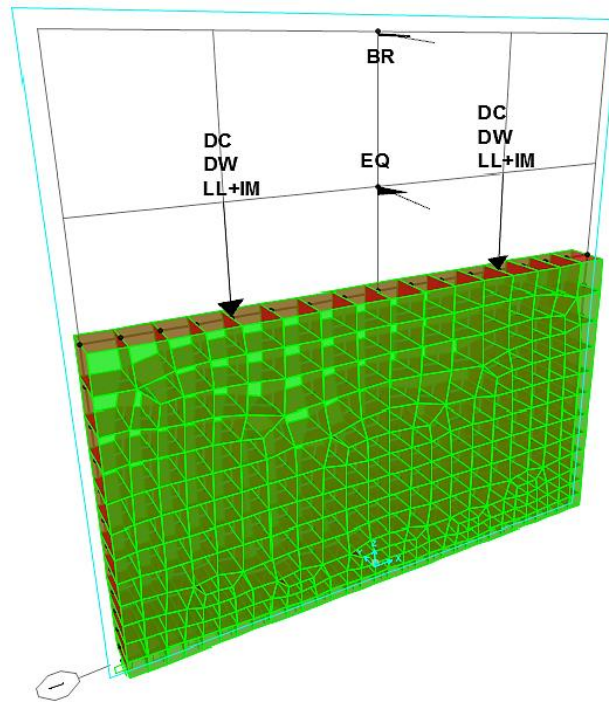


Figura 4.43: Ubicación de las cargas en pila 2 y 3 SAP2000.
Fuente: Autores.

Se realizan las diferentes combinaciones de carga para los diferentes estados límites. Tomando en consideración el análisis de las combinaciones de carga que se hizo para la pila 1; así mismo para la pila 2 y 3 las fuerzas de diseño modificadas de las combinaciones de resistencia I y Evento Extremo I son las más críticas por lo que son las que se utilizarán en el programa.

Se presenta los gráficos de los resultados de las fuerzas de diseño críticas obtenidas del programa SAP2000.

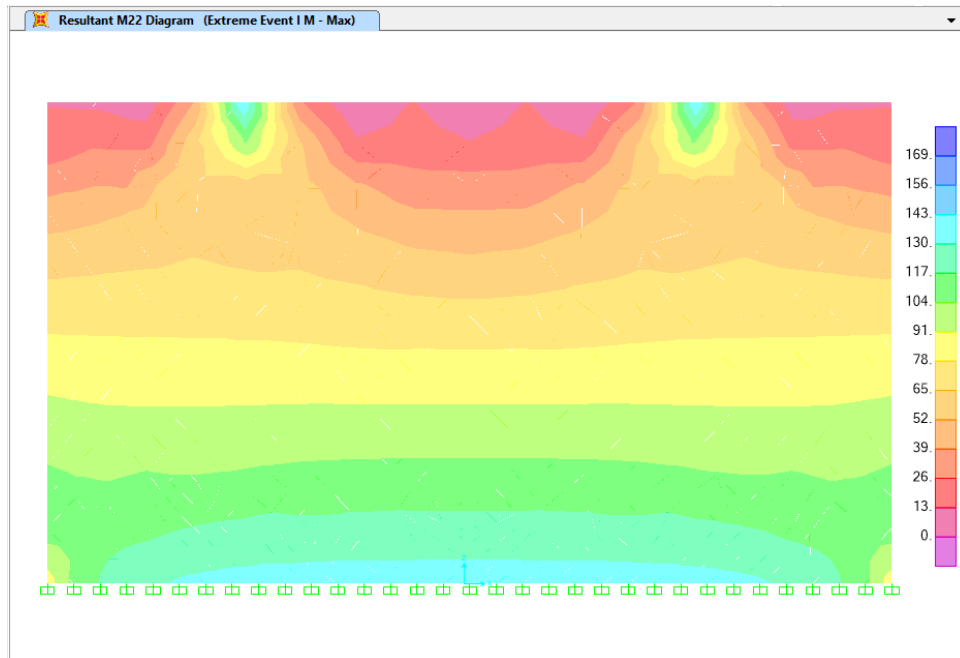


Figura 4.44: Momentos Máximos de Evento Extremo SAP2000.
Fuente: Autores.

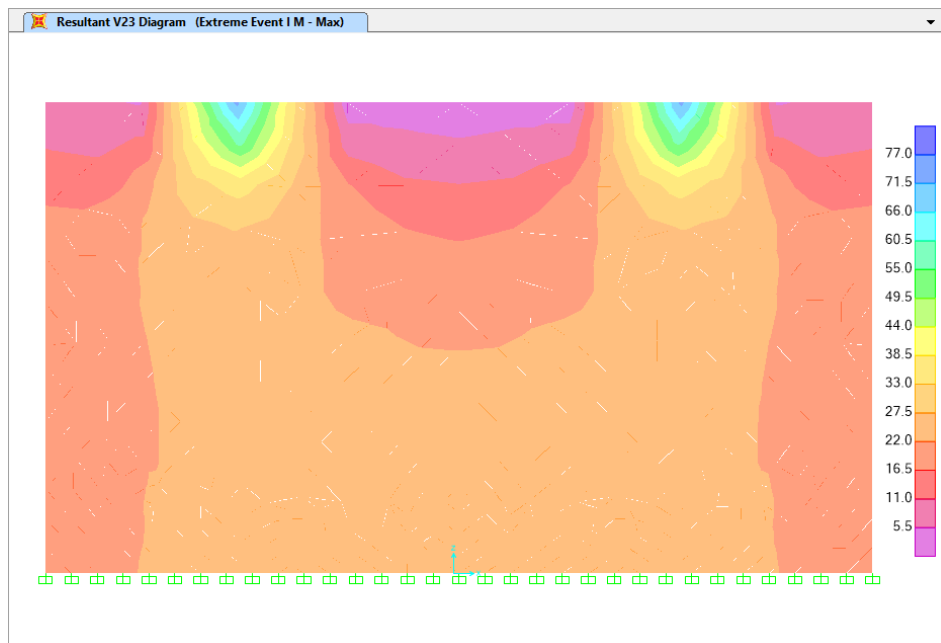


Figura 4.45: Cortantes Máximos de Evento Extremo SAP2000.
Fuente: Autores.

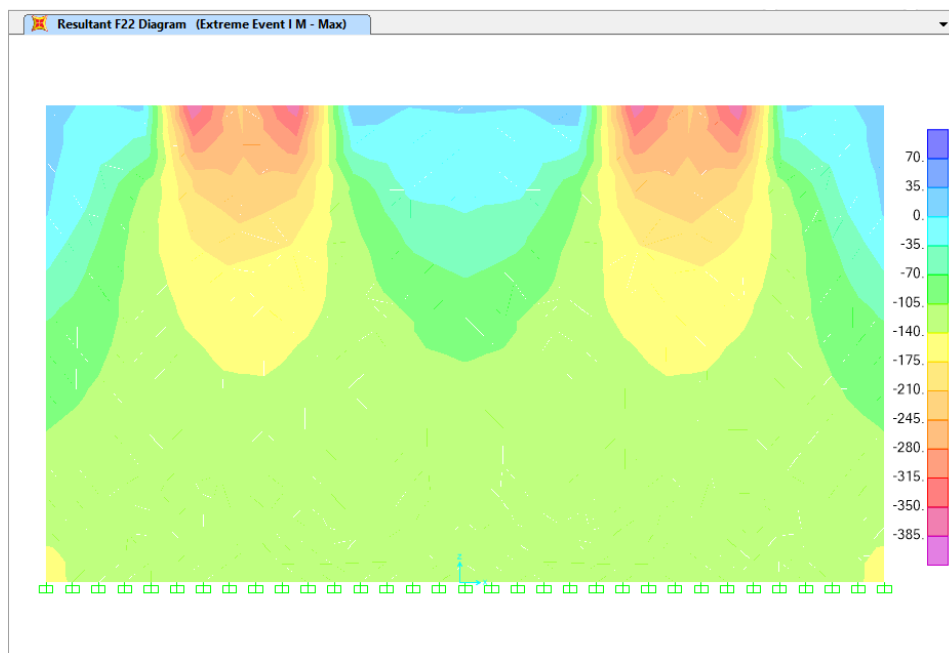


Figura 4.46: Fuerzas axiales máximas de Evento Extremo SAP2000.
Fuente: Autores.

A continuación se presenta una tabla con las fuerzas de diseño modificadas máximas que observaron en el muro

Tabla LXIII: Fuerzas de diseño modificadas para pila 2 y 3.

Fuerzas de diseño modificado en Pilas			
Tipo de carga	Signo	Evento Extremo I	Resistencia I
Momentos		135 ton-m	30 ton-m
Cortantes		40 ton	13 ton
Axial	Max	-224 ton	-312 ton
	Min	-119 ton	-155 ton

Fuente: Autores.

b) Análisis con modelo tipo Frame

A continuación se presenta el modelo usado en SAP2000:

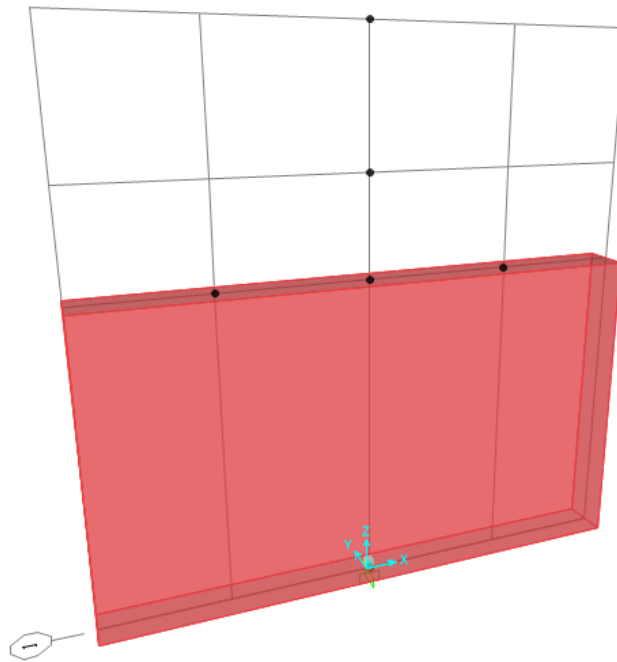


Figura 4.47: Modelo tipo Frame para Pila tipo muro SAP2000.
Fuente: Autores.

Las cargas se ubican de la misma manera que en el otro modelo así mismo con las combinaciones de cargas.

Se presenta la tabla con las fuerzas de diseño modificadas que se obtuvieron por el análisis:

Tabla LXIV: Fuerzas de diseño modificadas para muro modelo tipo frame.

Muro con modelo tipo frame			
Tipo de carga	Signo	Evento Extremo I	Resistencia I
Momentos ton-m	M3 -x	67.18	0
	M2-y	1010.89	223.4
Cortantes ton	V3 - y	539.66	28.46
	V2 -x	25.86	0
Axial ton	Max	-995.86	-1281
	Min	-921.12	-1266

Fuente: Autores.

De los dos análisis realizados se tomara el modelo tipo frame ya que presenta fuerzas más reales acorde una inspección rápida de los modelos.

4.8.1.5. Resistencia por capacidad de la estructura actual

Debido a que se desconoce la cuantía de la estructura actual, se ve a asumir cuantías para la determinación de la resistencia de los elementos. La cuantía a seleccionar va a estar entre las cuantías máximas y mínimas que dicta las normas AASHTO LRFD (2012) y la ACI318-08

4.8.1.5.1. Análisis pila 1

La pila 1 consta de dos tipos de elementos, la viga cabezal y los columnas pilotes.

a) Columnas

Según la AASHTO LRFD (2012) en su sección 5.10.11.4.1a, la cuantía longitudinal de las columnas debe estar entre 1% a 4% de área neta de las columnas

Se asume que las columnas tienen 20Ø20 lo que da una cuantía longitudinal de 3.1%.

Tabla LXV: Momentos máximos y fuerzas Axiales para columnas de Pila 1.

Valores máximos Columnas		
Evento Extremo		Max/min
Momentos R=2	M3	6.50
	M2	35.69
Axial R=1	Max	245.61
	Min	133.04

Fuente: Autores.

La sección 5.10.11.4.1b de Resistencia a la flexión en columnas de AASHTO LRFD (2012) indica que se debe realizar lo siguiente:

a) Obtener el momento biaxial en los ejes 3-2 (x-y):

$$M = \sqrt{M_3^2 + M_2^2}$$

$$M = \sqrt{6.5^2 + 35.69^2}$$

$$M = 36.28 \text{ ton} - m$$

b) Se calcula los factores ϕ para P_{min} y P_{max}

$$\sigma_{max} = \frac{P_{max}}{Area} = \frac{245.61 \times 1000}{45 \times 45} = 121.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{P_{min}}{Area} = \frac{133.04 \times 1000}{45 \times 45} = 65.6 \text{ kg/cm}^2$$

$0.2f'c = 0.2 \times 275 = 55$. Como los valores $\sigma_{min} > 0.2f'c \rightarrow \phi = 0.5$

$$\phi = 0.5$$

Para los dos casos se debe aplicar dividir para el factor de reducción de 0.5 para así obtener las fuerzas axiales nominales de las columnas, se presenta una tabla con los resultados.

Tabla LXVI: Fuerzas Axiales Nominales para columnas en Pila 1.

Valores máximos nominales en Columnas		
Momentos	Biaxial	72.56 ton-m
Carga Axial nominal	Max	491.22 ton
	Min	266.08 ton

Fuente: Autores.

c) Diagrama de interacción nominal (sin factorar)

Se realiza el diagrama de interacción por medio del programa SAP2000, en diseño de sección donde se crea la sección de columna de 45x45 con recubrimiento de 3 cm con 20Ø20mm con una cuantía de 3.1%

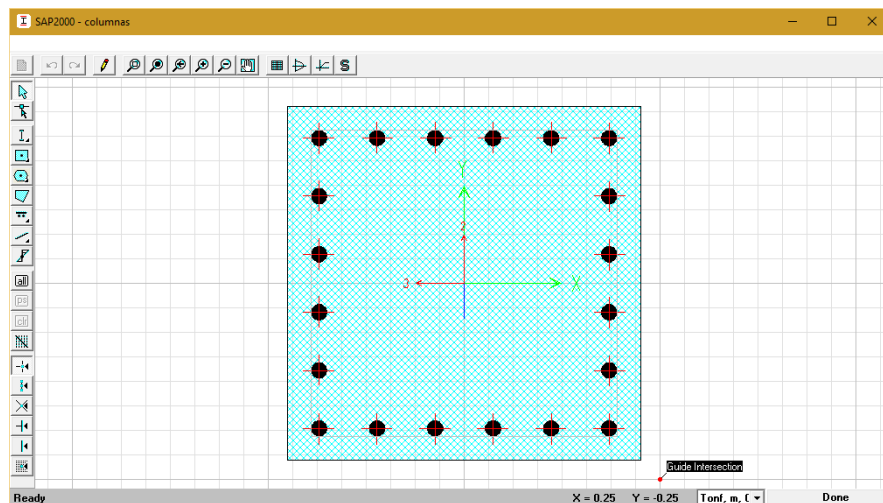


Figura 4.48: Diseño de sección en SAP2000.

Fuente: Autores.

Se esté misma ventana se obtiene el diagrama de interacción nominal de la columna dando click en la opción de “no phi” como se muestra en la figura de continuación

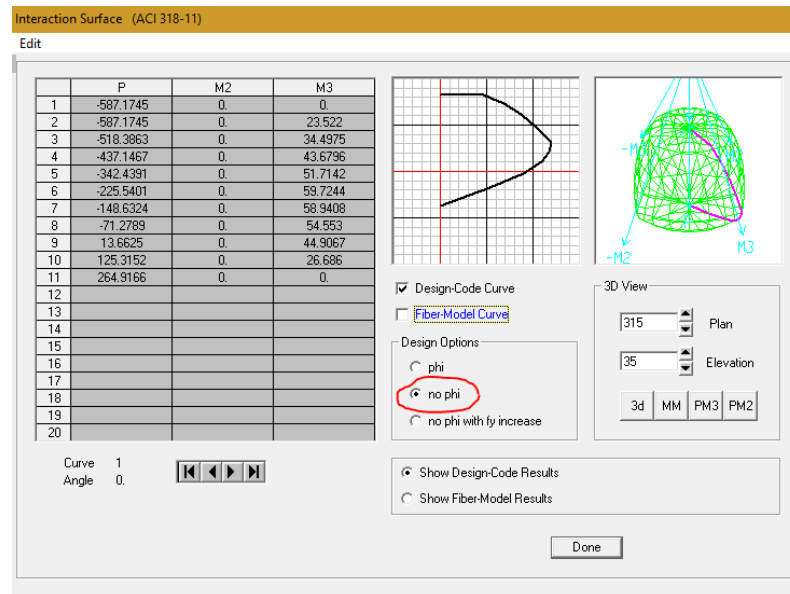


Figura 4.49: Diagrama de integración nominal en SAP2000.
Fuente: Autores.

Se copian los datos en Excel para poder ubicar los puntos antes obtenidos en el diagrama de interacción.

Tabla LXVII: Puntos para diag. de interacción C45x45 con 3.1% de cuantía Pila 1.

	Pn (Ton)	Mn (Ton-m)
1	-587.175	0.0
2	-587.175	23.5
3	-518.386	34.5
4	-437.147	43.7
5	-342.439	51.7
6	-225.54	59.7
7	-148.632	58.9
8	-71.2789	54.6
9	13.6625	44.9
10	125.3152	26.7
11	264.9166	0.0
Diseño	-491.22	72.6
Diseño	-266.08	72.6

Fuente: Autores.

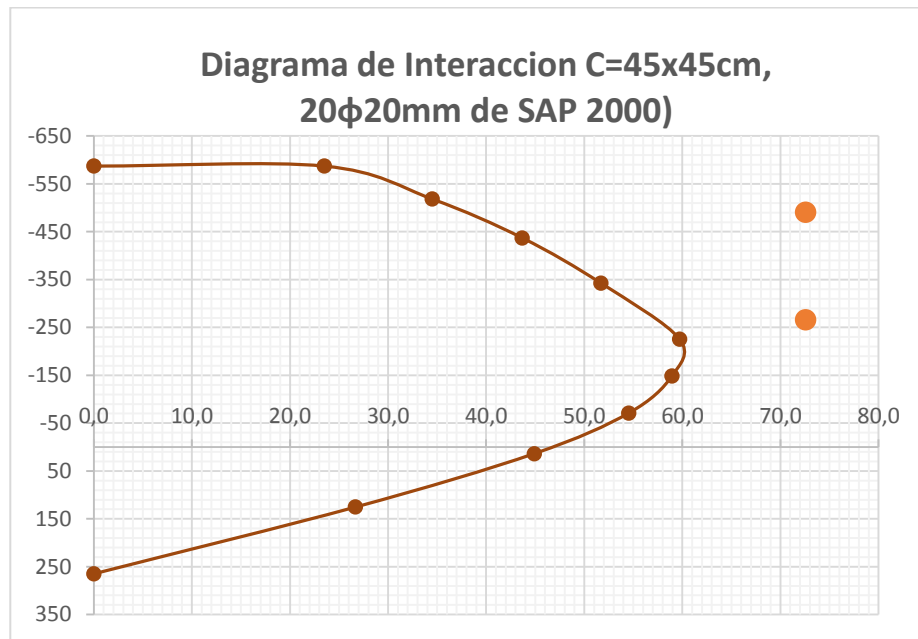


Figura 4.50: Diagrama de interacción C45x45 con 3.1% de cuantía.
Fuente: Autores.

Debido a que los puntos de diseño están fuera del diagrama de interacción entonces no cumple con los requerimientos de la norma.

Aplicando el mismo procedimiento pero con la cuantía máxima de 4% se obtiene los siguientes resultados:

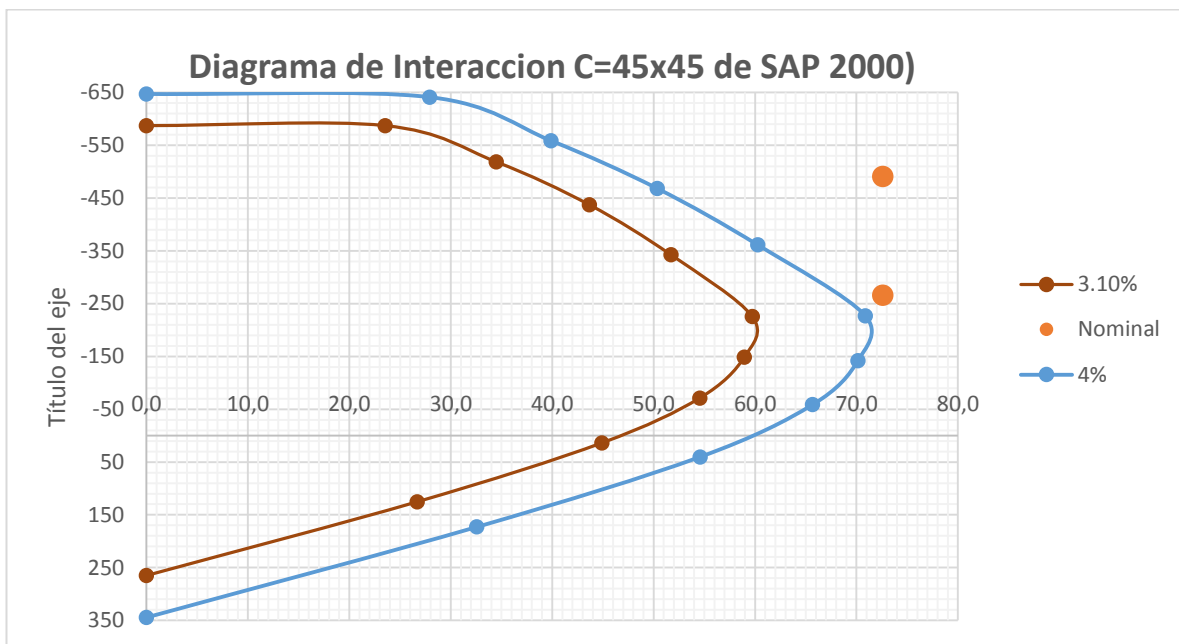


Figura 4.51: Diagrama de interacción C45x45 con 3.1% y 4% de cuantía.
Fuente: Autores.

Se puede observar que para ninguna de las cuantías impuestas en las columnas han satisfecho las demandas de diseño, antes de concluir es necesario mencionar varios temas, según la norma AASHTO LRFD 2012 no es necesario realizar el cálculo de disminuir a 0.5 el factor que se calculó anteriormente. La norma indica que es necesario realizar el análisis con un phi de 0.9, y usando este factor es muy probable que con cuantía de 3.1% si cumpla con el requerimiento.

Debido a que la norma AASHTO LRFD 2012 hizo este cambio mencionado anteriormente, propone un requerimiento de análisis de momentos de segundo orden en las columnas del cual comprende un análisis más detallado. La

inclinación de las columnas es un factor importante a considerar para este análisis P-deltas, se espera que no se cumpla este requerimiento

Se recuerda que se consideraron un porcentaje del 15% de las cargas vivas para el evento extremo I en los que normalmente no se debería usar, pero se usó por razones conservadoras.

Por las razones mencionadas anteriormente es necesario realizar reforzamiento estructural en las columnas de la pila 1.

b) Viga cabezal

I. Longitud mínima de Apoyo

La viga cabezal debe cumplir con los requerimientos de dimensión mínima del ancho de viga para que las vigas preforzadas tengan un margen de seguridad sobre la viga en la que se apoyan. La fórmula de dimensión mínima de la AASHTO LRFD (2012) en su sección 4.7.4.4 se muestra a continuación:

$$N = 203.2 + 1.67L + 6.67H(1 + 0.000125S^2)$$

Donde:

N: Longitud de apoyo

$L =$ Longitud hasta la junta de expansion (m)

$H:$ Altura de la pila(m)

$S:$ angulo esviado de la pila en grados

Para el tramo 1

$$N1 = 303.2 + 1.67(22.9) + 6.67(2 + 1.9)$$

$$N1 = 367.46mm$$

Para tramo 2

$$N2 = 303.2 + 1.67(38.5) + 6.67(3.9)$$

$$N2 = 393.51mm$$

Los valores de N se deberán amplificar debido a los movimientos sísmicos que puedan ocurrir. A continuación se muestra una tabla con los factores:

Tabla LXVIII: Porcentaje de amplificación de N por zona y coeficiente de aceleración.

Zone	Acceleration Coefficient, A_g	Percent, N
1	<0.05	≥75
1	≥0.05	100
2	All Applicable	150
3	All Applicable	150
4	All Applicable	150

Fuente: AASHTO LRFD (2012).

Los valores de N deberán multiplicarse por 1.5 como indica la tabla anterior.

$$N = 1.5(N1 + N2)$$

$$N = 1.5(367.46 + 393.51)$$

$$N = 1141.35mm$$

Sabiendo que normalmente la separación entre las vigas es de 50mm, el ancho de la viga cabezal B será de:

$$B = N + 50mm$$

$$B = 1191.45mm = 1.2m$$

Como la viga tiene 1.25m de ancho, el requerimiento de longitud mínima de apoyo se satisface.

II. Análisis de Resistencia

Debido a que se desconoce la cantidad de acero de refuerzo en el elemento se va a asumir cuantías y se realizara los análisis en base a esto.

Según el ACI318S-11 en su sección 10.5.1 el refuerzo mínimo en elemento a flexión viene dado por la fórmula:

$$\rho_{min} \frac{0.25\sqrt{f'_c}}{f_y}$$

$$y \text{ no menor a } \frac{1.4}{f_y}$$

Realizando los cálculos se tiene:

$$\rho_{min} = \frac{0.25\sqrt{37}}{420} = 0.362\%$$

$$\frac{1.4}{4200} = 0.33\%$$

$$\rho_{min} = 0.362\%$$

Debido a que la fórmula de cuantía mínima es mayor a 0.33%, se elige la mayor que es de 0.36%

Se realiza el cálculo de la cuantía balanceada por medio de la siguiente fórmula:

$$\rho_b = 0.85\beta f'_c f_y (6120/120 + f_y)$$

Asumiendo una cuantía de acero de 1%, se calcula los momentos capacidad que puede llegar a resistir la viga cabezal.

$$w = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

$$w = 1\% * \frac{4200}{370} = 0.11$$

Para el cálculo de d se asumen varillas de 25mm con recubrimiento de 3cm y estribos de 12mm

$$d = h - r - E - \frac{\emptyset}{2}$$

$$d = 190 - 3 - 1.2 - \frac{2.5}{2}$$

$$d = 184.55cm$$

Aplicando la fórmula del momento para vigas.

$$M_u = \emptyset b d^2 f'_c w (1 - 0.58w)$$

$$M_u = 0.90 \times 125 \times 184.55^2 \times 370 \times 0.11 \times (1 - 0.59 * 0.11)$$

$$M_u = 1458.2 \text{ ton} - m$$

Realizando la comparación con los momentos máximos calculado anteriormente, los momentos capacidad está muy por arriba de los momentos de diseño. Posiblemente la viga cabezal está sobredimensionada debido a la dificultad constructiva de realizar una correcta unión entre vigas y columnas ya que las mismas se encuentran inclinadas. Otro factor que interviene es la

longitud de los tramos, al tener 12 columnas 6 de cada lado, se hacen 5 tramos pequeños de aproximadamente 1.82m y disminuyendo las fuerzas de diseño en la cara de las columnas se disminuye la longitud de los tramos a 1.37m, esta pequeña longitud impide que los momentos en la viga cabezal se incrementen y sean críticos.

4.8.1.5.2. Análisis pila 2 y 3 (tipo muro)

Debido a que se desconoce la cuantía de acero longitudinal y transversal para la pila tipo muro, es necesario asumir una cuantía.

Según el AASHTO LRFD (2012) en su sección 5.10.11.4.2 de requisitos para pilas tipo muro, indica que los requerimiento de esta sección son para la dirección resistente del muro y que para la dirección corta se la puede diseñar como columna. Las cuantías horizontal y vertical no deben ser menor al 0.25% y la cuantía vertical no puede ser menor que la horizontal.

Para el lado débil del muro se calculara su capacidad como que fuera columna. En este sentido se tendrá una cuantía de 2.5% por metro de columna. Como solo es un sentido se tendrá una cuantía de 1.25% para 2 caras de la pila.

Para la cantidad de varillas por metro se tendrá una columna de 70x100cm con varillas de 20mm

$$\#varillas = \frac{\rho x Area}{area\ varilla}$$

$$\#Varillas = \frac{1.25}{100} * 70 * 100 * \frac{4}{\pi 2^2}$$

$$\#varillas = 27.85 = 28\ varillas\ \varnothing 20mm$$

Los momentos a ingresar en el diagrama de interacción deben ser momentos nominales para lo cual se amplifican por un factor de 0.90 como indica la AASHTO LRFD en su sección 5.10.11.1

Tabla LXIX: Fuerzas nominales en muro sentido débil pila 2 y 3.

fuerzas de diseño nominal en Pilas 2 y 3				
		Axial	Momento	Momento/m
Evento Extremo	Max	-1106.5	1123	142.1786
	Min	-1023.5	1123	142.1786
Resistencia	Max	-1423.1	223.4	28.27468
	Min	-1406.6	223.4	28.27468

Fuente: Autores.

Realizando el diagrama de interacción con el programa SAP2000 y ubicando los puntos de momento, axial nominales en el sentido débil dentro del diagrama de interacción se obtuvo lo siguiente:

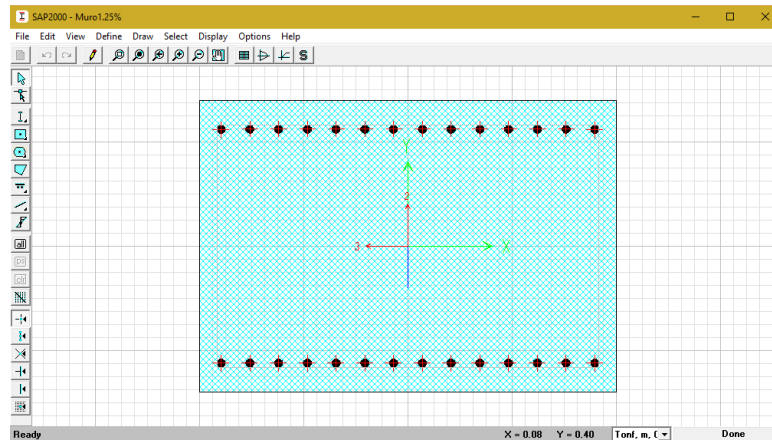


Figura 4.52: Diseño de sección de muro en SAP2000.
Fuente: Autores.

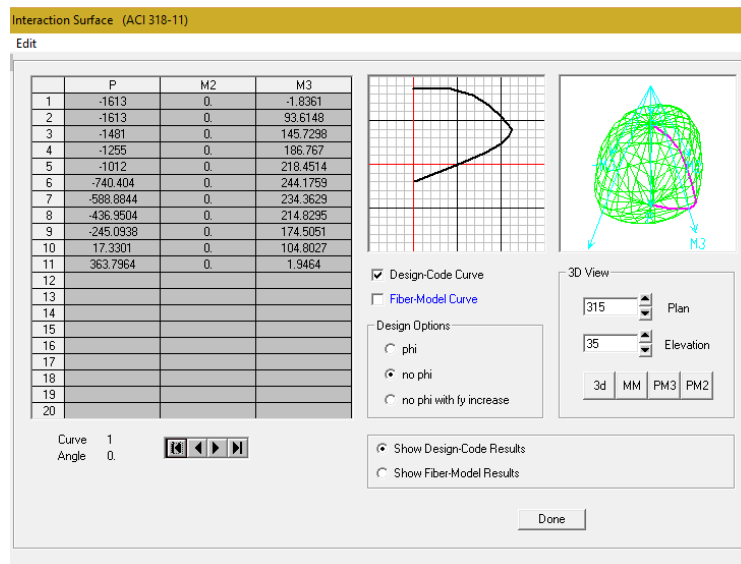


Figura 4.53: Diagrama de interacción en SAP2000.
Fuente: Autores.

Tabla LXX: Puntos Diagrama de Interacción para Pila 2 y 3.

Diagrama de interacción		
	Pn (Ton)	Mn (Ton-m)
1	-1613	-1.8
2	-1613	93.6
3	-1481	145.7
4	-1255	186.8
5	-1012	218.5
6	-740.404	244.2
7	-588.884	234.4
8	-436.95	214.8
9	-245.094	174.5
10	17.3301	104.8
11	363.7964	1.9
Diseño	-1106.5	142
Diseño	-1023.5	142

Fuente: Autores.

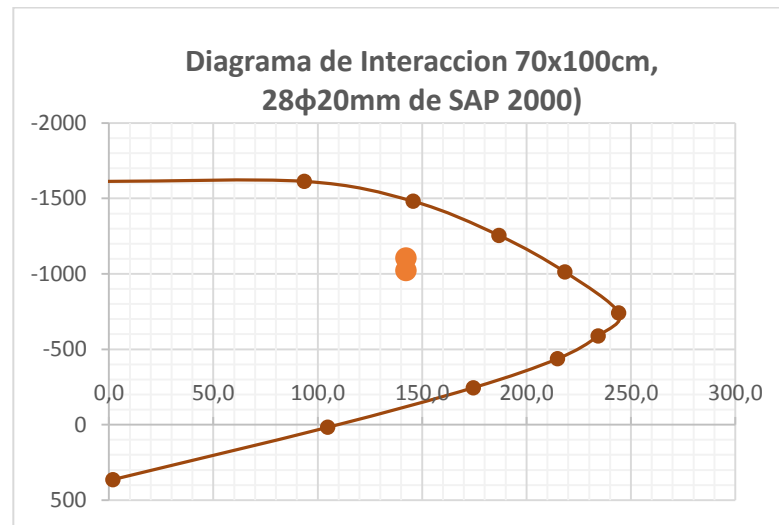


Figura 4.54: Diagrama de interacción con puntos de diseño.
Fuente: Autores.

Se puede observar que los puntos están dentro del diagrama de interacción por lo que se asume que el armado de la pila tipo muro cumple con los requerimientos de la norma AASHTO LRFD (2012)

Para cortante se asumirá 2 mallas de 16 mm espaciadas $c/20\text{cm}$

La fórmula de capacidad al corte según el ACI318-11 en su sección 21.9.4 es:

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y)$$

Donde:

$$\alpha_c \text{ depende de } h_w/l_w$$

$$\frac{hw}{lw} = \frac{4.5}{7.9} = 0.57 \rightarrow \alpha_c = 0.8$$

$$A_{cv} = 790 \times 70 = 55300 \text{ cm}^2$$

$$\rho_t = \frac{4.02}{20 \times 70} = 0.287\% > 0.25\%$$

$$\phi V_n = \frac{0.75 \times 55300 \times (0.8\sqrt{370} + 0.00287 \times 4200)}{1000}$$

$$\phi V_n = 1138.17 \text{ ton}$$

$$V_u = 539.66 \text{ ton}$$

$$\phi V_n \gg V_u$$

Debido a que los cortantes no superan el cortante de capacidad entonces para las pilas no es necesario realizar una rehabilitación estructural.

4.8.2. Análisis de la cimentación

4.8.2.1. Análisis: cimentación pila 1

Se realizara un análisis de la cimentación de la pila P1. Debido a que no se posee planos geotécnicos de la profundidad de los pilotes, es importante aclarar que este dato será asumido con una profundidad de 25.0 m. bajo el nivel del terreno natural. Esta profundidad se estableció ya que, entre los 24 y 48 m. se encuentra el estrato más competente, obtenido del perfil estratigráfico del pozo de AA.PP. de Boca de Caña. Es importante mencionar que esta

profundidad no esta tan alejada de su realidad considerando las dimensiones de los pilotes y la luz libre entre los tramos del puente.

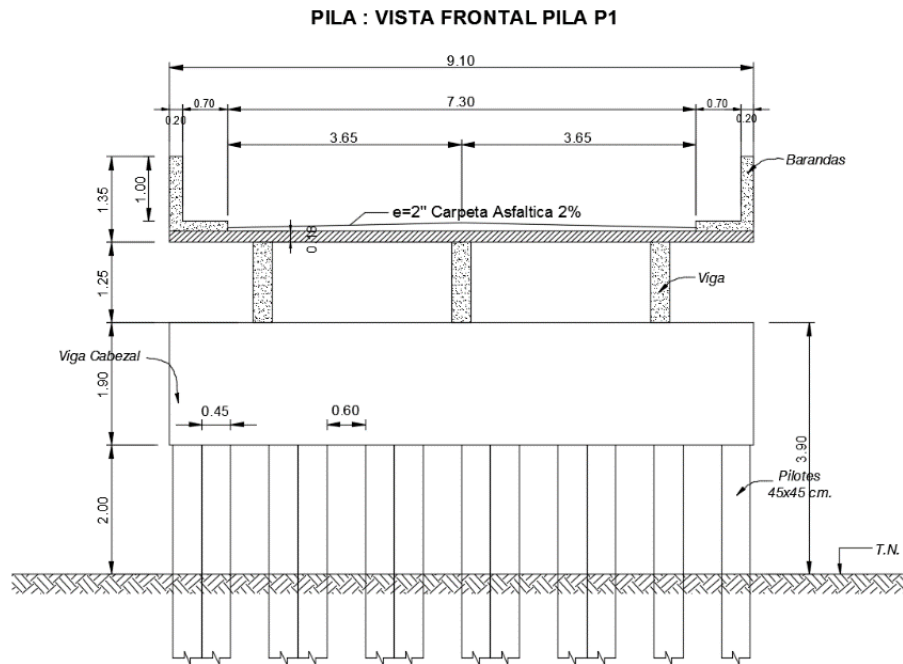


Figura 4.55: Vista frontal pila P1 del puente de Tarifa.
Fuente: Autores.

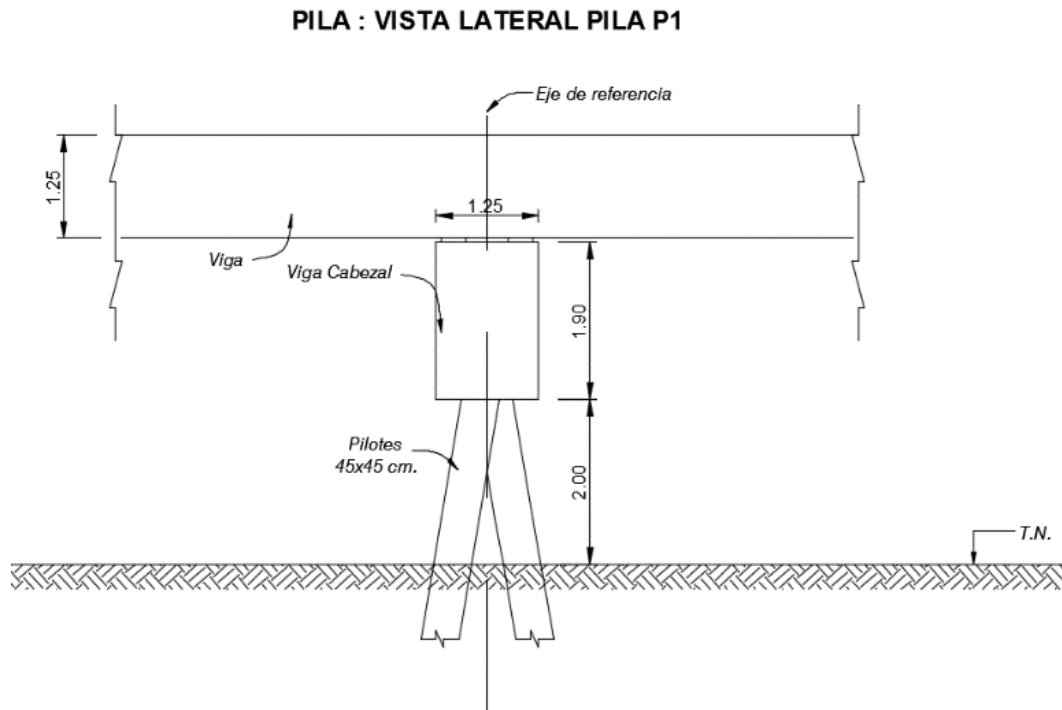


Figura 4.56: Vista lateral pila P1 del puente de Tarifa.
Fuente: Autores.

4.8.2.2. Análisis de cargas

Para el siguiente análisis solo se tomara en cuenta las cargas gravitacionales a la cimentación de la pila P1.

A continuación se muestra las diferentes cargas muertas en cada tramo por metro lineal de viga, donde DC es la carga muerta de los componentes estructurales (viga, losa, barandas, aceras y diafragmas), y DW es la carga muerta de carpeta asfáltica y de servicios de utilidad (ductos, postes y asfalto).

Tabla LXXI: Cargas Permanentes (DC, DW) por tramo en ton/m/viga.

Tabla de Cargas Muertas por tramo en Ton/m/viga				
Unidades (ton/m/viga)	Tramo			
	1	2	3	4
Longitud (m)	22.9	38.5	53.6	38.5
#Vigas	3	2	2	2
Losa	1.31	1.97	1.97	1.97
Asfalto	0.27	0.40	0.40	0.40
Barandas	0.32	0.48	0.48	0.48
Postes	0.03	0.02	0.02	0.02
Ductos	0.01	0.01	0.01	0.01
Aceras	0.22	0.33	0.33	0.33
Vigas	0.9	4.87	3.95	4.87
Diafragmas	0.15	0.1	0.18	0.1
DC	2.90	7.74	6.90	7.74
DW	0.30	0.43	0.43	0.43
Total	3.20	8.17	7.33	8.17
Peso Tramo Ton	219.5	629.1	785.8	629.1

Fuente: Autores.

Para la carga muerta DC y DW se tomara un ancho de influencia de 11.45 m. para el tramo 1 y 19.25 m. para el tramo 2. A continuación se realizaran los siguientes cálculos:

$$DC = 11.45(2.90 * 3) + 19.25(7.74 * 2) = 397.61 \text{ Ton.}$$

$$DW = 11.45(0.30 * 3) + 19.25(0.43 * 2) = 26.86 \text{ Ton.}$$

Para la carga viva se hará los siguientes cálculos:

$$\text{AASHTO LRFD IM}=33\%; F_{IM} = (1+0.33)=1.33$$

Caso a). Camión de diseño + Carga de carril

Se tomara en cuenta que la ubicación del vehículo de diseño es más crítica cuando se mueve de derecha a izquierda por lo que se tiene el siguiente análisis. Adicional las cargas vivas deben multiplicarse por el factor de carga dinámica vehicular $F_{IM}=1.33$.

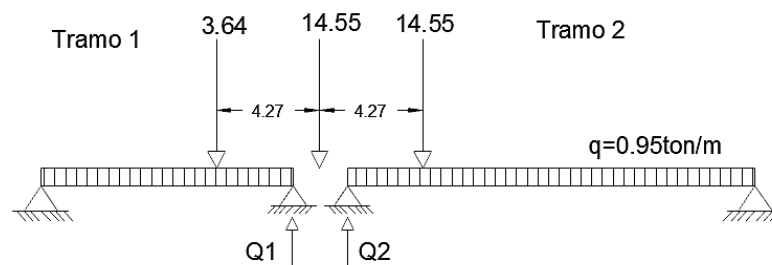


Figura 4.57: Ubicación longitudinal del camión de diseño.
Fuente: Autores.

$$Q1 = 1.33 \left(\frac{14.55}{2} + 3.64 \times \frac{18.63}{22.9} \right) + 0.95 \times \frac{(22.9)}{2}$$

$$Q1 = 24.5 \text{ ton}$$

$$Q2 = 1.33 \left(\frac{14.55}{2} + 14.55x \frac{38.42 - 4.27}{38.42} \right) + 0.95x \frac{(38.4)}{2}$$

$$Q2 = 45.11 \text{ ton}$$

$$Qa = 69.61 \text{ ton (Controla)}$$

Caso b). Tándem de diseño + Carga de carril

Se tomara en cuenta que la ubicación del vehículo de diseño es más crítica cuando se encuentra sobre la pila P1, por lo que se tiene el siguiente análisis. Adicional las cargas vivas deben multiplicarse por el factor de carga dinámica vehicular $F_{IM}=1.33$.

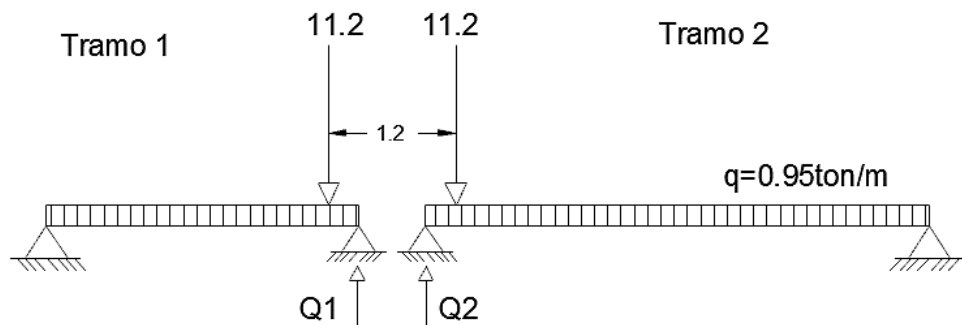


Figura 4.58: Ubicación longitudinal del tándem de diseño.

Fuente: Autores.

$$Q1 = 1.33x11.2x \frac{22.9 - 0.60}{22.9} + 0.95x \frac{(22.9)}{2}$$

$$Q1 = 25.38 \text{ ton}$$

$$Q2 = 1.33 \times 11.2 \times \frac{38.42 - 0.6}{38.42} + 0.95 \times \frac{(38.4)}{2}$$

$$Q2 = 32.91 \text{ ton}$$

$$Qb = 58.29 \text{ ton}$$

La carga que controla es la del análisis del camión de diseño $Q = 69.61 \text{ ton}$, al ser un puente de 2 carriles, la pila P1 soporta una carga viva total de $PL = 116.58 \text{ ton}$.

El peso propio de la pila P1 corresponderá al peso de la viga cabezal, por lo que, $W_{P1} = 1.90 * 1.25 * 9.10 = 21.61 \text{ ton}$.

La carga última de cimentación es la suma de la carga DC, DW, PL y W_{P1} , la cual se muestra en la siguiente tabla:

Tabla LXXII: Carga ultima Q_u para la pila P1.

Carga Última Q_u (Ton.)	
DC (carga muerta)	397.61
DW (carga muerta)	26.86
PL (carga viva)	116.58
Wp1 (peso de la pila P1)	21.61
Qu=DC+DW+PL+Wp1	562.66

Fuente: Autores.

4.8.2.3. Capacidad última del grupo de pilotes

El AASHTO LRFD, (2012), en su sección 10.7.3.9 dice que, la capacidad de carga de un grupo de pilotes inclinados se puede determinar tratando los pilotes como si fueran verticales.

A continuación se muestra un esquema de la profundidad de los pilotes de la pila P1.

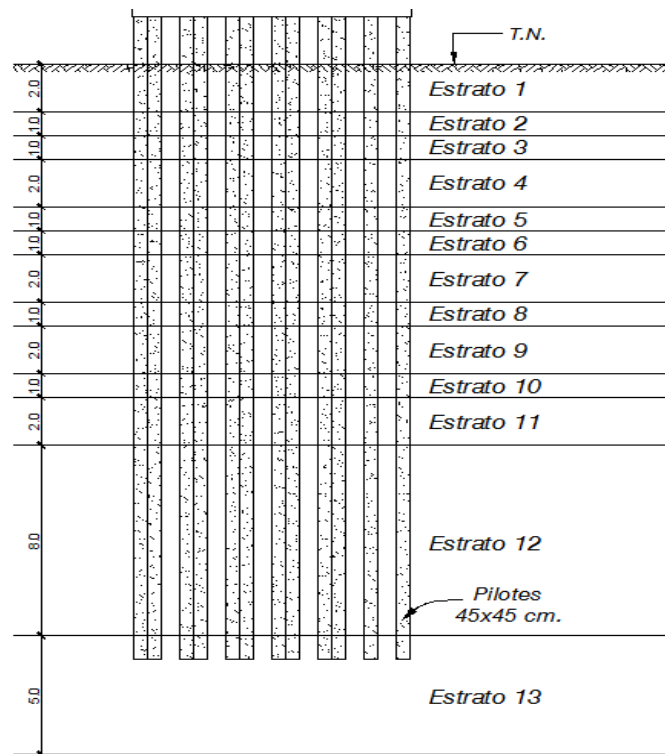


Figura 4.59: Grupo de pilotes y estratigrafía de la pila P1.
Fuente: Autores.

La capacidad última de carga de un pilote es la suma entre la carga de punta más la resistencia total por fuste o fricción superficial generada en la interfaz suelo-pilote.

Resistencia por Fuste o Fricción

Para la determinación de la resistencia por fuste (Q_f) se utilizará los principios del método de Meyerhof (1976) en los estratos arcillosos y el método de Coyle y Castello (1981) para los estratos arenosos, presentados en el libro Das (2001).

La expresión para el cálculo de la resistencia por fuste en arenas será la siguiente:

$$Q_{f \text{ (arenas)}} = k * \sigma'_v * \tan(0.85\phi) * p * \Delta L \text{ (ton)}$$

Dónde:

- k = coeficiente de presión lateral de tierra
- σ'_v = esfuerzo vertical efectivo del suelo = $(\gamma * z) - U$
- ϕ = ángulo de fricción del suelo
- p = perímetro
- ΔL = altura del estrato arenoso

La determinación de K se lo obtiene con la siguiente figura:

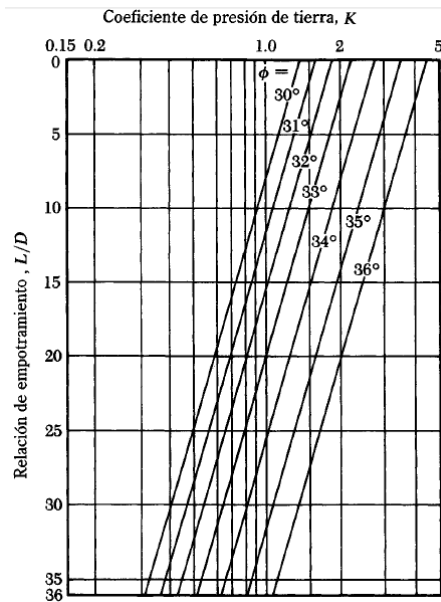


Figura 4.60: Variación de k con L/D según Coyle y Castello 1981.
Fuente: Das (2001).

La expresión para el cálculo de la resistencia por fuste en arcillas será la siguiente:

$$Q_f (\text{arcillas}) = \alpha * p * c_u * \Delta L (\text{ton})$$

Dónde:

- α = factor empírico de adhesión
- c_u = resistencia cortante no drenada
- p = perímetro

- $\Delta L = \text{altura del estrato arenoso}$

La determinación de α se lo obtiene con la siguiente figura:

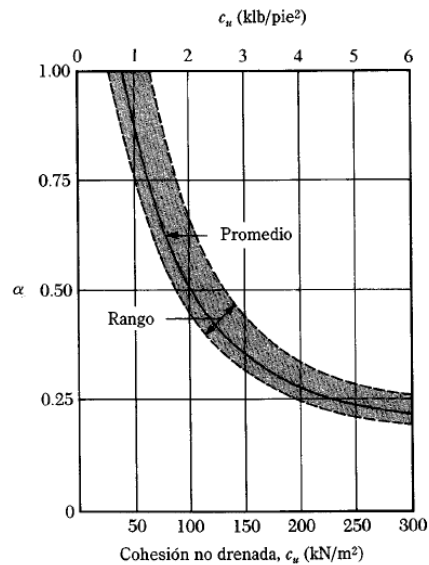


Figura 4.61: Variación de α con relación a la cohesión no drenada de una arcilla.
Fuente: Das (2001).

Resistencia por Punta

Para la determinación de la resistencia por punta (Q_p) se utilizará los principios del método de Meyerhof (1976) y el método de Coyle y Castello (1981), presentados en el libro Das (2001) para suelos arenosos.

La expresión para el cálculo de la resistencia por punta por el método de **Meyerhof (1976)** será la siguiente:

$$Q_p (\text{arenas}) = A_p * q' * N'_q$$

Dónde:

- A_p = Área del pilote
- q' = esfuero vertical en la punta
- N'_q = factor de carga

El factor de carga N'_q puede ser determinado con la siguiente figura:

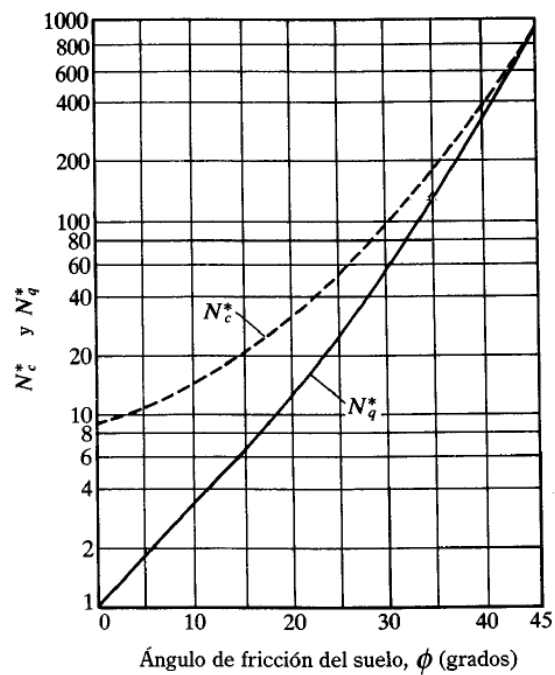


Figura 4.62: Variación de los valores máximos de N'_c y N'_q con el ángulo de fricción del suelo según Meyerhof 1976.

Fuente: Das (2001).

La capacidad por punta no deberá ser mayor a la siguiente expresión:

$$Q_p = A_p q' N'_q \leq A_p q_l$$

Donde:

- q_l resistencia por punta límite $\left(\frac{Kn}{m^2}\right) = 50 * N'_q * \tan\theta$

La expresión para el cálculo de la resistencia por punta por el método de **Coyle y Castello (1981)** será la siguiente:

$$Q_{p(arenas)} = A_p * q' * N'_q$$

Dónde:

- $A_p = \text{Área del pilote}$
- $q' = \text{esfuerzo vertical en la punta}$
- $N'_q = \text{factor de carga}$

El factor de carga N'_q puede ser determinado con la siguiente figura:

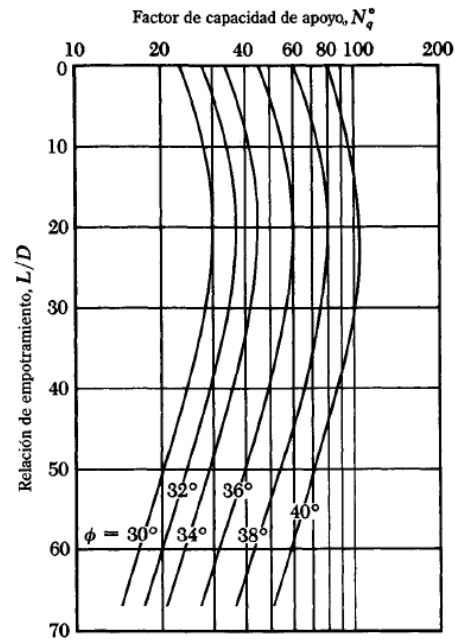


Figura 4.63: Variación N'_q con L/D según Coyle y Castello 1976.
Fuente: Das (2001).

La capacidad última para un grupo de pilotes será la suma de la resistencia por punta y por fuste por el número de pilotes utilizados.

$$\sum Q_u = n_1 * n_2 [Q_p + Q_f]$$

Dónde:

- $n_1 =$ número de filas
- $n_2 =$ número de columnas

A continuación se muestran los cálculos para la capacidad de carga por punta y fuste y carga admisible.

Tabla LXXIII: Cálculo de carga admisible para los pilotes de la pila P1.

Resistencia de Fuste (Q f - Fricción)												
Fuste en:		Coyle y Castello 1981							Qf= k * σ'v * tan(0.85θ) * p * ΔL (ton)			
Fuste en:		Meyerhof 1976							Qf= α*p*cu*ΔL (ton)			
Diámetro (m):		0.45						ΔL (m)		Meyerhof	Coyle y Castello	
Perímetro p (m):		1.8								Qf (ton)	Qf (ton)	
Estrato - Profundidad		Ø	k	α	γ (t/m3)	U (t/m2)	σ'v (t/m2)	Cu (T/m2)				
1	(0.00 m - 2.00 m)	0	-	1	1.547	2.00	1.09	2.05	2	7.38	-	
2	(2.00 m - 3.00 m)	0	-	1	1.620	3.00	1.86	1.65	1	2.97	-	
3	(3.00 m - 4.00 m)	0	-	1	1.535	4.00	2.14	1.45	1	2.61	-	
4	(4.00 m - 6.00 m)	0	-	1	1.316	6.00	1.90	0.93	2	3.33	-	
5	(6.00 m - 7.00 m)	0	-	1	1.382	7.00	2.67	1.25	1	2.25	-	
6	(7.00 m - 8.00 m)	0	-	1	1.419	8.00	3.35	0.95	1	1.71	-	
7	(8.00 m - 10.00 m)	0	-	1	1.447	10.00	4.47	1.20	2	4.32	-	
8	(10.00 m - 11.00 m)	0	-	1	1.422	11.00	4.64	1.40	1	2.52	-	
9	(11.00 m - 13.00 m)	0	-	1	1.400	13.00	5.20	0.50	2	1.80	-	
10	(13.00 m - 14.00 m)	0	-	1	1.400	14.00	5.60	0.88	1	1.58	-	
11	(14.00 m - 16.00 m)	0	-	1	1.400	16.00	6.40	1.00	2	3.60	-	
12	(16.00 m - 24.00 m)	0	-	1	1.500	24.00	12.00	2.00	8	28.80	-	
13	(24.00 m - 29.00 m)	28	0.20	-	1.800	29.00	16.00	4.00	1	-	2.54	
14	(29.00 m - 36.00 m)	30	0.20	-	1.800	36.00	-	12.50	0	-	-	
15	(36.00 m - 48.00 m)	30	0.20	-	1.800	48.00	-	12.50	0	-	-	
16	(48.00 m - 54.00 m)	0	-	1	1.500	-	-	2.00	0	0.00	0.00	
L pilotes (m)=									25.00	62.87	2.54	
$\sum Q_f =$										65.41	ton	
Resistencia por Punta (Q p)												
Meyerhof 1976						Coyle y Castello 1981						
Pilote empotrado en:		Arena		$Q_p(arenas) = A_p * q' * N'_q =$		410.06		Pilote empotrado en:		Arena		
Diámetro (m):		0.45						Diámetro (m):		0.45		
Área del pilote Ap(m2):		0.20		$Q_p = A_p * q' * N'_q \leq A_p * q_t =$		24.23		Área del pilote Ap(m2):		0.20		
L pilotes (m):		25.00						L pilotes (m):		25.00		
γ (t/m3):		1.800		Qp (ton)=		24.23		γ (t/m3):		1.800		
q' (esfuerzo vertical en la punta) (t/m2):		45.00						q' (esfuerzo vertical en la punta) (t/m2):		45.00		
qf (resistencia de punta límite) (t/m2):		119.63						Nq (factor de carga):		16		
N'q (factor de carga):		45.00						$Q_p(arenas) = A_p * q' * N'_q =$		145.80 ton		
Capacidad de Carga - Q adm												
n1 (# filas)		n2		$\sum Q_u = n1 * n2 [Q_p + Q_f] =$		2534.57		ton				
1		12										
F.S.		3.5		$Q_{adm} = \sum Q_u / FS =$		724.16		ton				

Fuente: Autores.

Con una profundidad de 25.0 m para el grupo de pilotes la resistencia por fuste fue de 65.41 ton, la resistencia por punta del método de Meyerhof fue de 24.23 ton mientras que por el método de Coyle y Castello fue de 145.80 ton; se

utilizara los resultados del método de Coyle y Castello debido a que el método de Meyerhof impone una resistencia por punta limite muy inferior a su verdadera capacidad. Por lo tanto la capacidad ultima del grupo de pilotes es de $\sum Q_u=2534.57$ ton.

4.8.2.4. Capacidad admisible del grupo de pilotes

La capacidad de carga o admisible del grupo de pilotes viene dada por:

$$Q_{adm} = \sum Q_u / FS$$

El AASHTO estándar (2002), recomienda incrementar el control del factor de seguridad a 3.5 como valor máximo en proyectos donde no se cuente con: ecuaciones de onda, mediciones y análisis dinámicos, y prueba de carga estática.

Tabla LXXIV: Factores de seguridad recomendados basados en el control de construcciones para la capacidad ultima.

Exploraciones geotécnicas	X	X	X	X	X
Calculos estaticos	X	X	X	X	X
Formulas dinámicas	X				
Ecuaciones de onda		X	X	X	X
Análisis y procedimientos dinámicos			X		X
Prueba de carga estática				X	X
Factor de Seguridad	3.50	2.75	2.25	2.00	1.90

Fuente: AASHTO estándar (2002).

Por lo tanto la capacidad de carga será:

$$Q_{adm} = 2534.57 / 3.5 = 724.16 \text{ ton.}$$

La carga ultima $Q_u=562.66$ ton es menor que la capacidad de carga o carga admisible $Q_{adm} =724.16$ ton. *Por lo que la cimentación si cuenta con las condiciones adecuadas para soportar los actuales requerimientos de diseño.*

4.9. Diagnóstico

El diagnóstico del puente de Tarifa se enfocara en el estado actual, análisis de tráfico, análisis de resistencia de los elementos del puente y análisis estructural de la superestructura y subestructura.

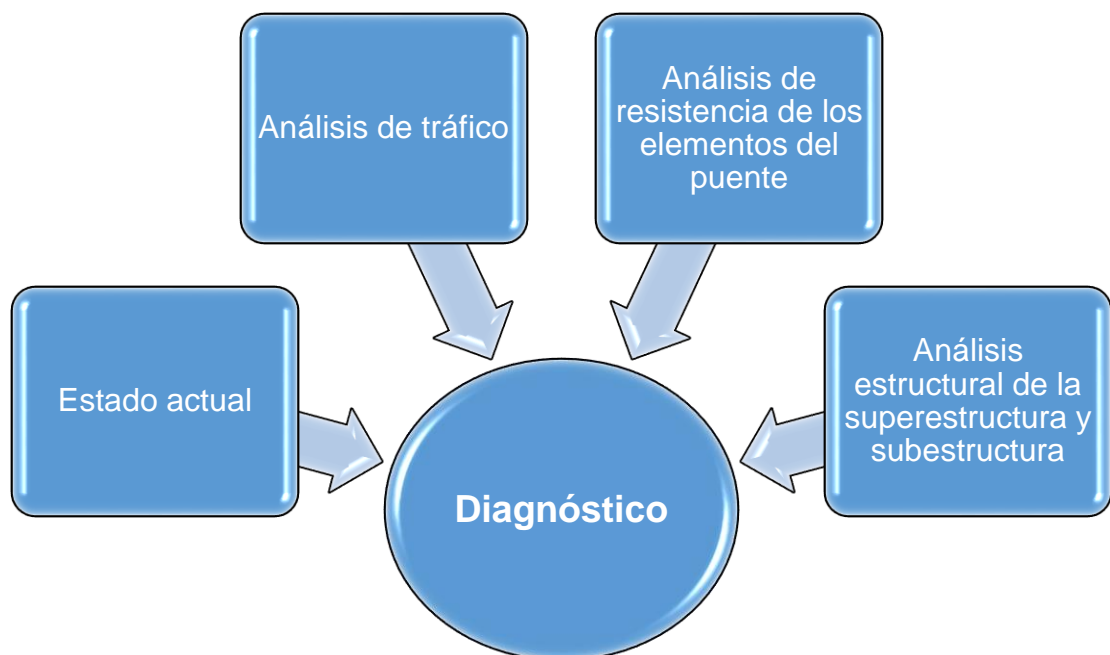


Figura 4.64: Esquema del diagnóstico del puente de Tarifa.
Fuente: Autores.

4.9.1. Diagnóstico del estado actual del puente

El puente de Tarifa en la actualidad necesita acciones urgentes las cuales son:

- Inspección detallada
- Mantenimiento
- Rehabilitación
- Reconstrucción

La inspección detallada se focaliza en verificar el estado de todas las juntas transversales y apoyos del puente; y deberá ser realizada por un especialista en el tema.

Las actividades de mantenimiento son:

- Sellado de fisuras en carpeta asfáltica.
- Señalización horizontal en la calzada del puente.
- Reconstrucción del recubrimiento en diafragmas.
- Reemplazo y colocación de barandas peatonales.
- Colocación y prolongación de desagües.
- Señalización horizontal en la calzada de los accesos.

- Limpieza de orillas del cauce y bajo el puente.

Las tareas de rehabilitación son:

- Saneamiento de la armadura y aplicación de hormigón de reparación proyectado en las vigas cajón.
- Reconstrucción del recubrimiento en ambos estribos con hormigón proyectado.
- Aplicación de hormigón de reparación para la zapata de cimentación de la pila P2 y P3.

Las tareas de reconstrucción son:

- Demolición y reemplazo de la losa del tablero.
- Reemplazo de las vigas tipo cajón.
- Reemplazo de las vigas AASHTO TIPO IV del tramo 3.

Por jerarquía las posibles acciones a tomar en el puente de Tarifa se visualizan a continuación:



Figura 4.65: Esquema de las posibles acciones para el puente de Tarifa.
Fuente: Autores.

En la pirámide se visualiza las acciones que se pueden tomar; donde las tres más importantes se detallan a continuación:

- Rehabilitación estructural del puente, incluyendo el mantenimiento.
- Reconstrucción de elementos estructurales deficientes en el puente. Esta opción reemplazaría la rehabilitación y mantenimiento.
- Demolición, diseño y construcción de un nuevo puente. Esta opción reemplazaría la reconstrucción, rehabilitación y mantenimiento.

4.9.2. Diagnóstico del análisis de tráfico

Según el análisis de tráfico, la demanda actual indica el uso de una carretera multicarril, es decir, más de un carril por dirección. Por lo que los dos carriles actuales en el puente de Tarifa son insuficientes.

La opción más recomendable a partir del diagnóstico del estado actual es la construcción de un nuevo puente.

4.9.3. Diagnóstico del análisis de resistencia

Todos los elementos estructurales del puente a excepción de la zapata de cimentación de la Pila P3 cumplen con la resistencia mínima a la compresión de la NEC-SE-HM sección 3.2, la cual indica un mínimo de 280 kg/cm^2 .

Las tres opciones expuestas a partir del estado actual del puente son recomendables.

4.9.4. Diagnóstico de la superestructura

El diagnóstico de la superestructura se enfocó en el análisis del ancho de calzada y aceras, análisis de barandas, análisis de losa y análisis de viga pretensada.

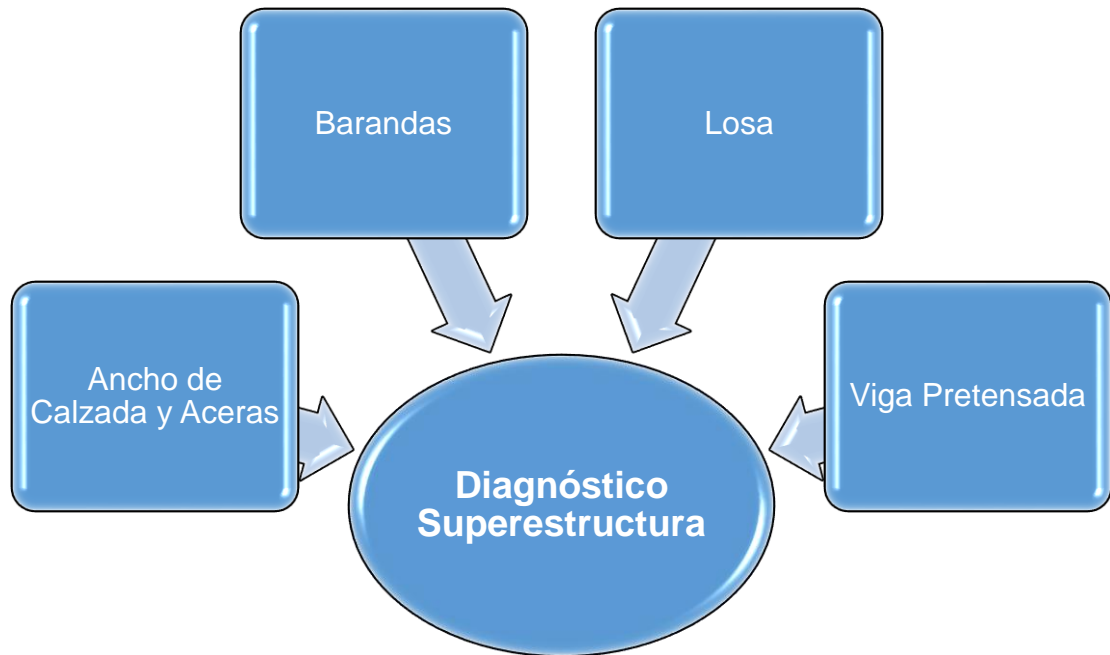


Figura 4.66: Esquema del diagnóstico de la superestructura.
Fuente: Autores.

Según el análisis de la calzada y acera, y siguiendo la norma AASHTO (2004) de requerimiento geométrico, la calzada y las aceras si cumplen con los requerimientos geométricos establecidos, por lo que, según su estado actual la calzada y las aceras solo necesitan mantenimiento.

Según el análisis de barandas y siguiendo la norma AASHTO LRFD 2012 en su sección 13, las barandas si cumplen con los requerimientos geométricos para barandas peatonales y vehiculares, por lo que, según su estado actual las barandas solo necesitan mantenimiento.

Según el análisis de la losa y siguiendo la norma AASHTO LRFD 2012 en su sección 2, la losa actual del puente de Tarifa no satisface las recomendaciones de la norma, por lo que, la opción de reconstrucción es la más recomendable.

Según el análisis de la viga pretensada y siguiendo la norma AASHTO LRFD 2012 en su sección 5, el peralte de las vigas del tramo 1 están por debajo de las recomendaciones de la norma (Recomendación: 1.29 m), mientras que el peralte de las vigas del tramo 2 y 3 si cumplen con la recomendación de la norma (Recomendación: 1.34 m para el tramo 2 y 0.765 para el tramo 3). Por lo tanto, la opción de reconstrucción es la más recomendable

4.9.5. Diagnóstico de la subestructura

El diagnóstico de la subestructura se enfocó en el análisis de las pilas del puente y de la cimentación.

Según el análisis de las pilas del puente para las pilas 2 y 3 (Tipo muro), los momentos capacidad están muy por encima de los momentos diseño; así mismo los cortantes de diseño no superan a los cortantes de capacidad. Por lo tanto, las pilas del puente compuestas por muros, no requieren ninguna intervención de mantenimiento, rehabilitación o reconstrucción estructural. Por otro lado para la pila P1 usando la normativa AASHTO LRFD 2009 no cumple con la demanda-capacidad por sismo, esta norma desactualizada penaliza de

cierta forma la capacidad del pilote debido a que no se contempla los efectos de los momentos de segundo orden como en la norma AASHTO LRFD 2012.

Según el análisis de la cimentación de la pila P1, esta si tiene la capacidad admisible necesaria para soportar la capacidad de carga actual del puente. Por lo tanto la opción de rehabilitación es la más recomendable para las cimentaciones considerando el estado actual del puente.

CAPITULO 5

5. DESARROLLO DE ALTERNATIVA 1: REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL

5.1. Descripción de la alternativa

Según lo planteado en la sección 5.9 del proyecto, la rehabilitación estructural es una de las tareas necesarias para llevar al puente a un mejor estado.

La alternativa 1 está compuesta por las siguientes actividades:

- Tareas de mantenimiento.
- Rehabilitación estructural.

Las **tareas de mantenimiento** son:

- Sellado de fisuras en carpeta asfáltica.
- Señalización horizontal en la calzada del puente.
- Reconstrucción del recubrimiento en diafragmas.
- Reemplazo y colocación de barandas peatonales.
- Colocación y prolongación de desagües.
- Señalización horizontal en la calzada de los accesos.

- Limpieza de orillas del cauce y bajo el puente.

Las **tareas de rehabilitación estructural** son:

- Saneamiento de la armadura y aplicación de hormigón de reparación proyectado en las vigas cajón.
- Reconstrucción del recubrimiento en ambos estribos con hormigón proyectado.
- Aplicación de hormigón de reparación para la zapata de cimentación de la pila P2 y P3.

Con las actividades planteadas en la alternativa 1, se espera subsanar gran parte de los problemas actuales del puente de Tarifa, sin embargo, es importante mencionar que los problemas perennes luego de la solución planteada son: vibraciones, deflexión en el tablero del puente y los actuales dos carriles del puente los cuales serán insuficientes en un posible incremento del tráfico futuro.

Tabla LXXV: Ventajas y desventajas de la alternativa 1.

Alternativa 1	
Mantenimiento y Rehabilitación Estructural	
Ventajas	Desventajas
Con el mantenimiento, el deterioro del puente se detiene y se previene posible deterioro futuro.	Desconfianza por vibraciones y deflexión en el tablero del puente.
Con el mantenimiento se prevé posibles accidentes vehiculares por deterioro de barandas.	Se mantienen los dos carriles actuales, insuficientes para el actual flujo vehicular.
Con la rehabilitación se detiene el deterioro del hormigón en los elementos estructurales: Vigas y Zapatas.	
Se soluciona el problema del hormigón envejecido en los elementos estructurales: Vigas y Zapatas.	

Fuente: Autores.

5.2. Restricciones

Las restricciones o limitaciones que tiene la alternativa 1 para ser desarrollada, se enfocaran en los aspectos: Ambientales, económicos y sociales.

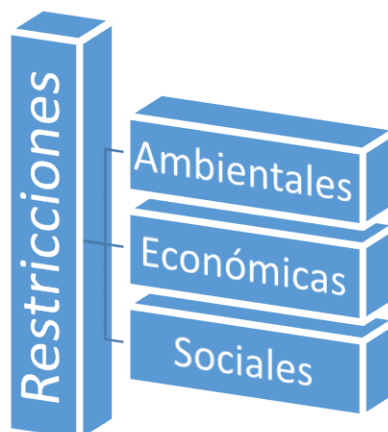


Figura 5.1: Restricciones para el desarrollo de la alternativa 1.

Fuente: Autores.

5.2.1. Restricciones ambientales

Las restricciones ambientales serán:

- Las tres pilas sobre el cauce del río Los Tintos del actual puente, ocasionan un impacto negativo a las características del río.
- Las actividades de rehabilitación estructural, tendrán un efecto sobre los recursos abióticos y bióticos del sector.

5.2.2. Restricciones económicas

Según el GADMS. (2015) en su Plan de desarrollo y ordenamiento territorial de Samborondón 2015-2019, en el componente de movilidad, energía y conectividad, existe presupuesto para el proyecto “Estudio de dos puentes peatonales de Samborondón sobre los ríos Babahoyo y Los Tintos”, sin embargo, no existe presupuesto destinado para rehabilitación o mantenimiento de puentes carreteros sobre el río Los Tintos.

Según el MTOP y la Prefectura del Guayas las cuales tienen concesionadas la vía estatal E486 (Av. Samborondón Miguel Yúnez Zagía) y el Puente de Tarifa respectivamente, ninguna institución tiene presupuesto destinado para rehabilitación o mantenimiento de puentes carreteros sobre el río Los Tintos.

Por lo anteriormente expuesto, la restricción económica será el no financiamiento de proyectos viales sobre el río Los Tintos.

5.2.3. Restricciones sociales

Las restricciones sociales tomaran en cuenta la afectación en movilidad y expropiaciones por el desarrollo de la alternativa 1.

Las restricciones en el ámbito de movilidad serán durante el desarrollo de la alternativa ya que debido a los trabajos de rehabilitación el tráfico tendrá que ser suspendido lo cual generara malestar en los moradores y para los vehículos interprovincial será necesario considerar desviar ese tráfico. Otra alternativa seria considerar la implementación de un puente provisional que una Tarifa y Boca de Caña durante los trabajos de rehabilitación.

Las restricciones sociales ocasionadas por expropiaciones serán nulas ya que no se requiere trabajos de construcción fuera del área del puente actual.

5.3. Desarrollo de la alternativa 1

5.3.1. Tareas de mantenimiento

La solución consistirá en presupuestar los rubros marcados a continuación, los análisis de precios unitarios de cada uno se detallan en el anexo F. Análisis de precios unitarios para la alternativa 1.

Según el anexo E. Inspección y Diagnostico del Puente de Tarifa, las tareas necesarias para el mantenimiento del puente serán:

- Sellado de fisuras en carpeta asfáltica en un total de $10 m^2$.
- Señalización horizontal en la calzada del puente en 153.50 ml.
- Reconstrucción del recubrimiento en diafragmas en $197.90 m^2$.
- Reemplazo y colocación de barandas peatonales en 10 ml.
- Colocación y prolongación de 14 desagües.
- Señalización horizontal en la calzada de los accesos en 63.00 ml.
- Limpieza de orillas del cauce y bajo el puente en un total de $100 m^2$.

Observaciones:

- Para el sellado de las fisuras en carpeta asfáltica, se aplicara una cobertura asfáltica de 3.8 cm ($1 \frac{1}{2}$ "), a lo largo de todo el puente.
- La reconstrucción del recubrimiento en diafragmas se lo realizara con un hormigón bombeable de $280 \frac{kg}{cm^2}$, con un recubrimiento de 2".
- El reemplazo de las barandas peatonales contemplara la demolición de las barandas afectadas (10 ml.).
- La colocación y prolongación de los desagües consistirá en realizar una limpieza en los actuales desagües, retirar las tuberías de PVC y colocar nuevos desagües de PVC que se prolonguen como mínimo 0.15 m por debajo del intradós de la losa del tablero. Adicionalmente los desagües deberán tener una relación vertical de 4:1 (4 vertical y 1 horizontal).

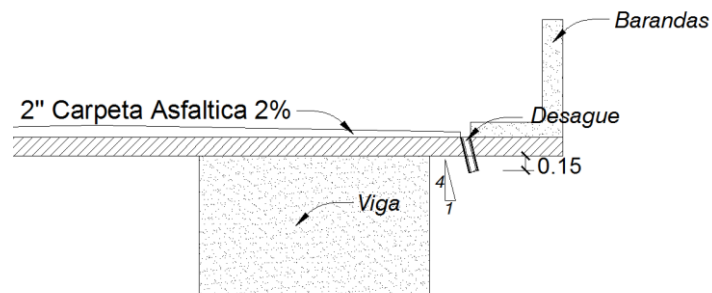


Figura 5.2: Esquema de desagües.
Fuente: Autores.

5.3.2. Tareas de rehabilitación estructural

La rehabilitación estructural se enfocara en las vigas cajón, estribos y zapata de cimentación. La solución consistirá en presupuestar las actividades descritas a continuación, los análisis de precios unitarios de cada uno se detallan en el anexo F.

5.3.2.1. Vigas cajón

La metodología será la siguiente:

1. Perforación neumática de las vigas cajón.
2. Saneamiento de la armadura de las vigas cajón.
3. Aplicación de hormigón de reparación proyectado.

La solución consistirá primero, en varias perforaciones neumáticas a lo largo de todas las vigas cajón, en las cuales se encuentra el hormigón envejecido, con el objetivo de descubrir la armadura de las vigas, se calcula en las áreas donde no está expuesto el refuerzo, una perforación máxima de 2 pulg.

Segundo, se aplicara SikaTop Armatec 108, el cual es un recubrimiento anticorrosivo para protección del acero de refuerzo del hormigón, además es un mejorador de adherencia entre el acero de refuerzo y el nuevo hormigón.

Tercero, se aplicara una capa de hormigón de reparación proyectado de 5 cm seguido de una malla electrosoldada con $\varnothing = 8 \text{ mm}$, luego se aplicara nuevamente una capa de hormigón de reparación proyectado de 5 cm. En la mezcla de hormigón proyectado añadir SikaTop 122, el cual, es un mortero de consistencia pastosa, de dos componentes, para la reparación del hormigón armado y como recubrimiento de gran adherencia. Adicionalmente se añadirá Sigunit L-600 AF, el cual es un acelerante de fraguado líquido libre de álcalis para hormigón proyectado por vía húmeda en la reparación de estructuras.

5.3.2.1.1. Distribución

La rehabilitación estructural en las vigas cajón se aplicara donde se indica a continuación:

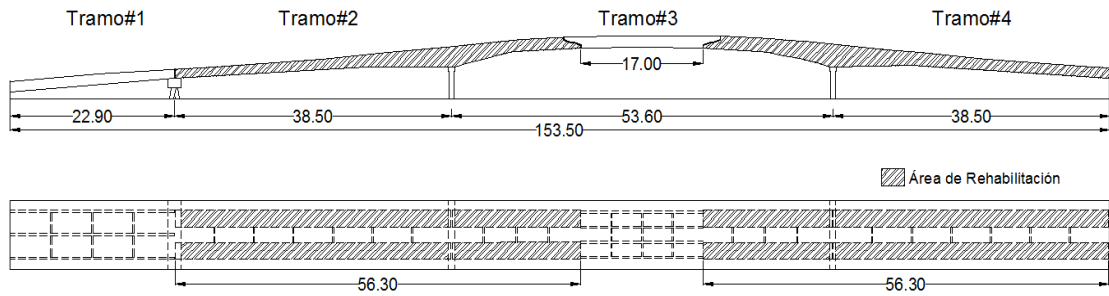


Figura 5.3: Área de aplicación de rehabilitación en vigas.
Fuente: Autores.

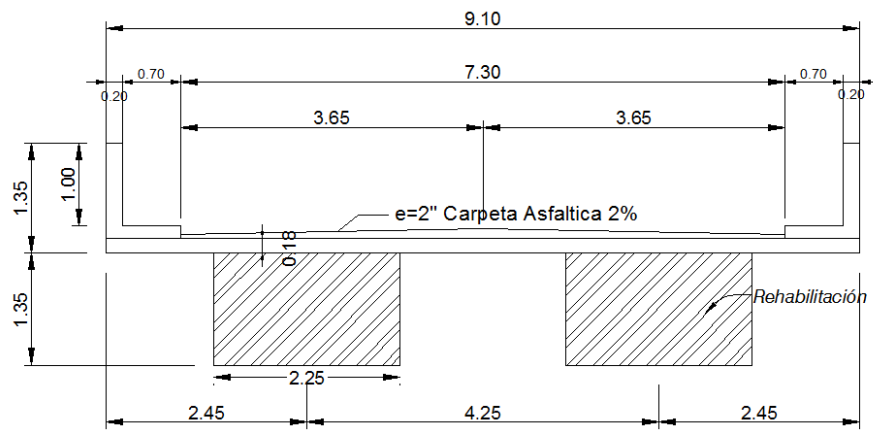


Figura 5.4: Área transversal de aplicación de rehabilitación en vigas.
Fuente: Autores.



Figura 5.5: Área de aplicación de rehabilitación en vigas del tramo 4.
Fuente: Autores.

Se cuantifica 225.20 metros lineales de andamio metálicos colgantes incluyendo los dos lados del puente. Se utilizarán 2 canastillas y 2 tecles con una superficie útil de 4.8x0.8 m. con una capacidad de carga de 500 kg (5 trabajadores).



Figura 5.6: Andamios metálicos colgantes (2 Canastillas y 2 Tecles)
Fuente: Bagant (2016).

Para mitigar el impacto ambiental de las actividades realizadas bajo el puente se utilizarán 2 canastillas y 2 tecles por cada lado, posteriormente se adaptarán cuarterones y tablas de madera para las actividades de perforación y saneamiento, y una lona de plástico para mitigar el rebote del hormigón proyectado.

Se cuantifica 1114.74 m^2 de las vigas cajón donde se aplicará la rehabilitación estructural.

5.3.2.1.2. Perforación neumática de las vigas cajón

La perforación cuantificada por m^2 se la llevará a cabo con un martillo demoledor manual, combo y cincel, y tendrá el objetivo de descubrir hasta un máximo de 2 pulg del refuerzo de las vigas cajón.

La cuadrilla mínima estará a cargo de 2 peones, 2 operadores de martillo neumático y 1 maestro de obra, y tendrá un rendimiento de 1 m^2 / 8 horas.

La actividad de perforación neumática de las vigas cajón será realizada por 8 cuadrillas trabajando al mismo tiempo.

5.3.2.1.3. Saneamiento de la armadura de vigas cajón

El saneamiento de la armadura de las vigas cajón se cuantificara por metro lineal.

La cuadrilla mínima estará a cargo de 1 peones y 1 maestro de obra, y tendrá un rendimiento de 12 ml / hora.

La actividad de saneamiento de la armadura de las vigas cajón será realizada por 8 cuadrillas trabajando al mismo tiempo posterior a las actividades de perforación neumática.

Para la realización del presupuesto referencial, se asumirá una cuantía de 0.33% de acero de refuerzo longitudinal en las vigas cajón. Con un área general de hormigón de $A_g = 2.03 \text{ m}^2$, tenemos:

$$A_s = 2.03 * 0.0033 = 0.0067 \text{ m}^2$$

Con una longitud de 225.20 metros lineales de vigas cajón tenemos:

$$V_s = 0.0067 * 225.2 = 1.51 \text{ m}^3$$

Adoptando una densidad de las varillas corrugadas de 7850 kg/m^3 , tenemos:

$$W = 1.51 * 7850 = 11842.63 \text{ kg}$$

Asumiendo solo varillas de 1" dentro de las vigas cajón, con 3.853 *kg/m*, tenemos la longitud en metro lineal del acero de refuerzo:

$$L = \frac{11842.63}{3.853} = 3073.61 \text{ ml.}$$

Se asumirá estribos con $\emptyset = 12 \text{ mm}$. cada 20 cm, por lo tanto, se tiene una longitud de acero de refuerzo de $L = 5245.2 \text{ ml}$.

Se aplicara SikaTop Armatec 108, el cual es un recubrimiento anticorrosivo para protección del acero de refuerzo del hormigón.

Preparación del producto:

Se deberá verter en un recipiente de boca ancha el componente A (liquido), y agregar lentamente el componente B (polvo), mientras se revuelve hasta obtener una mezcla homogénea y libre de grumos.

Aplicación:

Se deberá aplicar sobre las varillas de refuerzo un mínimo de dos capas, con una brocha o cepillo de cerdas semiduras. Se deberá esperar 6 horas mínimo antes de aplicar la segunda capa, hasta que la primera este seca.

Colocación del hormigón:

Antes de colocar el hormigón, se deben dejar transcurrir 24 horas mínimo luego de haber aplicado la última capa de SikaTop Armatec 108.

Dosificación:

A continuación se muestra el peso de aditivo a utilizar, incluido las dos capas:

Tabla LXXVI: Dosificación a utilizar para el refuerzo de la viga cajón.

Diámetro	Varilla lisa	Varilla corrugada	Utilizar
1/2"	105-120 g	100-115 g	110 g
3/4"	160-180 g	150-170 g	-
1"	210-240 g	200-230 g	215 g

Fuente: Autores.

5.3.2.1.4. Aplicación de hormigón de reparación proyectado

La aplicación del hormigón de reparación proyectado en las vigas cajón se cuantificara por m^3 .

Se aplicara un hormigón proyectado con resistencia de panel de 400 kg/cm^2 .

Se cuantifica 111.47 m^3 de hormigón proyectado en las vigas cajón.

Se utilizara una bomba de hormigón TK-50 marca Putzmeister con capacidad de $40 \text{ m}^3/\text{hr}$.

La cuadrilla mínima estará a cargo de 3 peones, 2 fierros y 1 maestro de obra, y tendrá un rendimiento de $0.7 \text{ m}^3 / \text{hora}$.

La actividad de aplicación de hormigón proyectado de reparación en vigas cajón será realizada por 1 cuadrilla, posterior a las actividades de saneamiento.

a) Hormigón proyectado

Se aplicara una capa de hormigón de reparación proyectado de 5 cm seguido de una malla electrosoldada con $\phi = 8 - 15 \text{ mm}$, luego se aplicara nuevamente una capa de hormigón de reparación proyectado de 5 cm.

El hormigón proyectado a usar deberá tener las siguientes características:

- Se utilizara un hormigón proyectado o lanzado no susceptible a vibraciones por el tráfico. Resistente a las heladas y al congelamiento/descongelamiento.

- Se utilizara acelerantes no tóxicos, libres de álcalis con un pH alrededor de 3 para reducir el impacto ambiental y el riesgo de accidentes durante su manipulación y uso.
- La generación de polvo debe ser reducida para mitigar el impacto del hormigón proyectado al ambiente, por lo tanto se optó por utilizar hormigón proyectado en vía húmeda.
- Debido a que el mayor porcentaje de la proyección de hormigón se la realizara con vertido hacia arriba, se utilizara una presión estable y una relación A/C de 0.4 para así obtener la menor cantidad de rebote y un hormigón de mínimo 350 kg/cm^2 .

En la mezcla de hormigón proyectado añadir SikaTop 122, el cual, es un mortero de consistencia pastosa, de dos componentes, para la reparación del hormigón armado y como recubrimiento de gran adherencia. Adicionalmente se añadirá Sigunit L-600 AF, el cual es un acelerante de fraguado líquido libre de álcalis para hormigón proyectado por vía húmeda en la reparación de estructuras.

b) Selección del hormigón proyectado

Para cumplir con las características anteriormente mencionadas se utilizara los siguientes aditivos para el hormigón proyectado:

- Acelerante de fraguado: Sigunit L-600 AF
- Sistema para proyectar hormigón: Aliva 263

Según Sika (2016), el Acelerante de fraguado Sigunit L-600 AF puede utilizarse en el lanzado de hormigón y mortero por vía húmeda y en la aplicación de reparación de estructuras. Las siguientes ventajas se obtienen al usar Sigunit L-600 AF como Acelerante:

- No hay contaminación adicional en el lugar de trabajo y en el río Los Tintos debido a que el producto es libre de álcalis.
- Considerable reducción del rebote.
- Mejora la adherencia del hormigón proyectado con el hormigón ya endurecido, haciendo más fácil la aplicación sobre cabeza.
- Libre de cloruros, por lo tanto no ataca al hierro del refuerzo y del anclaje.

El sistema para proyectar hormigón Aliva-263, sus ventajas y desventajas se detallan a continuación:

1. El hormigón proyectado (vía húmeda) es cargado en la tolva del equipo rotor.
2. Se conecta el Acelerante de fraguado líquido.
3. El suministro de hormigón en la boquilla es con flujo diluido.

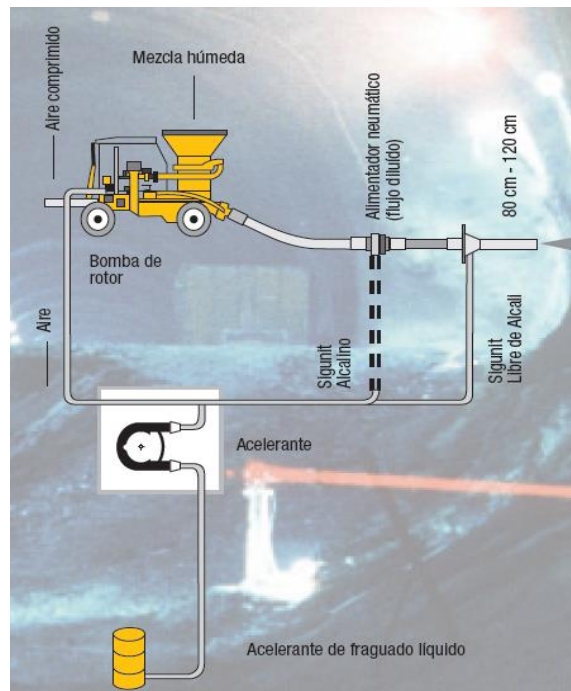


Figura 5.7: Sistema de proyección Aliva 263
Fuente: Sika 2008.

Tabla LXXVII: Ventajas y desventajas del sistema Aliva 263.

Sistema: Aliva 263	
Ventajas	Desventajas
Fácil manejo	Problemas con agregado fino (aglutinación)
Móvil y multipropósito	
Inicio o pausa sin prelubricación o limpieza	
Para proyectar morteros y hormigones	
Se puede colocar hormigón proyectado con fibras de acero	

Fuente: Sika 2016.

c) Aplicación del hormigón proyectado

El hormigón proyectado debe aplicarse en ángulos rectos con respecto al hormigón antiguo del puente, esto maximizara la adherencia y la compactación y minimizara el rebote. Se aplicara de manera manual con movimientos circulares sobre la superficie. Según Sika (2016), la distancia óptima para lanzar es de 1.2 a 1.5 m pero entre un rango de 1 a 2 m es aceptable. A distancias mayores aumenta el rebote y la generación de polvo con lo que se reduce la eficiencia de la aplicación.

5.3.2.2. Estribos

La metodología será la siguiente:

1. Perforación neumática de los estribos.
2. Aplicación de hormigón de reparación proyectado.

La solución consistirá primero, en varias perforaciones neumáticas en toda el área a compresión de los estribos, con el objetivo de conseguir una superficie adecuada para el hormigón proyectado, se calcula una perforación máxima de 1 pulg.

Segundo, se aplicara una capa de hormigón de reparación proyectado de 5 cm seguido de una malla electrosoldada con $\varnothing = 8 \text{ mm}$, luego se aplicara nuevamente una capa de hormigón de reparación proyectado de 5 cm. En la

mezcla de hormigón proyectado añadir SikaTop 122, el cual, es un mortero de consistencia pastosa, de dos componentes, para la reparación del hormigón armado y como recubrimiento de gran adherencia. Adicionalmente se añadirá Sigunit L-600 AF, el cual es un acelerante de fraguado líquido libre de álcalis para hormigón proyectado por vía húmeda en la reparación de estructuras.

5.3.2.2.1. Distribución

La rehabilitación estructural en los estribos se aplicara donde se indica a continuación:



Figura 5.8: Área de aplicación de rehabilitación en el estribo 1.
Fuente: Autores.



Figura 5.9: Área de aplicación de rehabilitación en el estribo 2.
Fuente: Autores.

Se cuantifica 45.37 m^2 de estribo donde se aplicara la rehabilitación estructural.

5.3.2.2.2. Perforación neumática del estribo

La perforación cuantificada por m^2 se la llevara a cabo con un martillo demoledor manual.

La cuadrilla mínima estará a cargo de 2 peones, 2 operadores de martillo neumático y 1 maestro de obra, y tendrá un rendimiento de $1 \text{ m}^2 / 3$ horas.

La actividad de perforación neumática de las vigas cajón será realizada por 2 cuadrillas trabajando al mismo tiempo.

5.3.2.2.3. Aplicación de hormigón de reparación proyectado

La aplicación del hormigón de reparación proyectado en las vigas cajón se cuantificara por m^3 .

Se aplicara un hormigón proyectado con resistencia de panel de 400 kg/cm^2 .

Se cuantifica 5.6 m^3 de hormigón proyectado en los estribos.

La cuadrilla mínima estará a cargo de 3 peones, 2 fierros y 1 maestro de obra, y tendrá un rendimiento de $0.7 \text{ m}^3/\text{hora}$.

La actividad de aplicación de hormigón proyectado de reparación será realizada por 1 cuadrilla, posterior a las actividades de perforación.

Las características del hormigón proyectado serán iguales a las utilizadas en las vigas cajón.

5.3.2.3. Zapata de cimentación

La metodología será la siguiente:

1. Tablestacado para actividades rehabilitación.
2. Aplicación de hormigón.

Esta metodología será aplicada en la pila 2 y 3.

La solución consistirá primero, colocar tablestacas metálicas tipo A 588 de 12.0 m de alto por 0.8 m de ancho útil por 10.0 mm de espesor alrededor de la zapata de cimentación de la pila 2 y 3, para lo cual será necesario un equipo de montaje y desmontaje de tablestacas con grúa, y luego el bombeo del agua de río dentro del tablestacado.

Segundo, se aplicara una capa de hormigón de 350 kg/cm^2 , recubriendo la sección con 5 cm de espesor. En la mezcla de hormigón añadir Sikament – N 100 el cual es un superplastificante reductor de agua de alto poder.

5.3.2.3.1. Distribución

La rehabilitación estructural en la zapata de cimentación se aplicara donde se indica a continuación:

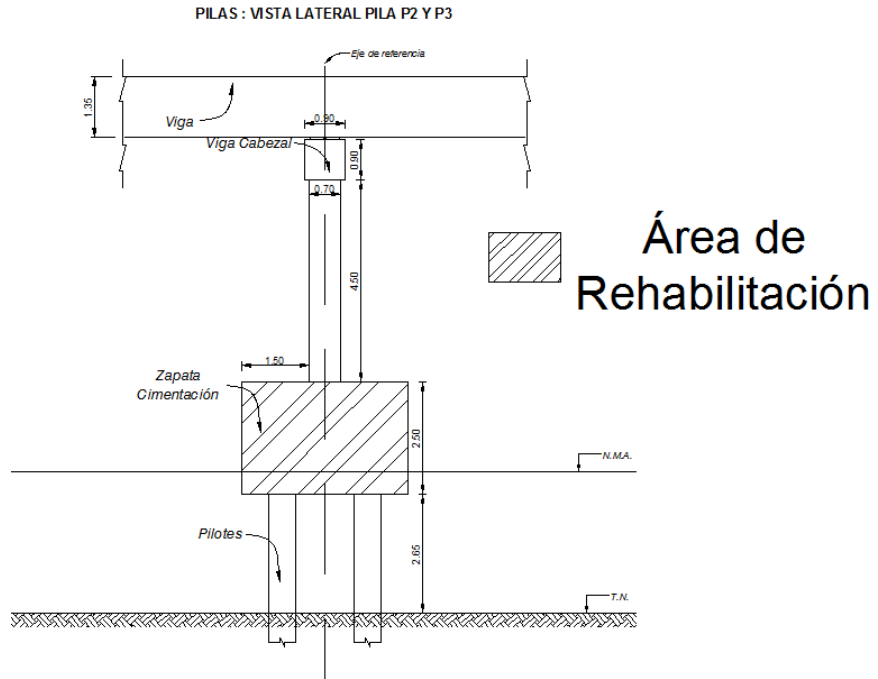


Figura 5.10: Rehabilitación pilas 2 y 3 vista lateral.
Fuente: Autores.

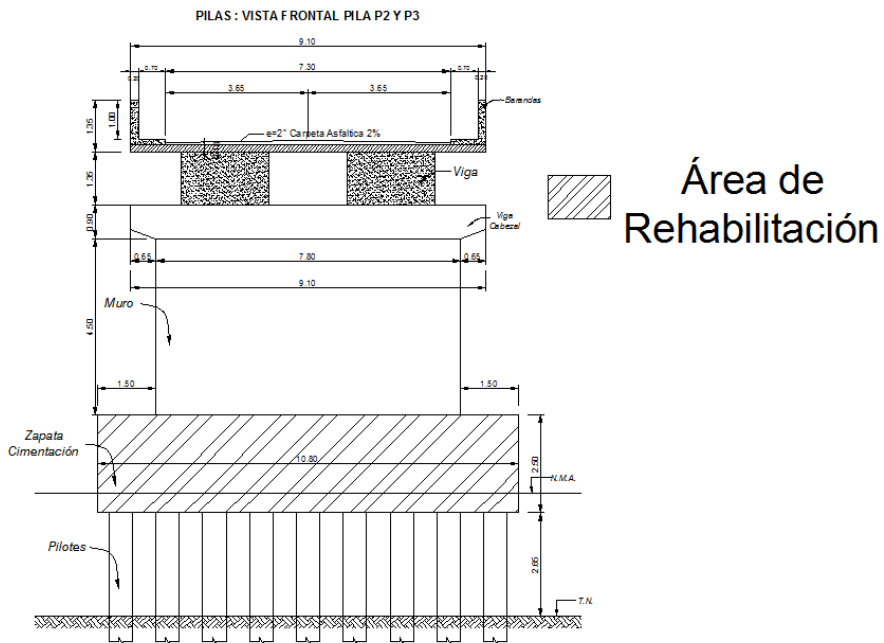


Figura 5.11: Rehabilitación pilas 2 y 3 vista frontal.
Fuente: Autores.

5.3.2.3.2. Tablestacado para actividades de rehabilitación

El tablestacado se cuantificara por unidad (u), la cual incluye una tablestaca de 12.0 m de alto por 0.8 m de ancho útil por 10.0 mm de espesor de acero tipo A 588.

Se cuantifica 37.4 metros lineales por zapata, de tablestacado considerando 1.0 m de espacio libre, con un total de 47 tablestacas por zapata.

5.3.2.3.3. Hormigón para zapatas

Se aplicara una capa de hormigón de 350 kg/cm^2 , recubriendo la sección con 5 cm de espesor.

Se cuantifica 145 m^2 de área donde se aplicara el hormigón, con un total de 7.25 m^3 de hormigón.

En la mezcla de hormigón añadir Sikament – N 100 el cual es un superplastificante reductor de agua de alto poder. La ventaja de añadir este aditivo son:

- Aumenta la resistencia inicial del concreto.
- Incrementa la resistencia final del concreto en un 40% aprox. a los 28 días.

- Reduce considerablemente la permeabilidad del concreto, aumentando su durabilidad.
- Densifica el concreto y mejora su adherencia al acero de refuerzo.

La dosificación será del 2% del peso del cemento.

5.4. Presupuesto referencial

Se utilizarán los salarios mínimos por ley de la Contraloría General del Estado válidos a partir de enero del 2016, tomando en cuenta una remuneración básica unificada mínima de \$ 366.00 y la jornada de trabajo será de acuerdo a la ley con 5 días laborables por semana y 8 horas laborables por día.

Para los rubros que necesiten especificar transporte, la distancia desde Guayaquil a La Parroquia Tarifa será de 30 km.

Tabla LXXVIII: Presupuesto referencial. Alternativa 1.

PRESUPUESTO					
RUBRO	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL
1	PRELIMINARES	%:	1.80	SUBTOTAL:	10369.56
1.1	LETRERO DE OBRA	u	2.00	445.01	890.02
1.2	CASETA DE OFICINA, BODEGA Y GUARDIANÍA	m2	70.00	12.23	856.34
1.3	INSTALACIÓN ELÉCTRICA PROVINCIONAL	u	1.00	1151.35	1151.35
1.4	INSTALACIÓN SE AA.PP. PROVINCIONAL	u	1.00	617.45	617.45
1.5	GUARDIANÍA	mes	8.00	856.80	6854.40

PRESUPUESTO					
RUBRO	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL
2	TAREAS DE REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL EN VIGAS	%:	62.29	SUBTOTAL:	357879.05
2.1	ANDAMIOS METÁLICOS COLGANTES INC. TRANS.	u	16.00	2004.60	32073.60
2.2	MARTILLO DEMOLEDOR MANUAL	u	16.00	1800.00	28800.00
2.3	PERFORACIÓN NEUMÁTICA DE VIGAS CAJÓN	m2	1114.74	149.85	167045.80
2.4	SANEAMIENTO DE ARMADURA DE VIGAS CAJÓN (REF. LONGITUDINAL)	ml	3073.61	2.06	6346.14
2.5	SANEAMIENTO DE ARMADURA DE VIGAS CAJÓN (REF. TRANSVERSAL)	ml	5245.20	1.31	6896.60
2.6	HORMIGÓN DE REPARACIÓN PROYECTADO F'C= 400 Kg/cm2	m3	111.47	155.44	17327.31
2.7	BOMBA PARA HORMIGÓN PROYECTADO	mes	7.00	10200.00	71400.00
2.8	MALLA ELECTROSOLDADA 8-15 AS	m2	1114.74	25.11	27989.60
3	TAREAS DE REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL EN ESTRIBOS	%:	0.79	SUBTOTAL:	4558.70
3.1	PERFORACIÓN NEUMÁTICA DE ESTRIBOS	m2	45.37	56.18	2549.04
3.2	HORMIGÓN DE REPARACIÓN PROYECTADO F'C= 400 Kg/cm2	m3	5.60	155.44	870.48
3.3	MALLA ELECTROSOLDADA 8-15 AS	m2	45.37	25.11	1139.18
4	TAREAS DE REHABILITACIÓN ESTRUCTURAL EN CIMENTACIÓN	%:	29.15	SUBTOTAL:	167489.99
4.1	MONTAJE Y DESMONTAJE DE TABLESTACAS	u	188.00	169.01	31774.52
4.2	BOMBA PARA TRABAJOS DE REHABILITACIÓN	mes	1.00	10200.00	10200.00
4.3	TABLESTACAS METÁLICAS TIPO A 588 INC. TRANSPORTE	u	47.00	2622.00	123234.00
4.4	HORMIGON F'C= 350 Kg/cm2 Inc. Encofrado	m3	7.25	314.69	2281.47
5	TAREAS DE MANTENIMIENTO	%:	3.52	SUBTOTAL:	20250.97
5.1	SELLADO DE FISURAS EN CARPETA ASFALTICA	m2	1551.60	9.35	14510.18
5.2	SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL EN LA CALZADA	km	0.65	605.22	393.39
5.3	RECONSTRUCCIÓN DEL RECU. EN DIAFRAGMAS (F'C= 280 Kg/cm2 Inc. Enc.)	m3	9.90	264.89	2622.40
5.4	DEMOLICIÓN DE BARANDAS LATERALES INC. TRANSPORTE	m3	2.00	63.68	127.36
5.5	COLOCACIÓN DE BARANDAS PEATONALES	ml	10.00	216.14	2161.44
5.6	COLOCACIÓN Y PROLONGACIÓN DE DESAGUES	u	14.00	16.58	232.08
5.7	LIMPIEZA DE ORILLAS DEL CAUCE Y BAJO EL PUENTE	m2	100.00	2.04	204.12

PRESUPUESTO					
RUBRO	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL
6	SEGURIDAD AMBIENTAL	:%	2.43	SUBTOTAL:	13958.41
6.1	BASURERO METÁLICO EN OBRA	u	10.00	42.39	423.94
6.2	BATERÍAS SANITARIAS PARA OBREROS	u	3.00	1080.00	3240.00
6.3	AGUA PARA CONTROL DE POLVO	m3	30.00	3.68	110.47
6.4	MONITOREO PARA CALIDAD DEL AIRE	u	3.00	360.00	1080.00
6.5	PLAN DE MANEJO AMBIENTAL	Glb	1.00	6000.00	6000.00
6.6	BOTIQUIN PRIMEROS AUXILIOS	u	4.00	180.00	720.00
6.7	PUNTO DE MONITOREO DE RUIDO	u	3.00	45.64	136.91
6.8	CONTROL DE RESIDUOS	mes	8.00	262.89	2103.09
6.9	EXTINTOR POLVO QUÍMICO	u	4.00	36.00	144.00
PRECIO TOTAL DE LA OFERTA (SIN IVA) USD:					574506.68

Fuente: Autores.

Los análisis de precios unitarios se muestran en el Anexo F: Análisis de precios unitarios de la alternativa I.

Para el cálculo del análisis de precios unitarios de cada rubro se ha considerado un factor de sobre costo FSC del 20% del presupuesto referencial, el cual se desglosa a continuación:

- Costo indirecto: 14.00%
- Improvistos: 1.00%
- Utilidad: 4.00%

- Financiamiento: 1.00%

El porcentaje del 14.00% de costos indirectos del presupuesto referencial se considera el pago durante 8 meses de lo siguiente:

- Pago de personal técnico, operativo y administrativo.
- Alquiler de bienes inmuebles.
- Pago de obligaciones, seguros y fianzas para la obra.
- Capacitación de personal.
- Bonificaciones e incentivos al personal.
- Consumo de materiales de oficina.

El presupuesto destinado para el costo indirecto, imprevisto, utilidad y financiamiento se detalla a continuación, junto con el costo de operación por metro cuadrado de obra.

Tabla LXXIX: Detalle de la operación y costo por metro cuadrado.

<i>Materia Integradora - ESPOL</i>	
ALTERNATIVA 1	
Factor de Sobrecosto	
Costo Indirecto	14.00%
Imprevistos	1.00%
Utilidad	4.00%
Financiamiento	1.00%
Factor de Sobrecosto	20.00%
Detalle	
Costo de Operación	\$574506.68
Costo Directo	\$459605.35
Costo Indirecto	\$80430.94
Imprevistos	\$5745.07
Utilidad	\$22980.27
Financiamiento	\$5745.07
M2 DE REHABILITACIÓN	1974
COSTO DE OPERACIÓN POR M2	\$291.04

Fuente: Autores.

5.5. Tiempo estimado de la ejecución de la obra

Según los rubros propuestos en la sección de presupuesto referencial, se estimara el posible tiempo que tardaría la ejecución de la obra. Para la determinación de la estimación de cada actividad se utilizaron los rendimientos y cantidades de cada rubro.

Se otorgara un rango de 1 a 5 días laborables dependiendo de la actividad, este rango servirá como la posible incertidumbre que podría existir en cada estimación.

Tabla LXXX: Tiempo estimado para la ejecución de la alternativa 1.

Tiempo Estimado de la Ejecucion de la Obra			
Actividad	Rango		Rango de Duracion (día)
	(Días laborables)		Días Laborables
Preliminares	1	2	
Rehabilitación en vigas	130	135	
Rehabilitación en estribos	20	25	
Rehabilitación en cimentación	25	30	
Mantenimiento	20	25	
Seguridad Ambiental	Durante Obra		
Total (días laborable):	151	162	151-162
Total (días calendario):	227	243	227-243 (7-8 Meses)

Fuente: Autores.

El tiempo estimado de la ejecución de la obra tentativamente seria de 7 a 8 meses calendario.

CAPITULO 6

6. DESARROLLO DE ALTERNATIVA 2: RECONSTRUCCIÓN ESTRUCTURAL

6.1. Descripción de alternativa 2

La alternativa 2 consistirá en la reconstrucción de la superestructura antigua por una nueva de vigas más ligeras de acero estructural sobre el rio los tintos. Se mantendrá las pilas y cimentación existentes con ciertas modificaciones y reforzamientos estructurales. Se diseñara para los dos carriles y aceras existentes.

6.2. Restricciones

6.2.1. Restricción económica

Según el GADMS. (2015) en su Plan de desarrollo y ordenamiento territorial de Samborondón 2015-2019, en el componente de movilidad, energía y conectividad, existe presupuesto para el proyecto “Estudio de dos puentes peatonales de Samborondón sobre los ríos Babahoyo y Los Tintos”, sin embargo, no existe presupuesto destinado para el estudio o reconstrucción de puentes carreteros sobre el río Los Tintos.

Según el MTOP y la Prefectura del Guayas las cuales tienen concesionadas la vía estatal E486 (Av. Samborondón Miguel Yúnez Zagía) y el Puente de Tarifa respectivamente, ninguna institución tiene presupuesto destinado para el estudio o construcción de puentes carreteros sobre el río Los Tintos.

Por lo anteriormente expuesto, la restricción económica será el no financiamiento de proyectos viales sobre el río Los Tintos.

6.2.2. Restricción ambiental

La alternativa 2 presenta ciertas restricciones ambientales debido al proceso de reconstrucción, que implica actividades de demolición y construcción.

Las actividades de demolición generan grandes impactos al ambiente para los recursos agua y aire. La metodología de demolición implica caída de material inerte al río Los Tintos que puede o no ser mitigados por actividades de prevención. El uso de la maquinaria de demolición genera altos niveles de ruido con dificultad de contención.

Las actividades de construcción si no son supervisadas de manera correcta pueden llegar a causar daños a los recursos naturales.

Las restricciones ambientales serán:

- La obtención de los permisos municipales y ministeriales necesarios para realizar la actividad.
- Las actividades de reconstrucción incluyendo demolición, tendrán un efecto sobre los recursos abióticos y bióticos del sector.

6.2.3. Restricción social

Las restricciones en el ámbito de movilidad serán debido a deshabilitar el puente actual por algún tiempo lo que causa molestias a los usuarios y pobladores del sector. Se recomienda usar un puente provisional de forma que no se perjudique a los usuarios del puente.

6.3. Consideraciones generales

6.3.1. Tramos en consideración

Los tramos que se cambiarán son los tramos 2, 3 y 4. Estos tramos presentan cierto daño generalizado en las vigas postensadas de tipo cajón y daños localizados en el tramo central donde se acoplan las vigas prefabricadas I tipo AASHTO con las vigas cajón.

El tramo 1 no presenta daños en las vigas por lo que no se reemplazarán.

6.3.2. Modificaciones en subestructura

Se modificara las pilas para poder acoplar la diferencia de peraltes de vigas entre los tramos 2-3 y 3-4.

6.4. Diseño de superestructura

6.4.1. Diseño de losa del puente

6.4.1.1. Espesor mínimo

Se tiene una separación entre vigas de $S=2.4m$, usando la siguiente formula del AASHTO LRFD (2012) en la sección 2.5.2.6.3, se obtiene el espesor mínimo de la losa.

$$\frac{S + 3000}{30} \geq 165mm$$

$$\frac{3200 + 3000}{30} = 207 \geq 165mm$$

Se escogerá un espesor de 18 cm que contempla 1cm de desgaste en la losa.

$$e_{min} = 210mm$$

6.4.1.2. Cálculo de cargas permanentes

Tabla LXXXI: Cargas muertas de Losa.

Cargas Muertas Losa		
	Calculo	ton/m ²
Losa	0.21x2.4	0.50
Chaflanes	0.05x2.4x0.8/2.4	0.02
DC		0.52
Asfalto	0.05x2.2	0.11
Varios		0.03
DW		0.14

Fuente: Autores.

6.4.1.3. Calculo de momentos por carga muerta

$$M = \frac{qS^2}{10}$$

$$M_{DC} = \frac{q_{DC}S^2}{10} = \frac{0.52 \times 3.2^2}{10} = 0.536 \frac{\text{ton} - \text{m}}{\text{m}}$$

$$M_{DW} = \frac{q_{DW}S^2}{10} = \frac{0.14 \times 3.2^2}{10} = 0.143 \frac{\text{ton} - \text{m}}{\text{m}}$$

Se usara los dos momentos como positivos y negativos.

6.4.1.4. Calculo de momentos por carga viva**6.4.1.4.1. Momentos positivos máximos por carga viva**

$$S=3.2=10.5'$$

Usando las tablas A4-1 de la AASHTO LRFD (2012) se calcula el momento positivo máximo por carga viva

$$M_{LL}^+ = 7.17 \text{ kip} - \frac{ft}{ft} = 3.58 \text{ ton} - \frac{m}{m}$$

6.4.1.4.2. Momentos negativos máximos por carga viva

Usando la misma tabla anterior se encuentra los valores de momentos negativos máximos.

$$S=3.2=10.5'$$

$$A \text{ bf}/4=0.52/4=0.13\text{m}=5.11''$$

Realizando los cálculos respectivos se obtuvo lo siguiente:

Tabla LXXXII: Valores de Interpolación.

Datos para momento negativos			
	Distancia de CL a la Cara externa de diseño		
S	3"	<u>5.1168</u>	6"
10.25	7.32		6.45
<u>10.49</u>	7.63488	7.02	6.76488
10.5	7.64		6.77

Fuente: Autores.

$$M_{LL}^- = 7.02 \text{ kip} - \frac{ft}{ft} = 3.51 \text{ ton} - \frac{m}{m}$$

6.4.1.5. Calculo de momentos por carga muerta en sección de diseño

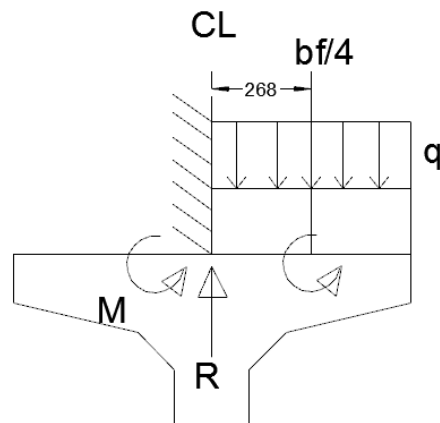


Figura 6.1: Diagrama de cuerpo libre de sección de losa.
Fuente: Autores.

Se desea calcular el momento en la sección $bf/4$ debido a que ahí es esta los momentos de diseño. Para ello se usa la figura anterior.

$$M'_{DC} = M_{DC} - \frac{Rxbf}{4} + \frac{q\left(\frac{bf}{4}\right)^2}{2}$$

$$R = \frac{qxS}{2} = \frac{0.52 \times 3.2}{2} = 0.83$$

$$M'_{DC} = 0.52 - \frac{0.83 \times 0.52}{4} + \frac{0.52 \times 0.52^2}{32} = 0.4316 \text{ ton} - \frac{m}{m}$$

$$M'_{DW} = 0.14 - \frac{0.224 \times 0.52}{4} + \frac{0.14 \times 0.52^2}{32} = 0.1154 \text{ ton} - \frac{m}{m}$$

6.4.1.6. Determinación del momento Mu

Usando la combinación de carga de resistencia de la AASHTO LRFD (2012) se calcula:

$$Mu = 1.25DC + 1.5DW + 1.75LL$$

$$Mu+ = 1.25(0.432) + 1.5(0.11) + 1.75(3.58) = 6.98 \text{ ton} - \frac{m}{m}$$

$$Mu- = 1.25(0.432) + 1.5(0.11) + 1.75(3.51) = -6.86 \text{ ton} - \frac{m}{m}$$

Según la AASHTO LRFD 2012 el Mu debe ser mayor al valor menor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33Mu$.

$$1.2M_{cr} = 0.4\sqrt{f'c} * b * h^2$$

$$1.2M = 0.4\sqrt{350} \times 100 \times 21^2 \times 10^{-5}$$

$$1.2M_{cr} = 3.30 \text{ ton} - m$$

Como Mu es mayor que $1.2M_{cr}$ entonces si cumple con este requerimiento.

6.4.1.7. Determinación de la cantidad de refuerzo por resistencia

6.4.1.7.1. Para el momento positivo y negativo

Usando la formula y asumiendo un diámetro de varilla de 16mm

$$A_s = \frac{Mu}{3.4d}$$

$$d = h - r - \frac{\phi}{2}$$

$$d = 21 - 3.5 - \frac{1.6}{2} = 16.7 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{6.98 \times 100}{3.4 \times 16.7} = 12.3 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \frac{1.6^2 \pi}{4} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v}{A_s} = \frac{2.01}{10.09} = 0.163 \text{ m}$$

Se considera $\phi 16$ c/15cm para momento positivo

Comprobación de Fuerza de diseño es menor que la capacidad de la losa

En un metro de losa se tiene 7 ϕ 16mm por lo que $A_s=10.78 \text{ cm}^2$

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

$$a = \frac{14.07 \times 4.2}{0.85 \times 0.35 \times 100} = 1.987$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 14.07 \times 4.2 \times \left(16.7 - \frac{1.987}{2}\right) \times 0.01$$

$$\phi M_n = 8.36 \text{ ton} - \text{m} > M_u = 6.98$$

6.4.1.8. Para acero de distribución (paralelo al tráfico)

Para el acero de distribución se tiene según AASHTO LRFD (2012) A9.7.3.2 para refuerzo perpendicular al tráfico se usa:

$$\% = \frac{220}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$\% = \frac{220}{\sqrt{3.2 * 3.28}} = 67.9\% = 67\%$$

$$Asd = Asx\% = 14.07x67\% = \frac{9.43cm^2}{m}$$

Se usa $\Phi 14$ C/15cm para inferior y para superior c/30cm.

6.4.1.9. Refuerzo para control de agrietamiento por servicio

Según la AASHTO LRFD (2012) en su sección 5.7.3.4 se debe cumplir con este requisito:

$$S \leq \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

Donde:

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

γ_e : factor de exposición para clase 2 – 0.75

d_c : espesor del concreto desde fibra a tensión al centro de varilla a flexión en pulg

f_{ss} : esfuerzo de tensión en acero de refuerzo en ksi

h : espesor de hormigón

d_t : espesor desde fibra del extremo a compresión al centroide del acero a tensión

El Factor de exposición se usará clase 2 debido a que es un puente que sobrepasa un cuerpo hídrico expuesto a mareas.

$$d_c = 2.5 + \frac{1.6}{2} = 3.3 \text{ cm} = 1.3''$$

Utilizando el estado límite de servicio I se calcula el momento último:

$$M_u = M_{dc} + M_w + M_{LL}$$

$$M_u = 0.4316 + 0.115 + 3.58$$

$$M_u = 4.12 \text{ ton} - m$$

$$f_{ss} = \frac{\phi M_n}{\phi A_s \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{4.12 \times 10^5}{0.90 \times 14.07 \left(16.7 - \frac{1.98}{2} \right)} = 2071.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ss} = 29.4 \text{ kips}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{3.3}{0.7(21 - 3.3)} = 1.266$$

$$S \leq \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c = \frac{700(0.75)}{1.266 \times 29.4} - 2(1.3) = 11.51'' = 29.22 \text{ cm}$$

como $15\text{cm} < 29.22$ se cumple con este requisito

6.4.2. Diseño de viga metálicas

6.4.2.1. Consideraciones generales

Se diseñara para el tramo más crítico que es el tramo 3, donde la luz es de 53 metros. En base a esto se realizara el análisis para los demás tramos.

Usando 3 vigas metálicas en un tablero de superestructura que contempla 2 carriles de 3.5m cada y dos aceras peatonales de 1m de ancho; se usan 3 vigas con separación $S=3.2\text{m}$.

Se muestran las barreras a usar

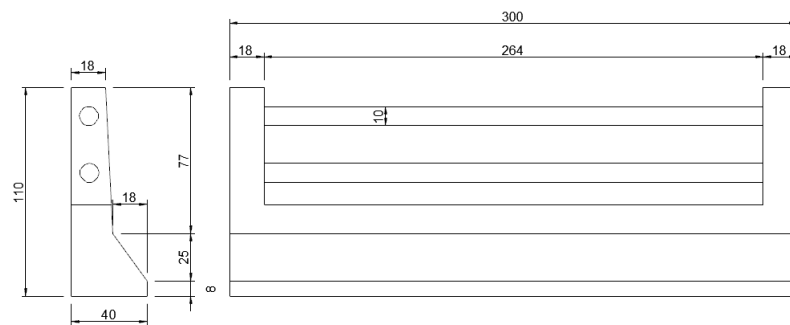


Figura 6.2: Barandas New Jersey.

Fuente: Autores.

A continuación se presenta una sección del tablero de la superestructura para considerar los datos para el diseño de las vigas metálicas.

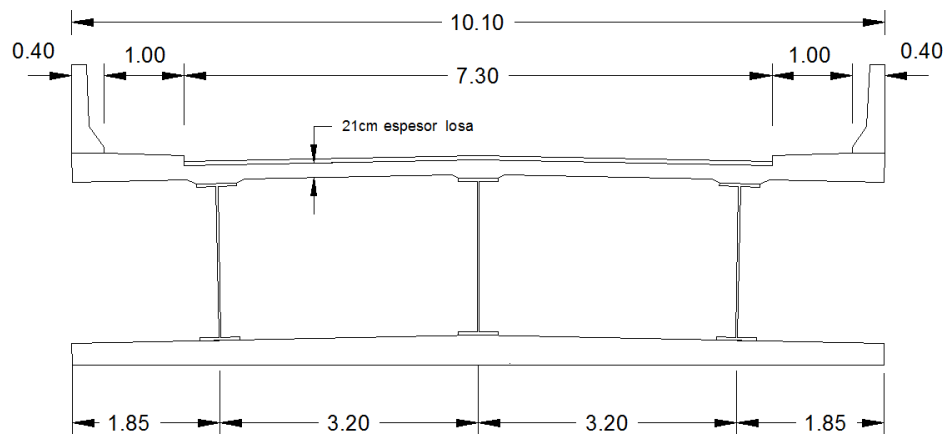


Figura 6.3: Sección del tablero superestructura.
Fuente: Autores.

Se presentan los datos de la losa:

espesor de losa + asfalto: 26cm

espesor estructural de losa: 21cm

$$f'c = 350 \frac{kg}{cm^2}$$

Peso unitario del asfalto: $2.2 \frac{ton}{m^3}$

6.4.2.2. Selección de viga preliminar

Se realiza un análisis simple del peralte mínimo de las vigas según la tabla de la AASHTO LRFD (2012) tabla 2.5.2.6.3-1

Para Vigas del tramo 3

Las vigas son vigas de acero estructural se las tomara como vigas I, con un $L=53.6\text{m}$.

$$h1 = 0.04L - e = 2.1414 - 0.18 = 1.96 \text{ m}$$

$$h1 = 0.033L = 1.769 \text{ m}$$

El alto mínimo de la viga es de 1.96 m

Datos de la Viga

Longitud de la viga: 53.6 m

$$Area = 883.5 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 51569.13 \text{ cm}^4$$

$$S_x = 528.91 \text{ cm}^3$$

$$y_b = 97.5 \text{ cm}$$

$$Wt = 0.6935 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

A continuación se presenta las dimensiones de la viga

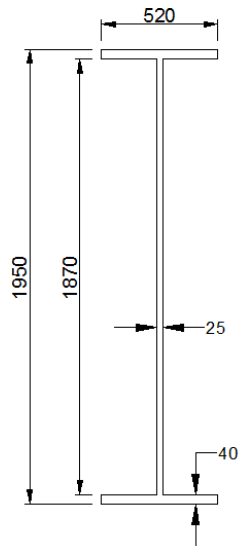


Figura 6.4: Viga.
Fuente: Autores.

Peso lineal de barrera New Jersey: 0.3ton/m

6.4.2.3. Cálculo de la sección compuesta

Según AASHTO LRFD (2012) en su Art. 4.6.2.6.1 el ancho efectivo del tramo es la menor entre:

$$\frac{1}{4} \text{ de la luz} = 53.6/4 = 13.4 \text{ m}$$

12ts mas el mayor entre el espesor de la viga t_w o la mitad del ancho del ala superior $bf/2 = 12 \times 21 + 0.52 \times 0.5 = 2.78$

Y el promedio de la separación de la vigas=3.2m

El valor menor de entre los 3 es 2.78m que es el ancho efectivo del tramo.

Relación modular entre hormigón de losa y viga

$$n = \frac{E_c(\text{losa})}{E(\text{viga})} = \frac{2038900}{282495.13} = 7.2175$$

$$\text{Ancho ala transf.} = n(\text{ancho efectivo del ala}) = \frac{(2.78)}{7.2175} = 0.385\text{m}$$

A continuación se muestra un esquema de las dimensiones transformadas y la sección compuesta

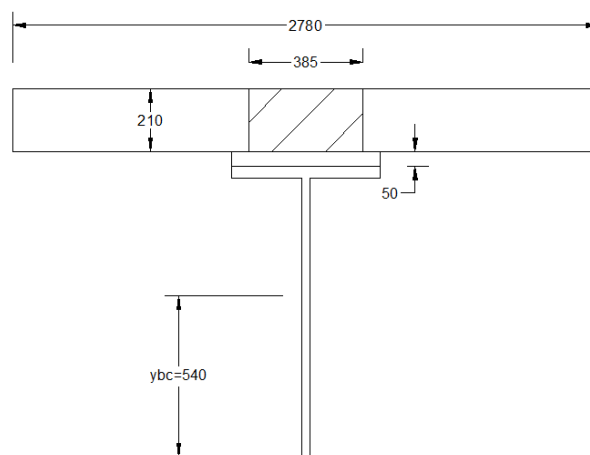


Figura 6.5: Viga Compuesta.
Fuente: AASHTO.

A continuación se muestra una tabla de las propiedades de la sección compuesta.

Tabla LXXXIII: Propiedades de la Sección Compuesta.

Propiedades de la sección compuesta n=1						
	Área cm ²	Yb cm	Ay _b cm ³	A(Y _{bc} -Y _b) ² , cm ⁴	I, cm ⁴	I+ A(Y _b -y _b) ² , cm ⁴
Viga	883.5	97.5	86141	2577097	5156913	7734009
Losa	808.9	210.5	170267	2814868	29726	2844594
Total	1692.4		256409			10578604

Fuente: Autores.

y_{bc} : distancia de fibra inferior a centroide de sección compuesta = 151.51cm

S_{bc} = modulo de sección compuesta para fibra inferior de viga = $\frac{I_c}{y_{bc}}$

$$= \frac{10578604}{151.51} = 69821.85 \text{ cm}^3$$

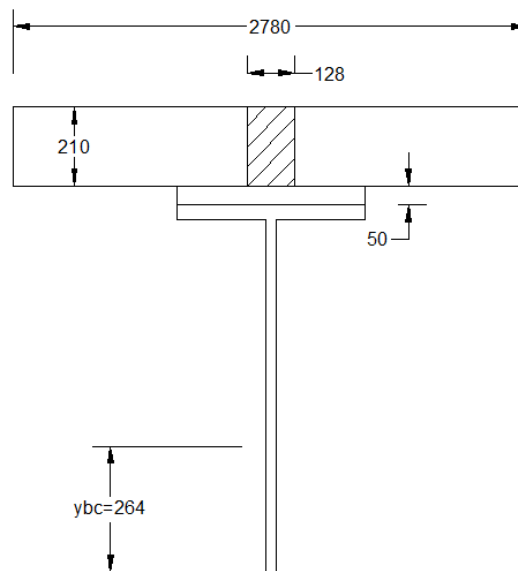


Figura 6.6: Sección compuesta con $k = 3$.

Fuente: Autores.

Tabla LXXXIV: Sección compuesta con k=3.

Propiedades de la sección compuesta n=3						
	Área cm ²	Yb cm	Ayb cm ³	A(Ybc-Yb) ² , cm ⁴	I, cm ⁴	I+ A(Yb-yb) ² , cm ⁴
Viga	883.5	97.5	86141	616776	5156913	5773689
Losa	269.6	210.5	56756	2021046	9909	2030955
Total	1153.1		142897			7804643

Fuente: Autores.

y_{bc} : distancia de fibra inferior a centroide de seccion compuesta = 123.92cm

S_{bc} = modulo de seccion compuesta para fibra inferior de viga = $\frac{I_c}{y_{bc}}$

$$= \frac{7804643}{123.92} = 62980.45 \text{ cm}^3$$

6.4.2.4. Calculo de momentos y cortantes máximos

a) Por carga muerta

Se usa los valores de pesos muertos calculados en el diseño de losa y se agrega el peso de los diafragmas como un 10% del peso de las vigas. También se considera los pesos de las barandas y aceras que se distribuyen uniformemente sobre las vigas cumpliendo con las condiciones de AASHTO LRFD (2012) 4.6.2.2.1.

Tabla LXXXV: Cargas muertas sobre vigas en ton/m.

Cargas Muertas Vigas		
	Calculo	Ton/m
Losa	0.19*2.4*3.2	1.61
Chaflanes	0.05x2.4x0.5	0.04
Diafragmas	10%Peso de viga	0.07
Barandas	2*0.3/3	0.20
Aceras	2*0.18*2.4/3	0.12
Viga		0.69
DC1	Losa+Viga+Diafragma+chaflan	2.42
DC2	Barandas+ Aceras	0.32
Asfalto	0.05*2.2*3.2	0.35
Varios	0.03*3.2	0.10
DW		0.45

Fuente: Autores.

b) Momentos y cortantes sin factorar

El modelo de análisis estructural es una viga simplemente apoyada en donde los momentos y cortantes máximos se muestran a continuación:

$$V = \frac{ql}{2}, \quad M = \frac{qL^2}{8}$$

Se presenta una tabla para lo momentos y cortantes por tipo de carga como lo separa AASHTO LRFD (2012):

Tabla LXXXVI: Momentos y cortantes máximos por carga muerta.

	DC1	DC2	DW
M ton-m	867.53	114.92	160.89
V m	64.74	8.58	12.01

Fuente: Autores.

6.4.2.4.2. Momentos y cortantes por carga viva

a) Carga viva

Se considera las cargas de diseño según AASHTO LRFD (2012) 3.6.1.2 y se determina de entre la carga de carril más camión de diseño o la carga de carril más el tándem de diseño, cuál de los dos es el más crítico.

b) Factores de distribución para cortantes y momentos

Usando las formulas simplificadas para los factores de distribución de AASHTO LRFD (2012) 4.6.2.2, se debe cumplir con las siguientes condiciones:

- Espesor de losa constante –OK-
- Numero de vigas mayor a 4 $N_b=3$ –OK- considerar
- Vigas paralelas y de misma rigidez –OK-
- Volado en losa menor a 3 pies –OK-
- Curvatura menor a 4 grados –OK-

El número de carriles es 2 y la estructura de la superestructura según la AASHTO LRFD (2012) 4.6.2.2.1 es la tipo K Vigas de acero estructural con concreto fundido en sitio.

i) Factor de distribución para momentos

Usando las formulas de la AASHTO LRFD (2012) en su tabla 4.6.2.2.2b-1 se tiene:

$$DFM = 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

Donde:

DMF: Factor de distribución de momentos en viga interior

S = Espaciamiento entre vigas

L = Luz de tramo,

t_s = espesor de losa,

K_g = Rigidez longitudinal, cm⁴ = n(I + Ae_g²)

donde:

A = section transversal area de la viga

I = inercia de la viga

e_g = distancia centroides de viga y losa = $\left(\frac{195}{2} + 5 + 21/2\right) = 113\text{cm}$

Por lo tanto:

$$K_g = 7.2175x(45934.86 + 820x113^2) = 1.08724 * 10^{12} \text{ cm}^4$$

$$DFM = 0.075 + \left(\frac{3.2}{2.9}\right)^{0.6} \left(\frac{3.2}{53.6}\right)^{0.2} \left(\frac{1.18643 * 10^{12}}{53600x210^3}\right)^{0.1}$$

$$= 0.734 \frac{\text{carril}}{\text{viga}}$$

ii) Factor de distribución para cortante

Para dos o más carriles cargados:

$$DFV = 0.2 + \left(\frac{S}{3.600}\right) - \left(\frac{S}{10.7}\right)^2$$

$$DFV = 0.2 + \left(\frac{3.2}{3.6}\right) - \left(\frac{3.2}{10.7}\right)^2 = 0.999 \frac{\text{carril}}{\text{viga}}$$

c) Carga de impacto

Solo se considera la carga de impacto como el 33% de la carga del camión de diseño.

d) Momentos y cortantes nominales

i) Para cargas de camión de diseño VLT, MLT

Para todos los estados limites exceptuando el de fatiga. Los momentos y cortantes obtenidos de la carga de camión de diseño se deberán multiplicar

por los factores de distribución y carga de impacto asociada como se muestra a continuación:

$$\begin{aligned} V_{LT} &= (V)(DFV)(1 + IM) \\ &= V(0.999)(1 + 0.33) \\ &= 1.33V \text{ kips} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{LT} &= (M)(DFM)(1 + IM) \\ &= M(0.734)(1 + 0.33) \\ &= 0.976M \text{ kips} - ft \end{aligned}$$

ii) Por carga de carril de diseño V_{II} , M_{II}

Se presenta la fórmula para hallar el cortante máximo cambiando la carga de carril de izquierda a derecha.

$$V_x = \frac{0.32(L - x)^2}{L} \text{ para } x \leq 0.5L$$

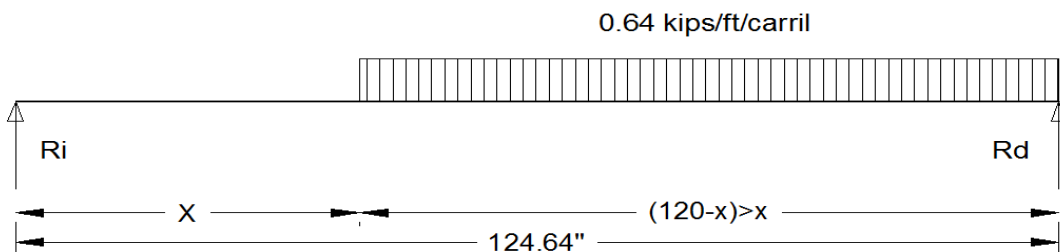


Figura 6.7: Modelo para obtención de cortantes máximos por carga de carril.
Fuente: Autores.

$$V_{LT} = (V)(DFV)$$

$$= V(0.999)$$

$$= V \text{ kips}$$

$$M_{LT} = (M)(DFM)$$

$$= M(0.734)$$

$$= 0.734M \text{ kips} - ft$$

e) **Combinación de cargas**

Para la combinación de cargas se considera:

$$Q = \eta \sum \gamma_i q_i$$

Donde:

η : *factor relacionado a ductilidad, redundancia y importancia operacional*

γ_i : *factor de carga*

q_i : *carga específica*

Para vigas preforzadas se debe utilizar los estados límites de servicio I y III y de Resistencia I

Servicio I: Revisión de esfuerzos de compresión en componentes de hormigón

Preforzado

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

Servicio III: Revisión de esfuerzos de tensión en componentes de hormigón Preforzado para el control de agrietamiento

$$Q = 1.00(DC + DW) + 0.80(LL + IM)$$

Resistencia I: Revisión de resistencia ultima de componentes

A continuación se presenta las tablas de los momento y cortantes máximos en diferentes sección de la viga preforzada obtenido del análisis, en el caso de carga de camión se usaron líneas de influencias para obtener los valores máximos por sección. A cada carga se le aplico sus factores de distribución correspondientes como también las cargas de impacto asociadas al camión de diseño.

Tabla LXXXVII: momentos y cortantes máximos por sección y por cargas muertas.

Momentos y cortantes por cargas muertas									
Distancias	Sección	peso viga		Losa + chaflan+diafragma		Peso Barrera+Acera		Asfalto+Varios	
		cortante	momento	cortante	momento	Cortante	Momento	cortante	momento
x	x/L	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m
0.00	0.00	18.59	0.00	46.15	0.00	8.58	0.00	12.01	0.00
3.22	0.06	16.36	56.19	40.62	139.52	7.55	25.93	10.57	36.30
5.36	0.10	14.87	89.66	36.92	222.65	6.86	41.37	9.61	57.92
10.72	0.20	11.15	159.40	27.69	395.81	5.15	73.55	7.20	102.97
16.08	0.30	7.43	209.22	18.46	519.51	3.43	96.53	4.80	135.14

Momentos y cortantes por cargas muertas									
Distancias	Sección	peso viga		Losas + chaflanes + diafragma		Peso Barrera + Acera		Asfalto + Varios	
		cortante	momento	cortante	momento	Cortante	Momento	cortante	momento
x	x/L	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m	ton	ton-m
21.44	0.40	3.72	239.10	9.23	593.72	1.72	110.32	2.40	154.45
26.80	0.50	0.00	249.07	0.00	618.46	0.00	114.92	0.00	160.89

Fuente: Autores.

Tabla LXXXVIII: momentos y cortantes máximos por sección y por cargas vivas.

Momentos y cortantes por carga viva					
Distancias	Sección	Carga de camión + IM		Carga de Carril	
		cortante	momento	cortante	momento
x	x/L	ton	ton-m	ton	ton-m
0.00	0.00	41.19	0.00	25.56	0.00
3.22	0.06	38.58	91.09	18.19	56.72
5.36	0.10	36.84	144.97	16.67	90.51
10.72	0.20	32.49	255.71	13.17	160.91
16.08	0.30	28.14	332.21	10.09	211.19
21.44	0.40	23.79	377.51	7.41	241.36
26.80	0.50	19.44	390.08	5.15	251.42

Fuente: Autores.

6.4.2.5. Resistencia de viga

Por combinación de carga del estado límite de resistencia I

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

$$M_u = 1.25x(867.53 + 114.92) + 1.5 * 160.89 + 1.75(390.08 + 251.42)$$

$$= 2592.02 \text{ ton} - m$$

$$V_u = 1.25 * (64.74 + 8.58) + 1.5 * (12.01) + 1.75(41.19 + 25.56)$$

$$= 224.64 \text{ ton}$$

6.4.2.5.1. Flexión

El espesor del bloque equivalente de esfuerzos de compresión en la losa:

$$a = \frac{AF_y}{0.85f'cb_{ef}} = \frac{820 * 3515}{0.85 * 350 * 278} = 37.55 \text{ cm}$$

De debe analizar si la sección es compacta en artículo 6.10.6.2.2 se debe verificar:

$$F_y = 50 < 70 \text{ ksi} \quad \text{ok}$$

$$\frac{D}{t_w} = \frac{188}{2.5} = 75.2 < 150 \quad \text{ok}$$

Como el eje neutro plástico cae dentro de la losa se satisface la siguiente expresión

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{E/F_{yc}}$$

Por lo que la sección es compacta

El momento plástico de la sección

$$M_p = AF_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 883.5 \times 3515 \left(123.5 - \frac{37.55}{2} \right) = 3252.25 \text{ ton} - m$$

Por diseño preliminar se asume que a es igual a D_p Según artículo 6.10.7.1.2 de AASHTO LRFD (2012)

$$D_t = 1.95 + 0.05 + 0.21 = 2.21$$

$$\text{como } \frac{D_p}{D_t} = \frac{35}{2.21} = 0.15 > 0.1$$

$$M_n = M_p \left(1.07 + 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right) = 3252.25 * (1.07 + 0.7 * .15) = 3084.15 \text{ ton} - m$$

Se debe satisfacer artículo 6.10.7.1.1 donde:

$$M_u + \frac{1}{3} f_l S_{xt} \leq \phi_f M_n$$

$$f_l = \text{esfuerzo de flexion lateral} = 0$$

$$\phi_f = 1 \text{ para flexion}$$

$$M_n > M_u$$

$$3084.15 > 2592.02$$

Se verifica el criterio de ductilidad Artículo 6.10.7.3

$$\text{como } \frac{D_p}{Dt} = \frac{35}{2.21} = 0.15 < 0.45$$

Se cumple con el requisito

6.4.2.5.2. Cortante

Siguiendo el artículo 6.10.9.2 de AASHTO LRFD (2012)

Con $k=5$

$$1.12 \sqrt{EK/F_y} = 64.63$$

Como D/t_w es mayor a 64.63 entonces

$$C = \frac{1.12}{D/t_w} \sqrt{EK/F_y} = \frac{64.63}{78} = 0.8285$$

$$V_n = CV_p = (0.8285)0.58F_yDt_w = 0.8285 \times 0.58 \times 3515 \times 182 \times 2.5 = 760.1 \text{ ton}$$

$$\phi_v V_n = 1(760.1) = 760.1 > 226.47 \text{ ton}$$

6.4.2.6. Revisión por condiciones de servicio

Para servicio II se debe considerar un factor $k=1$ para cargas transitorias

Se usa la sección compuesta y sus parámetros.

Para cargas permanentes se usa un factor k de 3 por lo que se muestra la sección a continuación:

$$f_{DL} = \frac{M_{DC1}}{S} = \frac{867.53}{528.91} = 1640.20$$

$$f_{SDL} = \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S} = \frac{114.92 + 160.89}{0.62980} = 437.92$$

$$f_{LL+I} = \frac{M_{LL+I}}{S} = \frac{390.08 + 251.42}{0.69821} = 918.77$$

Los esfuerzos totales por servicio II en el patín inferior.

$$f_t = 1(1640.2 + 437.92) + 1.3 * 918.77 = 3272.53$$

$$\text{como } 3272.53 < 0.95F_y = 3339.25$$

El perfil seleccionado cumple con los requerimientos de la sección

6.4.2.7. Diafragmas

Los diafragmas se deberán colocar una distancia menor a L_p donde L_p es la mínima longitud de arriostamiento para que no ocurra Pandeo lateral

torsional. Se calcula primero D_c según AASHTO LRFD 2012 en la sección D6.3.1

$$D_c = \left(\frac{f_c}{f_c + f_t} \right) d - t_f$$

Debido a que el momento es el mismo

$$D_c = \left(\frac{c_c}{c_c + c_t} \right) d - t_f$$

Donde:

c_c : Distancia del eje neutro en la sección compuesta a largo plazo a la fibra a compresión

c_t : Distancia eje neutro a la sección compuesta a largo plazo en la fibra a tensión

d : peralte de la viga

t_f = espesor del ala a compresión

$$D_c = \frac{71.08}{123.92 + 71.08} \times 1.95 - 0.04 = 0.67m$$

$$rt = \frac{b_f}{\sqrt{12(1 + \frac{Dctw}{3bftf})}}$$

$$rt = \frac{0.52}{\sqrt{12(1 + \frac{0.67 \times 0.025}{3 \times 52 \times 0.04})}} = 0.133$$

$$L_p = rt \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.133 \sqrt{29000/50} = 3.2m$$

La longitud 3.2 m es para el ala a compresión de la viga. Como el ala a compresión esta embebida con el hormigón de la losa no es necesario colocar diagrama en esta ala.

Debido a que el ala inferior no estará sujeta a compresión se colocara diafragmas cada 9m para asegurar la correcta distribución de las cargas gravitacionales en todas las vigas.

6.4.2.8. Conexiones

Deberán ser soldadas por el fabricante de las vigas dado su correcto criterio.

6.5. Procedimiento de reconstrucción

6.5.1. Demolición

Se deberá realizar la demolición de la superestructura. Previo a la demolición debe realizarse un puente paralelo provisional y también todo el procedimiento para disminuir los impactos y molestias a los usuarios del puente y pobladores de la zona.

Se comenzará retirando la capa de rodadura flexible (asfalto) a todo el puente. Seguido de todas las barandas de hormigón armado. Se realiza la demolición de la losa de los tramos 2, 3 y 4.

La metodología de demolición implica uso de maquinarias tales como retroexcavadora con martillo neumático para la demolición de la losa y martillo neumáticos manuales para los elementos de barandas y aceras.

Antes de comenzar a realizar el desmontaje de las vigas se necesita demoler los diafragmas para lo cual, se deberá colocar andamios para armar una especie de base de madera que impida que el material demolido caiga al río así mismo se deberá proveer una lona que recoja los materiales que pueden caer.

6.5.2. Desmontaje de vigas

Luego se procede al desmontaje de las vigas I seguido de las vigas cajón por medio de grúas. Para el desmontaje de las vigas cajón se necesitara dos grúas

ya que estas son vigas de 53.6m de largo. Las vigas serán demolidas en sitio luego de ser desmontadas.

6.5.3. Reforzamiento en cimentación

Se seguirá la metodología explicada en el capítulo 5 de desarrollo de la alternativa 1 de Rehabilitación estructural. La cual consistirá en colocar tablestacas metálicas para las actividades de rehabilitación y luego aplicar una capa de hormigón de 350 kg/cm^2 , recubriendo la sección con 5.0 cm de espesor. En la mezcla de hormigón añadir Sikament – N 100 el cual es un superplastificante reductor de agua de alto poder.

6.5.4. Modificaciones en pilas

Debido a que las pilas del puente actual no presentan ningún tipo de daño y teniendo en cuenta que se disminuirá los pesos de la superestructura no es necesario ningún tipo de reforzamiento estructural a estos elementos.

6.5.4.1. Longitud mínima de apoyo

El apoyo donde se asientan las vigas debe cumplir con los requerimientos de dimensión mínima del ancho de viga para que las vigas preforzadas tengan un margen de seguridad sobre la viga en la que se apoyan. La fórmula de

dimensión mínima de la AASHTO LRFD (2012) en su sección 4.7.4.4 se muestra a continuación:

$$N = 203.2 + 1.67L + 6.67H(1 + 0.000125S^2)$$

Donde:

N: Longitud de apoyo

L = Longitud hasta la junta de expansion (m)

H: Altura de la pila(m)

S: angulo esviado de la pila en grados

Los valores de N se deberán amplificar por 1.5 debido a los movimientos sísmicos que puedan ocurrir.

A continuación se muestra una tabla con las alturas de las diferentes pilas y las longitudes mínimas de apoyo.

Tabla LXXXIX: Longitud mínima de apoyo.

Longitud de apoyo					
Tramo	L	h (m)	N1 (mm)	%N	%N(N)
2	38.5	4.5	296.5	150	444.765
3	53.6	4.5	321.7	150	482.5905

Fuente: Autores.

El ancho mínimo de asiento es:

$$B = N1 + N2 = 444.77 + 482.59 = 927.36 \text{ mm}$$

Por consiguiente se cumple con el requerimiento ya que $B=1.10$ m aproximadamente.

6.5.4.2. Modificaciones en pilas

Se realizaran modificaciones en las pilas para poder realizar un correcto montaje de las nuevas Vigas de acero estructural. Esto contempla la diferencia de peraltes entre tramos.

Según el diseño de las vigas en el tramo 2 y 4 se tiene un peralte de viga de 1.65 y en el tramo 3 (central) se tiene un peralte de viga de 1.95m por lo que las pilas tienen que ser modificadas.

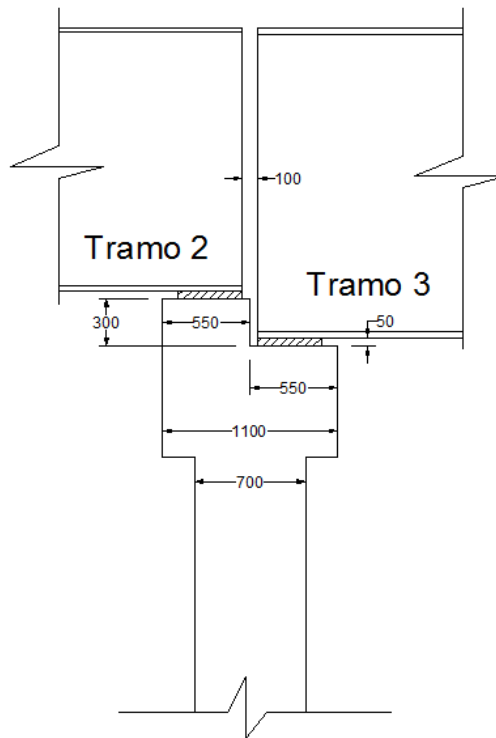


Figura 6.8: Modificación en pilas.
Fuente: Autores.

6.5.5. Montaje de las vigas de acero estructural

Se presenta el procedimiento simplificado para la instalación de vigas metálicas prefabricadas.

6.5.5.1. Colocación de elemento de soporte apoyos

Se deberá de disponer nuevos elementos de apoyo para las vigas metálicas. Se recomienda usar apoyos elastómeros ya que no son susceptibles a daños por corrosión y son más resistentes a ataques por agua y químicos; aparte

presenta mejor desempeño para vibraciones y movimientos sísmicos. Se deberá diseñar para su capacidad portante.

6.5.5.2. Montaje de vigas acero estructural

Las vigas serán prefabricadas por la empresa Novacero. Se transportaran las vigas por tramos dependiendo de la capacidad del vehículo. En el campamento se realizaran las conexiones soldadas finales para la unión de los tramos. Luego por medio de una grúa se colocaran las vigas sobre los tramos.

6.5.5.3. Instalación de diafragmas en vigas

Se deberá instalar diafragmas en las vigas longitudinalmente según artículo 6.7.4.2.1 de AASHTO LRFD (2012) donde la altura del mismo no debe ser menor a 0.75 el alto de la viga. Como $L/d < 4$, no se diseña como viga.

Las conexiones serán soldadas en sitio. Cada viga diafragma deberá estar espaciada a lo largo de la viga longitudinal cada 8 metros.

6.5.5.4. Colocación de conectores y llaves de corte

Se deberá colocar las correspondientes llaves de corte diseñadas por resistencia, servicio y fatiga para la correcta conexión entre la losa y el ala superior de la viga longitudinal.

6.5.6. Construcción de losa

6.5.6.1. Armado y fundición de losa

Se realiza el encofrado y armado para la losa que deberá tener juntas en las pilas del puente y cada 20 metros máximo. La fundición se la realizar por medio de mixer con una resistencia a la compresión de 350 kg/cm²

6.5.6.2. Juntas de expansión en losa

El tipo de junta deberá corresponder a la longitud entre estas. Por lo que se elige una junta de movimiento intermedio junta Tipo Trans-Flex B7. Se instalara 5 juntas entre las pilas y a la mitad de los tramos.

6.5.7. Colocación de barandas, aceras y capa asfáltica

6.5.7.1. Construcción de barandas y aceras

Las barandas serán armadas y fundidas en sitio según las especificaciones técnicas detalladas en los planos.

6.5.7.2. Colocación de capa de rodadura asfáltica

Se concluye el proceso de reconstrucción con la colocación de la capa de rodadura asfáltica de 2 pulgadas de espesor sobre la losa de hormigón armado.

6.6. Resultados

Por medio de la reconstrucción de la superestructura del puente se logra obtener los siguientes resultados:

Tabla XC: Porcentajes de reducción de carga.

Porcentaje de reducción de carga permanente en puente antiguo y nuevo					
Longitud (m)		22.9	38.5	53.6	38.5
Antiguo	#Vigas	3	2	2	2
	Total Ton/m/viga	3.20	8.17	7.33	8.17
	Peso Tramo Ton	219.5	629.1	785.8	629.1
Nuevo	#Vigas	3	3	3	3
	Total Ton/m/viga	3.2	2.9	3.2	2.9
	Peso Tramo Ton	219.5	332.1	511.9	332.1
Porcentaje de reducción		0%	47%	35%	47%

Fuente: Autores.

En dos tramos se consigue la disminución de la carga muerta en un 50% aprox., de esta forma consecuentemente se disminuye la carga en la subestructura, que necesitaba alguna medida de rehabilitación.

Al disminuir la carga muerta de la superestructura, las demandas de fuerza sísmica también disminuyen en el mismo porcentaje en la subestructura.

6.7. Presupuesto referencial

Se utilizaran los salarios mínimos por ley de la Contraloría General del Estado validos a partir de enero del 2016, tomando en cuenta una remuneración

básica unificada mínima de \$ 366.00 y la jornada de trabajo será de acuerdo a la ley con 5 días laborables por semana y 8 horas laborables por día.

Para los rubros que necesiten especificar transporte, la distancia desde Guayaquil a La Parroquia Tarifa será de 30 km.

El presupuesto total referencial no incluye IVA, el valor de la expropiación de áreas municipales y la ampliación de la vía E486A "Samborondón – Miguel Yúnez Zagía".

Tabla XCI: Presupuesto referencial. Alternativa 2.

PRESUPUESTO					
RUBRO	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL
1	PRELIMINARES	%:	1.96	SUBTOTAL:	23632.44
1.1	TRAZADO Y REPLANTEO	m2	2091.00	1.44	3011.90
1.2	CERRAMIENTO PROVINCIONAL H=2.4 m.	ml	150.00	61.88	9282.11
1.3	LETRERO DE OBRA	u	2.00	445.01	890.02
1.4	CASETA DE OFICINA, BODEGA Y GUARDIANÍA	m2	30.00	73.40	2202.01
1.5	INSTALACIÓN ELÉCTRICA PROVINCIONAL	u	1.00	1415.34	1415.34
1.6	INSTALACIÓN SE AA.PP. PROVINCIONAL	u	1.00	833.45	833.45
1.7	GUARDIANÍA	mes	7.00	856.80	5997.60
2	DEMOLICIÓN	%:	6.22	SUBTOTAL:	75041.48
2.1	ROTURA DE CARPETA ASFÁLTICA DE E = 0.05M A 0.10M.	m2	953.38	7.07	6744.21
2.2	DEMOLICIÓN DE BARANDAS LATERALES INC. TRANSPORTE	m3	53.46	63.67	3404.01
2.3	DEMOLICIÓN DE PASOS PEATONALES INC. TRANSPORTE	m3	35.26	63.67	2245.15
2.4	DEMOLICIÓN DE LOSA EN ACCESOS Y PUENTE INC. TRANSPORTE	m3	237.69	74.48	17702.96

PRESUPUESTO					
RUBRO	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL
2.5	DESMONTAJE DE VIGAS CAJÓN	u	4.00	1233.92	4935.68
2.6	DESMONTAJE DE VIGAS AASHTO TIPO I	u	4.00	629.53	2518.14
2.7	DEMOLICIÓN DE VIGAS Y DIAFRAGMAS INC. TRANSPORTE	m3	503.38	74.48	37491.34

3	SUBESTRUCTURA	:%	14.59	SUBTOTAL:	176028.37
3.1	HORMIGON BOMBEABLE F'C= 350 Kg/cm2 Inc. Encofrado	m3	9.41	290.69	2735.35
3.2	PLACAS DE NEOPRENO INCRISTADAS METÁLICAS 50X50X5 CM	u	18.00	366.04	6588.79
3.3	ACERO DE REFUERZO FY=4200 Kg/cm2	Kg	600.1	2.49	1495.71
3.4	MONTAJE Y DESMONTAJE DE TABLESTACAS	u	188.00	169.01	31774.52
3.5	BOMBA PARA TRABAJOS DE REHABILITACIÓN	mes	1.00	10200.00	10200.00
3.6	TABLESTACAS METÁLICAS TIPO A 588 INC. TRANSPORTE	u	47.00	2622.00	123234.00

4	SUPERESTRUCTURA	:%	76.12	SUBTOTAL:	918641.12
4.1	VIGAS ACERO ESTRUCTURAL SUMINISTRO Y FABRICACION	Kg	207060.0	1.80	372708.00
4.2	UNION Y MONTAJE DE VIGAS METALICAS EN SITIO	Kg	207060.0	1.25	258825.00
4.3	HORMIGON BOMBEABLE F'C= 350 Kg/cm2 Inc. Encofrado	m3	346.27	290.69	100655.99
4.4	JUNTA TIPO TRANSFLEX 250 O SIMILAR	mL	36.50	615.92	22481.05
4.5	CAPA DE RODADURA DE HORM. ASFALTICO E=5,0 CM (INC. IMPRIM)	m2	953.38	10.73	10231.11
4.6	DRENAJE EN TUBERIA PVC RDE 21 DE 4" PARA PUENTES	mL	10.00	6.64	66.43
4.7	BARRERAS LATERALES DE HORMIGÓN TIPO NEW JERSEY	mL	261.20	216.13	56453.55
4.8	ACERO DE REFUERZO FY=4200 Kg/cm2 (losa superior)	Kg	39002.82	2.49	97219.99

5	COMPLEMENTARIOS: VÍAS E INSTALACIONES	:%	0.14	SUBTOTAL:	1659.56
5.1	CONSTRUCCION E INSTALACION LETRERO DE SEÑALIZACIÓN	u	1.00	6000.00	6000.00
5.2	PINTURA DE TRÁFICO	m2	953.38	11.21	10684.34
5.3	SUM. E INST. DE POSTE DE ILUMINACIÓN L = 11.00 m	u	3.00	268.63	805.90
5.4	SUM. E INST. DE LUMINARIAS 250 WATTS HPS	u	3.00	284.56	853.67

6	SEGURIDAD AMBIENTAL	:%	0.98	SUBTOTAL:	11787.47
---	---------------------	----	------	-----------	----------

PRESUPUESTO					
RUBRO	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL
6.1	BASURERO METÁLICO EN OBRA	u	6.00	42.39	254.36
6.2	BATERÍAS SANITARIAS PARA OBREROS	u	2.00	1080.00	2160.00
6.3	AGUA PARA CONTROL DE POLVO	m3	20.00	3.68	73.64
6.4	MONITOREO PARA CALIDAD DEL AIRE	u	2.00	360.00	720.00
6.5	PLAN DE MANEJO AMBIENTAL	Glb	1.00	6000.00	6000.00
6.6	BOTIQUIN PRIMEROS AUXILIOS	u	3.00	180.00	540.00
6.7	PUNTO DE MONITOREO DE RUIDO	u	2.00	45.64	91.27
6.8	CONTROL DE RESIDUOS	mes	7.00	262.89	1840.20
6.9	EXTINTOR POLVO QUÍMICO	u	3.00	36.00	108.00

PRECIO TOTAL DE LA OFERTA (SIN IVA) USD:	1206790.44
---	-------------------

Fuente: Autores.

Los análisis de precios unitarios se muestran en el Anexo F: Análisis de precios unitarios de la alternativa II.

Para el cálculo del análisis de precios unitarios de cada rubro se ha considerado un factor de sobre costo FSC del 20% del presupuesto referencial, el cual se desglosa a continuación:

- Costo indirecto: 14.00%
- Improvistos: 1.00%
- Utilidad: 4.00%
- Financiamiento: 1.00%

El porcentaje del 14.00% de costos indirectos del presupuesto referencial se considera el pago durante 7 meses de lo siguiente:

- Pago de personal técnico, operativo y administrativo.
- Alquiler de bienes inmuebles.
- Pago de obligaciones, seguros y fianzas para la obra.
- Capacitación de personal.
- Bonificaciones e incentivos al personal.
- Consumo de materiales de oficina.

El presupuesto destinado para el costo indirecto, imprevisto, utilidad y financiamiento se detalla a continuación, junto con el costo de operación por metro cuadrado de obra.

Tabla XCII: Detalle de la operación y costo por metro cuadrado.

<i>Materia Integradora - ESPOL</i>	
ALTERNATIVA 2	
Factor de Sobrecosto	
Costo Indirecto	14.00%
Imprevistos	1.00%
Utilidad	4.00%
Financiamiento	1.00%
Factor de Sobrecosto	20.00%
Detalle	
Costo de Operación	\$1206790.44
Costo Directo	\$965432.35
Costo Indirecto	\$168950.66
Imprevistos	\$12067.9
Utilidad	\$48271.62
Financiamiento	\$12067.9
M2 DE CONSTRUCCIÓN	1188.46
COSTO DE OPERACIÓN POR M2	\$1015.42




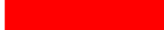


Fuente: Autores

6.8. Tiempo estimado de la ejecución de la obra

Según los rubros propuestos en la sección de presupuesto referencial, se estimara el posible tiempo que tardaría la ejecución de la obra. Para la determinación de la estimación de cada actividad se utilizaron los rendimientos y cantidades de cada rubro.

Se otorgara un rango de 1 a 5 días laborables dependiendo de la actividad, este rango servirá como la posible incertidumbre que podría existir en cada estimación.

Tabla XCIII: Tiempo estimado para la ejecución de la alternativa 2.

Tiempo Estimado de la Ejecucion de la Obra			
Actividad	Rango		Rango de Duracion (día)
	(Días laborables)		Días Laborables
Preliminares	1	2	
Demolición	55	63	
Subestructura	15	20	
Superestructura	50	62	
Complementarios	4	6	
Seguridad Ambiental	Durante Obra		
Total (días laborable):	125	153	125-153
Total (días calendario):	188	230	188-230 (6-7 Meses)

Fuente: Autores.

El tiempo estimado de la ejecución de la obra tentativamente seria de 6 a 7 meses calendario.

CAPITULO 7

7. DESARROLLO DE ALTERNATIVA 3: DISEÑO PRELIMINAR DE UN NUEVO PUENTE DE TARIFA SOBRE EL RÍO LOS TINTOS.

7.1. Descripción de la alternativa 3

La alternativa 3 consistirá en un diseño preliminar de un nuevo puente de hormigón armado sobre el río los Tintos.

7.1.1. Ubicación del puente

El puente estará ubicado a 2.0 m a la izquierda (dirección Boca de Caña - Tarifa), del actual puente.

La longitud total del puente será de 152.00 m. medidos a partir de los estribos y 216.00 m. incluidos los accesos, de uso peatonal y carretero. En el anexo H se presenta la implantación del nuevo puente.

7.1.2. Determinación del número de tramos

Se determinó implantar un puente isostático con 4 tramos simplemente apoyados de 38.00 m., el cual permitirá el libre tráfico pluvial actual y posible tráfico futuro. En el anexo H se presenta la vista longitudinal del nuevo puente.

Adicionalmente, se ha considerado ciertos criterios para la selección del número de tramos, los cuales son:

- Un puente con menor número de tramos representa un puente con menor número de pilas, esto implica un menor costo en construcción, lo cual se hace más significativo en pilas sobre ríos.
- Un puente con menor número de luces representa un puente con menor número de juntas en el tablero, esto implica menor costo en mantenimiento (problema muy común en nuestro País).
- Puente con tres tramos (tramos de 50 m.) significaría un puente metálico, el cual necesita mayor costo de mantenimiento, lo cual se hace más significativo sobre ríos.
- Puentes de concreto necesitan menor mantenimiento que las estructuras de acero.

7.1.3. Características generales del puente

La forma estructural del puente será de vigas y losas, su posición en planta será recta, es decir, con 90° de esviaje con respecto al flujo de agua y 0° de esviaje con respecto a la Av. Samborondón.

7.1.4. Determinación del número de carriles

7.1.4.1. Tráfico promedio diario anual TPDA - proyectado

El tráfico actual servirá como indicativo para determinar la serviciabilidad de los carriles actualmente en el puente de Tarifa, sin embargo, para el estudio de un nuevo puente es fundamental realizar una proyección de su tráfico para el número de años de vida útil del nuevo proyecto.

Para un diseño preliminar de un nuevo puente sobre el río Los Tintos con 50 años de vida útil, se contemplara el TPDA proyectado para su vida útil.

El tráfico proyectado es el que se pronostica basado en el tráfico actual, su valor dependerá del tiempo de vida del proyecto y de la tasa de crecimiento vehicular de la zona. Mediante el estudio de tráfico, el tráfico actual es de 8143 vehículos.

El TPDA viene dado por:

$$TPDA = t_p$$

Donde:

- $t_p = \text{Tráfico proyectado}$

Para obtener el tráfico proyectado se utiliza la siguiente expresión:

$$t_p = t_a(1 + i)^n$$

Donde:

- $t_a = 8143$ vehículos
- $i =$ tasa de crecimiento vehicular
- $n =$ número de años de vida útil = 50 años

En el anexo B (Tasas de crecimiento anual de tráfico vehicular), la tasa de crecimiento para la provincia del Guayas en el año 2066 no está referenciada, sin embargo hasta el año 2035 tenemos la siguiente tabla de datos:

Tabla XCIV: Tasas de crecimiento para la provincia del Guayas

Año	Tasa de crecimiento (%) Livianos
2020	5.56
2025	4.95
2030	4.45
2035	4.04

Fuente: MTOP (2016).

A partir de la tabla mostrada, tenemos una tendencia logarítmica de ecuación $y = -1.084 \ln(x) + 5.6112$, con una confiabilidad del 98%

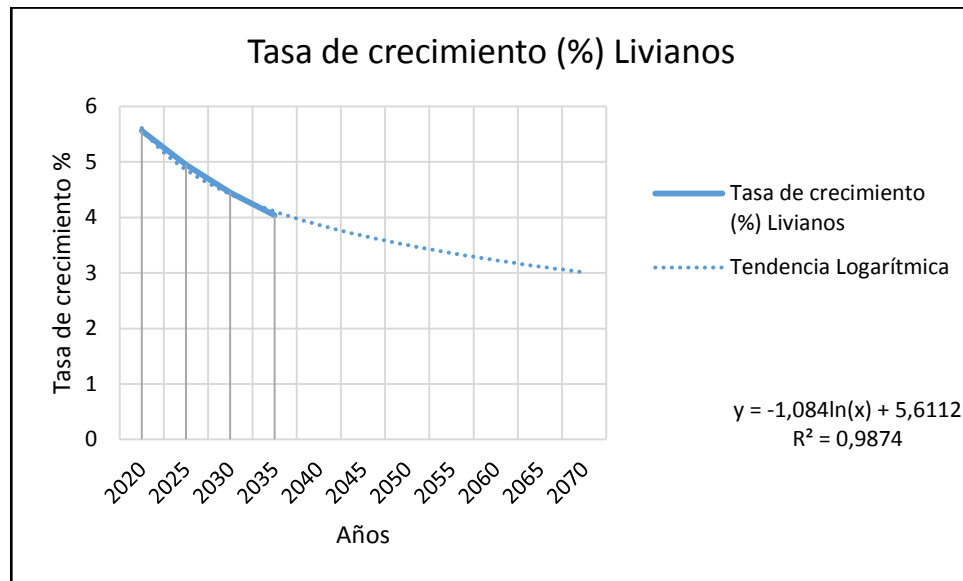


Figura 7.1: Tendencia de la tasa de crecimiento vehicular para el Guayas.
Fuente: Autores.

A partir de la tendencia logarítmica tenemos que para el año 2066, la tasa de crecimiento vehicular i , es igual a 3.01%, para vehículos livianos en la provincia del Guayas.

Entonces:

- $i = 3.01\%$
- $n = 50$

$$t_p = 8143 * (1 + 0.0301)^{50}$$

$$t_p = 35872 \text{ vehiculos}$$

Para la determinación del número de carriles para la alternativa 3, se utilizara la siguiente tabla de la Norma Ecuatoriana Vial del 2012 volumen 2^a.

Tabla XCV: Clasificación funcional de las vías en base al TPDA

Clasificación Funcional de la Vías en base al TPDA			
Descripción	Clasificación Funcional	TPDA	
		Límite Inferior	Límite Superior
Autopista	AP2	80000	120000
	AP1	50000	80000
Autovía o Carretera Multicarril	AV2	26000	50000
	AV1	8000	26000
Carretera de 2 Carriles	C1	1000	8000
	C2	500	1000
	C3	0	500

Fuente: NEVI. (2012).

Según el TPDA proyectado al 2066, la demanda futura para el puente de Tarifa será de 35872 vehículos, es decir, una autovía o carretera multicarril AV2. Por lo tanto, la alternativa 3 constará de un puente de 4 carriles, dos carriles en cada sentido.

7.1.5. Gálibo del puente

Debido a que sobre el río los Tintos no pasan ningún tipo de embarcación no es necesario tener un galibo por esta condición. Por el río los tintos solo pasan canoas pequeñas que no alcanzan más del alto de una persona. Haciendo la revisión del nivel máximo que alcanza el río obtenido en base a la experiencia

de los pobladores, se dejara un galibo mínimo de 4.5 m medido desde la parte inferior de las vigas preforzadas hasta el nivel más alto que ha llegado el Rio.

7.1.6. Socavación local en pilas

Se realizara el cálculo para la socavación de una pila, la cual, servirá como base para las tres pilas del puente, tomando en cuenta que la geometría en planta es igual para todas las pilas.

7.1.6.1. Cálculo

Existen muchos métodos para el cálculo de la profundidad de socavación local alrededor de pilas, debido a la complejidad del fenómeno resulta casi imposible describirlo de manera teórica, por lo que se recurre a enfoques semiempíricos y empíricos. Para el cálculo de socavación en el puente de Tarifa se utilizara los métodos de: Breussers 1965.

Breussers 1965

Es una relación geométrica sencilla, basada en estudios con varillas de sondeos en corrientes que determina la profundidad de socavación constante para cualquier tipo de pila, independientemente de la magnitud de la creciente o del material del lecho.

$$d_s = 1.4b$$

Donde:

$b =$ ancho de la pila aproximado (1.0 m)

Entonces:

$$d_s = 1.4(1.0) = 1.4 \text{ m}$$

La altura de socavación local en las pilas será 1.4 m.

7.2. Restricciones

Las restricciones o limitaciones que tiene la alternativa 3 para ser desarrollada, se enfocaran en los aspectos: Ambientales, económicos y sociales.



Figura 7.2: Restricciones para el desarrollo de la alternativa 3.
Fuente: Autores.

7.2.1. Restricciones ambientales

Debido al nuevo puente diseñado sobre el río los Tintos, el actual puente de Tarifa no representa ninguna utilidad vial para la parroquia de Tarifa, por lo que, se ha planteado la demolición del actual puente. Es importante mencionar que la demolición del puente se la realizara posterior a los trabajos del nuevo puente sobre el río los Tintos.

Las restricciones ambientales serán:

- La obtención de los permisos municipales y ministeriales necesarios para realizar la actividad.
- La implantación de tres pilas sobre el cauce del río los Tintos, causando un posible efecto sobre las características del río.
- Las actividades del nuevo puente, tendrán un efecto sobre los recursos abióticos y bióticos del sector.

7.2.2. Restricciones económicas

Según el GADMS. (2015) en su Plan de desarrollo y ordenamiento territorial de Samborondón 2015-2019, en el componente de movilidad, energía y conectividad, existe presupuesto para el proyecto “Estudio de dos puentes

peatonales de Samborondón sobre los ríos Babahoyo y Los Tintos”, sin embargo, no existe presupuesto destinado para el estudio o construcción de puentes carreteros sobre el río Los Tintos.

Según el MTOP y la Prefectura del Guayas las cuales tienen concesionadas la vía estatal E486 (Av. Samborondón Miguel Yúnez Zagía) y el Puente de Tarifa respectivamente, ninguna institución tiene presupuesto destinado para el estudio o construcción de puentes carreteros sobre el río Los Tintos.

Por lo anteriormente expuesto, la restricción económica será el no financiamiento de proyectos viales sobre el río Los Tintos.

7.2.3. Restricciones sociales

Las restricciones sociales tomaran en cuenta la afectación en movilidad y expropiaciones por el desarrollo de la alternativa 3.

Las restricciones en el ámbito de movilidad serán prácticamente nulas debido a la utilización del actual puente de Tarifa como vía de conexión durante el desarrollo del nuevo puente.

Las restricciones sociales ocasionadas por la ubicación del nuevo puente serán ocasionadas por la expropiación de 1740 m^2 de área municipal (zonas verdes y 3 almacenes de comida).

Es importante mencionar que la implantación seleccionada en la alternativa 3 es la de menor afectación social, ya que la única alternativa que implicaba una menor área de expropiación era, implantar el nuevo puente en el mismo eje del actual puente de Tarifa, sin embargo, esta alternativa significaba la implementación de un puente provisional, el cual se debería analizar su aplicabilidad sobre el río Los Tintos.

7.3. Diseño de la superestructura

7.3.1. Diseño de losa del puente

7.3.1.1. Espesor mínimo

Se tiene una separación entre vigas de $S=2.4m$, usando la siguiente fórmula del AASHTO LRFD (2012) en la sección 2.5.2.6.3, se obtiene el espesor mínimo de la losa.

$$\frac{S + 3000}{30} \geq 165mm$$

$$\frac{2400 + 3000}{30} = 180 \geq 165mm$$

Se escogerá un espesor de 20 cm que contempla 1cm de desgaste en la losa.

$$e_{min} = 200mm$$

7.3.1.2. Cálculo de cargas permanentes

Tabla XCVI: Cargas muertas de Losa.

Cargas Muertas Losa		
	Calculo	ton/m2
Losa	0.2x2.4	0.48
Chaflanes	7x0.05x1.1/16.8	0.02
DC		0.50
Asfalto	0.05x2.2	0.11
Varios		0.03
DW		0.14

Fuente: Autores.

7.3.1.3. Cálculo de momentos por carga muerta

$$M = \frac{qS^2}{10}$$

$$M_{DC} = \frac{q_{DC}S^2}{10} = \frac{0.5x2.4^2}{10} = 0.29 \frac{ton - m}{m}$$

$$M_{DW} = \frac{q_{DW}S^2}{10} = \frac{0.14 \times 2.4^2}{10} = 0.08 \frac{\text{ton} \cdot \text{m}}{\text{m}}$$

Se usara los dos momentos como positivos y negativos.

7.3.1.4. Cálculo de momentos por carga viva

7.3.1.4.1. Momentos positivos máximos por carga viva

$$S = 2.4\text{m} = 7'10.5''$$

Usando las tablas A4-1 de la AASHTO LRFD (2012) se calcula el momento positivo máximo por carga viva

$$S = 7'9'' \rightarrow M_{+} = 5.56 \text{ kip} \cdot \text{ft} / \text{ft}$$

$$S = 8' \rightarrow M_{+} = 5.69 \text{ kip} \cdot \frac{\text{ft}}{\text{ft}}$$

$$S = 7'10.5'' \rightarrow M_{+} = 5.56 + 1.5 \left(\frac{5.69 - 5.56}{8' - 7'9''} \right) = 5.63$$

$$M_{LL}^{+} = 5.63 \text{ kip} \cdot \frac{\text{ft}}{\text{ft}} = 2.82 \text{ ton} \cdot \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

7.3.1.4.2. Momentos negativos máximos por carga viva

Usando la misma tabla anterior se encuentra los valores de momentos negativos máximos.

$$S=2.4\text{m}=7'10.5'' \text{ a } bf/4=1.07/4=0.2675\text{m}=10.53''$$

Tabla XCVII: Máximos momentos Negativos.

Datos para Calculo de momento negativos		
	Distancia de CL a la Sección de diseño	
S	9"	12"
7'9"	3.88	3.3
8'	3.98	3.43

Fuente: Autores.

Realizando los cálculos respectivos se obtuvo lo siguiente

Tabla XCVIII: Valores de Interpolación.

Datos para momento negativos			
	Distancia de CL a la Cara externa de diseño		
S	9"	<u>10.53</u>	12"
7'9"	3.88		3.3
<u>7'10.5"</u>	<u>3.93</u>	<u>3.65</u>	<u>3.365</u>
8'	3.98		3.43

Fuente: Autores.

$$M_{LL}^- = 3.65 \text{ kip} - \frac{ft}{ft} = 1.83 \text{ ton} - \frac{m}{m}$$

7.3.1.5. Cálculo de momentos por carga muerta en sección de diseño

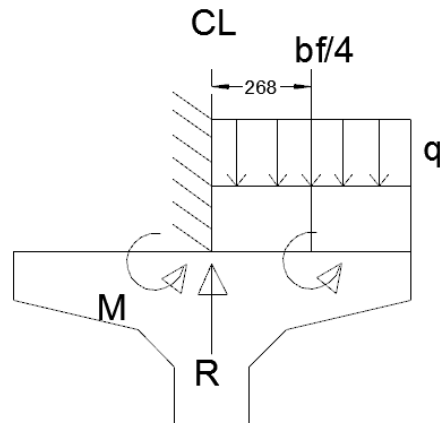


Figura 7.3: Diagrama de cuerpo libre de sección de losa.
Fuente: Autores.

Se desea calcular el momento en la sección $bf/4$ debido a que ahí es esta los momentos de diseño. Para ello se usa la figura anterior.

$$M'_{DC} = M_{DC} - \frac{Rxbf}{4} + \frac{q\left(\frac{bf}{4}\right)^2}{2}$$

$$R = \frac{qxS}{2} = \frac{0.50x2.4}{2} = 0.6$$

$$M'_{DC} = 0.29 - \frac{0.6x0.268}{4} + \frac{0.5x0.2675^2}{32} = 0.25 \text{ ton} - \frac{m}{m}$$

$$M'_{DW} = 0.08 - \frac{0.168x0.268}{4} + \frac{0.14x0.2675^2}{32} = 0.07 \text{ ton} - \frac{m}{m}$$

7.3.1.6. Determinación del momento Mu

Usando la combinación de carga de resistencia de la AASHTO LRFD (2012) se calcula:

$$Mu = 1.25DC + 1.5DW + 1.75LL$$

$$Mu+ = 1.25(0.29) + 1.5(0.08) + 1.75(2.82) = 5.42 \text{ ton} - \frac{m}{m}$$

$$Mu- = 1.25(0.25) + 1.5(0.07) + 1.75(1.83) = -3.62 \text{ ton} - \frac{m}{m}$$

Según la AASHTO LRFD 2012 el Mu debe ser mayor al valor menor entre $1.2M_{cr}$ o $1.33Mu$.

$$1.2M_{cr} = 0.4\sqrt{f'c} * b * h^2$$

$$1.2M = 0.4\sqrt{350} * 100 * 20^2 * 10^{-5}$$

$$1.2M_{cr} = 2.99 \text{ ton} - m$$

Como Mu es mayor que $1.2M_{cr}$ entonces si cumple con este requerimiento.

7.3.1.7. Determinación de la cantidad de refuerzo por resistencia

7.3.1.7.1. Para el momento positivo

Usando la formula y asumiendo un diámetro de varilla de 14mm

$$A_s = \frac{Mu}{3.4d}$$

$$d = h - r - \frac{\varphi}{2}$$

$$d = 20 - 3.5 - \frac{1.4}{2} = 15.8 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{5.42 \times 100}{3.4 \times 15.8} = 10.09 \text{ cm}^2$$

$$A_v = \frac{1.4^2 \pi}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{A_v}{A_s} = \frac{1.54}{10.09} = 0.1526 \text{ m}$$

Se considera $\emptyset 14^c / 15 \text{ cm}$ para momento positivo

Comprobación de Fuerza de diseño es menor que la capacidad de la losa

En un metro de losa se tiene $7\emptyset 14 \text{ mm}$ por lo que $A_s = 10.78 \text{ cm}^2$

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

$$a = \frac{10.78 \times 4.2}{0.85 \times 0.35 \times 100} = 1.52$$

$$\emptyset Mn = 0.9 \times 10.78 \times 4.2 \times \left(15.8 - \frac{1.52}{2}\right) \times 0.01$$

$$\emptyset Mn = 6.12 \text{ ton} - \text{m} > Mu = 5.42$$

7.3.1.7.2. Para momento negativo

$$A_s = \frac{3.62 \times 100}{3.4 \times 15.9} = 6.74 \text{ cm}^2$$

Se considera $\emptyset 12 \text{ c}/15 \text{ cm}$

Realizando el análisis de comprobación:

En 1 metro de losa se tiene $7\emptyset 12 \text{ mm}$ por lo que $A_s = 7.92 \text{ cm}^2$:

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

$$a = \frac{7.92 \times 4.2}{0.85 \times 0.35 \times 100} = 1.12$$

$$\phi M_n = 0.9 \times 7.92 \times 4.2 \times \left(15.9 - \frac{1.12}{2} \right) \times 0.01$$

$$\phi M_n = 4.59 \text{ ton} - \text{m} > M_u = 3.62 \text{ ton} - \text{m}$$

7.3.1.8. Para acero de distribución (paralelo al tráfico)

Para el acero de distribución se tiene según AASHTO LRFD (2012) A9.7.3.2

para refuerzo perpendicular al tráfico se usa:

$$\% = \frac{220}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

$$\% = \frac{220}{\sqrt{2.4 \times 3.28}} = 78.41\% = 67\%$$

$$A_{sd} = A_s \times \% = 10.09 \times 67\% = \frac{6.76 \text{ cm}^2}{\text{m}}$$

Se usa $\Phi 12$ C/15cm para inferior y para superior c/30cm.

7.3.1.9. Refuerzo para control de agrietamiento por servicio

Según la AASHTO LRFD (2012) en su sección 5.7.3.4 se debe cumplir con este requisito:

$$S \leq \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c$$

Donde:

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

γ_e : factor de exposicion para clase 2 – 0.75

d_c : espesor del concreto desde fibra a tension al centro de varilla a flexion en pulg

f_{ss} : esfuerzo de tension en acero de refuerzo en ksi

h : espesor de hormigon

dt : espesor desde fibra del extremo a comprosion al centroide del acero a tension

El Factor de exposición se usara clase 2 debido a que es un puente que sobrepasa un cuerpo hídrico expuesto a mareas.

$$d_c = 2.5 + \frac{1.4}{2} = 3.2cm = 1.26"$$

Utilizando el estado límite de servicio I se calcula el momento último:

$$Mu = Mdc + Mw + MLL$$

$$Mu = 0.29 + 0.08 + 2.82$$

$$Mu = 3.189 \text{ ton} - m$$

$$f_{ss} = \frac{\phi Mn}{\phi As \left(d - \frac{a}{2} \right)} = \frac{3.19 \times 10^5}{0.90 \times 10.78 \left(15.8 - \frac{1.52}{2} \right)} = 2186.16 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{ss} = 31.1 \text{ kips}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)} = 1 + \frac{3.2}{0.7(20 - 3.2)} = 1.27$$

$$S \leq \frac{700\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c = \frac{700(0.75)}{1.27 \times 31.1} - 2(1.26) = 10.77" = 27.55$$

como $15\text{cm} < 27.55$ se cumple con este requisito

7.3.1.10. Diseño de voladizo

A continuación se muestra un esquema del volado de losa

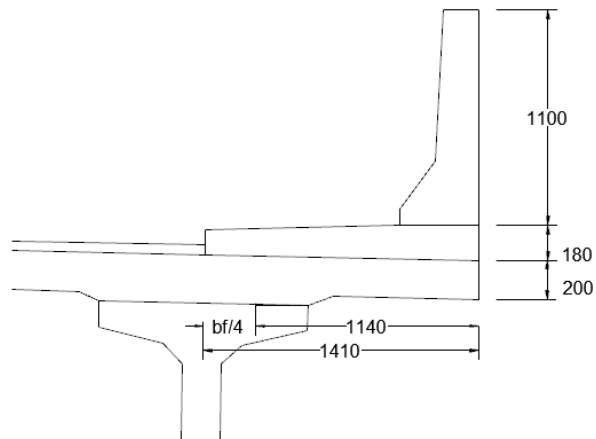


Figura 7.4: Volado de losa y dimensiones consideradas.
Fuente: Autores.

Se consideran las cargas muertas como se muestra a continuación:

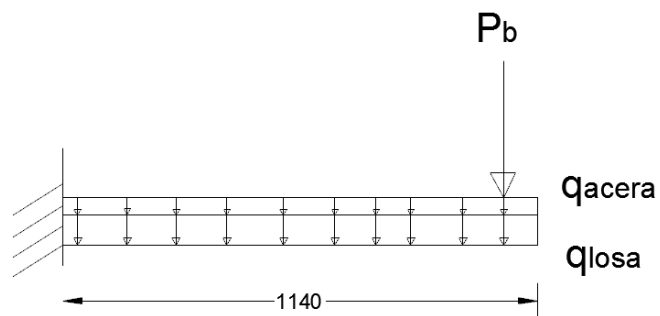


Figura 7.5: Cargas permanentes a considerar.
Fuente: Autores.

$$q_{acera} = 0.18 * 2.4 = \frac{0.43 \text{ ton}}{m}$$

$$q_{losa} = 0.20 * 2.4 = 0.48 \frac{\text{ton}}{m}$$

$$P_b = 0.16 * 2.4 = 0.384 \text{ ton}$$

$$M_{DC} = \frac{q_{acera}xL^2}{2} + \frac{q_{losa}xL^2}{2} + PbxL$$

$$M_{DC} = (0.43 + 0.48)x \frac{1.14^2}{2} + 0.384x0.96$$

$$M_{DC} = 0.96 \text{ ton} - m$$

Se consideran las cargas muertas como se muestra a continuación:

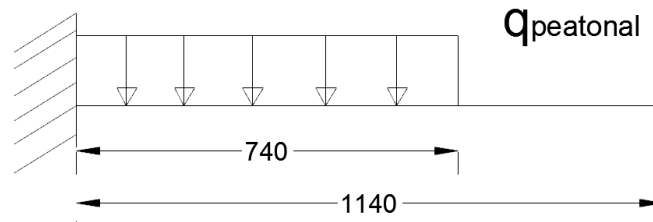


Figura 7.6: Cargas Peatonales a considerar.
Fuente: Autores.

$$q_{peatonal} = 0.36 \text{ ton}/m$$

$$M_{LL} = \frac{q_{peatonal}xL^2}{2}$$

$$M_{LL} = (0.36)x \frac{0.74^2}{2}$$

$$M_{LL} = 0.1 \text{ ton} - m$$

La carga factorada de momento en el volado será de:

$$Mu = 1.25MDC + 1.75MLL$$

$$Mu = 1.25(0.96) + 1.75(0.1)$$

$$Mu = 1.38 \text{ ton} - m$$

Debido a que en el análisis del momento en el volado de la losa es menor al calculado en el tramo central, no es necesario considerar este momento para el diseño.

7.3.2. Diseño de viga preforzada AASHTO I-BEAMS VI

7.3.2.1. Consideraciones generales

Se considerara 4 tramos de 38 metros de largo por lo que se escogió la viga AASHTO Tipo VI que se muestra a continuación:

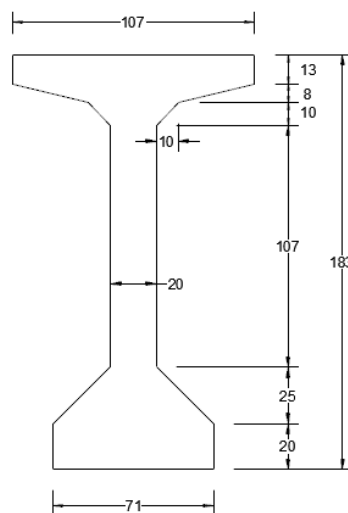


Figura 7.7: Viga AASHTO VI.
Fuente: AASHTO.

Usando esta viga preforzada en un tablero de superestructura de 9.90m que contempla 4 carriles de 3.5m cada y dos aceras peatonales de 1m de ancho; se usan 7 vigas preforzadas con separación $S=2.4\text{m}$.

Se muestran las barreras a usar:

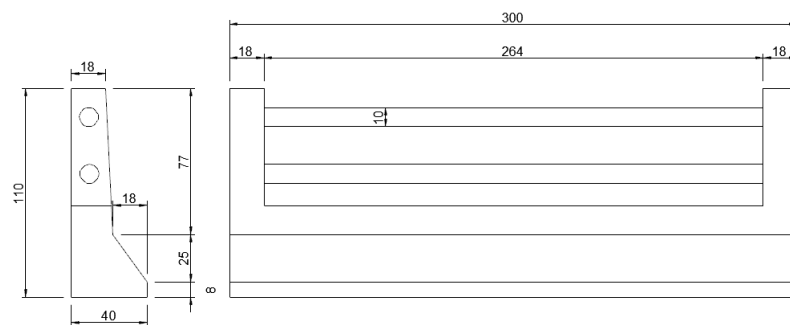


Figura 7.8: Barandas New Jersey.
Fuente: Autores.

A continuación se presenta una sección del tablero de la superestructura para considerar los datos para el diseño de la viga preforzada.

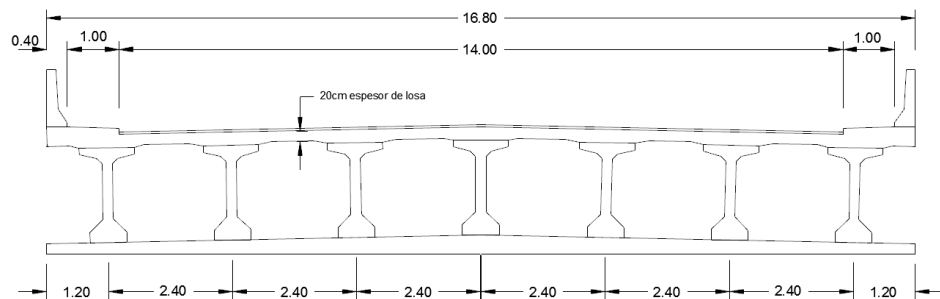


Figura 7.9: Sección del tablero superestructura.
Fuente: Autores.

Se presentan los datos de la losa:

$$\text{espesor de losa + asfalto: } 25\text{cm} = 9.84''$$

$$\text{espesor estructural: } 20\text{cm} = 7.87''$$

$$f'c = 350 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 5 \text{ ksi}$$

$$\text{Peso unitario del asfalto: } 2.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0.14 \text{ kcf}$$

Datos de la Viga Preforzada

$$f'c \text{ en transferencia: } 420 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 6 \text{ ksi}$$

$$\text{Resistencia a la compresion: } 450 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 6.43 \text{ ksi}$$

$$\text{Peso unitario del hormigon: } 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 0.15 \text{ kcf}$$

$$\text{Longitud de la viga: } 38 \text{ m} = 124.64 \text{ ft}$$

A continuación se presenta las dimensiones de la viga

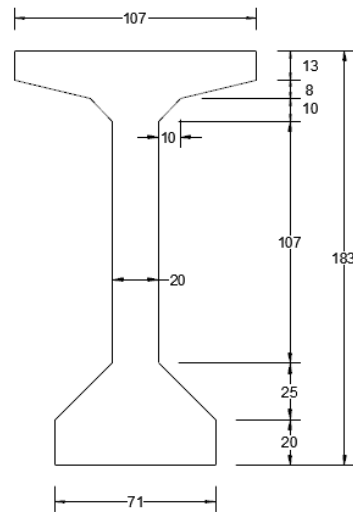


Figura 7.10: Viga AASHTO VI.
Fuente: AASHTO.

Peso lineal de barrera New Jersey: $0.3 \frac{\text{kip}}{\text{ft}} \text{ side}$

Propiedades de sección de viga interior.

$$A = \text{area de la sección transversal} = 1085 \text{ in}^2$$

$$h = \text{altura total} = 72 \text{ in}$$

$$I = \text{inercia de sección no compuesta} = 733320 \text{ in}^4$$

$$y_b = \text{distancia del centroide a fibra inferior exterior} = 36.38 \text{ in}$$

$$y_t = \text{distancia del centroide a fibra superior} = 35.62 \text{ in}$$

$$S_b = \text{modulo de sección para fibra inferior} = \frac{I}{y_b} = 20157.23 \text{ in}^3$$

$$S_t = \text{modulo de sección para fibra superior} = \frac{I}{y_t} = 20587.31 \text{ in}^3$$

$$Wt = 1.13 \frac{\text{kip}}{\text{ft}}$$

7.3.2.2. Cálculo de la sección compuesta

$$\text{formula de Modulo de Young: } E = 33000Wc^{1.5}\sqrt{f'c}$$

$$\text{Losa, } Ec = 33000(0.15)^{1.5}\sqrt{5} = 4286.83 \text{ ksi}$$

$$\text{Viga en transf., } Eci = 33000(0.15)^{1.5}\sqrt{6} = 4697 \text{ ksi}$$

$$\text{Viga en servicio., } Eci = 33000(0.15)^{1.5}\sqrt{6.43} = 4861.3 \text{ ksi}$$

Según AASHTO LRFD (2012) en su Art. 4.6.2.6.1 el ancho efectivo del tramo es la menor entre:

$$\frac{1}{4} \text{ de la luz} = 124.64 \times \frac{12}{4} = 373.92 \text{ in}$$

12ts mas el mayor entre el espesor de la viga t_w o la mitad del ancho del ala superior $bf/2 = 12 \times 7.87 + 42/2 = 115.44 \text{ in}$

Y el promedio de la separación de la vigas $= 2.4 \times 3.28 \times 12 = 94.5 \text{ in}$

El valor menor de entre los 3 es 94.5" que es el ancho efectivo del tramo.

Relación modular entre hormigón de losa y viga

$$n = \frac{Ec(losa)}{Ec(viga)} = 0.8818$$

$$\text{Ancho ala transf.} = n(\text{ancho efectivo del ala}) = 0.8818(94.5) = 83.33''$$

$$\text{Área de ala transf.} = n(\text{ancho ef. de ala})(ts) = 0.8818(94.5)(7.87) = 655.81''$$

Para los chaflanes de 5cm de espesor y 1.4m de ancho se considerará también el ancho y área transformada que se muestra a continuación.

$$\text{Ancho chaflán transf.} = n(\text{ancho efectivo chaflán}) = 0.8818(42) = 37.04''$$

$$\text{Área de ala transf.} = n(\text{ancho ef. de chaflán})(ts) = 0.8818(42)(1.97) = 73''$$

A continuación se muestra un esquema de las dimensiones transformadas y la sección compuesta

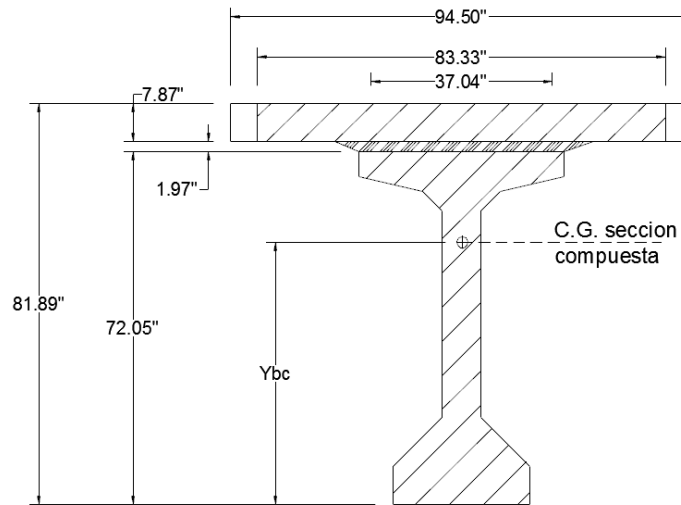


Figura 7.11: Viga AASHTO VI.
Fuente: AASHTO.

A continuación se muestra una tabla de las propiedades de la sección compuesta.

Tabla XCIX: Propiedades de la Sección Compuesta.

Propiedades de la sección compuesta						
	Area in ²	Yb in	Ayb in ³	A(Ybc-Yb) ² , in ²	I, in ⁴	I+ A(Yb-yb) ² , in ⁴
Viga	1,085.00	36.38	39,472.30	294,989.66	733,320.00	1,028,309.66
Chaflan	72.96	72.99	5,325.35	29,538.84	45.87	29,584.71
Losa	655.81	77.91	51,094.16	411,233.98	3,384.89	414,618.87
Total	1,813.77		95,891.81			1,472,513.24

Fuente: Autores.

$$y_{bc}: \text{distancia de fibra inferior a centroide de sección compuesta} = \frac{95891.81}{1813.77} = 52.87''$$

$$y_{tg}: \text{distancia desde fibra superior de viga a centroid de sección compuesta} = 72 - 52.87 = 19.13''$$

$$y_{tc}: \text{distancia de centroide a fibra superior de losa} = 81.84 - 52.87 = 28.97''$$

$$S_{bc} = \text{modulo de seccion compuesta para fibra inferior de viga} = \frac{I_c}{y_{bc}}$$

$$= \frac{1472513.24}{52.87} = 27852 \text{ in}^3$$

$$S_{tg} = \text{modulo de seccion compuesta para fibra superior de viga} = \frac{I_c}{y_{tg}}$$

$$= \frac{1472513.24}{19.13} = 76969 \text{ in}^3$$

$$S_{tc} = \text{modulo de seccion compuesta para fibra superior de losa} = \frac{1}{n} \frac{I_c}{y_{tc}}$$

$$= \frac{1}{0.8818} \times \frac{1472513.24}{28.97} = 57640 \text{ in}^3$$

7.3.2.3. Cálculo de momentos y cortantes máximos

7.3.2.3.1. Momentos y cortantes por carga muerta

Se usa los valores de pesos muertos calculados en el diseño de losa y se agrega el peso de los diafragmas espaciados 5.43m con 6 diafragmas por tramo de 1.6mx0.25m. También se considera los pesos de las barandas y aceras que se distribuyen uniformemente sobre las vigas cumpliendo con las condiciones de AASHTO LRFD (2012) 4.6.2.2.1.

Tabla C: Cargas muertas sobre vigas en kips/ft.

Cargas Muertas Vigas		
	Calculo	kips/ft
Losa	$(7.87/12)(7.87)(0.15)$	0.77
Chaflanes	$(1.97/12)(7.87)(0.15)$	0.02
Diafragmas	$6 \times 5.24 \times 0.82 \times 7.87 \times 0.15 / 124.64$	0.24
Barandas	$2 \times 0.3 / 7$	0.09
Aceras	$2 \times 5.90 / 12 \times 0.15 / 7 \times 4.59$	0.10
Viga		1.13
DC		2.35
Asfalto	$(1.97/12)(7.87)(0.14)$	0.18
Varios		0.02
DW		0.20

Fuente: Autores.

a) Momentos y cortantes sin factorar

El modelo de análisis estructural es una viga simplemente apoyada en donde los momentos y cortantes máximos se muestran a continuación:

$$V = \frac{ql}{2}, \quad M = \frac{qL^2}{8}$$

Se presenta una tabla para los momentos y cortantes por tipo de carga como lo separa AASHTO LRFD (2012):

Tabla CI: Momentos y cortantes máximos por carga muerta.

Momentos y cortantes máximos sin factorar		
	DC	DW
Momento kips-ft	4570.2	390.1
Cortante kip	146.7	12.5

Fuente: Autores.

7.3.2.3.2. Momentos y cortantes por carga viva

a) Carga viva

Se considera las cargas de diseño según AASHTO LRFD (2012) 3.6.1.2 y se determina de entre la carga de carril más camión de diseño o la carga de carril más el tándem de diseño, cuál de los dos es el más crítico.

b) Factores de distribución para cortantes y momentos

Usando las fórmulas simplificadas para los factores de distribución de AASHTO LRFD (2012) 4.6.2.2, se debe cumplir con las siguientes condiciones:

- Espesor de losa constante –OK–

- Numero de vigas mayor a 4 $N_b=7$ –OK-
- Vigas paralelas y de misma rigidez –OK-
- Volado en losa menor a 3 pies –OK-
- Curvatura menor a 4 grados –OK-

El número de carriles es 4 y la estructura de la superestructura según la AASHTO LRFD (2012) 4.6.2.2.1 es la tipo K Vigas tipo I prefabricadas con concreto fundido en sitio.

i) Factor de distribución para momentos

Usando las formulas de la AASHTO LRFD (2012) en su tabla 4.6.2.2.2b-1 se tiene:

$$DFM = 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$$\text{Condiciones: } 3.5 \leq S \leq 16 \qquad S = 7.87ft \quad \text{ok}$$

$$4.5 \leq t_s \leq 12 \qquad t_s = 7.87" \quad \text{ok}$$

$$20 \leq L \leq 240 \qquad L = 124.64 \quad \text{ok}$$

$$N_b \geq 4 \qquad N_b = 7 \quad \text{ok}$$

$$10000 \leq K_g \leq 7000000 \qquad \text{ok}$$

Donde:

DMF: Factor de distribucion de momentos en viga interior

S = Espaciamiento entre vigas ft

L = Luz de tramo, ft

t_s = espesor de losa, in

K_g = Rigidez longitudinal, in⁴ = n(I + Ae_g²)

donde:

$$n = \text{relacion de modulo de young entre losa y viga} = \frac{E_c(\text{viga})}{E_c(\text{losa})} =$$

$$\frac{4861.3}{4286.83} = 1.134$$

A = section transversal area de la viga

I = inercia de la viga

e_g = distancia centroides de viga y losa = (77.91 – 36.38) = 41.53"

Por lo tanto:

$$K_g = 1.134x(733320 + 1085x41.35^2) = 2935333.39 \text{ in}^4$$

$$DFM = 0.075 + \left(\frac{7.87}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{7.87}{124.64}\right)^{0.2} \left(\frac{2935333.39}{12x124.64x7.87^3}\right)^{0.1}$$

$$= 0.075 + 0.8932x0.5755x1.149 = 0.666 \frac{\text{carril}}{\text{viga}}$$

Para un carril de diseño cargado:

$$DFM = 0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$$= 0.06 + \left(\frac{7.87}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{7.87}{124.64}\right)^{0.3} \left(\frac{2935333.39}{12 \times 124.64 \times 7.87^3}\right)^{0.1} = 0.459 \frac{\text{carril}}{\text{viga}}$$

De entre los dos factores se escoge el más crítico por consiguiente DFM=0.666 carril/viga.

ii) Factor de distribución para cortante

Para dos o más carriles cargados:

$$DFV = 0.2 + \left(\frac{S}{12}\right) - \left(\frac{S}{35}\right)^2$$

$$\text{Condiciones: } 3.5 \leq S \leq 16 \qquad S = 7.87 \text{ ft} \quad \text{ok}$$

$$4.5 \leq t_s \leq 12 \qquad t_s = 7.87" \quad \text{ok}$$

$$20 \leq L \leq 240 \qquad L = 124.64 \quad \text{ok}$$

$$N_b \geq 4 \qquad N_b = 7 \quad \text{ok}$$

$$DFV = 0.2 + \left(\frac{7.87}{12}\right) - \left(\frac{7.87}{35}\right)^2 = 0.805 \frac{\text{carril}}{\text{viga}}$$

Para un carril de diseño cargado:

$$DFV = 0.36 + \left(\frac{S}{25}\right) = 0.36 + \left(\frac{7.87}{25}\right) = 0.675 \frac{\text{carril}}{\text{viga}}$$

Se considera el más crítico que es con más de dos carriles con $DFV=0.805$ Carril/viga.

c) Carga de impacto

Solo se considera la carga de impacto como el 33% de la carga del camión de diseño.

d) Momentos y cortantes nominales

i) Para cargas de camión de diseño VLT, MLT

Para todos los estados limites exceptuando el de fatiga. Los momentos y cortantes obtenidos de la carga de camión de diseño se deberán multiplicar por los factores de distribución y carga de impacto asociada como se muestra a continuación:

$$\begin{aligned}
 V_{LT} &= (V)(DFV)(1 + IM) \\
 &= V(0.805)(1 + 0.33) \\
 &= 1.07V \text{ kips}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{LT} &= (M)(DFM)(1 + IM) \\
 &= M(0.666)(1 + 0.33) \\
 &= 0.886M \text{ kips} - ft
 \end{aligned}$$

ii) Por carga de carril de diseño V_{LL} , M_{LL}

Se presenta la fórmula para hallar el cortante máximo cambiando la carga de carril de izquierda a derecha.

$$V_x = \frac{0.32(L - x)^2}{L} \text{ para } x \leq 0.5L$$

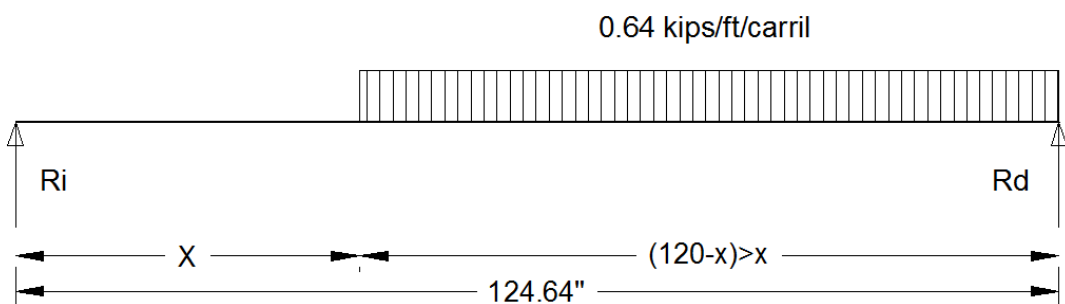


Figura 7.12: Modelo para obtención de cortantes máximos por carga de carril.

Fuente: Autores.

$$V_{LT} = (V)(DFV)$$

$$= V(0.805)$$

$$= 0.805V \text{ kips}$$

$$M_{LT} = (M)(DFM)$$

$$= M(0.666)$$

$$= 0.666M \text{ kips} - ft$$

e) Combinación de cargas

Para la combinación de cargas se considera:

$$Q = \eta \sum \gamma_i q_i$$

Donde:

η : factor relacionado a ductilidad, redundancia y importancia operacional

γ_i : factor de carga

q_i : cara específica

Para vigas preforzadas se debe utilizar los estados límites de servicio I y III y de Resistencia I

Servicio I: Revisión de esfuerzos de compresión en componentes de hormigón

Preforzado

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

Servicio III: Revisión de esfuerzos de tensión en componentes de hormigón Preforzado para el control de agrietamiento

$$Q = 1.00(DC + DW) + 0.80(LL + IM)$$

Resistencia I: Revisión de resistencia ultima de componentes

$$\text{Máximo: } Q = 1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)$$

$$\text{Mínimo: } Q = 0.90DC + 0.65DW + 1.75(LL + IM)$$

A continuación se presenta las tablas de los momento y cortantes máximos en diferentes sección de la viga preforzada obtenido del análisis, en el caso de carga de camión se usaron líneas de influencias para obtener los valores máximos por sección. A cada carga se le aplico sus factores de distribución correspondientes como también las cargas de impacto asociadas al camión de diseño.

Tabla CII: momentos y cortantes máximos por sección y por cargas muertas.

Momentos y cortantes por cargas muertas									
Distancias	Sección	peso viga		Losa + chaflan+diafragma		Peso Barrera+Acera		Asfalto	
		cortante	momento	cortante	momento	Cortante	Momento	cortante	momento
ft		Kips	kip-ft	Kips	kip-ft	Kips	kip-ft	Kips	kip-ft
0.00	0.00	70.42	0.00	68.87	0.00	11.37	0.00	12.52	0.00
7.48	0.06	61.97	495.04	60.60	484.11	10.00	79.92	11.02	88.00
12.46	0.10	56.34	789.96	55.09	772.51	9.10	127.53	10.02	140.43
24.93	0.20	42.25	1404.38	41.32	1373.36	6.82	226.73	7.51	249.65

Momentos y cortantes por cargas muertas									
Distancias	Sección	peso viga		Losa + chaflán+diafragma		Peso Barrera+Acera		Asfalto	
		cortante	momento	cortante	momento	Cortante	Momento	cortante	momento
x	x/L								
ft		Kips	kip-ft	Kips	kip-ft	Kips	kip-ft	Kips	kip-ft
37.39	0.30	28.17	1843.24	27.55	1802.53	4.55	297.58	5.01	327.67
49.86	0.40	14.08	2106.56	13.77	2060.04	2.27	340.09	2.50	374.48
62.32	0.50	0.00	2194.34	0.00	2145.87	0.00	354.26	0.00	390.08

Fuente: Autores.

Tabla CIII: momentos y cortantes máximos por sección y por cargas vivas.

Momentos y cortantes por carga viva					
Distancias	Sección	Carga de camión + IM		Carga de Carril	
		cortante	momento	cortante	momento
x	x/L				
ft		Kips	kip-ft	Kips	kip-ft
0.00	0.00	71.27	0.00	32.11	0.00
7.48	0.06	66.65	412.71	28.37	186.73
12.46	0.10	63.57	656.05	26.01	297.98
24.93	0.20	55.86	1153.09	20.55	529.74
37.39	0.30	48.16	1491.10	15.73	695.28
49.86	0.40	40.46	1689.94	11.56	794.60
62.32	0.50	32.75	1739.68	8.03	827.71

Fuente: Autores.

7.3.2.4. Estimación del preesfuerzo requerido

Los torones requeridos normalmente son usualmente gobernados por los esfuerzos a tensión en el hormigón en la fibra inferior para combinación de carga para estado límite de servicio III.

Se considera solo el momento máximo en el centro de la luz.

7.3.2.4.1. Esfuerzo por carga de servicio

Usando la combinación de carga de Servicio III:

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

$$= \frac{2194.34 + 2145.87}{20157.23} * 12 + \frac{354.26 + 390.08 + 0.8 * (1739.68 + 827.71)}{27852} * 12$$

$$= 2.583 + 1.206 = 3.79 \text{ ksi}$$

7.3.2.4.2. Esfuerzos límites del hormigón

Esfuerzo limite a tensión en cargas se servicio = $0.19\sqrt{f'_c}$

Esfuerzo de tensión limite en concreto = $0.19\sqrt{6.43} = -0.484 \text{ ksi}$

7.3.2.4.3. Número de torones requeridos

Se debe calcular el número de torones en base al esfuerzo de tensión que es la diferencia entre el esfuerzo en cargas y el esfuerzo límite del concreto.

$$f_{pb} = 3.79 - 0.484 = 3.306 \text{ ksi}$$

El centroide de los torones en la mitad de la viga está de entre 5-15% de la altura de la viga medida desde la fibra inferior. Se usara un 9.7% para vigas AASHTO Tipo I.

Se Asume la distancia:

$$y_{bs} = 0.085h = 0.097 * 72 = 7 \text{ in}$$

Por lo que la excentricidad es:

$$e_c = 36.38 - 7 = 29.38 \text{ in}$$

Si P_{pc} is la fuerza total del prefuerzo, el esfuerzo en la fibra inferior debido al prefuerzo es:

$$f_{pb} = \frac{P_{bc}}{A} + \frac{P_{bc}e}{S_b}$$

$$3.306 = \frac{P_{bc}}{1085} + \frac{P_{bc}(30.26)}{20157.23}$$

Resolviendo P_{bc} , se obtiene $P_{bc} = 1358.44 \text{ kip}$

$$\text{La fuerza final por toron} = \text{area de toron} \times f_{pi} \times (1 - \text{perd}\%)$$

Donde f_{pi} : esfuerzo inicial antes de transferencia, ksi =202.5 ksi.

Asumiendo pérdidas del 30% de f_p la fuerza de preesfuerzo por torón después de las pérdidas es de:

$$= (0.153 * 202.5 * 0.7) = 21.69 \text{kip}$$

Numero de torones requeridos = $1358.44 / 21.69 = 62.63$ torones

Se escoge 64 torones de media pulgada con 270 ksi. El centro de gravedad es de 7in desde la base en medio de la viga. Como el centroide asumido es similar al calculado los números de torones están correctos.

A continuación se muestra un esquema de la viga con los torones

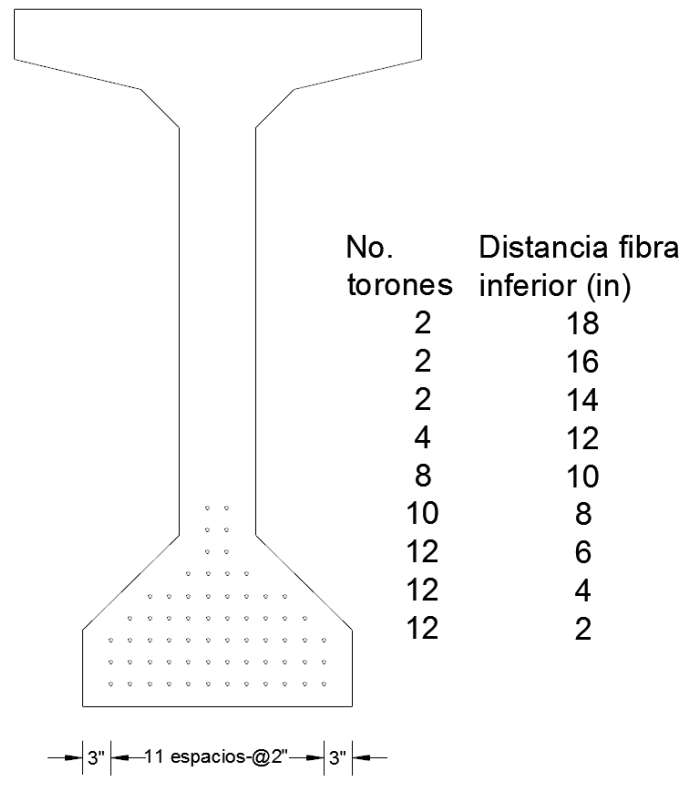


Figura 7.13: Viga Preforzada con torones requeridos.
Fuente: Autores.

7.3.2.5. Pérdidas en el preesfuerzo

7.3.2.5.1. Pérdidas por contracción

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

Donde:

f_{cgp} = suma de los esfuerzos del concreto en el centroide de los torones debido a fuerza de preesfuerzo en transferencia y peso

propio del miembro en maximo momento

Según AASHTO LRFD (2012) 5.9.5.2.3a se puede usar como carga inicial in 10.9% de fpi:

$$\text{Fuerza por toron transf.} = (0.153 * 202.5 * (1 - 0.1132)) = 27.48kip$$

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{A} + \frac{P_i e_c^2}{I} + \frac{M_g e_c}{I}$$

Donde:

e_c = excentricidad en torones

P_i = total de fuerza de prefuerzo al descargar = $64 \times 27.61 = 1758.42kip$

M_g = momento maximo en $\frac{L}{2}$ por peso propio de viga

$$f_{cgp} = \frac{1601.11}{1085} + \frac{1601.11 \times 29.38^2}{733320} + \frac{2194.34 \times 29.38}{733320}$$

$$f_{cgp} = 3.778$$

Por lo tanto

$$\Delta f_{pES} = \frac{28500}{4697} \times 3.57 = 22.926 \text{ ksi}$$

$$\text{Porcentaje de pérdida por contracción} = \frac{22.926}{202.5} \times 100 = 11.32\%$$

Como el porcentaje es similar al asumido no es necesario seguir una iteración.

7.3.2.5.2. Retracción del hormigón

$$\Delta f_{pSR} = (17 - 0.15H)$$

Donde:

H = humedad relativa en ecuador 80% – 85%

$$\Delta f_{pSR} = (17 - 0.15 \times 80) = 5 \text{ ksi}$$

7.3.2.5.3. Creep del hormigón

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

Donde:

*Δf_{cdp} = cambio en presfuerzo en centroide del prefuerzo
debido a cargas permanentes*

$$\begin{aligned}\Delta f_{cdp} &= \frac{M_s e_c}{I} + \frac{(M_{ws} + M_b)(y_{bc} - y_{bs})}{I_c} \\ &= \frac{2145.87 \times 12 \times 29.38}{733320} + \frac{(354.26 + 390.08) * 12(52.87 - 6.1)}{1472513.24} \\ &= 1.315 \text{ ksi}\end{aligned}$$

$$\Delta f_{pCR} = 12 \times 3.57 - 7 \times 1.285 = 34.050 \text{ ksi}$$

7.3.2.5.4. Relajación del acero

$$\begin{aligned}\Delta f_{pR2} &= 30\% \left(20 - 0.4 \Delta f_{pES} - 0.2 (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \right) \\ &= 0.3 [20 - 0.4 \times 22.926 - 0.2 (5 + 34.05)] \\ &= 0.906 \text{ ksi}\end{aligned}$$

7.3.2.5.5. Pérdidas totales en transferencia

$$\Delta f_{pi} = \Delta f_{pES} = 22.926 \text{ ksi}$$

$$f_{pt} = f_{pi} - \Delta f_{pi} = 202.5 - 22.926 = 179.57 \text{ ksi}$$

$$\text{fuerza per toron} = f_{pt} \times \text{area} = 179.57 \times 0.153 = 27.47 \text{ kips}$$

$$\% \text{perdidas iniciales} = \frac{22.926}{202.5} \times 100 = 11.32\%$$

7.3.2.5.6. Pérdidas totales en cargas de servicio

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} = 22.93 + 5 + 34.05 + 0.906 = 62.88 \text{ ksi}$$

esfuerzo de toron despues perdidas = 202.5 – 62.88 = 139.62 ksi

*fuerza total despues perdidas = 139.62 * 0.153 * 64 = 1367.16 kips*

Porcentaje de perdidas totales = 62.882/202.5 x100 = 31.05%

7.3.2.6. Esfuerzos en transferencia

Fuerza después de las pérdidas iniciales =27.47

Por lo tanto la fuerza total es =27.47*64=1758.08

7.3.2.6.1. Límites de esfuerzo en concreto

a) Compresión

$$0.6f'ci = 0.6(6) = 3.600ksi$$

b) Tensión

$$0.0948\sqrt{f'ci} \leq 0.200ksi; -0.0948\sqrt{6} = -0.232 ksi$$

Por lo tanto -0.2 ksi controla

$$-0.22\sqrt{f'ci} = -0.22\sqrt{6} = -0.539 ksi$$

7.3.2.6.2. Esfuerzos en sección de longitud de transferencia

$$\text{longitud de transferencia} = 60(\text{area}) = 60(0.5) = 30\text{in} = 2.5 \text{ ft}$$

El momento a esta sección se determina con la siguiente formula:

$$0.5wx(L - x) = 0.5x(1.13)(2.5)(125 - 2.5) = 173.03 \text{ ft} - \text{kips}$$

Esfuerzo en fibra superior de viga:

$$\begin{aligned} f_t &= \frac{P_i}{A} - \frac{P_i e}{S_t} + \frac{M_g}{S_t} = \frac{1758.08}{1085} - \frac{1758.08 \times 29.38}{20587.31} + \frac{173.03 \times 12}{20587.31} \\ &= -0.788 \text{ ksi} > -0.539 \text{ ksi limite tension} \end{aligned}$$

Esfuerzo en fibra inferior de viga

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{P_i}{A} - \frac{P_i e}{S_b} + \frac{M_g}{S_b} = \frac{1758.08}{1085} - \frac{1758.08 \times 29.38}{20157.23} - \frac{173.03 \times 12}{20157.23} \\ &= 4.080 \text{ ksi} > 3.6 \text{ ksi} \end{aligned}$$

Como no se cumple con los límites de esfuerzo en el hormigón se deberá inclinar torones hasta una sección de 0.4L como se muestra a continuación:

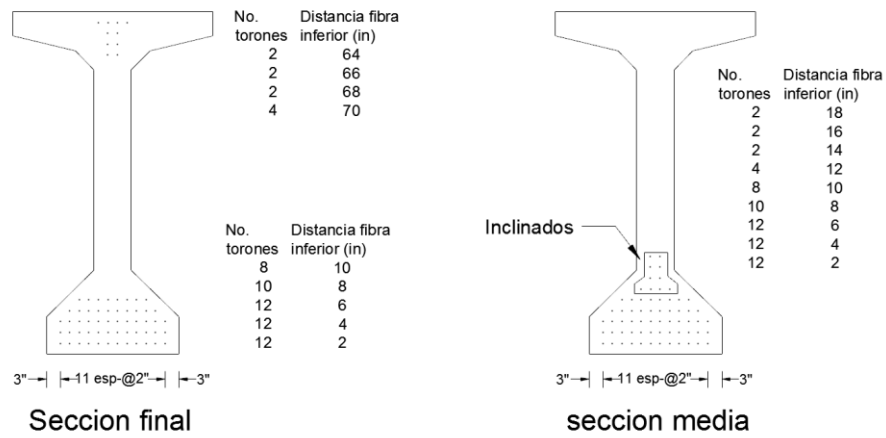


Figura 7.14: Ubicación de torones por Sección transversal.

Fuente: Autores.

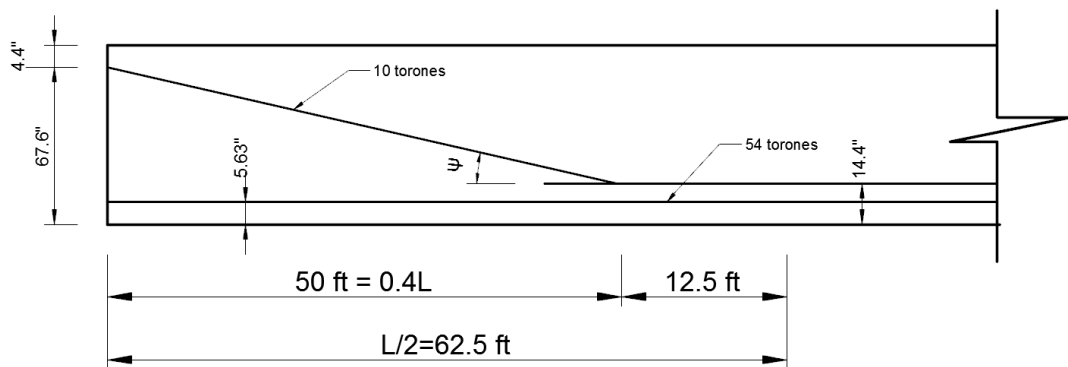


Figura 7.15: Ubicación de torones por Sección longitudinal.

Fuente: Autores.

La distancia al centroide de los torones superiores en la sección longitud de transferencia es:

$$4.4 + \frac{72 - 14.4 - 4.4}{50} = 5.46''$$

En la sección de 2.5ft de longitud de transferencia el centroide total de los torones será:

$$\frac{10 * (72 - 5.46) + 54 * 5.63}{64} = 15.15''$$

En la sección final el centroide total de los torones será:

$$\frac{10 * (72 - 4.4) + 54 * 5.63}{64} = 15.31''$$

La excentricidad en la sección 2.5ft es de $36.38 - 15.15 = 21.23$

Recalculando el esfuerzo en la fibra superior:

$$f_t = \frac{P_i}{A} - \frac{P_i e}{S_t} + \frac{M_g}{S_t} = \frac{1758.08}{1085} - \frac{1758.08 \times 21.23}{20587.31} + \frac{173.03 \times 12}{20587.31}$$

$$= -0.092 \text{ ksi} < -0.539 \text{ ksi limite tension ok}$$

Esfuerzo en fibra inferior de viga

$$f_b = \frac{P_i}{A} - \frac{P_i e}{S_b} + \frac{M_g}{S_b} = \frac{1758.08}{1085} + \frac{1758.08 \times 21.23}{20157.23} - \frac{173.03 \times 12}{20157.23}$$

$$= 3.37 \text{ ksi} < 3.6 \text{ ksi ok}$$

7.3.2.6.3. Esfuerzos en puntos de inclinación

En el punto de quiebre la excentricidad es la misma $e_c=29.38''$, los momentos por peso propio de viga en sección 0.4L es:

$$0.5wx(L - x) = 0.5x(1.13)(50)(125 - 50) = 2118.75 \text{ ft} - \text{kips}$$

Esfuerzo en fibra superior de viga

$$\begin{aligned} f_t &= \frac{1758.08}{1085} - \frac{1758.08x29.38}{20587.31} + \frac{2118.75x12}{20587.31} \\ &= 0.346 \text{ ksi} < 3.6\text{ksi} \quad \text{ok} \end{aligned}$$

Esfuerzo en fibra inferior de viga

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{1758.08}{1085} + \frac{1758.08x29.38}{20157.23} - \frac{2118.75x12}{20157.23} \\ &= 2.92 \text{ ksi} < 3.6\text{ksi} \quad \text{ok} \end{aligned}$$

7.3.2.6.4. Esfuerzos en sección media

En el punto de quiebre la excentricidad es la misma $e_c=29.38''$, los momentos por peso propio de viga en sección 0.4L es:

$$0.5wx(L - x) = 0.5x(1.13)(62.5)(125 - 62.5) = 2207.03 \text{ ft} - \text{kips}$$

Esfuerzo en fibra superior de viga

$$f_t = \frac{1758.08}{1085} - \frac{1758.08 \times 29.38}{20587.31} + \frac{2207.03 \times 12}{20587.31}$$

$$= 0.397 \text{ ksi} < 3.6 \text{ ksi} \quad \text{ok}$$

Esfuerzo en fibra inferior de viga

$$f_b = \frac{1758.08}{1085} + \frac{1758.08 \times 29.38}{20157.23} - \frac{2207.03 \times 12}{20157.23}$$

$$= 2.86 \text{ ksi} < 3.6 \text{ ksi} \quad \text{ok}$$

7.3.2.6.5. Fuerzas de sostén en sección con puntos de inclinación

$$0.80f_{pu} = 0.8 \times 270 = 216 \text{ ksi}$$

$$\text{fuerza por toron} = 216 \times 0.153 = 33 \text{ kips}$$

$$\text{de la figura } \psi = \tan^{-1} \left(\frac{67.6 - 14.4}{50 \times 12} \right) = 5.07^\circ$$

$$\text{fuerza de sosten: } 1.05(\text{fuerza por toron})(\text{sen } \psi)$$

$$= 1.05 \times 33 \times \text{sen} 5.07 = 3.06 \text{ kips.}$$

7.3.2.6.6. Resumen de esfuerzos por transferencia

Tabla CIV: resumen de esfuerzos por transferencia por secciones.

Esfuerzos en transferencia		
	Superior ft (ksi)	Inferior fb (ksi)
Longitud de transferencia	-0.09	3.37
Puntos de inclinación	0.346	2.92
Medio L/2	0.397	2.86

Fuente: Autores.

7.3.2.7. Estado límite de servicio

$$\text{fuerza total despues perdidas} = 139.62 * 0.153 * 64 = 1367.16 \text{ kips}$$

7.3.2.8. Esfuerzos limites en hormigón

a) Compresión

Cargas permanentes y Servicio I:

$$\text{Viga } 0.45f'c = 0.45(6.43) = 2.89 \text{ ksi}$$

$$\text{Losa } 0.45f'c = 0.45(5) = 2.25 \text{ ksi}$$

Todas las cargas y servicio I

$$\text{Viga } 0.60f'c = 0.60(6.43) = 3.85 \text{ ksi}$$

$$\text{Losa } 0.60f'c = 0.60(5) = 3 \text{ ksi}$$

b) Tensión

Para cargas de servicio III en vigas

$$-0.19\sqrt{f'c} = -0.19\sqrt{6.43} = -0.482 \text{ ksi}$$

7.3.2.8.2. Esfuerzos en sección media

a) Esfuerzo en fibra superior de viga

Se analizan 2 casos:

i) Bajo cargas permanentes, servicio i

$$f_t = \frac{P_{pe}}{A} - \frac{P_{pe}e_c}{S_t} + \frac{M_g + M_s}{S_t} + \frac{M_{ws} + M_h}{S_{tg}}$$

$$f_t = \frac{1367.16}{1085} - \frac{1367.16 \times 29.38}{20587.31} + \left(\frac{2194.34 + 2145.87}{20587.31} + \frac{354.26 + 390.08}{76969} \right) \times 12$$

$$= 1.26 - 1.951 + 2.53 + 0.116 = 1.955 \text{ ksi}$$

$$= 1.955 \text{ ksi} < 2.890 \text{ ksi} \quad \text{ok}$$

ii) Bajo cargas permanentes y vivas, servicio i

$$f_{tg} = 1.955 + \frac{M_{LT} + M_{LL}}{S_{tg}}$$

$$1.955 + \frac{1739.68 + 827.71}{76969} \times 12$$

$$= 2.35 \text{ ksi} < 3.85 \text{ ksi} \quad \text{ok}$$

b) Esfuerzo en fibra superior de losa

Se analizan 2 casos:

i) Bajo cargas permanentes, servicio i

$$f_{tc} = \frac{M_{ws} + M_b}{S_{tc}} = \frac{354.26 + 390.08}{57640} \times 12 = 0.155 \text{ ksi}$$

$$= 0.155 \text{ ksi} < 2.25 \text{ ksi} \quad \text{ok}$$

ii) Bajo cargas permanentes y vivas, servicio i

$$f_{tc} = 0.155 + \frac{M_{LT} + M_{LL}}{S_{tc}}$$

$$0.155 + \frac{1739.68 + 827.71}{57640} \times 12$$

$$= 0.690 \text{ ksi} < 3.000 \text{ ksi} \quad \text{ok}$$

c) Esfuerzo en fibra inferior de viga

$$f_b = \frac{P_{pe}}{A} + \frac{P_{pe}e_c}{S_b} - \frac{M_g + M_s}{S_b} - \frac{M_{ws} + M_h + 0.80(M_{LT} + M_{LL})}{S_{bc}}$$

$$f_b = \frac{1367.16}{1085} + \frac{1367.16 \times 29.38}{20157}$$

$$- \left(\frac{2194.34 + 2145.87}{20157} + \frac{354.26 + 390.08 + 0.8(1739.68 + 827.71)}{27852} \right) \times 12$$

$$= 1.26 + 1.993 - 2.584 - 1.206 = -0.463 \text{ksi}$$

$$= -0.463 \text{ksi} < -0.482 \text{ksi} \quad \text{Ok}$$

7.3.2.8.3. Resumen de esfuerzos por estado límite de servicio

Tabla CV: Resumen de esfuerzos Servicio Tramo central.

Esfuerzos por cargas de Servicio en sección central			
	Losas Superior	Viga Superior	Viga Inferior
	Servicio I	Servicio I	Servicio III
Permanentes	0.155	1.955	-0.463
Total	0.69	2.353	

Fuente: Autores.

7.3.2.9. Estado límite de resistencia

Resistencia I: Revisión de resistencia última de componentes

Máximo: $M_u = 1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)$

Reemplazando con los valores de la tabla de momentos nominales

$$\begin{aligned}
 Mu &= 1.25(2194.34 + 2145.87 + 354.26) + 1.50(390.08) \\
 &\quad + 1.75(1739.68 + 827.71) \\
 &= 10946.14 \text{ ft} - \text{kips}
 \end{aligned}$$

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

$$f_{pc} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right)$$

Donde:

f_{ps} : *esfuerzo promedio en acero de prefuerzo*

f_{pu} : *resistencia a la tension del acero de prefuerzo = 270 ksi*

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$$

= 0.28 *para torones de baja relajacion*

d_p = *distancia desde fibra a compresion al centroide del prefuerzo*

$tendon = h - y_{bs} = 81.89 - 7 = 74.9 \text{ in}$

c = *distancia entre eje neutro y cara a compresion in*

para calcular c, se asume comportamiento seccion rectangular y

revisar si la altura equivalente del bloque de compresion, $c \leq t_s$

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85f'_c \beta_1 b + kA_{ps} f_{pu}/d_p}$$

Donde:

$$A_{ps} = \text{area de acero de preesfuerzo} = 64(0.153) = 9.792 \text{ in}^2$$

$$A_s = \text{area de acero a tension} = 0 \text{ in}^2$$

$$A'_s = \text{area de refuerzo a compresion} = 0 \text{ in}^2$$

$$\beta_1 = \text{factor de esfuerzo para bloque de compresion}$$

$$= 0.85 - 0.05(5 - 4) = 0.80$$

$$b = \text{ancho efectivo en ala a compresion} = 94.5 \text{ in}$$

$$c = \frac{9.792(270)}{0.85(5)(0.8)(94.5) + 0.28(9.792) \left(\frac{270}{74.9}\right)} = 7.98 \leq 7.87 \text{ in}$$

$$a = \beta_1 c = 0.8 * 7.87 = 6.296 \text{ in}$$

$$f_{pc} = 270 \left(1 - \frac{0.28 * 7.87}{74.9}\right) = 262.06 \text{ ksi}$$

Resistencia nominal a flexión:

$$\begin{aligned} Mn &= A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2}\right) = 9.792 * 262.06 \left(74.9 - \frac{6.296}{2}\right) * \frac{1}{12} \\ &= 15343.52 \text{ ft} - \text{kips} \end{aligned}$$

Resistencia a la flexión factorada:

Para hormigón preforzado el factor es 1 por lo que:

$$\phi M_n = 15343.53$$

$$M_u = 10946.14$$

$$\phi M_n > M_u$$

Ok

7.3.2.10. Límites del acero de refuerzo

7.3.2.10.1. Máximo refuerzo

La cantidad de preesfuerzo y acero de refuerzo tiene que ser:

$$\frac{c}{d_c} \leq 0.42$$

donde:

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y} = d_p = 74.9 \text{ in}$$

$$\frac{c}{d_p} = \frac{7.87}{74.9} = 0.105 \leq 0.42$$

Si cumple

7.3.2.10.2. Refuerzo mínimo

Se considera el menor de entre:

- 1.2 veces la resistencia al agrietamiento determinado con la distribución del esfuerzo elástico y el módulo de ruptura
- 1.33 veces el momento factorado requerido por la combinación de carga de Resistencia.

Usando formula del AASHTO estándar en su sección 9.18.2.1

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

donde:

$$f_r = \text{modulo de ruptura} = 0.24\sqrt{f'_c} = 0.24\sqrt{6.43} = 0.61 \text{ ksi}$$

$$f_{pb} = \frac{P_{pe}}{A} + \frac{P_{pe}e_c}{S_b} = \frac{1367.16}{1085} + \frac{1367.16 \times 29.38}{20157} = 3.253 \text{ ksi}$$

$$M_{\frac{d}{nc}} = 2194.34 + 2145.87 = 4340.21 \text{ kip} - ft$$

$$M_{cr} = (0.61 + 3.253)27852/12 - 4215.98 \left(\frac{27852}{20157} - 1 \right) =$$

$$M_{cr} = 7309.13 \text{ kip} - ft$$

$$1.2M_{cr} = 1.2(7309.13) = 8770.96 \text{ kips} - ft$$

$$1.33M_u = 1.33(10946.14) = 14558.366 \text{ kips} - ft$$

Se escoge el menor por lo que:

$$\phi M_n > 1.2M_{cr}$$

$$15343.53 > 8770.96$$

ok

7.3.2.11. Diseño al cortante

Se debe determinar la cantidad de refuerzo y espaciamiento correspondiente para varias secciones de la viga, en este caso se analizará la sección crítica cerca del apoyo.

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

Donde:

V_u : fuerte cortante total factorada, kips

V_c : resistencia al corte del hormigon kips

V_p : componente de fuerza de preesfuerzo efectiva en la direccion del corte, kips

ϕ : factor de resistencia = 0.90

7.3.2.11.1. Sección crítica

Para la sección crítica es la mayor de entre:

$$0.5d_v \cot\theta, \quad o \quad d_v$$

Donde

d_v : profundidad de corte efectivo

distancia entre fuerzas resultantes de tensión y compresión $(d_c - \frac{a}{2})$,

pero no menor a $0.9d_v$ o $0.72h$

a) Angulo diagonal de esfuerzo a compresión

El diseño al corte en cualquier sección va a depender del ángulo de esfuerzo de compresión diagonal. Se debe considerar para cortante alto y bajo momentos ángulos entre 20 a 30 grados. Para momentos altos y cortantes bajos se debe escoger ángulos de 45 grados.

b) Profundidad de corte efectiva

Como hay algunos torones con inclinación la profundidad de es variable a lo largo de la viga. Como aún no se determina la sección critica el valor de profundidad efectiva se calcula en base al centroide de los torones al final de la viga, ybs.

$$d_c = h_c - y_{bs} = 81.89 - 7 = 74.9 \text{ in}$$

$$d_v = 74.9 - \left(\frac{6.296}{2}\right) = 71.752 \text{ in}$$

$$\geq 0.9d_e = 0.9(74.9) = 67.41 \quad \text{ok}$$

$$\geq 0.72h = 0.72(81.89) = 58.96$$

$$d_v = 71.752 \text{ in}$$

c) Cálculo de la sección crítica

El mayor entre d_v y $0.5d_v \cot\theta$

$$0.5d_v \cot\theta = 0.5 \times 71.752 \cot(20) = 98.568 \text{ in}$$

la sección crítica es a 98.568 in

$$\frac{98.568}{12} = 8.214$$

$$\frac{8.214}{124.65} = 0.065 \approx 0.06$$

7.3.2.11.2. Contribución del hormigón al cortante

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v$$

a) Deformación unitaria en refuerzo a tensión por flexión

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

$$\begin{aligned} M_u &= 1.25(495.04 + 456.08 + 79.92) + 1.50(88) + 1.75(412.71 + 186.73) \\ &= 2369.92 \text{ ft} - \text{kips} \end{aligned}$$

$$V_u = 1.25(61.97 + 57.09 + 10) + 1.50(11.02) + 1.75(66.65 + 28.37)$$

$$= 344.14 \text{ ft} - \text{kips}$$

$$N_u = 0$$

$$f_{po} = 0.75f_{pu} = 0.75 \times 270 = 202.5$$

V_p = componente efectivo de la fuerza del preesfuerzo

= fuerza por toronx numero de torones x $\sin\psi$

$$= 27.47 \times 10 \times \sin 5.07 = 24.276 \text{ kips}$$

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{2369.92}{71.52} + 0.5(344.14 - 24.276)\cot 20 - 9.792 * 202.5}{2(28500 \times 9.792)}$$

$$= -0.00205$$

i) Cálculo de deformación unitaria negativa

$$\varepsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + 0.5(V_u - V_p)\cot\theta - A_{ps}f_{po}}{2(E_c A_c + E_x A_s + E_p A_{ps})}$$

A_c = area de concreto del lado en tension

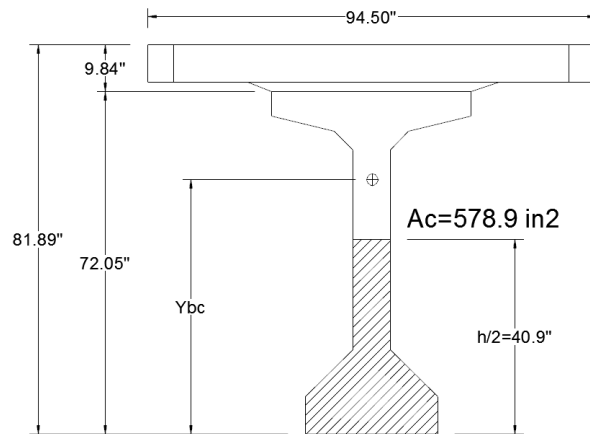


Figura 7.16: Sección compuesta $A_c=578.9 \text{ in}^2$.
Fuente: Autores.

$$= \frac{2369.92}{71.52} + \frac{0.5(344.14 - 24.276)\cot 20 - 9.792 * 202.5}{2(4286.83 * 578.9 + 28500 * 9.792)}$$

$$= -\frac{1145.83}{5521435.77} = -0.2075 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_x = -0.2075 \times 10^{-3}$$

ii) Esfuerzos de corte

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

donde v_u : esfuerzo de corte en hormigón

$$v_u = \frac{344.14 - 0.9 * 24.28}{0.9 * 8 * 71.52 *} = 0.623 \text{ kip}$$

$$\frac{v_u}{f'_c} = \frac{0.623}{6.43} = 0.0973$$

Tabla CVI: Parámetros Φ y β .

$\frac{V}{f'_c}$	$\epsilon_x \times 1000$				
	$\leq -0,20$	$\leq -0,10$	$\leq -0,05$	≤ 0	$\leq 0,125$
$\leq 0,075$	22,3 6,32	20,4 4,75	21,0 4,10	21,8 3,75	24,3 3,24
$\leq 0,100$	18,1 3,79	20,4 3,38	21,4 3,24	22,5 3,14	24,9 2,91
$\leq 0,125$	19,9 3,18	21,9 2,99	22,8 2,94	23,7 2,87	25,9 2,74
$\leq 0,150$	21,6 2,88	23,3 2,79	24,2 2,78	25,0 2,72	26,9 2,60
$\leq 0,175$	23,2 2,73	24,7 2,66	25,5 2,65	26,2 2,60	28,0 2,52

Fuente: AASHTO LRFD (2004).

El valor de $\theta = 20$ y $\beta = 3.79$ según la tabla anterior. No es necesario iterar de nuevo debido a que se asumió 20 grados.

7.3.2.11.3. Cálculo de cortante del concreto

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v$$

$$= 0.0316(3.79)\sqrt{6.43}(8)71.52 = 173.76 \text{ kips}$$

7.3.2.12. Resistencia nominal al corte

7.3.2.12.1. Requerimiento del refuerzo

Según AASHTO LRFD (2012) 5.8.2.4 se tiene que cumplir con:

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

$$0.5\phi(V_c + V_p) = 0.5(0.9)(173.76 + 24.28) = 89.12$$

$$\text{como } V_u = 344.14 > 89.12 \text{ kips}$$

Por lo tanto se necesita refuerzo transversal

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p = \left(\frac{344.14}{0.9}\right) - 173.76 - 24.28 = 184.34 \text{ kips}$$

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

α : angulo de inclinacion con la horizontal 90° para estribos verticales

$$A_v = \frac{s(V_s)}{f_y d_v \cot\theta} = \frac{s \cdot 184.34}{60(71.52)\cot 20} = 0.016s$$

7.3.2.12.2. Espaciamiento del acero de refuerzo

$$\text{Como } v_u < 0.125f'_c = 0.125(6.43) = 0.804 \text{ ksi}$$

Según AASHTO LRFD (2012) en su artículo 5.8.2.7

$$s \leq 24 \text{ in}$$

Usando $\emptyset 12mm \frac{c}{25cm}$ $A_v = 0.35 \text{ in}^2 S = 20in > 10in \text{ ok}$

$$V_s = \frac{0.35(60)71.52 \cot 20}{10} = 412.65 \text{ kips}$$

7.3.2.12.3. Mínimo refuerzo

$$0.0316 \sqrt{f'c} \frac{b_v s}{f_y} = 0.0316 (\sqrt{6.43}) \frac{8 \times 10}{60} = 0.107 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} < 0.35 \text{ ok}$$

7.3.2.12.4. Máxima resistencia nominal al corte

La norma AASHTO LRFD (2012) indica que el cortante máximo nominal no puede ser superior a:

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

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

$$173.76 + 412.65 \leq 0.25(6.43)(8)(71.52)$$

$$586.41 \leq 919.75 \quad \text{ok}$$

7.3.2.13. Deflexión y pandeo

7.3.2.13.1. Deflexión por fuerza de preesfuerzo en transferencia

$$\Delta_p = \frac{P_i}{E_c I} \left(\frac{e_c L^2}{8} - \frac{e' a^2}{6} \right)$$

Donde:

e' = diferencia entre e de preesfuerzo en sección central y final

$$= 29.38 - 15.31 = 14.07 \text{ in}$$

a = distancia desde final de viga a punto de quiebre

$$50 \text{ in}$$

$$\Delta_p = \frac{1758.08}{4697 * 733320} \left(29.38 * \frac{(125 \times 12)^2}{8} - 14.07 * \frac{50^2}{6} \right) = 4.245 \text{ in}$$

7.3.2.13.2. Deflexión debido a peso propio de viga

$$\Delta_g = \frac{5wL^4}{384E_{ci}I}$$

a) En transferencia

$$\Delta_g = \frac{5 \times 1.13 / 12 \times (125 \times 12)^4}{384 * 4697 * 733320} = 1.80 \text{ in}$$

b) Para cálculo de deflexión en colocación

$$\Delta_g = \frac{5 \times 1.13 / 12 \times (124.64 \times 12)^4}{384 * 4697 * 733320} = 1.78 \text{ in}$$

7.3.2.13.3. Deflexión debido a losa, chaflanes y diafragmas

$$\Delta_s = \frac{5 \times 1.04 / 12 \times (124.64 \times 12)^4}{384 \times 4861.3 \times 733320} = 1.584 \text{ in}$$

7.3.2.13.4. Deflexión por barreras, aceras, asfalto y varios

$$\Delta_{b+ws} = \frac{5 \times (0.08 + 0.1 + 0.18 + 0.02) / 12 \times (124.64 \times 12)^4}{384 \times 4861.3 \times 1472513.24} = 0.288 \text{ in}$$

7.3.2.13.5. Resumen de deflexiones

a) Transferencia

$$\Delta_p + \Delta_g = 4.245 - 1.80 = 2.445 \text{ in } \uparrow$$

b) En colocación

$$= 1.80 \times 4.245 - 1.85 \times 1.8 = 4.311 \text{ in}$$

7.3.2.13.6. Deflexión por LL+IM

El límite de deflexión viene dado por AASHTO LRFD (2012) en 2.5.2.6.2

$$124.64 \times \frac{12}{800} = 1.90 \text{ in}$$

Calculo de factor de distribución para deflexiones:

$$DFD = \# \frac{\text{carriles}}{\text{vigas}} = \frac{4}{7} = 0.514$$

Es mejor usar factor de distribución de momentos DFM.

a) Carga de carril

$$w = 0.64DFM = 0.64 * 0.666 = 0.426$$

$$\Delta_{LL} = \frac{\frac{5 \times 0.426}{12 \times (124.64 \times 12)^4}}{384 * 4861.3 * 1472513.24} = 0.323 \text{ in}$$

b) Carga de vehículo de diseño

Para obtener la deflexión máxima se debe colocar al camión de tal forma que la mitad de la distancia entre la resultante y el eje medio del camión coincida con el centro de la viga.

La deflexión por la carga de camión es de aprox. 0.85 in

$$\Delta_{LT} = 0.85(IM)DFM = 0.85 * 1.33 * 0.666 = 0.753 \text{ in}$$

Por lo tanto la deflexión por carga viva es la mayor entre:

$$\Delta_{LT} = 0.753 \text{ in}$$

$$0.25\Delta_{LT} + \Delta_{LL} = 0.25 * 0.753 + 0.323 = 0.511 \text{ in}$$

Se escoge la mayor por lo que la deflexión es 0.753 < 1.90in

ok

7.4. Diseño de la subestructura

7.4.1. Diseño pilas

7.4.1.1. Predimensionamiento

7.4.1.1.1. Longitud mínima de apoyo

El apoyo donde se asientan las vigas debe cumplir con los requerimientos de dimensión mínima del ancho de viga para que las vigas preforzadas tengan un margen de seguridad sobre la viga en la que se apoyan. La fórmula de dimensión mínima de la AASHTO LRFD (2012) en su sección 4.7.4.4 se muestra a continuación:

$$N = 203.2 + 1.67L + 6.67H(1 + 0.000125S^2)$$

Donde:

N: Longitud de apoyo

L = Longitud hasta la junta de expansión (m)

H: Altura de la pila(m)

S : ángulo esviado de la pila en grados

Los valores de N se deberán amplificar debido a los movimientos sísmicos que puedan ocurrir. A continuación se muestra una tabla con los factores:

Tabla CVII: Porcentaje de amplificación de N por zona y coeficiente de aceleración.

Table 4.7.4.4-1—Percentage N by Zone and Acceleration Coefficient A_g , Specified in Eq. 3.10.4.2-2

Zone	Acceleration Coefficient, A_g	Percent, N
1	<0.05	≥ 75
1	≥ 0.05	100
2	All Applicable	150
3	All Applicable	150
4	All Applicable	150

Fuente: AASHTO LRFD (2012).

A continuación se muestra una tabla con las alturas de las diferentes pilas y las longitudes mínimas de apoyo.

Tabla CVIII: Longitud mínima de apoyo.

Longitud de apoyo							
Pila	h (m)	N1 (mm)	N2 (mm)	%N	%N(N1+N2)	j (mm)	Ancho
1	8.0	319.0	319.0	150	957.06	50.0	1007.1
2	11.0	339.0	339.0	150	1017.09	50.0	1067.1
3	13.0	352.4	352.4	150	1057.11	50.0	1107.1

Fuente: Autores.

Se tomara como ancho $B=1.2\text{m}$ y $H=1.2\text{m}$

El espesor del muro será de 90cm con un largo correspondiente a la superestructura de 16.8 m y altos dependiendo de la ubicación 8, 11 y 13 m.

7.4.1.2. Calculo de cargas permanentes DC, DW

El peso muerto de la superestructura que va a recaer sobre las pilas de estudio para lo cual se genera la siguiente tabla especificando los diferentes pesos observados en la estructura por longitud de la viga.

Tabla CIX: Pesos de Superestructura en ton/m de tablero.

Pesos muertos de superestructura por metro de tablero	
Losa (0.2 x 2.4) x m.	3.93 ton/m
Asfalto (e=50mm; 0.05 x 2.2) x 14m	1.54 ton/m
Barandas (0.16 x 2.4) x 2	0.77 ton/m
Postes ($\pi \times 0.175^2/4 \times 7.8 \times 8$) + (0.33 x 0.35 x 0.80 x 2.4)	1.72 ton (1pste)
Ductos	0.02 ton/m
Aceras (0.18 x 2.4) x 2	0.86 ton/m

Fuente: Autores.

Del análisis de la viga preforzada se realizó el análisis de los pesos muertos en Kips/ft se expondrá los resultados en ton/m. a continuación se presenta un resumen de las cargas muertas por tramo separando como indica la normas AASHTO LRFD (2012) donde las cargas muertas estructurales y otras son DC, mientras que las cargas muertas por la capa de rodadura y instalaciones son

DW en este caso en particular DW es específicamente el asfalto, ductos, y postes.

Tabla CX: Cargas muertas de Superestructura en ton/m de viga.

Cargas Muertas en Vigas			
	Calculo	kips/ft	Ton/m
Losa	$(7.87/12)(7.87)(0.15)$	0.77	1.15
Chaflanes	$(1.97/12)(3.5)(0.15)$	0.09	0.13
Diafragmas	$6 \times 5.24 \times 0.82 \times 7.87 \times 0.15 / 124.64$	0.24	0.36
Barandas	$2 \times 0.3 / 7$	0.09	0.13
Aceras	$2 \times 5.90 / 12 \times 0.15 / 7 \times 4.59$	0.10	0.14
Viga		1.13	1.674
DC		2.42	3.60
Asfalto	$(1.97/12)(7.87)(0.14)$	0.18	0.27
Varios		0.02	0.03
DW		0.20	0.30

Fuente: Autores.

Se determinara el peso muerto que cae sobre las pilas, para lo cual se analizara por tramo el peso lineal por viga. Se realizan los análisis de los pesos que recaen en cada una de las vigas y se muestra la siguiente tabla:

Tabla CXI: Cargas para tramos y ancho de influencia.

Cargas por tramos correspondientes a Pilas	
Ancho de influencia (m)	38
DC ton/m/viga	3.60
DC ton/viga	136.8
DW ton/m/viga	0.30
DW ton/viga	11.4

Fuente: Autores.

Tabla CXII: Cargas Permanentes (DC, DW) por tramo en ton.

Pesos permanentes en Pilas (Ton)		
#Pila	P1	
Cargas	DC	DW
PD	136.93	11.38
Peso total de cargas	958.54	79.66
Total	1038.2	

Fuente: Autores.

Se muestra a continuación un gráfico que ilustra la ubicación de las cargas indicadas en la tabla anterior.

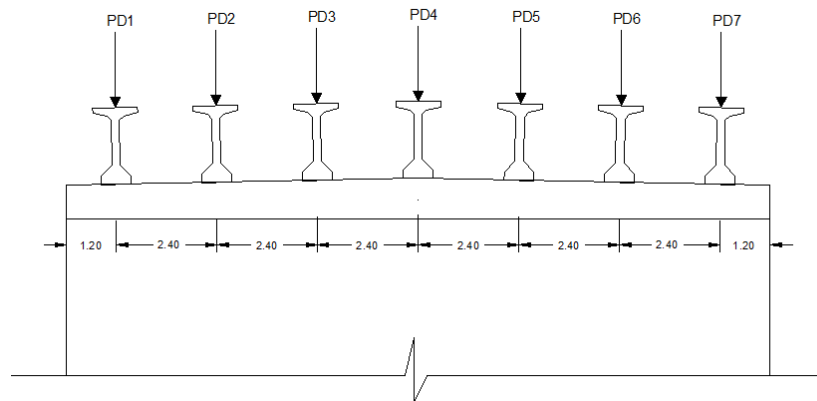


Figura 7.17: Ubicación de cargas muertas Pila 2.
Fuente: Autores.

7.4.1.3. Cálculo de cargas vivas PL, LL, IM, BR, WA

7.4.1.3.1. Cargas peatonales PL

Según la AASHTO LRFD 2012 3.6.1.1.2 indica que para puentes con aceras peatonales se deben considerar los factores de presencia múltiple en el análisis de carga vivas por lo que se debería escoger la combinación más crítica:

- 1 carril cargado con $m=1.2$
- 2 carriles cargados con $m=1$ o 1 carril cargado y una acera peatonal
 $m=1$
- 2 carriles cargados y 1 acera con $m=0.85$

Según la AASHTO LRFD (2012) en su sección 3.6.1.6 la carga peatonal se deberá tomar como 3.6×10^{-3} MPa o 0.36ton/m² en las aceras de más de 60cm de ancho por lo que la carga lineal peatonal será de:

$$PL = 0.36 * 1 = 0.36\text{ton/m}$$

Debido a la aplicación de estos factores de reducción los resultados obtenidos de las cargas son poco críticas.

Por consiguiente la carga crítica está en considerar 4 carriles vehiculares cargados y 2 cargas peatonales correspondientes a las aceras considerando el factor de presencia múltiple de 0.65.

A continuación se presenta la tabla 3.6.1.1.2-1 de factores de presencia múltiple:

Tabla CXIII: Factor de presencia múltiple en cargas vivas.

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

Fuente: AASHTO LRFD (2012).

La carga PA será igual a:

$$PA = m0.36xL = 0.65x0.36x38 = 8.9 \text{ ton}$$

La carga es aplicada sobre la viga 1 y 7 de la superestructura y recae sobre la pila.

7.4.1.3.2. Cargas vehiculares LL e IM

Se realizar análisis transversales y longitudinales para así poder obtener los factores de distribución para las pilas y sus correspondientes cargas vivas con el vehículo de diseño y carga de carril indicado por la norma AASHTO LRFD (2012).

a) Análisis transversal

El objetivo de este análisis es determinar los factores de distribución para las cargas vivas que recaen sobre las pilas. Estos factores indican dependiendo de la posición de los vehículos de diseño, cual es la fracción del peso del vehículo que tiene que soportar cada una de las vigas para así poder obtener las fuerzas de diseño sobre la viga cabezal de las pilas.

Este análisis se lo realiza ubicando 4 vehículos de diseño sobre la superestructura y por medio de un análisis estático se obtienen los valores de

los factores de distribución para cada una de las vigas. Se tomará para el ejemplo el tramo 1.

Para las demás pilas, pila 2, 3 y 4 se considera solo los factores de distribución del tramo 1 ya que son iguales geoméricamente.

Tramo 1

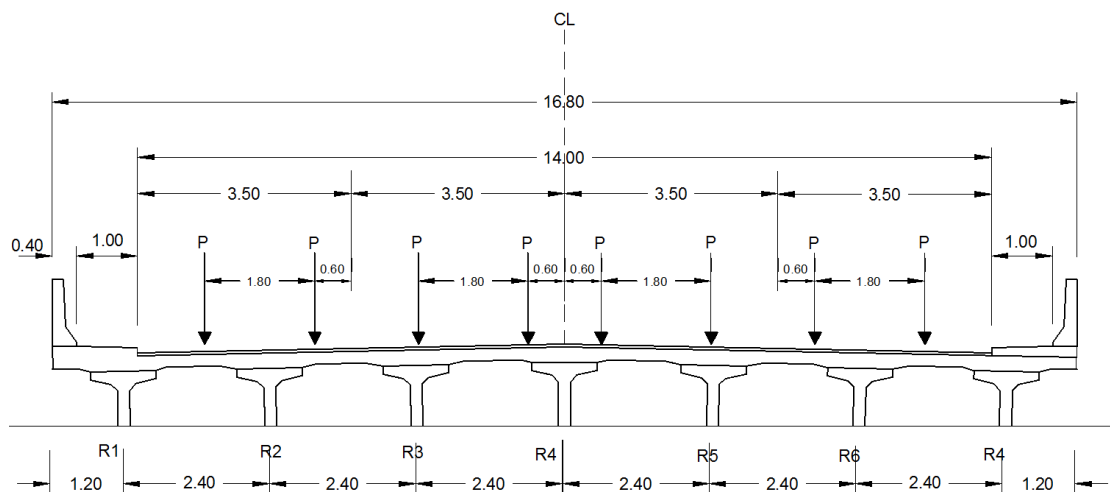


Figura 7.18: Sección transversal y ubicación de vehículos para momentos tramo 1.

Fuente: Autores.

$$\sum M_2 = 0$$

$$R1(2.4) = P(1.1)$$

$$R1 = \frac{1.1P}{2.4} = 0.458P$$

$$fd1 = fd7 = 0.229$$

$$fd2_L = 0.271$$

$$\sum M_3 = 0$$

$$R2_R(2.4) = P(1.7)$$

$$R2_R = \frac{1.7P}{2.4} = 0.708P$$

$$fd2_R = 0.354$$

$$fd2 = fd2_L + fd2_R = 0.271 + 0.354 = 0.625$$

$$fd3_L = 0.146$$

$$\sum M_4 = 0$$

$$R3(2.4) = P(2.4 + 0.6)$$

$$R3_R = \frac{3P}{2.4} = 1.25P$$

$$fd3_R = 0.625$$

$$fd3 = fd3_L + fd3_R = 0.146 + 0.625 = 0.77$$

$$fd4 = 0.75$$

A continuación se muestra una tabla con los resultados obtenidos de los diferentes factores de distribución del tramo analizado con 4 vehículos de diseño y factor de presencia múltiple $m=0.65$.

Tabla CXIV: Factores de distribución para Pila 1.

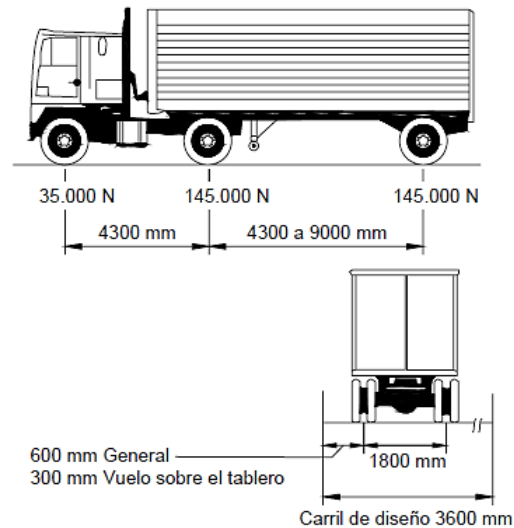
Descargas a Viga Cabezal Pila 1				
	PL1 y PL7	PL2 y PL6	PL3 y PL5	PL4
fd	0.229	0.625	0.77	0.75

Fuente: Autores.

b) Análisis longitudinal

Las cargas vivas de los vehículos deben ser multiplicados por el factor 1.33 que considera la carga de impacto como se indica en la AASHTO LRFD (2012)

3.6.2.1

**Figura 3.6.1.2.2-1 – Características del camión de diseño****Figura 7.19:** Características del camión de diseño.

Fuente: Autores.

Camión de diseño + Carga de carril

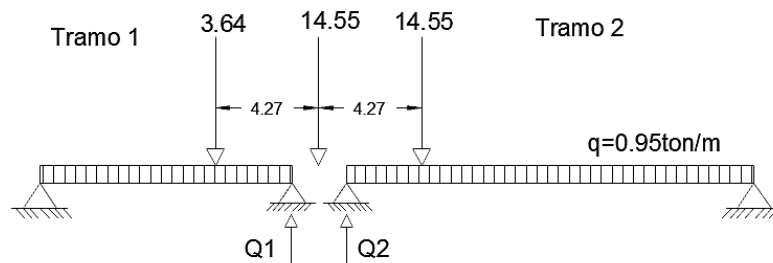


Figura 7.20: Ubicación longitudinal del camión de diseño.

Fuente: Autores.

$$Q1 = 1.33 \left(\frac{14.55}{2} + 3.64x \frac{38 - 4.27}{38} + \right) + 0.95x \frac{38}{2}$$

$$Q1 = 32.02 \text{ ton}$$

$$Q2 = 1.33 \left(\frac{14.55}{2} + 14.55x \frac{38 - 4.27}{38} \right) + 0.95x \frac{(38)}{2}$$

$$Q2 = 44.90 \text{ ton}$$

$$Q = Q1 + Q2 = 32.02 + 44.90 = 76.92$$

Del tramo 1 se tiene una carga Q1 de 32.02 que se verá afectada por los factores de distribución para este tramo, y para el tramo 2 se tiene un Q2 de 44.9 ton que así mismo se verá afectado por los factores de distribución correspondientes.

Tándem + Carga de carril

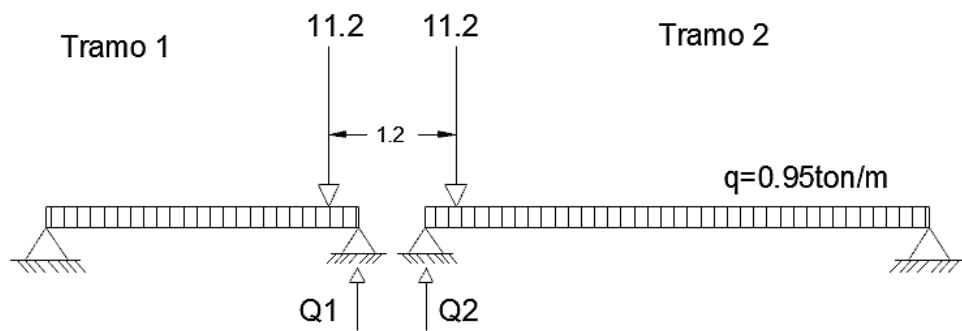


Figura 7.21: Ubicación longitudinal del camión del tándem.
Fuente: Autores.

$$Q1 = 1.33 \times 11.2 \times \frac{33.73}{38} + 0.95 \times \frac{(38)}{2}$$

$$Q1 = 31.27 \text{ ton}$$

$$Q2 = 1.33 \times 11.2 \times \frac{33.73}{38} + 0.95 \times \frac{(38)}{2}$$

$$Q2 = 31.27 \text{ ton}$$

La carga de camión más carril gobierna de entre los dos casos.

El análisis longitudinal para las pilas 2, 3 y 4 es el mismo ya que presentan la misma superestructura y luz de apoyos. A continuación se muestra una tabla con un resumen de los resultados para las pila.

Tabla CXV: Valores de Q (LL+IM).

Valores de Q del análisis longitudinal para Pilas			
	Pila		
Tramos	1	2	Total (ton)
Camión de diseño + Carga de Carril	32.0	44.9	76.9
Tándem de diseño + Carga de carril	31.3	31.3	62.5

Fuente: Autores.

Determinación de las fuerzas por carga viva

Pila 1

Se muestra la pila 1 y la ubicación de las descargas provenientes de la superestructura por carga viva PL.

$$PL = (Q) \times m \times fd$$

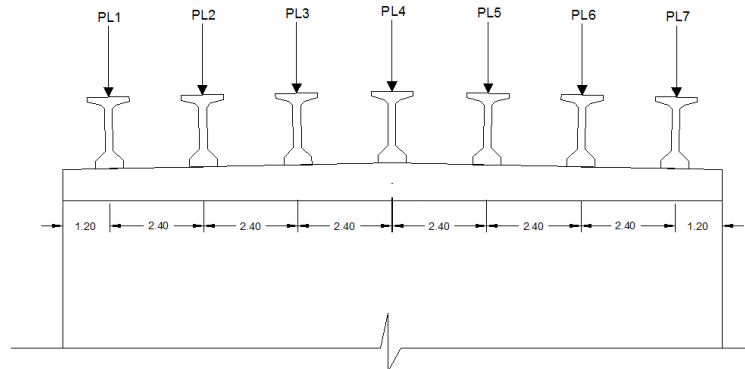


Figura 7.22: Ubicación de las cargas vivas vehiculares para pila 1.
Fuente: Autores.

A continuación se calcula estos valores y se muestra en la tabla:

Tabla CXVI: Cargas vivas LL+IM en Pila.

Descargas a Viga Cabezal Pila Tipo Muro				
	PL1 y PL7	PL2 y PL6	PL3 y PL5	PL4
fd	0.23	0.63	0.77	0.75
Q	76.90	76.90	76.90	76.90
m	0.65	0.65	0.65	0.65
PL (ton)	11.45	31.24	38.49	37.49

Fuente: Autores.

7.4.1.3.3. Determinación de la carga hídrica WA

La carga hídrica por flujo se la calculara en la pila3 que es la que está más comprometida dentro del cauce del rio, en base a esto se decidirá si considerar

o no esta fuerza para el diseño. Se estimara la presión de flujo por medio de la formula (3.7.3.1-1) de la AASHTO LRFD 2012:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} C_D V^2$$

Donde:

p: presión del agua (MPa)

C_D: Coeficiente de arrastre para pilas (tabla 3.7.3.1 – 1)

V: velocidad del agua de diseño

$$p = 5.14 \times 10^{-4} \times 0.8 \times 0.58^2 = 1.38 \times 10^{-4} \text{ MPa}$$

$$\text{Area} = (0.9) \times \text{tirante maximo} = 0.9 \times 14.8 = 13.3$$

$$WA = p \times \text{area} = 0.0138 \times 13.3 = 0.184 \text{ ton}$$

Debido a que la fuerza de presión de flujo no es considerable en comparación con las demás cargas, se la va obviar en los cálculos y combinaciones de cargas.

7.4.1.3.4. Determinación de la carga de frenado BR

Según la AASHTO LRFD (2012) la fuerza de frenado se tomara como:

- 25% de los pesos del camión de diseño o tándem de diseño

- 5% del peso del camión de diseño más carga de carril o peso del tándem de diseño más carga de carril

$$BR1 = 0.25(32.5) = 8.13ton$$

$$BR2 = 0.05(32.5 + 0.95 * 38) = 3.41ton$$

La fuerza de frenado BR más crítica es de 8.13 ton/carril ubicada a 1.80m de la losa.

Como son 4 carriles entonces $BR = 8.13 * 4 * 0.65 = 21.14 ton$

7.4.1.4. Determinación de las fuerzas sísmicas

Esta sección tiene como objetivos determinar los periodos fundamentales de las pilas, y aplicar las formulas de la zona para obtener el coeficiente de respuesta sísmica para con ello determinar las fuerzas sísmicas del puente

7.4.1.4.1. Determinación de los periodos fundamentales

a) Modelo estructural en sap2000 de pila tipo shell

Se seguirán los siguientes pasos

- Modelo geométrico
- Definir materiales y Sección de hormigón

- Asignar secciones
- Definir los patrones de cargas
- Definir la fuente de masas para el análisis modal (cargas o masas)
- Análisis modal

Usando el programa SAP2000 se crea un nuevo frame tipo pórtico con la correspondiente altura. El número de vanos será de 8 para poder ubicar las cargas entre esos vanos y el número de pisos será de 4 para ubicar el muro, viga de muro, cargas sísmicas, cargas de frenado. Aunque para el periodo fundamental no es necesario ubicar cargas sísmicas ni vivas, se utilizara este mismo modelo para la determinación de las fuerzas de diseño.

Define Grid System Data

Edit Format

System Name: GLOBAL Units: Tonf, m, C

X Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	1.2	Primary	Show	End	
2	B	2.4	Primary	Show	End	
3	C	2.4	Primary	Show	End	
4	D	2.4	Primary	Show	End	
5	E	2.4	Primary	Show	End	
6	F	2.4	Primary	Show	End	
7	G	2.4	Primary	Show	End	
8	H	1.2	Primary	Show	End	

Y Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0	Primary	Show	Start	
2						
3						
4						
5						
6						
7						
8						

Z Grid Data

	Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	Z1	1	Primary	Show	End	
2	Z2	2.23	Primary	Show	End	
3	Z3	1.9	Primary	Show	End	
4	Z4	0	Primary	Show	End	

Figura 7.23: Modelo del Grid SAP2000.

Fuente: Autores.

Se define el área de sección tipo Shell, con 90 cm de espesor.

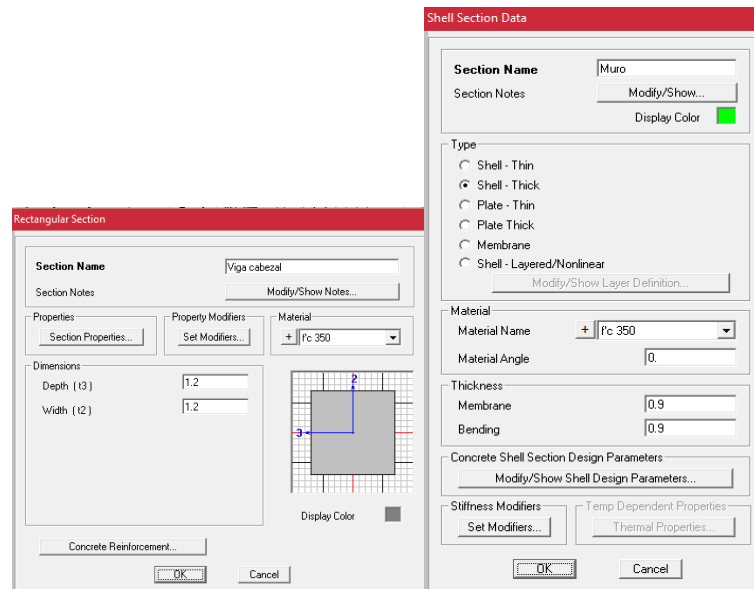


Figura 7.24: Definición de Secciones SAP2000.

Fuente: Autores.

Se dibuja con la opción “Poly area” en el pórtico y se asigna la sección Muro.

Se colocan los frames y las restricciones de movimiento en la base.

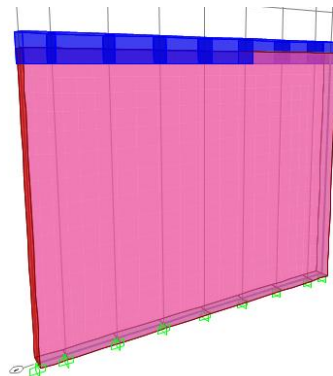


Figura 7.25: Asignación de Áreas al modelo geométrico SAP2000.

Fuente: Autores.

Se ingresan las cargas muertas de los tramos DC=137 ton y DW=11.4 ton

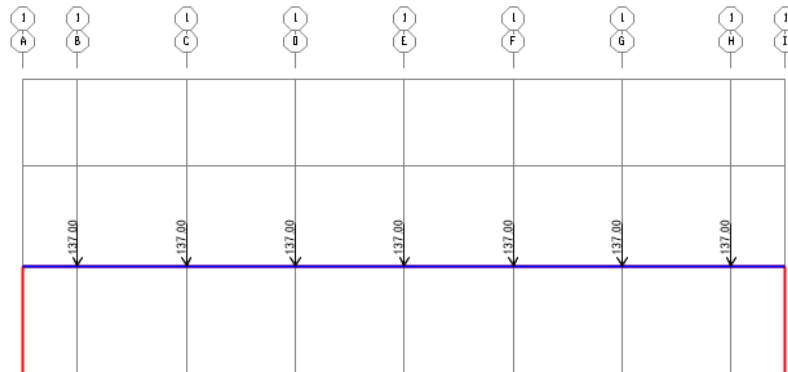


Figura 7.26: Asignación de cargas permanentes SAP2000.
Fuente: Autores.

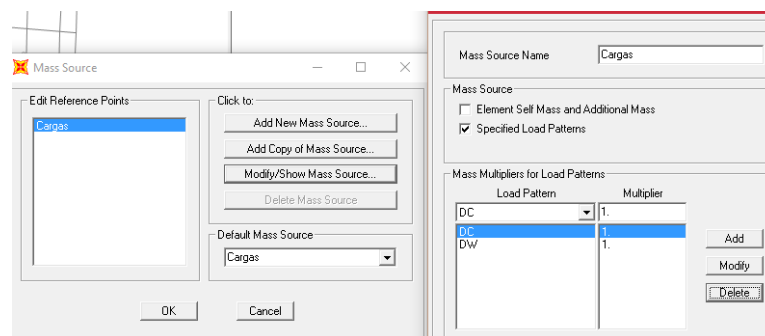


Figura 7.27: Definir fuente de masa por cargas SAP2000.
Fuente: Autores.

Se selecciona Cargas como mass source del análisis modal.

Para el periodo longitudinal $T = 1.13s$

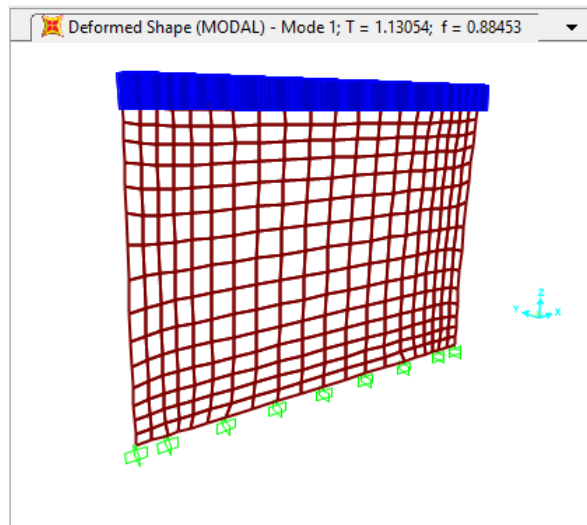


Figura 7.28: Periodo Longitudinal Pila 3 SAP2000.
Fuente: Autores.

Para el periodo transversal $T = 0.467s$

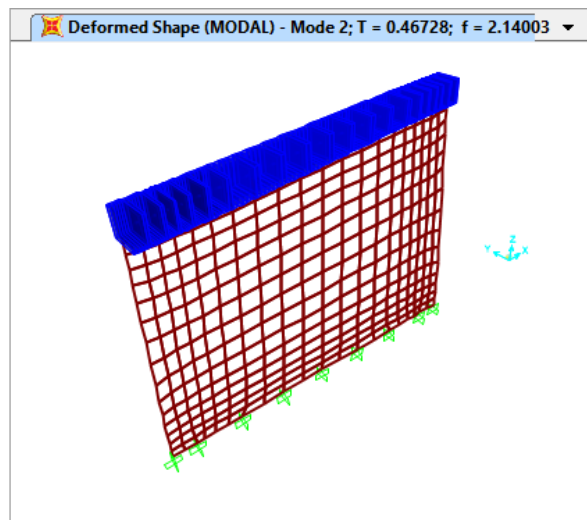


Figura 7.29: Periodo transversal Pila 3 SAP2000.
Fuente: Autores.

b) **Método empírico.**

Determinar W y W col.

$$W = 7x(PD_{CD} + PD_{DW})$$

$$W = 7x(137 + 11.4)$$

$$W = 1038.8 \text{ ton}$$

$$W_{muro} = 0.90 \times 16.8 \times (13 - 1) \times 2.4 = 435.5 \text{ ton}$$

$$W_{vc} = 1.2 * 1.2 * 16.8 * 2.4 = 58.1 \text{ ton}$$

g) Determinar m

$$m = \frac{W + W_{vc} + W_{col}}{g} = \frac{1038.8 + 58.1 + 435.5}{9.81} = 156.21 \text{ ton} \cdot \text{s}^2/\text{m}$$

h) Determinar KL

$$I_y = bh^3/12 = 16.8 * (0.9)^3/12 = 1.02 \text{ m}^4$$

$$K_L = \eta_c \frac{3EI_y}{H^3} = 1 \times \frac{3 \times 2824952 \times 1.02}{13^3} = 3934.62 \text{ ton}/\text{m}$$

i) Determinar TL. Periodo Longitudinal.

$$T_L = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_L}} = 2\pi \sqrt{\frac{154.4}{3934.62}}$$

$$T_L = 1.244 \text{ seg}$$

j) Determinar Km

$$I_x = bh^3/12 = 0.9(16.8)^3/12 = 355.62 \text{ m}^4$$

$$\alpha = 2.5 \left(\frac{h}{H}\right)^2 = 2.5 \left(\frac{16.8}{13}\right)^2 = 4.18$$

$$K_m = \frac{1}{\frac{H^3}{3EI_x} \left(1 + \frac{\alpha}{4}\right)} = \frac{1}{\frac{13^3}{3 \times 2824952 \times 355.62} \left(1 + \frac{4.18}{4}\right)} = 670803.22 \text{ ton/m}$$

k) Determinar TT. Periodo Transversal.

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_m}} = 2\pi \sqrt{\frac{154.4}{670803.22}}$$

$$T_t = 0.095 \text{ seg}$$

De esta forma se calcula los periodos para las demás pilas de los otros tramos.

A continuación se muestra un resumen de los periodos fundamentales de la estructura que se hayo por diferentes métodos.

Tabla CXVII: Periodos de Pila 1, 2 y 3

Periodos Fundamentales Pilas			
Pila	T(s)	Longitudinal	Transversal
1	SAP (Cargas)	0.547	0.314
	Empírico	0.567	0.059

Periodos Fundamentales Pilas			
Pila	T(s)	Longitudinal	Transversal
2	SAP (Cargas)	0.873	0.409
	Empírico	0.951	0.080
3	SAP (Cargas)	1.097	0.452
	Empírico	1.252	0.096

Fuente: Autores.

El método que se elegirá es el método de SAP200 por cargas debido a que el análisis se hizo al modelo más real que solo ubicaba las cargas sobre la estructura y además presenta las fuerzas de diseños críticas al momento de seleccionar el coeficiente de respuesta sísmica.

7.4.1.4.2. Determinación del coeficiente de respuesta sísmica

Según la Nec-2015 la provincia del guayas donde se encuentra ubicado el puente está en una zona de alto riesgo sísmico con un factor PGA= 0.4g.

Usando las tablas de la sección A.3.10.3.2 Factores de Sitio.

Con $S_s=1.5g$, $S_1=0.6g$ y Clase de sitio E se obtienen los siguientes factores.

$$F_{pga} = 0.9$$

$$F_A = 0.9$$

$$F_V = 2.4$$

Usando la sección 3.10.4 de la norma AASHTO LRFD (2012). Se obtiene el coeficiente de respuesta sísmico (elástico).

$$S_{DS} = F_a S_S = 0.9 * 1.5 = 1.35$$

$$S_{DS} = 1.35$$

$$S_{D1} = F_V S_1 = 2.4 * 0.6 = 1.44$$

$$S_{D1} = 1.44$$

$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{1.44}{1.35} = 1.067$$

$$T_s = 1.067s$$

$$T_0 = 0.2T_s = 0.21s$$

$$T_0 = 0.21s$$

Como $T_0 < T_m < T_s$

Como los periodos de la estructura están entre el primer y Segundo tramo del espectro se tomara para el diseño los periodos fundamentales que dan cargas sísmicas más críticas.

$$C_{ms} = S_{DS} = F_a S_S$$

$$C_{ms} = 1.35$$

Finalmente el coeficiente de respuesta sísmica es de $C_{ms} = 1.35$ para todas las pilas conservadoramente.

7.4.1.4.3. Determinación de la zona de desempeño sísmico

Según la AASHTO LRFD (2012) en su sección 3.10.6, se determina la zona de desempeño sísmico en función del S_{D1} , lo que resulta en que el puente está en la zona 4.

7.4.1.4.4. Determinación de los factores de modificación de respuesta

Debido a que es desfavorable económicamente diseñar una estructura de puente para que se mantenga en su rango elástico cuando ocurra un sismo de

diseño es necesario aplicar a las fuerzas sísmicas de diseño un factor de reducción.

A continuación se presenta la tabla de los factores de modificación de respuesta sísmica que se usara.

Tabla CXVIII: Factores de modificación de respuesta para pilas.

Factores de Modificación de Respuesta Sísmica en Pilas R			
Tipo	Pilas		
	P1	P2	P3
Momento	3-2	3-2	3-2
Cortante-uniones	1	1	1
Axial	1	1	1

Fuente: Autores.

Para las cargas axiales se considerara un $R=1$ para tomar en consideración la cargas reales en el análisis resistencia-capacidad. Para los cortantes en la uniones se tomara como 1, para el sentido débil se tomara como 3 para momentos y en el sentido fuerte como 2.

7.4.1.4.5. Cálculo de las fuerzas sísmicas

Según la AASHTO LRFD (2012) la carga sísmica se la calcula como:

$$EQ = \frac{Cs \times W}{R}$$

Donde:

Cs: Coeficiente de respuesta sísmica

W: Peso muerto de la estructura

R: Factor de modificación de respuesta sísmica

A continuación se muestra la tabla de las fuerzas sin aplicar el factor R, considerando la combinación ortogonal de la carga sísmica.

Tabla CXIX: Fuerzas sísmicas no modificadas en pilas.

Calculo de Las fuerzas Sísmicas en Pilas				
Pila		3	2	1
Csm		1.35	1.35	1.35
Peso Propio (ton)		475.8	362.88	254.02
Peso Superestructura (ton)		1038.80	1038.80	1038.80
Peso total (ton)		1514.60	1401.68	1292.82
Fuerza Sísmica por Viga	EQ(DC+DW)	1402.38	1402.38	1402.38
	30%EQ(DC+DW)	420.71	420.71	420.71
	Centroide pp	642.33	489.89	342.93
	30% Centroide	192.70	146.97	102.88

Fuente: Autores.

7.4.1.5. Determinación de las fuerzas de diseño.

Debido a que el puente está catalogado en zona Sísmica 4, se deberá calcular las fuerzas de diseño según las especificaciones en la sección 3.10.9.4 de la AASHTO LRFD 2012, donde se deben tomar el menor de entre los 2 análisis:

- a) Fuerzas de diseño modificadas
- b) Fuerza en articulaciones plásticas (inelásticas)

7.4.1.5.1. Elementos de subestructura pila 3

Usando el programa SAP2000 se determinaron las fuerzas y momentos de diseño. Para ello se utiliza el mismo modelo geométrico mostrado en el procedimiento para la determinación del periodo fundamental.

Se ingresan los cargas como muestra la AASHTO LRFD 2012, las cargas usadas fueron, cargas muertas de la superestructura (DC), las cargas muertas por capa de rodadura e instalaciones (DW), las cargas vivas LL, la carga viva de impacto IM que es $0.33LL$, la carga de frenado BR y las cargas sísmica EQ.

Para la pila se ingresaron estas fuerzas determinadas anteriormente (muerta y viva) en correspondencia al centroide de las vigas que recaen sobre la viga cabezal de la pila.

Se presenta en detalle la combinación de cargas usadas de estos estados límites:

- Resistencia I: $1.25DC+1.50DW+1.75(LL+IM+BR)$
- Evento Extremo I: $125DC+1.5DW+0.15(LL+IM+BR)+EQ$

Aplicando los correspondientes factores de modificación de respuesta para los elementos o uniones y los efectos combinados de las fuerzas sísmicas como en AASHTO LRFD 2012 3.10.8, se ingresó al programa teniendo en cuenta las combinaciones de cargas y las diferentes cargas vivas para momentos y cortantes respectivamente. Se realizaron las envolventes que determinan los máximos entre las diferentes combinaciones de cargas.

A continuación se presenta un gráfico que muestra la ubicación de las diferentes cargas sobre la pila. Debido a que los apoyos de la superestructura sobre la pila son incapaces de transferir momentos a las pilas, las cargas de frenado y fuerzas sísmicas se asignaron sobre los apoyos distribuidos uniformemente entre los 7 soportes.

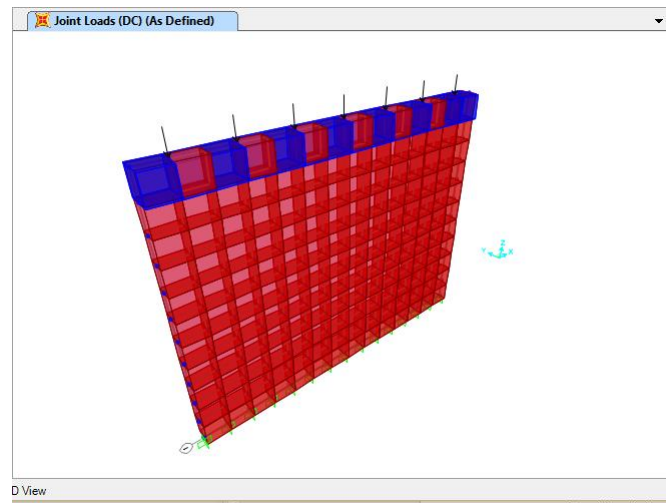


Figura 7.30: Ubicación de las cargas en pila 3 SAP2000.
Fuente: Autores.

Se presenta los gráficos de los resultados de las fuerzas de diseño críticas obtenidas del programa SAP2000.

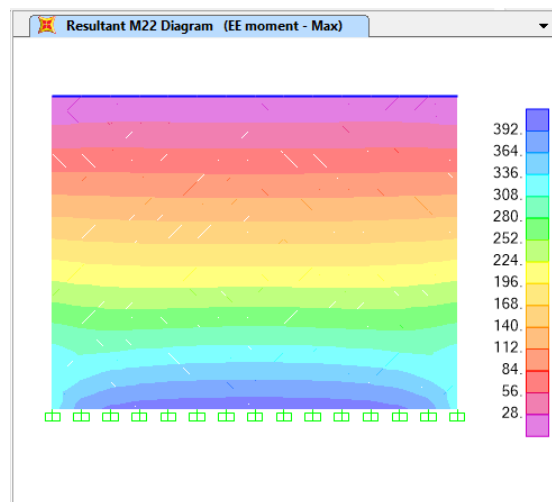


Figura 7.31: Momentos Máximos de Evento Extremo SAP2000.
Fuente: Autores.

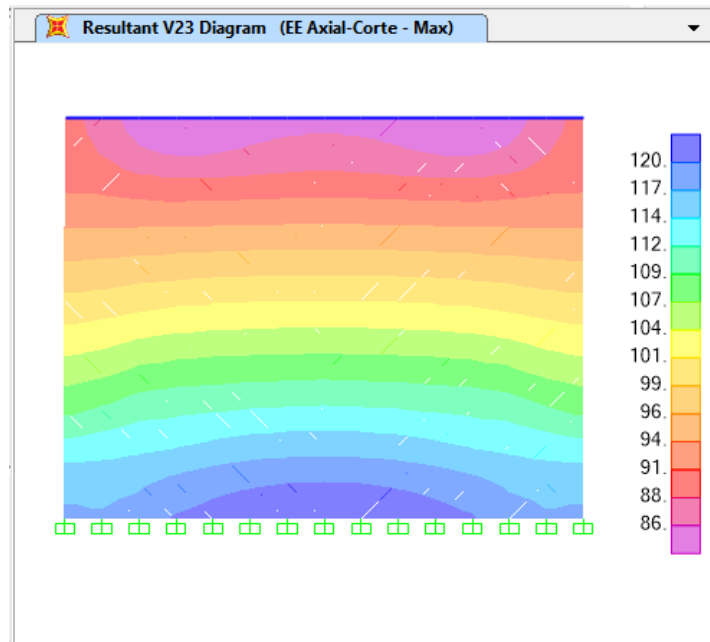


Figura 7.32: Cortantes Máximos de Evento Extremo SAP2000.
Fuente: Autores.

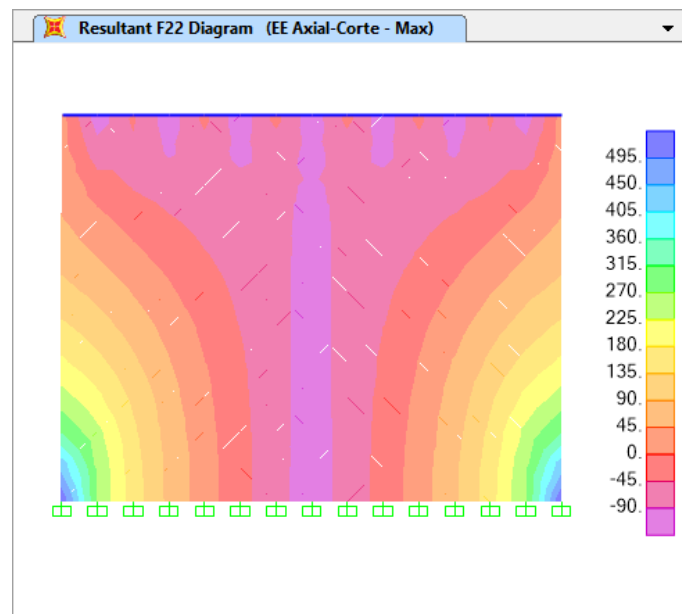


Figura 7.33: Fuerzas axiales máximas de Evento Extremo SAP2000.
Fuente: Autores.

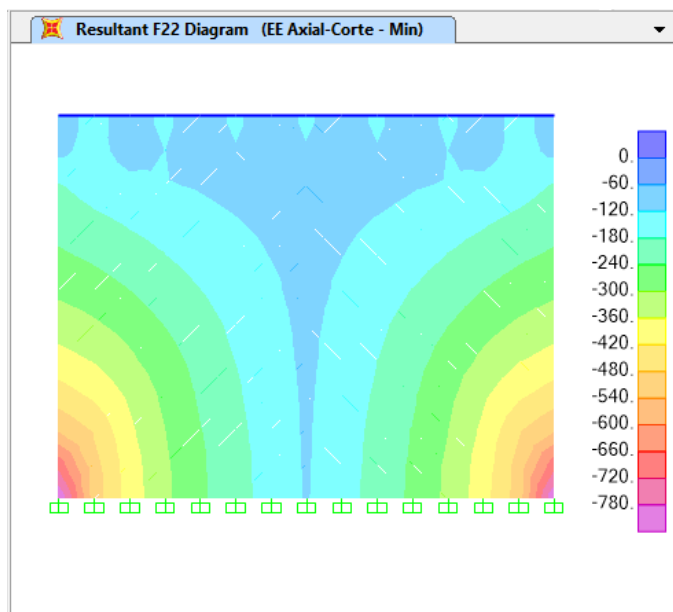


Figura 7.34: Fuerzas axiales mínimas de Evento Extremo SAP2000.
Fuente: Autores.

A continuación se presentan las fuerzas de diseño modificadas separado por grupos, donde hay elemento de borde y sección central de muro. Las fuerzas son las fuerzas en la base.

Tabla CXX: Fuerzas de diseño por Estado límite de Resistencia I.

SectionCut Text	OutputCase Text	P Tonf	V2 Tonf	V3 Tonf	M2 Tonf-m	M3 Tonf-m
BORDE	1.25DC+1.5DW+1.75(LL+BR+PA)	-190.1861	22.7525	2.5749	30.06921	17.64114
CENTER	1.25DC+1.5DW+1.75(LL+BR+PA)	-990.9927	-59.8985	15.9226	210.39829	-48.62915

Fuente: Autores, Sap2000.

Tabla CXXI: Fuerzas de diseño modificadas por Estado límite de Evento Extremo I en sentido débil del muro Pila 3.

Section	OutputCase Text	StepType Text	P Tonf	V3 Tonf	M2 Tonf-m
BORDE	EE moment R=3	Max	-352.6728	-42.7718	426.53505
BORDE	EE moment R=3	Min	28.841	43.2132	-421.38033
BORDE	EE Axial-Corte	Max	-797.7723	-143.0876	1415.76966
BORDE	EE Axial-Corte	Min	473.9405	143.529	-1410.61494
CENTER	EE moment R=3	Max	-1180.6574	-262.3141	2954.76105
CENTER	EE moment R=3	Min	-509.6285	265.0437	-2918.69277
CENTER	EE Axial-Corte	Max	-1963.5245	-877.5649	9807.12384
CENTER	EE Axial-Corte	Min	273.2385	880.2945	-9771.05556

Fuente: Autores, Sap2000.

Tabla CXXII: Fuerzas de diseño modificadas por Estado límite de Evento Extremo I en sentido fuerte del muro Pila 3.

SectionCut Text	OutputCase Text	StepType Text	P Tonf	V2 Tonf	M3 Tonf-m
BORDE	EE Axial-Corte	Max	-797.7723	-102.7523	-91.24322
BORDE	EE Axial-Corte	Min	473.9405	140.6917	120.60221
BORDE	EE Moment R=2	Max	-479.8441	-41.8913	-38.28186
BORDE	EE Moment R=2	Min	156.0123	79.8307	67.64085
CENTER	EE Axial-Corte	Max	-1963.5245	-948.6185	-2153.67228
CENTER	EE Axial-Corte	Min	273.2385	852.4135	2067.34004
CENTER	EE Moment R=2	Max	-1404.3337	-498.3605	-1098.4192
CENTER	EE Moment R=2	Min	-285.9522	402.1555	1012.08696

Fuente: Autores, Sap2000.

A continuación se presenta una tabla con las fuerzas de diseño modificadas máximas que observaron en la base del muro

Tabla CXXIII: Fuerzas de diseño modificadas sentido débil.

Fuerzas modificadas de diseño para Sentido Débil					
Sección	Estado Limite	Axial		Cortante	Momento
		Max	Min		
		ton	ton	ton	ton-m

Fuerzas modificadas de diseño para Sentido Débil					
Central	Evento Extremo	-1963.52	273.24	877.56	2954.76
	Resistencia 1	-990.99		15.92	210.4
Borde	Evento Extremo	-797.77	473.94	143.09	426.54
	Resistencia 1	-190.19		2.57	30.07

Fuente: Autores.

Tabla CXXIV: Fuerzas de diseño modificadas sentido débil.

Fuerzas modificadas de diseño para Sentido Fuerte					
Sección	Estado Limite	Axial		Cortante	Momento
		Max	Min		
		ton	ton	ton	ton-m
Central	Evento Extremo	-1963.52	273.24	948.62	1098.41
	Resistencia 1	-990.99		59.9	48.62
Borde	Evento Extremo	-797.77	473.94	140.69	67.64
	Resistencia 1	-190.19		22.75	17.64

Fuente: Autores.

7.4.1.5.2. Diseño preliminar de muro

Para el lado débil del muro se calculara su capacidad como que fuera columna.

En este sentido se tendrá una cuantía máxima de 4% por metro de columna.

Como solo es un sentido se tendrá una cuantía de 4% para 2 caras de la pila.

Para la cantidad máxima de varillas por metro se tendrá una columna de 90x100cm con varillas de 28mm

$$\#varillas = \frac{\rho x Area}{area\ varilla}$$

$$\#Varillas = \frac{4}{100} * 90 * 100 * \frac{4}{\pi 2.8^2}$$

$$\#varillas = 58 = 58\ varillas\ \varnothing 28mm$$

Se presenta las fuerzas de diseño modificadas por metro de muro:

Tabla CXXV: Fuerzas de diseño por metro de muro en sentido débil.

Fuerzas modificadas de diseño para Sentido Débil por metro					
Sección	Estado Limite	Axial		Cortante	Momento
		Max	Min		
		ton/m	ton/m	ton/m	ton-m/m
Central	Evento Extremo	-272.7	38.0	121.9	410.4
	Resistencia 1	-137.6		2.2	29.2

Fuente: Autores.

Para el diseño preliminar se usaran los momentos máximos y axiales de la combinación de Evento Extremo I.

Se usaran para el modelo 48Ø28mm que presenta una cuantía de:

$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{48 \times 2.8^2 \times \pi}{100 \times 90 \times 4} = 3.28\% < 4\%$$

A continuación se muestra el diagrama de interacción obtenido del programa SAP2000:

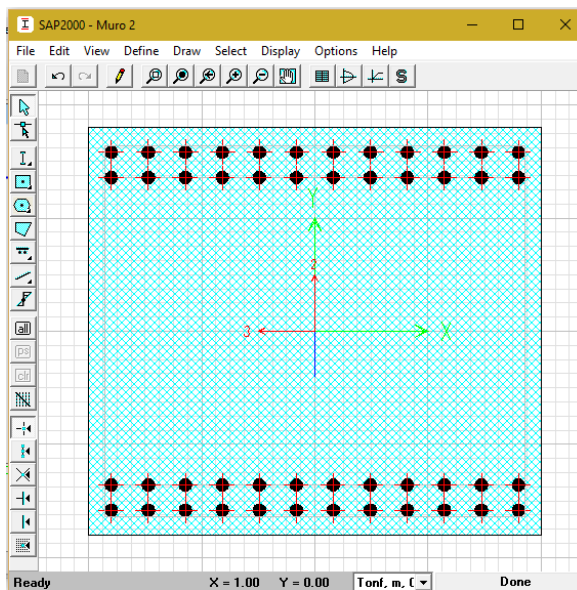


Figura 7.35: Modelo de sección de muro por metro lineal SAP2000.
Fuente: Autores.

Tabla CXXVI: Puntos para el diagrama de interacción.

Diagrama de interacción		
	Pn (Ton)	Mn (Ton-m)
1	-2992	0.0
2	-2992	266.6
3	-2669	384.5
4	-2243	491.6

Diagrama de interacción		
	Pn (Ton)	Mn (Ton-m)
5	-1766	588.0
6	-1199	687.8
7	-914.305	682.3
8	-652.516	634.1
9	-337.98	548.8
10	203.0327	362.0
11	1143.36	0.0

Fuente: Autores, SAP2000.

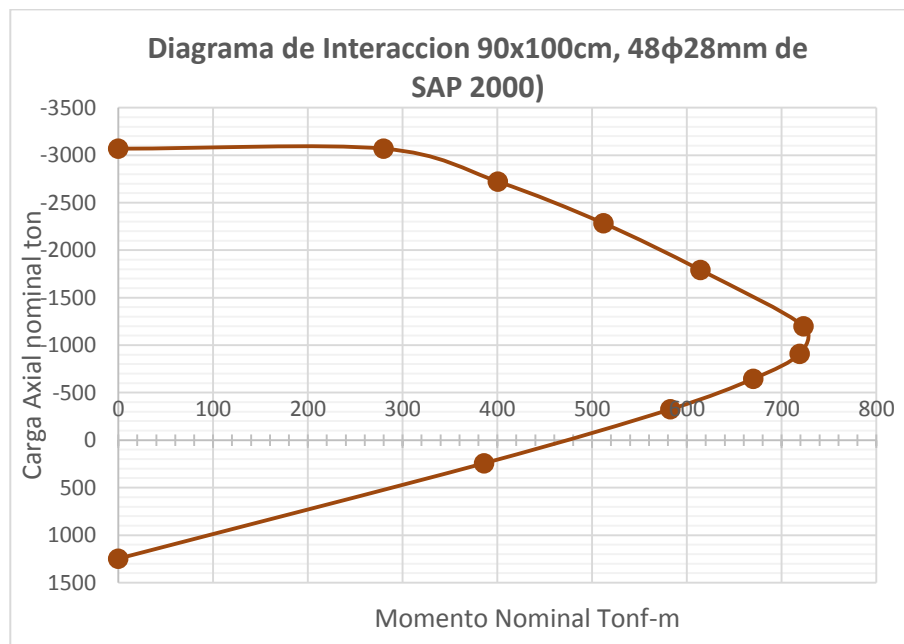


Figura 7.36: Diagrama de interacción Sección muro Pila 3.

Fuente: Autores.

7.4.1.5.3. Determinación de fuerzas de diseño por articulación plásticas

Se detalla procedimiento según AASHTO LRFD (2012) 3.10.9.4.3b. Usando el diagrama de interacción anterior y la carga axial máxima de las columnas por estado límite de Evento extremo I se obtiene el momento resistente.

Se halla el momento nominal por medio de la carga axial que soportara la pila, la carga axial debe ser nominal por lo que:

$$\frac{P_u}{\phi} = \frac{272.7}{0.9} = 303 \text{ ton/m}$$

Ingresando con ese valor en el diagrama de interacción se tiene:

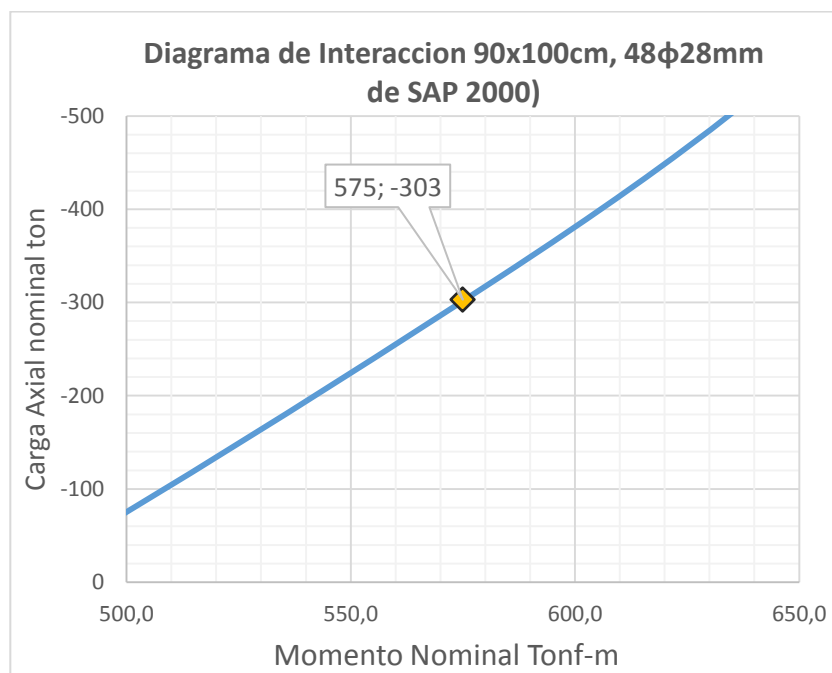


Figura 7.37: Diagrama de interacción Sección muro Pila 3.
Fuente: Autores.

Aplicando el factor de sobre resistencia de 1.30 para hormigón armado al momento nominal obtenido se tiene:

$$\phi M_n = 1.3(575) = 747.5 \text{ ton} - \text{m} / \text{m}$$

$$\phi V_n = \frac{2x\phi M_n}{H} = \frac{2x747.5}{13 - 1.2} = 126.69 \text{ ton/m}$$

7.4.1.5.4. Resumen de fuerzas de diseño

Según el AASHTO LRFD (2012) 3.10.9.4.3d permite seleccionar para el diseño cualquiera de los dos tipos de fuerzas de diseño ya sea por fuerzas modificadas de diseño o por articulaciones plásticas, por lo que se seleccionan las menores entre los dos análisis.

Tabla CXXVII: Resumen de fuerzas de diseño pila 3.

Fuerzas modificadas de diseño para Sentido Débil por metro					
Sección	Estado Limite	Axial		Cortante	Momento
		Max	Min		
		ton/m	ton/m	ton/m	ton-m/m
Central	Evento Extremo	-272.7	38.0	121.9	410.4
	Resistencia 1	-137.6		2.2	29.2
	Articulaciones Plásticas	-272.7	38.0	126.7	745.7

Fuente: Autores.

Se realizan los análisis tomando como ejemplo la sección anterior con objeto de obtener los resultados de las demás pilas.

Tabla CXXVIII: Fuerzas de diseño modificadas para pila 2 y 3.

Resumen de fuerzas de diseño				
Pila	Estado limite	Momentos	Cortante	Axial
		Ton-m/m	Tonf/m	Tonf/m
3	Evento Extremo	459.2	36.3	-110.2
	Resistencia 1	39.2	2.3	-134.8
2	Evento Extremo	382.3	34.2	-110
	Resistencia 1	33.5	2.25	-130.15
1	Evento Extremo	285	30.5	-103.5
	Resistencia 1	26.5	2.2	-123.2
	Máximos	459.2	36.3	-103.5

Fuente: Autores.

7.4.1.6. Diseño de muro

Se realizara el diseño detallado de muro para la pila 3 que es la más crítica debido a su altura, este mismo procedimiento se aplicara a las pilas 1 y 2 del puente.

Según el AASHTO LRFD (2012) en su sección 5.10.11.4.2 de requisitos para pilas tipo muro, indica que los requerimiento de esta sección son para la dirección resistente del muro y que para la dirección corta se la puede diseñar como columna. Las cuantías horizontal y vertical no deben ser menor al 0.25% y la cuantía vertical no puede ser menor que la horizontal.

7.4.1.6.1. Requerimientos $P - \Delta$

Según AASHTO LRFD (2012) en su artículo 4.7.4.5 se debe cumplir con el siguiente expresión:

$$\Delta P_u < 0.25 \phi M_n$$

Donde:

Δ : desplazamiento del punto de contraflecha de la pila relativa al soporte de cimentación

$$\Delta = R_d \Delta_e$$

Δ_e : Desplazamiento debido al sismo = 0.249 m

$$\text{Como } T < 1.25T_s \equiv 1.13 < 1.33$$

$$\begin{aligned} R_d &= \left(1 - \frac{1}{R}\right) \frac{1.25T_s}{T} + \frac{1}{R} \\ &= \left(1 - \frac{1}{3}\right) \frac{1.334}{1.13} + \frac{1}{3} = 1.12 \end{aligned}$$

$$\Delta = 1.12 \times 0.249 = 0.279$$

Para hallar el momento resistente se debe multiplicar por un factor de 0.90 como indica la AASHTO LRFD en su sección 5.10.11.1

$$\phi M_n = 0.9 \times 575 = 517.5 \text{ ton} - \text{m/m}$$

Reemplazando en la fórmula:

$$\Delta P_u < 0.25 \phi M_n$$

$$0.279 \times 303 < 0.25 * 517.5$$

$$84.54 < 129.38$$

Se cumple con el requerimiento

7.4.1.6.2. Flexo-compresión

a) Sentido débil

Se ingresa los valores de carga axial y momento mayorados por los factores de resistencia correspondiente para los estados límites de resistencia y evento extremo en el diagrama de interacción como indica AASHTO LRFD (2012) en 5.10.11.4.1b

Tabla CXXIX: Fuerzas nominales en muro sentido débil.

Fuerzas nominales de diseño					
Sección	Estado Limite	Axial		Cortante	Momento
		Max	Min		
		ton/m	ton/m	ton/m	ton-m/m

Fuerzas nominales de diseño					
Central	Evento Extremo	-303.0	42.2	135.4	456.0
	Resistencia 1	-152.9		2.5	32.5

Fuente: Autores.

Realizando el diagrama de interacción con el programa SAP2000 y ubicando los puntos de momento, axial nominales en el sentido débil dentro del diagrama de interacción se obtuvo lo siguiente:

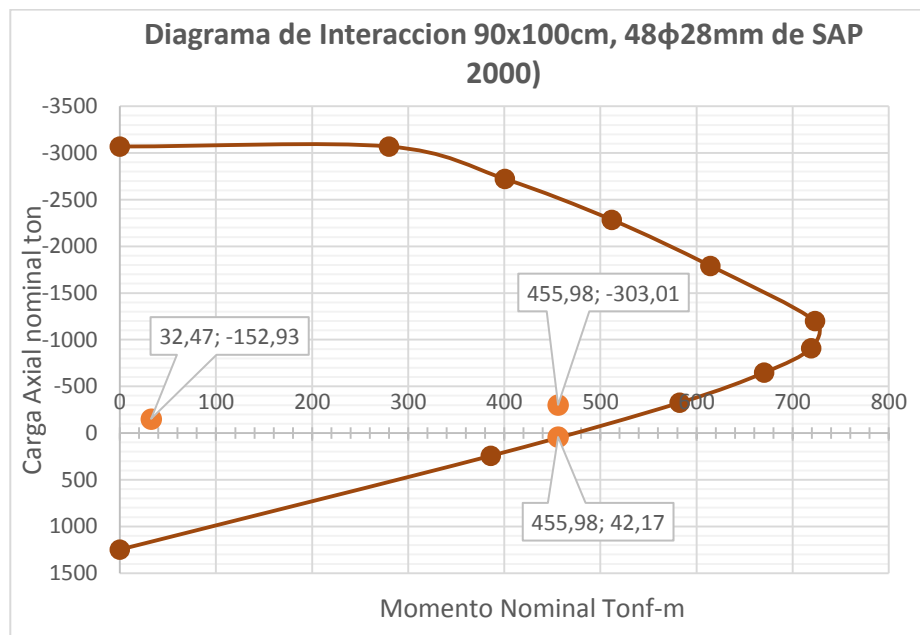


Figura 7.38: Diagrama de interacción con puntos de diseño.

Fuente: Autores.

Se puede observar que los puntos están dentro del diagrama de interacción por lo que se asume que el armado de la pila tipo muro cumple con los requerimientos de la norma AASHTO LRFD (2012).

b) Sentido fuerte

Tabla CXXX: Fuerzas modificadas de diseño en sentido fuerte

Fuerzas modificadas de diseño para Sentido Fuerte por metro					
Sección	Estado Limite	Axial		Cortante	Momento
		Max	Min		
		ton/m	ton/m	ton/m	ton-m/m
Central	Evento Extremo	-272.7	38.0	131.8	152.6
	Resistencia 1	-137.6		8.3	6.8
Articulaciones Plásticas		-272.7	38.0	57.5	745.7

Fuente: Autores.

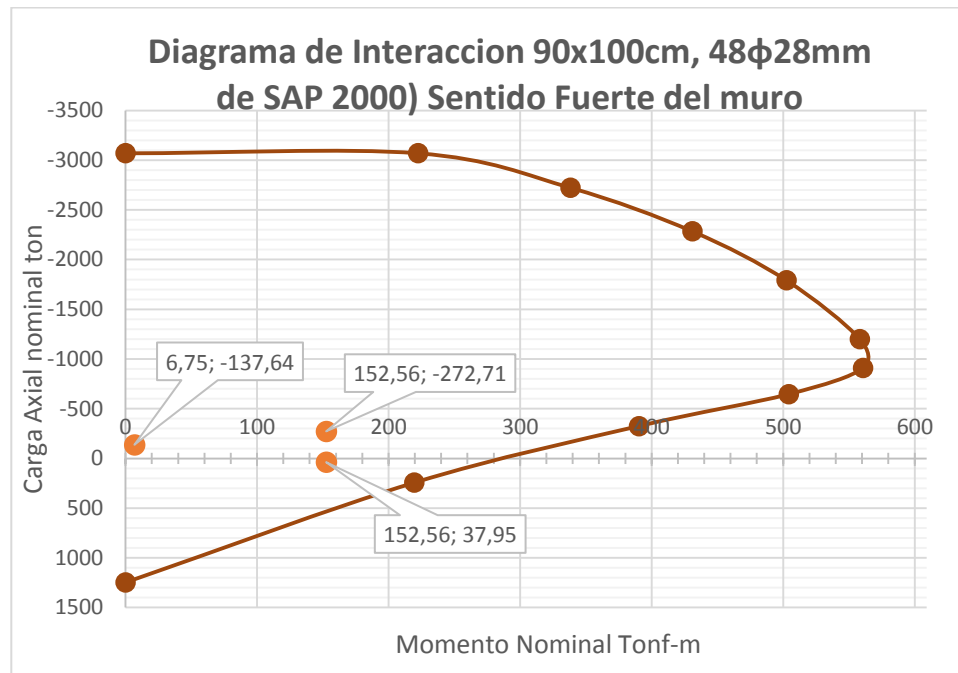


Figura 7.39: Diagrama de interacción con puntos de diseño en sentido fuerte.
Fuente: Autores.

7.4.1.6.3. Diseño por cortante

a) Sentido débil

Debido a que el muro se puede encontrar en tensión, la resistencia del hormigón al corte se asumirá de cero, por consiguiente se requiere de refuerzo transversal.

i) Esfuerzo de corte en concreto sentido débil

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

donde v_u : esfuerzo de corte en hormigón

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85f'_c \beta_1 b + kA_{ps} f_{pu}/d_p}$$

Donde:

$$A_{ps} = \text{area de acero de preesfuerzo} = 0$$

$$A_s = \text{area de acero a tension} = 24(2.8^2\pi/4) = 147.78 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \text{area de refuerzo a compresion} = 0 \text{ in}^2$$

$$\beta_1 = \text{factor de esfuerzo para bloque de compresion}$$

$$= 0.85 - 0.05 \left(\frac{35 - 28}{7} \right) = 0.80$$

$$b = \text{ancho efectivo en ala a compresion} = 720 \text{ cm}$$

$$c = \frac{0 + 147.78 * 4200 - 0}{0.85(350)(0.8)(100) + 0} = 26.07 \leq 60 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.8 * 26.07 = 20.86 \text{ cm}$$

$$d_e = h_c - y_{bs} = 90 - 4 - 1.6 - 2.8/2 = 83 \text{ cm}$$

$$d_v = 83 - \left(\frac{20.86}{2} \right) = 72.57 \text{ cm}$$

$$\geq 0.9d_e = 0.9(83) = 74.7 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

$$\geq 0.72h = 0.72(100) = 72 \text{ cm}$$

$$d_v = 74.7 \text{ cm}$$

Utilizando el cortante máximo en la sección central del muro por combinación de carga de evento extremo I en el sentido fuerte se tiene:

$$V_u = 877.56/7.2 = 121.88 \text{ ton}$$

$$v_u = \frac{121.88}{0.9 * 1 * 0.747 *} = 181.29 \text{ ton/m}^2$$

ii) Fuerza nominal

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p = \left(\frac{121.88}{0.9} \right) = 135.42 \text{ ton}$$

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

α : ángulo de inclinación con la horizontal 90° para estribos verticales

$$\begin{aligned} \epsilon_s &= \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + (V_u - V_p) - A_{ps}f_{po}}{(E_s A_s + E_p A_{ps})} \\ &= \frac{410.4/0.747 + 0.5 * 38 + 121.88}{20'000'000 * 0.01478} \\ &= 2.33 \times 10^{-4} \end{aligned}$$

$$\theta = 29 + 3500 \epsilon_s$$

$$= 29.81$$

$$A_v = \frac{s(V_s)}{f_y d_v \cot \theta} = \frac{s \times 135.42}{4.2(74.7) \cot 29.81} = 0.247s$$

iii) Máximo espaciamiento del acero de refuerzo

Como $v_u < 0.125f'_c = 0.125(350) = 43.75 \text{ kg/cm}^2$

Según AASHTO LRFD (2012) en su artículo 5.8.2.7

$$s \leq 60 \text{ cm}$$

Usando $\emptyset 16 \text{ mm } c/15 \text{ cm}$ $A_v = 4.02 \text{ cm}^2$ $S = 60 > 15 \text{ cm}$ *ok*

$$V_s = \frac{4.02(4.2)74.7 \cot 29.81}{15} = 146.76 > 135.42$$

iv) Mínimo refuerzo

$$0.083 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} = 0.083(\sqrt{35}) \frac{1000 \times 150}{420} = 1.75 \text{ cm}^2 < 4.02 \text{ } *ok*$$

v) Máxima resistencia nominal al corte

La norma AASHTO LRFD (2012) indica que el cortante máximo nominal no puede ser superior a

$$V_n = 0.25f'cb_vd_v + V_p$$

$$V_c + V_s \leq 0.25f'cb_vd_v$$

$$146.8 \leq 0.25(3500)(.9)(.747)$$

$$146.8 \leq 578.6 \quad \text{ok}$$

Para cortante se asumirá 2 mallas de 16 mm espaciadas c/15cm

b) Sentido fuerte

i) Esfuerzo de corte en concreto

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

donde v_u : esfuerzo de corte en hormigón

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0.85f'c\beta_1 b + kA_{ps} f_{pu}/d_p}$$

Donde:

$$A_{ps} = \text{area de acero de preesfuerzo} = 0$$

$$A_s = \text{area de acero a tension} = 24(2.8^2\pi/4) = 147.78 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \text{area de refuerzo a compresion} = 0 \text{ in}^2$$

$$\beta_1 = \text{factor de esfuerzo para bloque de compresion}$$

$$= 0.85 - 0.05 \left(\frac{35 - 28}{7} \right) = 0.80$$

$b = \text{ancho efectivo en ala a compresion} = 720\text{cm}$

$$c = \frac{0 + 147.78 * 4200 - 0}{0.85(350)(0.8)(100) + 0} = 26.07 \leq 60 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.8 * 26.07 = 20.86\text{cm}$$

$$d_e = h_c - y_{bs} = 90 - 4 - 1.6 - 2.8/2 = 83\text{cm}$$

$$d_v = 83 - \left(\frac{20.86}{2}\right) = 72.57\text{cm}$$

$$\geq 0.9d_e = 0.9(83) = 74.7\text{cm} \quad \text{ok}$$

$$\geq 0.72h = 0.72(100) = 72\text{cm}$$

$$d_v = 74.7\text{cm}$$

Utilizando el cortante máximo en la sección central del muro por combinación de carga de evento extremo I en el sentido fuerte se tiene:

$$V_u = 877.56/7.2 = 121.88\text{ton}$$

$$v_u = \frac{121.88}{0.9 * 1 * 0.747 * } = 181.29 \text{ ton/m}^2$$

ii) Fuerza nominal

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p = \left(\frac{131.8}{0.9}\right) = 146.44 \text{ ton}$$

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

α : ángulo de inclinación con la horizontal 90° para estribos verticales

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + (V_u - V_p) - A_{ps}f_{po}}{(E_s A_s + E_p A_{ps})} \\ &= \frac{2197.4/1080 + 0.5 * 547.2 + 1897.92}{20000000 * 0.1478} \\ &= 7.35 \times 10^{-4} \end{aligned}$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s$$

$$= 31.57$$

$$A_v = \frac{s(V_s)}{f_y d_v \cot\theta} = \frac{s \times 146.44}{4.2(1089) \cot 31.57} = 0.02s$$

iii) Máximo espaciamiento del acero de refuerzo

Como $v_u < 0.125f'_c = 0.125(350) = 43.75 \text{ kg/cm}^2$

Según AASHTO LRFD (2012) en su artículo 5.8.2.7

$$s \leq 60 \text{ cm}$$

Según AASHTO LRFD (2012) En su artículo 5.10.11.4.2

El espaciamiento para pilas tipo muro debe ser:

$$s \leq 45\text{cm}$$

Usando $\emptyset 16\text{mm}$ $c/15\text{cm}$ $A_v = 4.02\text{cm}^2$ $S = 60 > 15\text{cm}$ *ok*

$$V_s = \frac{4.02(4.2)1080\cot 31.57}{15} = 1978.33 > 146.44$$

iv) Mínimo refuerzo

$$0.083\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} = 0.083(\sqrt{35}) \frac{900 \times 150}{420} = 1.57\text{cm}^2 < 4.02 \quad \textit{ok}$$

v) Máxima resistencia nominal al corte

La norma AASHTO LRFD (2012) indica que el cortante máximo nominal no puede ser superior a

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

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

$$1978.33 \leq 0.25(3500)(.9)(10.8)$$

$$1978.33 \leq 8505 \quad \textit{ok}$$

No es necesario utilizar refuerzo transversal adicional.

c) Refuerzo por confinamiento en regiones de articulaciones plásticas

Para columnas rectangulares el área de estribo debe ser mayor a:

$$A_{sh} \geq \frac{0.30sh_c f'_c}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right]$$

$$A_{sh} \geq \frac{0.12sh_c f'_c}{f_y}$$

Para sentido Longitudinal

$$\frac{0.12 \times 100 \times 940 \times 35}{420} = 9.4 \text{ cm}^2$$

Entonces se utilizara 5 ramas $\emptyset 16 \text{ mm}$ cada 10 cm en zona de articulación plástica.

$$A_{sh} = 5 \times 1.6^2 * \frac{\pi}{4} = 10.05 > 9.4 \quad \text{ok}$$

Para sentido Longitudinal

$$\frac{0.12 \times 100 \times 824 \times 35}{420} = 8.24 \text{ cm}^2$$

Entonces se utilizara 5 ramas $\varnothing 16\text{mm}$ cada 10 cm en zona de articulación plástica.

$$A_{sh} = 5 \times 1.6^2 * \frac{\pi}{4} = 10.05 > 8.24 \quad ok$$

d) Espaciamiento del refuerzo transversal por confinamiento

El espaciamiento no debe exceder 10 cm o un cuarto de la mínima dimensión del elemento. Por lo que S mínimo es de 10cm.

7.4.1.6.4. Diseño de sección de borde de muro

Tabla CXXXI: Fuerzas de diseño para elemento de borde del muro.

Fuerzas modificadas de diseño					
Sección	Estado Limite	Axial		Cortante	Momento
		Max	Min		
		ton	ton	ton	ton-m
Sentido Débil	Evento Extremo	-797.77	473.94	143.09	426.54
	Resistencia 1	-190.19		2.57	30.07
Sentido fuerte	Evento Extremo	-797.77	473.94	140.69	67.64
	Resistencia 1	-190.19		22.75	17.64

Fuente: Autores.

a) Flexo-compresión

Observando las fuerzas de diseño se realiza un diagrama de interacción por medio del programa SAP2000.

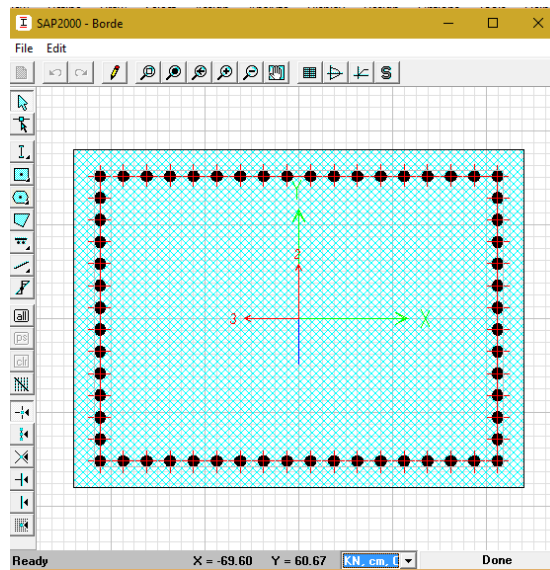


Figura 7.40: Sección de elemento de borde SAP2000.
Fuente: Autores, SAP2000.

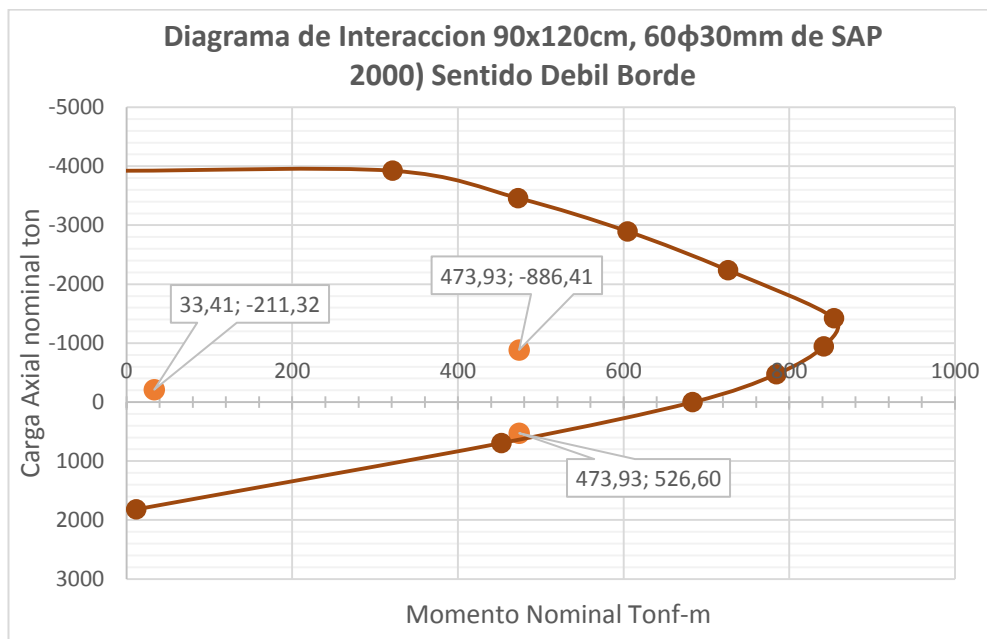


Figura 7.41: Diagrama de interacción elemento de borde con puntos de diseño.
Fuente: Autores.

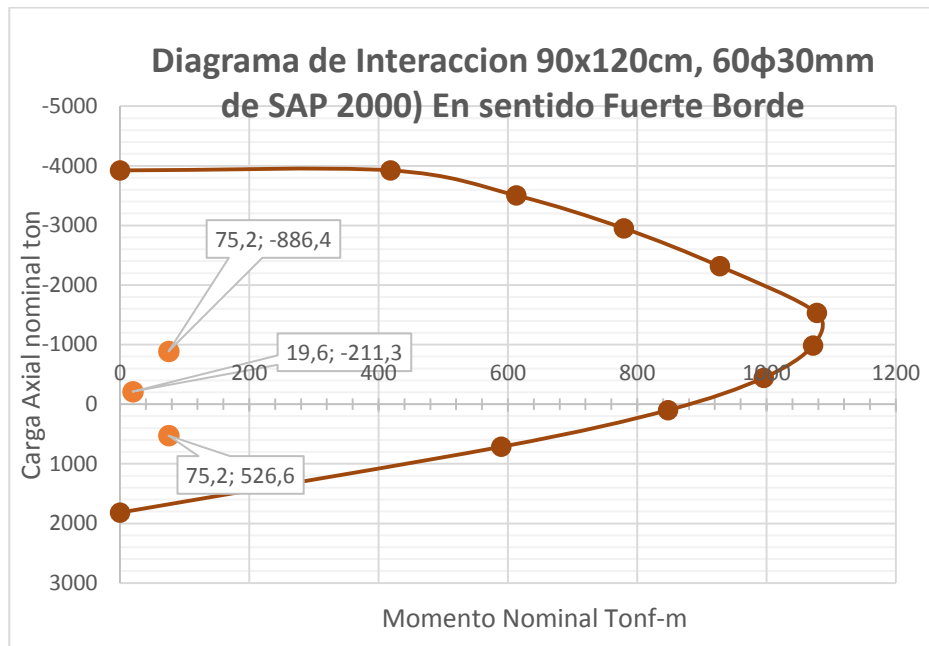


Figura 7.42: Diagrama de interacción elemento de borde con puntos de diseño.
Fuente: Autores.

b) Cortante

Se diseña para el sentido débil del elemento de borde ya que es el más crítico.

i) Sentido débil

c) Esfuerzo de corte en concreto sentido débil

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

donde v_u : esfuerzo de corte en hormigon

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

$$A_s = \text{area de acero a tension} = 30(3^2\pi/4) = 212.06 \text{ cm}^2$$

$\beta_1 = \text{factor de esfuerzo para bloque de compresion}$

$$= 0.85 - 0.05 \left(\frac{35 - 28}{7} \right) = 0.80$$

$b = \text{ancho efectivo en ala a compresion} = 120 \text{ cm}$

$$c = \frac{212.06 * 4200}{0.85(350)(0.8)(120)} = 31.18 \leq 60 \text{ cm}$$

$$a = \beta_1 c = 0.8 * 26.07 = 24.95 \text{ cm}$$

$$d_e = h_c - y_{bs} = 90 - 14.5 = 75.5 \text{ cm}$$

$$d_v = 75.5 - \left(\frac{24.95}{2} \right) = 63.03 \text{ cm}$$

$$\geq 0.9d_e = 0.9(75.5) = 67.95 \text{ cm} \quad \text{ok}$$

$$\geq 0.72h = 0.72(90) = 64.8 \text{ cm}$$

$$d_v = 67.95 \text{ cm}$$

Utilizando el cortante máximo en la sección central del muro por combinación de carga de evento extremo I se tiene:

$$V_u = 143.1 \text{ ton}$$

$$v_u = \frac{143.1}{0.9 * 1.2 * 0.68} = 194.85 \text{ ton/m}^2$$

a. Fuerza nominal

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p = \left(\frac{143.1}{0.9} \right) = 159 \text{ ton}$$

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

α : angulo de inclinacion con la horizontal 90° para estribos verticales

$$\begin{aligned} \varepsilon_s &= \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + (V_u - V_p) - A_{ps}f_{po}}{(E_s A_s + E_p A_{ps})} \\ &= \frac{426.54/0.68 + 0.5 * 473.94 + 143.1}{200'000'00 * 0.0212} \\ &= 2.38 \times 10^{-3} \end{aligned}$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s$$

$$= 37.32$$

$$A_v = \frac{s(V_s)}{f_y d_v \cot\theta} = \frac{s \times 151}{4.2(68) \cot 37.32} = 0.4s$$

Usando $\phi 16\text{mm}$ $c/10\text{cm}$ $A_v = 4.02\text{cm}^2$ $S = 10\text{cm}$ ok

$$V_s = \frac{4.02124(4.2)68 \cot 37.32}{10} = 150.64 > 151$$

b. Mínimo refuerzo

$$0.083\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} = 0.083(\sqrt{35}) \frac{1200 \times 100}{420} = 1.40 \text{ cm}^2 < 4.02 \quad \text{ok}$$

c. Máxima resistencia nominal al corte

La norma AASHTO LRFD (2012) indica que el cortante máximo nominal no puede ser superior a

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

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

$$151 \leq 0.25(3500)(1.2)(.68)$$

$$151 \leq 714 \quad \text{ok}$$

Para cortante se asumirá 2 mallas de 16 mm espaciadas c/10cm

ii) Refuerzo por confinamiento en regiones de articulaciones plásticas

Para columnas rectangulares el área de estribo debe ser mayor a:

Para dirección larga 1.20m

$$A_{sh} \geq \frac{0.12sh_c f'_c}{f_y}$$

$$\frac{0.12 \times 10 \times 112.4 \times 35}{420} = 11.2 \text{ cm}^2$$

Entonces se utilizara 6 ramas $\emptyset 16 \text{ mm}$ cada 10 cm en zona de articulación plástica.

$$A_{sh} = 6 \times 1.6^2 * \frac{\pi}{4} = 12.06 > 11.2 \quad \text{ok}$$

Para dirección corta 90cm

$$A_{sh} \geq \frac{0.12sh_c f'_c}{f_y}$$

$$\frac{0.12 \times 10 \times 82.4 \times 35}{420} = 8.24 \text{ cm}^2$$

Entonces se utilizara 5 ramas $\emptyset 16 \text{ mm}$ cada 10 cm en zona de articulación plástica.

$$A_{sh} = 5 \times 1.6^2 * \frac{\pi}{4} = 10.05 > 8.24 \quad \text{ok}$$

iii) Espaciamiento del refuerzo transversal por confinamiento

El espaciamiento no debe exceder 10 cm o un cuarto de la mínima dimensión del elemento. Por lo que S mínimo es de 10cm.

7.4.1.6.5. Diseño viga cabezal

Las fuerzas de diseño para esta viga se dan por los estados límites de resistencia y evento extremo sin considerar los momentos de articulaciones plásticas debido a que por la configuración los momentos no se transfieren a la viga en el sentido en que se desarrolla.

A continuación se muestra la tabla con las fuerzas modificadas de diseño con un coeficiente de $R=3$.

Tabla CXXXII: Fuerzas modificadas de diseño para viga cabezal.

Viga Cabezal					
Estado Limite		Cortante		Momento	
		V3	V2	M3	M2
		ton	ton	ton-m	ton-m
Evento Extremo	Max	49	40	36	37
	Min	-49	-40	-24	-37
Resistencia 1	Max	1.05	42	30	3
	Min	-1.05	42	-24	0

Fuente: Autores.

Con las fuerzas de diseño se procede a armar la viga como se muestra a continuación:

$$M_u = 36 \text{ ton}$$

se Asume $12\Phi 22\text{cm}$

$$d = 120 - 5 - \frac{2.2}{2} - 1.2 = 112.7 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{As}{bd} = \frac{12 \times 2.2^2 \pi}{112.7 \times 120 \times 4} = 0.00337 > 0.0033$$

$$w = \frac{\rho f_y}{f'_c} = 0.00337 * \frac{420}{35} = 0.04$$

$$\phi Mn = \phi b d^2 f'_c w (1 - 0.59w)$$

$$= 0.9 * 1.2 * 1.127^2 * 3500 * 0.04 (1 - 0.59 * 0.04)$$

$$= 187.51 \text{ ton} - m > 36 \text{ ton} - m$$

Debido a que por cuantía mínima sobrepasa los momentos de diseño se tomara este como acero longitudinal

Para el acero transversal se dará $2E\Phi 10$ cada 15 cm a lo largo de la viga.

7.4.1.7. Resumen de diseño

A continuación se muestran las fuerzas de diseño y articulaciones plásticas de las pilas 1 y 2.

Tabla CXXXIII: Resumen de fuerzas de diseño para pilas 1 y 2.

Fuerzas de diseño Pila 1					
Sección	Estado Limite	Axial		Cortante	Momento
		Max	Min		
		ton/m	ton/m		
Central	Evento Extremo	-177.1	-31.8	103.8	229.5
	Resistencia 1	-125.2		7.9	17.9
	Articulaciones Plásticas	-177.1	-31.8	116.6176	396.5
Borde	Evento Extremo	-529.25	246.34	123.7	248.7
	Resistencia 1	-166.5		21.1	24.9
	Articulaciones Plásticas	-529.25	246.34	216.9853	737.75
Fuerzas de diseño Pila 2					
Sección	Estado Limite	Axial		Cortante	Momento
		Max	Min		
		ton/m	ton/m		
Central	Evento Extremo	-224.5	7.9	123.0	331.1
	Resistencia 1	-132.6		8.2	24.7
	Articulaciones Plásticas	-224.5	7.9	118.3265	579.8
Borde	Evento Extremo	-676.29	369	133.56	350.49
	Resistencia 1	-181.07		21.78	25.91
	Articulaciones Plásticas	-676.29	369	277.2059	942.5

Fuente: Autores.

Se analizaron las demás pilas 1 y 2 siguiendo el procedimiento que se realizó para la pila 3 y se obtuvo el armado. A continuación se muestra el resumen del armado para las pilas

Tabla CXXXIV: Resumen de armados para pilas.

Armado de elemento de pila 3				
Elemento		Borde	Muro	Viga Cabezal
Dimensión		90x120	90x100	120x120
Acero Longitudinal	Capas		12 ϕ 28/m	
	#capas		4	+12 ϕ 22
	Total	60 ϕ 30	48 ϕ 28/m	-12 ϕ 22
Acero Transversal	Diámetro	16	16	10
	Región AP	S=10	S=10	S=10
	Centro	S=10	S=15	

Armado de elemento de pila 3				
Elemento		Borde	Muro	Viga Cabezal
Dimensión		90x120	90x100	120x120
#Vinchas	Paralelo	4	3	2E
	Perpendicular	3	3	
Acero Longitudinal	Capas		15 ϕ 30/m	
	#capas		2	+12 ϕ 22
	Total	50 ϕ 30	30 ϕ 30/m	-12 ϕ 22
Acero Transversal	Diámetro	16	16	10
	Región AP	S=10	S=10	S=10
	Centro	S=15	S=15	
#Vinchas	Paralelo	4	3	2E
	Perpendicular	3	3	
Armado de elemento de pila 1				
Elemento		Borde	Muro	Viga Cabezal
Dimensión		90x120	90x100	120x120
Acero Longitudinal	Capas		11 ϕ 28/m	
	#capas		2	+12 ϕ 22
	Total	42 ϕ 30	22 ϕ 28/m	-12 ϕ 22
Acero Transversal	Diámetro	16	16	10
	Región AP	S=10	S=10	S=10
	Centro	S=15	S=15	
#Vinchas	Paralelo	4	3	2E
	Perpendicular	3	3	

Fuente: Autores.

7.4.2. Diseño del estribo

Los estribos son estructuras que tienen por objetivo transmitir al terreno, las cargas que reciben de los tramos extremos del puente así como el empuje del terraplén de acceso.

Se procede al análisis y diseño de uno de los estribos (E1) debido a que los dos estribos del puente tendrán las mismas características. Igualmente el

análisis y diseño de uno de los muros de acompañamiento, por cuanto son simétricos y de las mismas características.

7.4.2.1. Paso 1: seleccionar el tipo de estribo

Características:

- Según como resisten las fuerzas: *Estribo reforzado*
- Según su forma: *Estribo en forma de U (con muros de acompañamiento o muros de ala perpendiculares al asiento)*
- Relación con el flujo de agua: *Estribo con extremo cerrado*
- Conexión entre el estribo y la superestructura: *No monolítico*

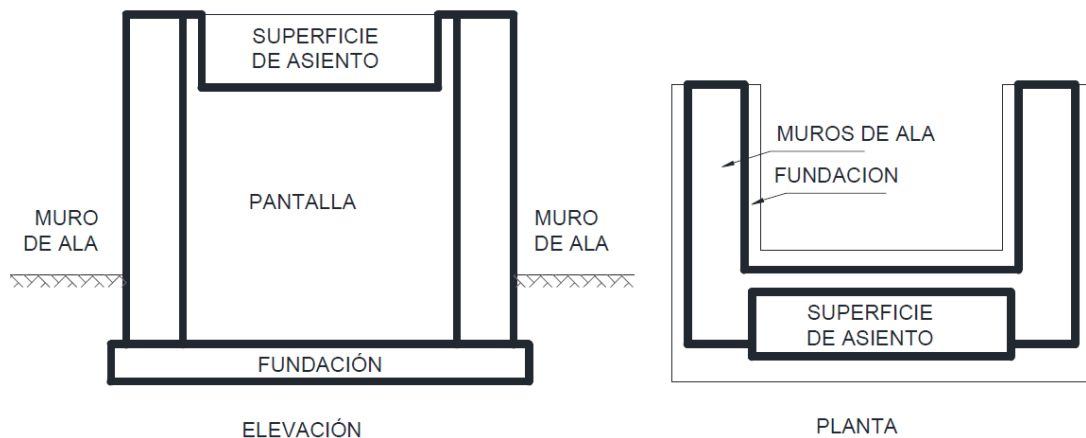


Figura 7.43: Esquema general de la vista en planta y elevación del estribo.
Fuente: Autores.

7.4.2.2. Paso 2. Establecer los parámetros geotécnicos de diseño (suelo tipo e)

- Sobrecarga viva= 2 ft (0.61 m)
- Peso unitario del relleno “Suelo de mejoramiento”= $1.90 \frac{t}{m^3}$
- Presión admisible del suelo ($q_{adm}=q_u/FS$) “Arcilla negruzca; plástica; consistencia blanda $\gamma = 1.547 \frac{t}{m^3}$ (Profundidad: 0-2 m.)”= $4.10 \frac{t}{m^2}$
- Ángulo de fricción del relleno= 33°
- $K_A = \frac{1-\text{sen}33^\circ}{1+\text{sen}33^\circ} = 0.29$ (coeficiente de presión activa del relleno)
- Coeficiente de fricción relleno-pantalla= $\tan 33^\circ=\mu=0.65$
- Potencial de licuefacción del suelo= moderado
- Aceleración del terreno= $0.4g$
- Nivel freático= Nivel de fundación

Consideraciones de diseño:

- Se despreciara el empuje pasivo del suelo.
- Acero de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia del hormigón $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- Espaldar puede sufrir daño por el sismo.

7.4.2.3. Paso 3. Predimensionar los componentes del estribo

7.4.2.3.1. Longitud mínima del asiento del estribo

- $L=38.0 \text{ m}$

- $H = 2.4$ m (estribo desde el terreno natural)
- $S = 0^{\circ}$

Para puentes con categoría de desempeño sísmico C o D, se deberá utilizar la siguiente expresión: $N = (305 + 2.5L + 10H) * (1 + 0.000125 S^2)$; como valor mínimo.

$$N = (305 + 2.5 * (38.0) + 10(2.4)) * (1 + 0.000125(0)^2) = 424 \text{ mm.}$$

Se añadirá: 6.0 mm. por dilatación térmica.

Longitud mínima del asiento $N = 430$ mm. → Se utilizará $N = 500$ mm.

7.4.2.3.2. Altura del espaldar del estribo

$$H_1 = \text{altura (losa + viga + elementos de apoyo)}$$

$$H_1 = 0.20 + 1.83 + 0.05 = 2.08 \text{ m}$$

7.4.2.3.3. Altura de la zapata del estribo

$$H_z = H/10$$

H: altura total del estribo; se utilizará para este chequeo $H = 7.0$ m.

$$H_z = \frac{H}{10} = \frac{7.0}{10} = 0.70 \text{ m}$$

Adoptaremos $H_z = 1.0 \text{ m}$

7.4.2.3.4. Altura de la pantalla del estribo

$$H_2 = H - H_z - H_1$$

$$H_2 = 7.0 - 1.0 - 2.08 = 3.92 \text{ m}$$

7.4.2.3.5. Ancho de la superficie del asiento del estribo

$$b = N + j$$

Dónde: j = ancho mínimo de la junta de dilatación

$$b = 0.5 + 0.1 = 0.6 \text{ m}$$

Adoptaremos $b = 0.7 \text{ m}$

7.4.2.3.6. Ancho de la zapata del estribo

$$B = 0.4H \text{ o } 0.7H$$

Por seguridad tomaremos el mayor valor

$$B = 0.7H = 0.7 * 7.0 = 4.90 \text{ m}$$

Adoptaremos: $B = 7.5 \text{ m}$

7.4.2.3.7. Ancho del dedo del estribo

$$t_d = B/3$$

$$t_d = \frac{7.5}{3} = 2.5 \text{ m}$$

7.4.2.3.8. Ancho del espaldar del estribo

$$t_{bw} = 0.3 \text{ m}$$

7.4.2.3.9. Ancho del talón del estribo

$$t_t = B - t_d - t_{bw} - b$$

$$t_t = 7.5 - 2.5 - 0.3 - 0.7 = 4.0 \text{ m}$$

7.4.2.3.10. Dimensiones: elevación del estribo E1

La losa de aproximación de la Av. Samborondón, tiene una losa de hormigón hidráulica de 0.25m, a continuación se muestra la elevación lateral y frontal del estribo E1, el cual también corresponderá al estribo E2.

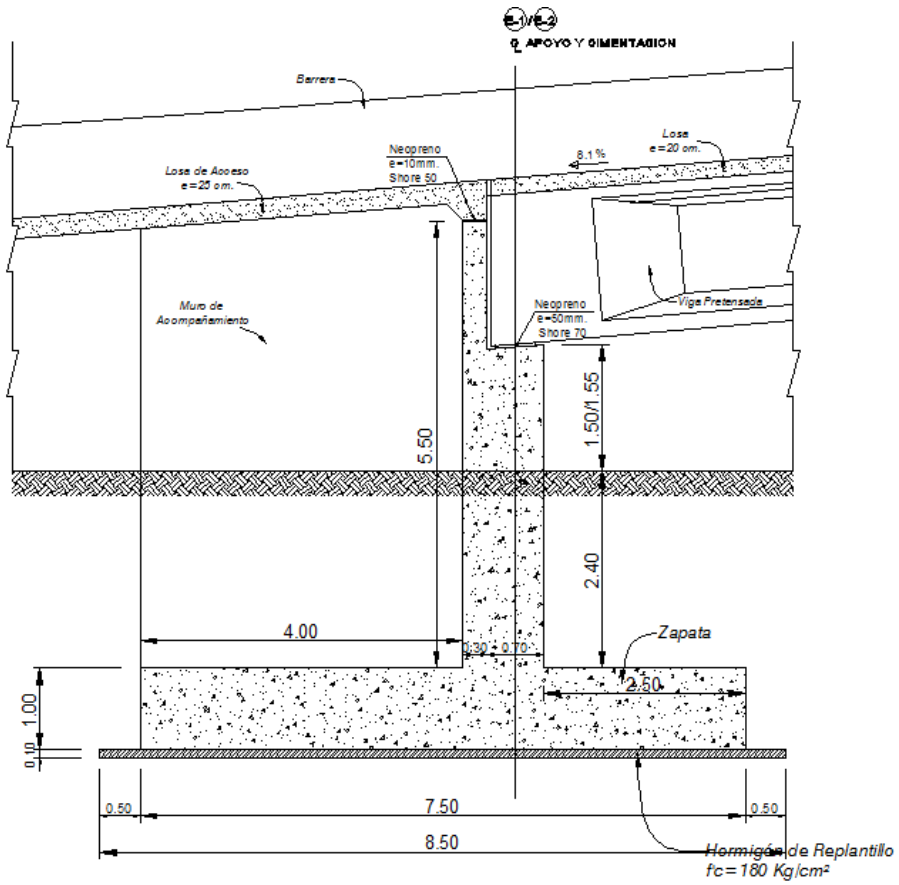


Figura 7.44: Elevación lateral del estribo E1.
Fuente: Autores.

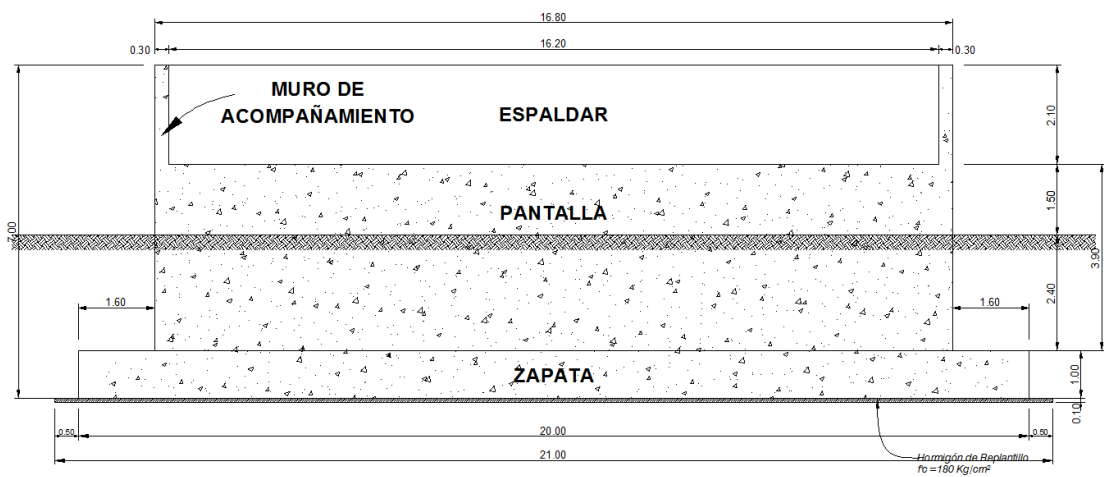


Figura 7.45: Elevación frontal del estribo E1.
Fuente: Autores.

7.4.2.3.11. Altura de la zapata del muro de acompañamiento

$$H_z = \frac{H}{12} \text{ o } \frac{H}{10}$$

H: altura total del muro de acompañamiento; se utilizara para este chequeo

H=7.0 m.

$$H_z = \frac{H}{10} = \frac{7.0}{10} = 0.70 \text{ m}$$

Adoptaremos $H_z = 1.0 \text{ m}$

7.4.2.3.12. Altura de la pantalla del muro de acompañamiento

$$H_2 = H - H_z$$

$$H_2 = 7.0 - 1.0 = 6.0 \text{ m}$$

7.4.2.3.13. Ancho de la pantalla del muro de acompañamiento

$$t_{bw} = 0.2 \text{ o } 0.3 \text{ m}$$

Adoptaremos $t_{bw} = 0.3 \text{ m}$

7.4.2.3.14. Ancho de la zapata del muro de acompañamiento

$$B = 0.4 H \text{ o } 0.7 H$$

Utilizando un valor promedio tenemos:

$$B = 0.55 H = 0.55 * 7.0 = 3.85 \text{ m}$$

Adoptaremos $B=4.8 \text{ m}$.

7.4.2.3.15. Ancho dedo del muro de acompañamiento

$$t_d = \frac{B}{3} = \frac{4.8}{3} = 1.6 \text{ m}$$

Adoptaremos $t_d = 1.6 \text{ m}$

7.4.2.3.16. Ancho talón del muro de acompañamiento

$$t_t = B - t_d - t_{bw} = 4.8 - 1.2 - 0.3 = 3.30 \text{ m}$$

Adoptaremos $t_d = 3.30 \text{ m}$

7.4.2.3.17. Dimensiones: elevación lateral del muro de acompañamiento para el estribo e1

A continuación se muestra la elevación lateral en dirección a la Av. Samborondón y la elevación frontal del muro de acompañamiento del estribo E1, el cual también corresponderá al estribo E2.

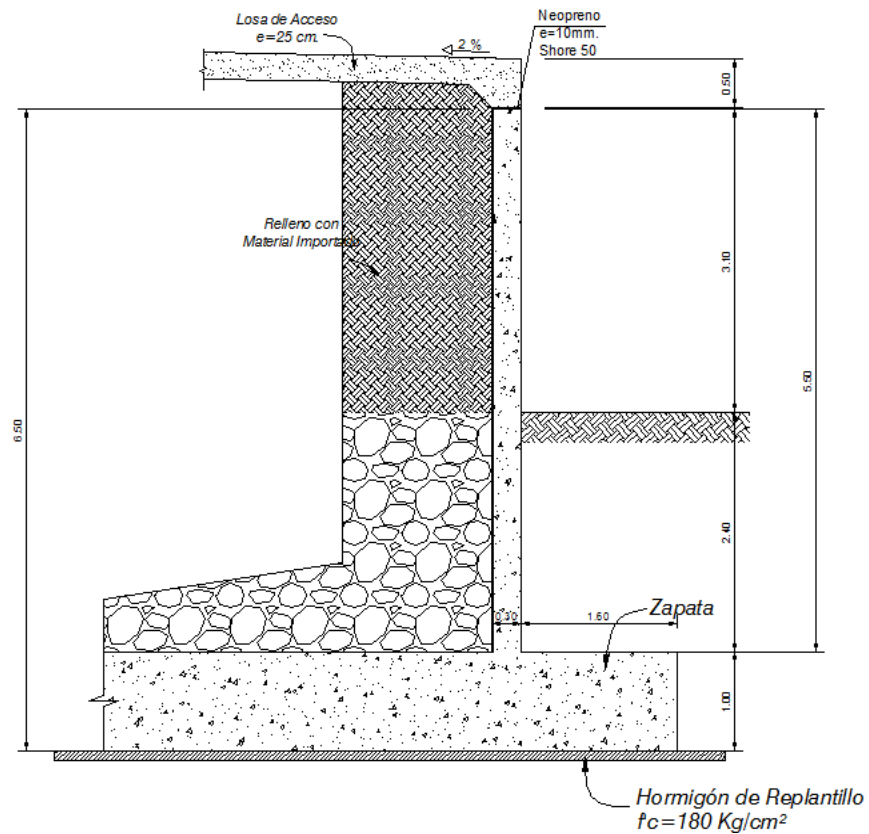


Figura 7.46: Elevación lateral del muro de acompañamiento del estribo E1.
Fuente: Autores.

7.4.2.4. Paso 4. Determinar las cargas gravitacionales y laterales que actúan en el estribo.

Se determinara las cargas gravitacionales DC y DW, la fuerza de frenado vehicular, la carga viva, la carga peatonal, las fuerzas verticales de relleno, las fuerzas horizontales de empuje y la carga sísmica.

Carga muerta DC (ancho tributario de $38/2= 19.00$ m)

a) Peso Viga

$$W_v = 1674.4 \text{ kg/m}$$

$$L_v = 19.00 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$W_v = 7 * 1674.4 * 19.00 = 222.70 \text{ ton}$$

b) Peso Losa

$$V_{LOSA} = 0.20 * 16.8 * (19.00) = 63.84 \text{ m}^3$$

$$\delta_{LOSA} = 2.4 \text{ T/m}^3$$

Por lo tanto:

$$W_{losa} = 2.4 * 63.84 = 153.22 \text{ ton}$$

c) Peso Barandas

$$P_B = 0.384 \text{ T/m}$$

$$L_B = 19.00 \text{ m}$$

Por lo tanto:

$$W_B = 0.384 * 19.00 = 7.30 \text{ ton}$$

d) Peso Diafragmas

$$n = 3$$

$$\delta_{HORM} = 2.4 \text{ T/m}^3$$

Por lo tanto:

$$W_D = V * \delta_{HORM} * n = (0.25 * 1.6 * 2.4 * 6) * 2.4 * 3 = 41.47 \text{ ton}$$

e) Peso Chaflán

$$W_{chaflan} = 0.05 * 1.10 * 2.4 * 19.00 * 7 = 17.57 \text{ ton}$$

Por lo tanto el peso total de la superestructura DC $W_{DC} = 442.26 \text{ ton}$

Carga muerta DW (ancho tributario de 38/2= 19.00 m)

a) Peso Asfalto

$$V_{ASF} = 0.05 * 14.0 * (19.00) = 13.30 \text{ m}^3$$

$$\delta_{LOSA} = 2.2 \text{ T/m}^3$$

Por lo tanto:

$$W_{ASF} = 2.2 * 13.30 = 29.26 \text{ ton}$$

b) Varios (Señalética, Postes, etc.)

$$W_{varios} = 0.03 * 16.80 * 19.00 = 9.58 \text{ ton}$$

Por lo tanto el peso total de la superestructura DW $W_{DW} = 38.84 \text{ ton}$

Cargas Peatonales PL

Según la AASHTO LRFD 2012 3.6.1.1.2 indica que para puentes con aceras peatonales se deben considerar los factores de presencia múltiple en el análisis de carga vivas por lo que se debería escoger la combinación más crítica.

- 1 carril cargado con $m=1.2$
- 2 carriles cargados con $m=1$ o 1 carril cargado y una acera peatonal $m=1$
- 2 carriles cargados y 1 acera con $m=0.85$

Según la AASHTO LRFD (2012) en su sección 3.6.1.6 la carga peatonal se deberá tomar como 3.6×10^{-3} Mpa. o 0.36ton/m² en las aceras de más de 60cm de ancho por lo que la carga lineal peatonal será de:

$$PL = 0.36 * 1.0 = 0.36 \text{ ton/m}$$

Debido a la aplicación de estos factores de reducción los resultados obtenidos de las cargas son poco críticas.

Por consiguiente la carga crítica esta en considerar 4 carriles vehiculares cargados y 2 cargas peatonales correspondientes a las aceras considerando el factor de presencia múltiple de 0.65.

La carga peatonal PL será igual a:

$$PL = \# \text{ carriles peatonales} * m * 0.36 * \frac{L}{2} = 2 * 0.65 * 0.36 * 19 = 8.9 \text{ ton}$$

Por lo tanto la carga peatonal es de $PL = 8.9 \text{ ton}$

Carga Viva (HS 20-44)

Caso a). Camión de diseño + Carga de carril

Se tomara en cuenta que la ubicación del vehículo de diseño es más crítica cuando el eje más pesado coincide con el centro de gravedad del aparato de apoyo. Adicional las cargas vivas deben multiplicarse por el factor de carga dinámica vehicular $F_{IM}=1.33$.

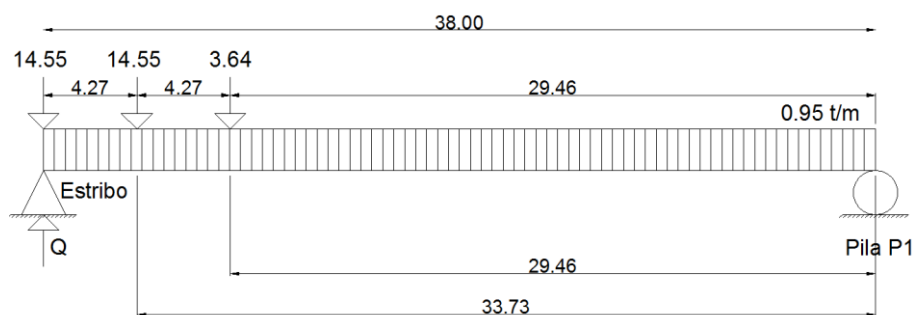


Figura 7.47: Ubicación longitudinal del camión de diseño.

Fuente: Autores.

$$\sum M_{pila 1} = 0$$

$$Q_a * 38.0 = (1.33 * (14.55 * 38.0 + 14.55 * 33.73 + 3.64 * 29.46)) + 0.95 * 38.0 * 19.0$$

$$Q_a = 58.33 \text{ ton (controla)}$$

Caso b). Tándem de diseño + Carga de carril

Se tomara en cuenta que la ubicación del vehículo de diseño es más crítica cuando el eje más pesado coincide con el centro de gravedad del aparato de apoyo. Adicional las cargas vivas deben multiplicarse por el factor de carga dinámica vehicular $F_{IM}=1.33$.

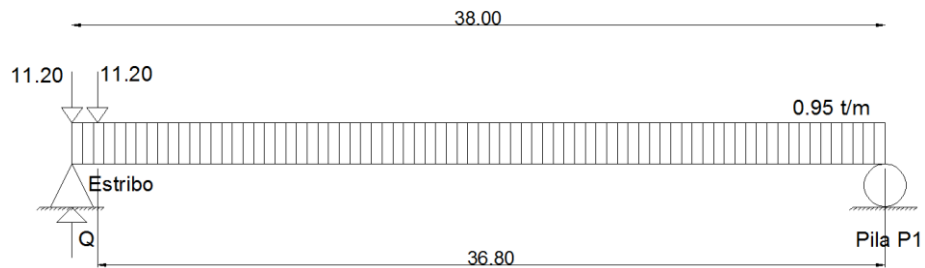


Figura 7.48: Ubicación longitudinal del tándem de diseño.
Fuente: Autores.

$$\sum M_{pila 1} = 0$$

$$Q_b * 38.0 = (1.33 * (11.2 * 38.0 + 11.2 * 36.8)) + 0.95 * 38.0 * 19.0$$

$$Q_a = 47.37 \text{ ton}$$

La carga que controla es la del análisis del camión de diseño $Q = 58.33 \text{ ton}$. Al ser un puente de 4 carriles, se deberá considerar un factor de presencia múltiple por lo que la carga viva viene dada por la siguiente expresión:

$$PL = Q * n * m$$

Donde:

- $n = \text{número de carriles (4)}$
- $m = \text{factor de presencia múltiple (0.65)}$

En donde el factor de presencia múltiple, representa la probabilidad de ocurrencia de un camión de diseño cargado en todos los carriles analizados y este se lo obtiene de la siguiente tabla:

Tabla CXXXV: Factor de presencia múltiple (m).

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: El AASHTO LRFD (2012), sección 3.6.1.1.2

Por lo tanto:

$$PL = 58.33 * 4 * 0.65 = 151.66 \text{ ton}$$

El estribo E1 soporta una carga viva total de $PL = 151.66 \text{ ton}$.

Carga Viva Longitudinal

Para determinar la fuerza de frenado se emplea la siguiente expresión:

Caso a). El 25 % de la reacción por aplicación del camión de diseño o la carga del tándem de diseño.

$$BR = \# \text{ vias} * R_C * (N\%) * m$$

Dónde:

- $\# \text{ vias} = 4$
- $N\% = 25\%$ porcentaje establecido por las especificaciones
- $R_C = 14.55 + 14.55 + 3.64 = 32.74 \text{ ton}$
- $m = \text{factor de presencia multiple (0.65)}$

Por lo tanto:

$$BR_a = 4 * 32.74 * (0.25) * 0.65 = 21.28 \text{ ton (Controla)}$$

Caso b). El 5 % del camión de diseño más la carga de carril o el 5% del tándem de diseño más la carga de carril.

$$BR = \# \text{ vias} * R_C * (N\%) * m$$

Dónde:

- $\# \text{ vias} = 4$
- $N\% = 5\%$ porcentaje establecido por las especificaciones
- $R_C = 14.55 + 14.55 + 3.64 + (0.95 * 38.0) = 68.84 \text{ ton}$ (camión de diseño es más crítico que el tándem de diseño)
- $m = \text{factor de presencia multiple (0.65)}$

Por lo tanto:

$$BR_b = 4 * 68.84 * (0.05) * 0.65 = 8.95 \text{ ton}$$

Finalmente la carga que controla es la del análisis del camión de diseño del caso a, $BR = 21.28 \text{ ton}$

Carga Sísmica

a) Peso total del estribo

Los siguientes volúmenes corresponderán a partir del nivel del terreno natural.

- $V_{pantalla} = 1.5 * 1 * 16.2 = 24.3 \text{ m}^3$
- $V_{espaldar} = 0.3 * 1.6 * 16.2 = 7.78 \text{ m}^3$
- $V_{muro} = 0.3 * 4.0 * 5.5 * 2 = 13.20 \text{ m}^3$

Por lo tanto el volumen total del estribo es de 45.28 m^3 . Con un peso específico del hormigón de $\delta_{HORM} = 2.4 \text{ T/m}^3$, el estribo tiene un peso de 108.67 ton.

b) Determinación de m

$$m = \frac{W_{superestructura} + W_{estribo}}{g}$$

Donde:

- $W_{estribo} = 108.67 \text{ ton}$
- $W_{superestructura} = 481.1 \text{ ton}$

Por lo tanto:

$$m = \frac{481.1 + 108.67}{9.81} = 60.12 \text{ ts}^2/\text{m}$$

c) Determinar K_m , periodo transversal

$$K_m = \frac{1}{\frac{H^3}{3EI} (1 + \alpha/4)}$$

Donde:

- $H =$ altura del estribo desde el terreno natural
- $E =$ módulo de young, $15100\sqrt{f'c} = 2824951.3 \text{ t/m}^2$
- $I =$ momento de inercia del estribo en x
- $\alpha = 2.5 \left(\frac{\text{base del estribo}}{\text{altura del estribo}} \right)^2 = 2.5 * \left(\frac{16.2}{3.2} \right)^2 = 64.1$

A manera de simplificación el estribo tendrá una configuración rectangular en

planta de $16.2 \times 1.0 \text{ m}$. con la cual obtendremos la inercia en x , $I_x = 16.2 * \frac{1^3}{12} =$

1.35 m^4 .

$$K_m = \frac{1}{\frac{H^3}{3EI} (1 + \alpha/4)} = \frac{1}{\frac{3.6^3}{3(2824951.3)(1.35)} (1 + 64.1/4)} = 14403.6 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

d) Determinar t_t , periodo transversal

$$t_t = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_m}} = 2\pi \sqrt{\frac{58.25}{14403.6}} = 0.4 \text{ segundos}$$

e) Determinar K_1 , periodo longitudinal

$$K_1 = \frac{3 * E * I_y}{H^3}$$

Donde:

- $H = \text{altura del estribo desde el terreno natural}$
- $E = \text{módulo de young, } 15100 \sqrt{f'c} = 2824951.3 \text{ t/m}^2$
- $I = \text{momento de inercia del estribo en y}$
- $\alpha = 2.5 \left(\frac{\text{base del estribo}}{\text{altura del estribo}} \right)^2 = 2.5 * \left(\frac{16.2}{3.2} \right)^2 = 64.1$

A manera de simplificación el estribo tendrá una configuración rectangular en planta de 16.2x1.0 m. con la cual obtendremos la inercia en x, $I_y = 1 * \frac{16.2^3}{12} = 354.3 \text{ m}^4$.

$$K_m = \frac{3 * 2824951.3 * 354.3}{3.6^3} = 64357011.7 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

f) Determinar t_1 , periodo longitudinal

$$t_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_m}} = 2\pi \sqrt{\frac{58.25}{64357011.7}} = 0.1 \text{ segundos}$$

g) Determinar EQ, carga sísmica

La carga sísmica viene dada por $EQ = C_s * W$, donde W es la carga muerta total de la estructura, el coeficiente sísmico de respuesta elástica para suelos tipo E según el AAHSTO LRFD 2012 se obtendrá utilizando el espectro de respuesta elástica construido en la sección 5.4.1. del presente proyecto, para el periodo transversal el valor de $C_{Sm} = 1.35 g$ y para el periodo longitudinal el valor de $C_{Sm} = 0.82 g$.

Para el coeficiente de respuesta elástica, utilizando el coeficiente más crítico será de $C_{Sm} = 1.35 g$. La carga sísmica transversal y longitudinal viene dado por:

$$EQ = 1.35 * (481.1) = 649.49 \text{ ton}$$

h) Determinar EQ diseño, carga sísmica de diseño

En el capítulo 4.11. del presente proyecto, dice que para una zona sísmica 4 y para uniones entre superestructura y estribo el factor de modificación de respuesta sísmica $R=0.8$.

$$EQM = \frac{EQ}{R} = \frac{649.49}{0.8} = 811.86 \text{ ton}$$

Finalmente la carga sísmica de diseño será 811.86 ton.

7.4.2.5. Paso 5. Análisis de estabilidad

A continuación se muestran las fuerzas aplicadas en el estribo:

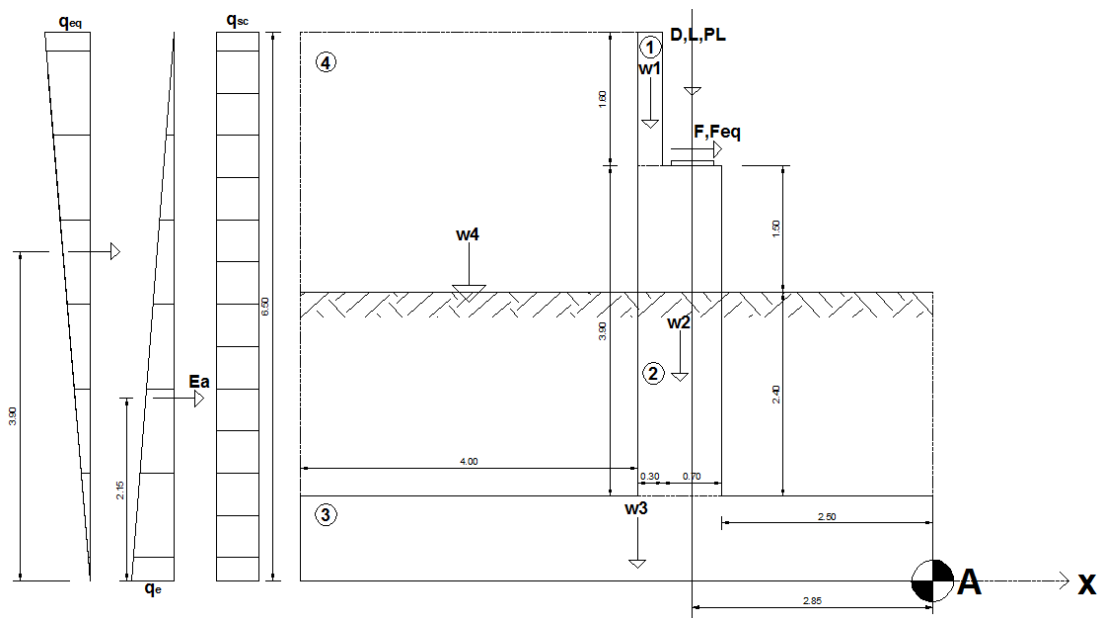


Figura 7.49: Diagrama de fuerzas para el estribo E1.

Fuente: Autores.

Donde:

- F = carga viva longitudinal
- F_{eq} = carga sísmica longitudinal

- $DC =$ carga muerta componentes estructurales
- $DW =$ carga muerta carpeta asfáltica y servicios públicos
- $L =$ carga viva
- $PL =$ carga viva peatonal
- $W_1 =$ peso del espaldar
- $W_2 =$ peso de la pantalla
- $W_3 =$ peso de la zapata
- $W_4 =$ peso del relleno
- $W_5 =$ peso del relleno pasivo (se despreciara la presión pasiva como una forma conservadora de diseñar ya que en ocasiones no habrá dicho empuje)
- $q_e =$ fuerza vertical del suelo
- $q_{eq} =$ fuerza vertical sísmica
- $q_{sc} =$ fuerza vertical de la sobrecarga de relleno

7.4.2.5.1. Peso de los elementos del estribo

Los volúmenes de los elementos del estribo por metro lineal son los siguientes:

- $V_{zapata} = 1 * 1 * 7.5 = 7.5 \text{ m}^3$
- $V_{pantalla} = 3.9 * 1 * 1 = 3.9 \text{ m}^3$
- $V_{espaldar} = 0.3 * 1.6 * 1 = 0.48 \text{ m}^3$

- $V_{muro} = 0.3 * 4.0 * 5.5 * 2 = 13.2 \text{ m}^3$

Con un $\delta_{HORM} = 2.4 \text{ T/m}^3$ los pesos de los elementos del estribo por metro lineal son:

- $W_1 = 0.48 * 2.4 = 1.15 \text{ ton/m}$
- $W_2 = 3.90 * 2.4 = 9.36 \text{ ton/m}$
- $W_3 = 7.50 * 2.4 = 18.00 \text{ ton/m}$
- $W_{muro} = 13.2 * 2.4 = 31.68 \text{ ton/m}$

7.4.2.5.2. Determinación de q_{sc} , q_e , q_{eq}

Se utilizaran las siguientes expresiones:

- $q_{sc} = k_a * \gamma * h_{sc}$
- $q_e = k_a * \gamma * H$
- $q_{eq} = k_{ae} * \gamma * H$

Dónde:

- h_{sc} = la altura del sobre – relleno 2"
- H = altura total del estribo
- k_{ae} = coeficiente de empuje activo por sismo

De acuerdo al AASHTO LRFD, los estribos no monolíticos pueden analizarse por el método de Mononobe – Okabe para calcular las presiones activas laterales durante un evento sísmico. El coeficiente sísmico de aceleración horizontal puede tomarse como 0.5 A y el efecto de la aceleración vertical puede omitirse. La expresión de Mononobe – Okabe se muestra a continuación:

$$k_{ae} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta)} * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \text{sen}(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(i - \beta)}} \right]^2$$

Dónde:

- $\phi = \text{coeficiente de fricción del relleno} = 33^\circ$
- $\theta = \tan^{-1} \left(\frac{kh}{1-kv} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0.5A}{1} \right) = \tan^{-1}(0.5 * 0.4) = 11.31^\circ$
- $\beta = \text{pendiente de la pantalla con la vertical} = 0^\circ$
- $\delta = \text{ángulo de fricción del muro con el relleno} = 33^\circ$
- $i = \text{pendiente del relleno} = 0^\circ$

Por lo tanto:

$$k_{ae} = \frac{\cos^2(33 - 11.31 - 0)}{\cos 11.31 \cos^2 0 \cos(33 + 0 + 11.31)} * \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(33 + 33) \text{sen}(33 - 11.31 - 0)}{\cos(33 + 0 + 11.31) \cos(0 - 0)}} \right]^2 = 0.43$$

Finalmente:

- $q_{sc} = k_a * \gamma * h_{sc} = 0.29 * 1.9 * 0.61 = 0.34 \text{ t/m}^2$
- $q_e = k_a * \gamma * H = 0.29 * 1.9 * 6.5 = 3.58 \text{ t/m}^2$
- $q_{eq} = k_{ae} * \gamma * H = (0.43 - 0.29) * 1.9 * 6.5 = 1.73 \text{ t/m}^2$

7.4.2.5.3. Determinación de las fuerzas verticales, laterales y momentos respecto al punto A

Las cargas verticales y horizontales están expresadas sobre metro lineal del estribo.

W₁: Espaldar

- Carga vertical: 1.15 ton/m
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 3.35 m
- Momento sobre el punto A: 3.85 ton m

W₂: Pantalla

- Carga vertical: 9.36 ton/m
- Carga horizontal: 0 ton/m

- Distancia al punto A: 2.65 m
- Momento sobre le punto A: 24.80 ton m

W₃: Zapata

- Carga vertical: 18.00 ton/m
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 3.50 m
- Momento sobre le punto A: 63.00 ton m

W₄: Peso del relleno

- Carga vertical: $(5.50 * 4.00 * 1.00) * (1.90) = 41.8$ ton/m
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 5.50 m
- Momento sobre le punto A: 229.90 ton m

E_a: Empuje Activo

- Carga vertical: 0 ton/m
- Carga horizontal: $E_a = \frac{1}{2} \gamma_{rell} H^2 K_a = \frac{1}{2} (1.9) (6.5)^2 (0.29) = 11.63$ ton/m
- Distancia al punto A: $\frac{H}{3} = \frac{6.5}{3} = 2.15$ m

- Momento sobre le punto A: -25.00 ton m

Carga viva de sobrecarga

- Carga vertical: 0 ton/m
- Carga horizontal: $E_{sc} = q_{sc}H = 0.34 * 6.5 = 2.21 \text{ ton/m}$
- Distancia al punto A: $\frac{H}{2} = \frac{6.5}{2} = 3.25 \text{ m}$
- Momento sobre le punto A: -7.18 ton m

Muro de Acompañamiento

- Carga vertical: $\frac{31.68}{16.2} = 1.96 \text{ ton/m}$
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 5.50 m
- Momento sobre le punto A: 10.78 ton m

Llave de Corte

En ambos estribos, así como también, en las pilas del puente se utilizaran 6 trabas sísmicas o llaves de corte de 1.69 de largo x 0.5 de alto y 1.2 m.

- Carga vertical: $((1.69 * 0.5 * 1.2) * 6 * 2.4)/16.2 = 0.90 \text{ ton/m}$

- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 2.85 m
- Momento sobre le punto A: 2.57 ton m

Carga Muerta DC

- Carga vertical: $\frac{W_t}{16.2} = 442.26/16.2 = 27.30 \text{ ton/m}$
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 2.85 m
- Momento sobre le punto A: 77.81 ton m

Carga Muerta DW

- Carga vertical: $\frac{W_t}{16.2} = 38.84/16.2 = 2.40 \text{ ton/m}$
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 2.85 m
- Momento sobre le punto A: 6.84 ton m

Carga Viva LL

- Carga vertical: $\frac{W_{LL}}{16.2} = 151.66/16.2 = 9.36 \text{ ton/m}$
- Carga horizontal: 0 ton/m

- Distancia al punto A: 2.85 m
- Momento sobre le punto A: 26.68 ton m

Carga Peatonal PL

- Carga vertical: $\frac{W_{PL}}{16.2} = 8.9/16.2 = 0.55 \text{ ton/m}$
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 2.85 m
- Momento sobre le punto A: 1.57 ton m

Carga de frenado o carga viva longitudinal (BR)

- Carga vertical: 0 ton/m
- Carga horizontal: $F = \mu * BR = 0.65 * 21.28 = \frac{13.83}{16.2} = 0.85 \text{ ton/m}$
- Distancia al punto A: 2.85 m
- Momento sobre le punto A: -2.42 ton m

Carga sísmica

- Carga vertical: 0 ton/m
- Carga horizontal: $\frac{EQ}{16.2} = 811.85/16.2 = 50.11 \text{ ton/m}$
- Distancia al punto A: 2.85 m

- Momento sobre le punto A: -142.81 ton m

Carga sísmica del suelo

- Carga vertical: 0 ton/m
- Carga horizontal: $E_{sq} = q_{eq} * \frac{1}{2}H = 1.73 * \frac{1}{2} * 6.5 = 5.62 \text{ ton/m}$
- Distancia al punto A: $0.6 H = 0.6(6.5)=3.9 \text{ m}$
- Momento sobre le punto A: -21.92 ton m

Tabla CXXXVI: Fuerzas verticales, horizontales y momentos sobre el punto A.

	Descripción	Carga Vertical (ton)	Carga Horizontal (ton)	Distancia al punto A (m)	Momento sobre el punto A (ton*m)
1	Espaldar W1	1.15	-	3.35	3.85
2	Pantalla W2	9.36	-	2.65	24.80
3	Zapata W3	18.00	-	3.50	63.00
4	Relleno W4	41.80	-	5.50	229.90
5	Empuje Activo Ea (-)	-	11.63	2.15	25.00
6	Sobrecarga Viva (-)	-	2.21	3.25	7.18
7	Muro de Acomp.	1.96	-	5.50	10.78
8	Llave de Corte	0.90	-	2.85	2.57
9	Carga Muerta DC	27.30	-	2.85	77.81
10	Carga Muerta DW	2.40	-	2.85	6.84
11	Carga Viva	9.36	-	2.85	26.68
12	Carga Peatonal	0.55	-	2.85	1.57
13	Carga de Frenado (-)	-	0.85	2.85	2.42
14	Carga sísmica (-)	-	50.11	2.85	142.81
15	Carga sísmica del suelo (-)	-	5.62	3.90	21.92

Fuente: Autores.

A continuación se agruparan las cargas generadas en su respectivo grupo de cargas según el AASHTO LRFD 2012 expresadas por metro lineal.

Tabla CXXXVII: Cargas AASHTO LRFD sobre el punto A.

Cargas	Carga Vertical (ton)	Carga Horizontal (ton)	Momento sobre el punto A (ton*m)
DC	58.67	-	182.81
DW	2.40	-	6.84
EH (-)	-	19.46	54.11
EV	41.80	-	229.90
LL	9.36	-	26.68
PL	0.55	-	1.57
BR (-)	-	0.85	2.42
EQ (-)	-	50.11	142.81

Fuente: Autores.

7.4.2.5.4. Estados límites según el AASHTO LRFD 2012

Con respecto al tipo de cargas aplicadas en el diseño del estribo, se considera que los estados límites más críticos son:

- Resistencia I
- Resistencia II
- Resistencia V
- Evento Extremo I
- Servicio I
- Servicio II

El estribo está sometido a los siguientes grupos de cargas según el AASHTO LRFD 2012 en su sección 3.4.1.1

- Resistencia I: $\gamma_p DC + \gamma_p DW + \gamma_p EV + \gamma_p EH + 1.75LL + 1.75PL + 1.75BR$
- Resistencia II: $\gamma_p DC + \gamma_p DW + \gamma_p EV + \gamma_p EH + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR$
- Resistencia V: $\gamma_p DC + \gamma_p DW + \gamma_p EV + \gamma_p EH + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR$
- Evento extremo I: $\gamma_p DC + \gamma_p DW + \gamma_p EV + \gamma_p EH + \gamma_{EQ} LL + \gamma_{EQ} PL + \gamma_{eq} BR + EQ$
- Servicio I: $DC + DW + EV + EH + LL + PL + BR$
- Servicio II: $DC + DW + EV + EH + 1.3LL + 1.3PL + 1.3BR$

Según lo visto en el capítulo de normas y especificaciones los valores de γ_p y γ_{EQ} , serán los siguientes:

- Resistencia I: $1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.75LL + 1.75PL + 1.75BR$
- Resistencia II: $1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR$
- Resistencia V: $1.5DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR$
- Evento ext. I: $1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 0.15LL + 0.15PL + 0.15BR + EQ$
- Servicio I: $DC + DW + EV + EH + LL + PL + BR$
- Servicio II: $DC + DW + EV + EH + 1.3LL + 1.3PL + 1.3BR$

Consideraciones para los factores γ_p y γ_{eq} :

- Se seleccionará el 15% para el factor de carga γ_{eq} en el estado límite de evento extremo I, por el hecho de que se asume que dichas cargas son eventuales y no siempre van a estar aplicadas sobre el puente

- Se utilizará los máximos factores de γ_p para las cargas horizontales y verticales, lo cual, generan volcamiento y deslizamiento al estribo; de esta manera maximizar las condiciones críticas de volcamiento y deslizamiento en la estructura.

7.4.2.5.5. Capacidad admisible del estribo

Con respecto al análisis realizado en la sección 5.8.2. del presente proyecto, conocemos previamente la necesidad de utilizar una cimentación profunda, por lo tanto, se utilizará pilotes pre barrenados circulares de 1.0 m de diámetro hasta llegar al estrato más competente (arenoso) según la siguiente distribución:

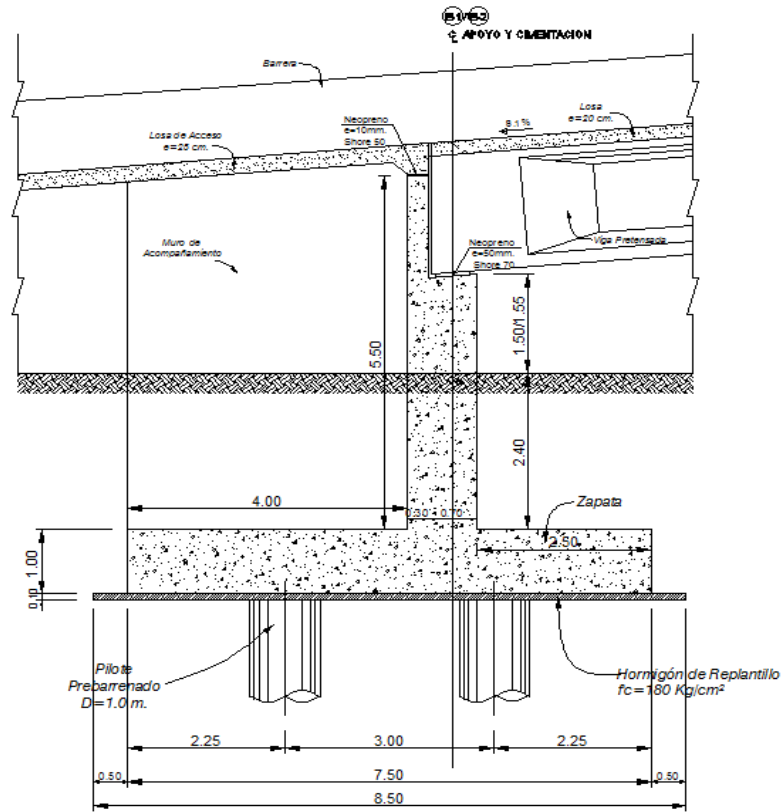


Figura 7.50: Distribución lateral de pilotes para el estribo E1.
Fuente: Autores.

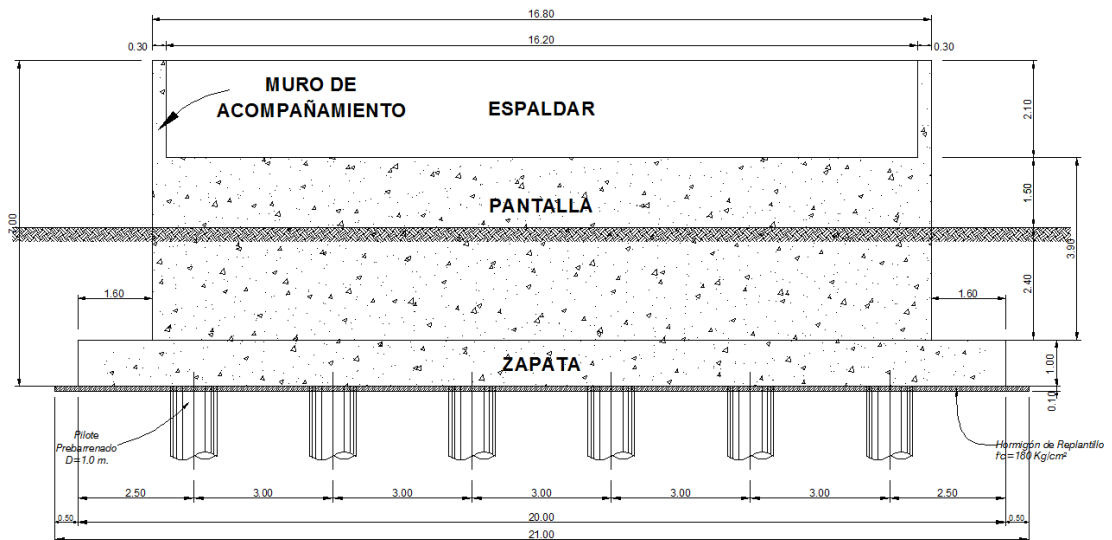


Figura 7.51: Distribución frontal de pilotes para el estribo E1.
Fuente: Autores.

El criterio para la elección de la separación entre pilotes, fue el recomendado por Das (2001), el cual menciona que el espaciamiento entre ejes de los pilotes deberá ser mínimo de $3.0 D$, donde D es el diámetro de los pilotes. Se optó por usar pilotes de 1.0 m de diámetro, por lo que la separación mínima será de 3.0 m., adoptando dicho valor.

La capacidad última de carga de un pilote es la suma entre la carga de punta más la resistencia total por fuste o fricción superficial generada en la interfaz suelo-pilote.

A continuación se muestran los cálculos para la capacidad de carga por punta y fuste y carga admisible.

Tabla CXXXVIII: Cálculo de carga admisible para los pilotes del estribo E1.

Resistencia de Fuste (Q f - Fricción)												
Fuste en:	Arena	Coyle y Castello 1981							Qf= k * σ'v * tan(0.85ø) * p * ΔL (ton)			
Fuste en:	Arcilla	Meyerhof 1976							Qf= α*p*cu*ΔL (ton)			
Diametro (m):	1.00	ΔL (m)	Meyerhof	Coyle y Castello								
Perimetro p (m):	3.1416				Qf (ton)	Qf (ton)						
Estrato - Profundidad	ø	k	α	γ (t/m3)	U (t/m2)	σ'v (t/m2)	Cu (T/m2)	ΔL (m)	Meyerhof	Coyle y Castello	Qf (ton)	
1 (0.00 m - 2.00 m)	0	-	1	1.547	2.00	1.09	2.05	2	12.88	-	-	
2 (2.00 m - 3.00 m)	0	-	1	1.620	3.00	1.86	1.65	1	5.18	-	-	
3 (3.00 m - 4.00 m)	0	-	1	1.535	4.00	2.14	1.45	1	4.56	-	-	
4 (4.00 m - 6.00 m)	0	-	1	1.316	6.00	1.90	0.93	2	5.81	-	-	
5 (6.00 m - 7.00 m)	0	-	1	1.382	7.00	2.67	1.25	1	3.93	-	-	
6 (7.00 m - 8.00 m)	0	-	1	1.419	8.00	3.35	0.95	1	2.98	-	-	
7 (8.00 m - 10.00 m)	0	-	1	1.447	10.00	4.47	1.20	2	7.54	-	-	
8 (10.00 m - 11.00 m)	0	-	1	1.422	11.00	4.64	1.40	1	4.40	-	-	
9 (11.00 m - 13.00 m)	0	-	1	1.400	13.00	5.20	0.50	2	3.14	-	-	
10 (13.00 m - 14.00 m)	0	-	1	1.400	14.00	5.60	0.88	1	2.76	-	-	
11 (14.00 m - 16.00 m)	0	-	1	1.400	16.00	6.40	1.00	2	6.28	-	-	
12 (16.00 m - 24.00 m)	0	-	1	1.500	24.00	12.00	2.00	8	50.27	-	-	
13 (24.00 m - 29.00 m)	28	0.20	-	1.800	29.00	23.20	4.00	5	-	-	32.15	
14 (29.00 m - 36.00 m)	30	0.20	-	1.800	36.00	23.40	12.50	4	-	-	28.05	
15 (36.00 m - 48.00 m)	30	0.20	-	1.800	48.00	11.40	12.50	0	-	-	0.00	
16 (48.00 m - 54.00 m)	0	-	1	1.500	-	-	2.00	0	0.00	-	0.00	
L pilotes (m)=								33.00	109.74	60.20		
									$\sum Q_f =$	169.93	ton	
Resistencia por Punta (Q p)												
Meyerhof 1976						Coyle y Castello 1981						
Pilote empotrado en:	Arena	$Q_p(arenas) = A_p * q' * N'_q =$				2799.17	Pilote empotrado en:	Arena				
Diametro (m):	1.00	$Q_p = A_p * q' * N'_q \leq A_p * q_t =$				136.04	Diametro (m):	1.00				
Área del pilote Ap(m2):	0.79						Área del pilote Ap(m2):	0.79				
L pilotes (m):	33.00						L pilotes (m):	33.00				
γ (t/m3):	1.800						γ (t/m3):	1.800				
q' (esfuerzo vertical en la punta) (t/m2):	59.40	Qp (ton)=				136.04	q' (esfuerzo vertical en la punta) (t/m2):	59.40				
q (resistencia de punta límite) (t/m2):	173.21						N'q (factor de carga):	25				
N'q (factor de carga):	60.00						$Q_p(arenas) = A_p * q' * N'_q =$	1166.32	ton			
Capacidad de Carga - Q adm												
n1 (# filas)	n2	$\sum Q_u = n1 * n2 [Q_p + Q_f] =$				16035.03						
2	6											
F.S.	3.5	$Q_{adm} = \sum Q_u / FS =$				4581.44						

Fuente: Autores.

Con una profundidad de 33.0 m para el grupo de pilotes la resistencia por fuste fue de 169.93 ton, la resistencia por punta del método de Meyerhof fue de 136.04 ton mientras que por el método de Coyle y Castello fue de 1166.32 ton; se utilizara los resultados del método de Coyle y Castello debido a que el método de Meyerhof impone una resistencia por punta limite muy inferior a su verdadera capacidad. La capacidad de carga admisible para el grupo de pilotes es de 4581.44 ton.

7.4.2.5.6. Determinación de P_{MAX}, P_{MIN}, evaluación de q_{adm}, factores de seguridad al deslizamiento y volcamiento

Se verificara las dimensiones del estribo y la distribución de los pilotes según sus etapas constructivas y tomando en cuenta los siguientes criterios de diseño:

- Se verificara la falla por capacidad portante del grupo de pilotes con un factor de seguridad de 3.5 según el AASHTO estándar 2002.
- El factor de seguridad por deslizamiento será mayor a 1.5 según Chen & Duan (2014).
- El factor de seguridad al volcamiento será mayor de 2.0 según Chen & Duan (2014).
- Se realizara el análisis de 4 etapas constructivas como lo recomienda Chen & Duan (2014).

En cada etapa constructiva se utilizara un porcentaje de sobre resistencia para la capacidad admisible del suelo recomendado por Chen & Duan (2014).

Tabla CXXXIX: Porcentaje de sobre resistencia recomendado.

Diseño de Estribos	Casos			
	I	II	III	IV
Carga muerta de la superestructura	X	X	-	X
Peso propio del estribo	X	X	X	X
Presión del relleno en los accesos	X	X	X	-
Carga muerta de empuje de tierra en el muro	X	X	X	-
Empuje de tierra en el estribo por sobrecarga viva	X	X	X	-
Carga viva de la superestructura	X	-	-	-
% de Sobre resistencia para la carga admisible	100	100	150	150

Fuente: Chen & Duan (2014).

Etapa 1: Estribo construido bajo la acción de su peso propio, la presión del relleno de los accesos, sobrecarga viva, peso de superestructura, carga viva, carga viva peatonal y fuerza sísmica (puente en servicio).

A continuación se muestra la carga última máxima y mínima de cimentación para la etapa 1.

Tabla CXL: Carga ultima máxima y mínima del suelo para la etapa 1.

Estado Límite	Combinación de Carga		$e=B/2 - M/P$ (m)	Qu max	Qu min
	P Carga (ton)	M (ton*m)		(ton/m ²)	(ton/m ²)
Resistencia I	150.71	513.16	0.35	25.64	14.55
Resistencia II	146.75	502.83	0.32	24.63	14.50
Resistencia V	161.41	591.14	0.09	23.03	20.01
Evento Ext. I	134.85	329.04	1.31	36.83	-0.86
Servicio I	112.78	391.26	0.28	18.41	11.66
Servicio II	115.75	399.01	0.30	19.17	11.69

Fuente: Autores.

A continuación se muestra la carga última total de cimentación para la etapa 1 y la evaluación de la capacidad admisible del grupo de pilotes.

Tabla CXLI: Carga ultima vs. Carga admisible para la etapa 1.

Estado Límite	Qu max total	Qu min total	Qu adm	Sobre Resistencia	Qu adm incluido el % de sobre resistencia	Evaluación
	(ton)	(ton)	(ton)	%	(ton)	
Resistencia I	3115.42	1767.58	4581.44	100.00	4581.44	Satisface
Resistencia II	2992.41	1762.16	4581.44	100.00	4581.44	Satisface
Resistencia V	2798.47	2431.33	4581.44	100.00	4581.44	Satisface
Evento Ext. I	4474.24	-104.97	4581.44	100.00	4581.44	Satisface
Servicio I	2237.38	1416.69	4581.44	100.00	4581.44	Satisface
Servicio II	2329.64	1420.76	4581.44	100.00	4581.44	Satisface

Fuente: Autores.

Por lo tanto el grupo de pilotes satisface la demanda de carga última del estribo en la etapa de construcción 1, teniendo como mayor demanda 4474.24 ton en el estado límite de evento extremo I.

La determinación del factor de seguridad al volcamiento consistirá en una relación entre los momentos resistentes (momentos que se oponen al volcamiento) sobre los momentos de volcamiento (momentos que ocasionan el volcamiento); $FS = M_{resistentes}/M_{volcamiento}$ el factor de seguridad al volcamiento será mayor a 2.0. Para todos los estados límites la evaluación cumple satisfactoriamente.

Tabla CXLII: Resumen del factor de seguridad al volcamiento para la etapa 1.

Estado Límite	Momentos		Factor de Seguridad	Factor de Seguridad	Evaluación
	Resistente	Volcamiento			
	(ton m)	(ton m)	Volcamiento	Límite	
Resistencia I	513.16	85.40	6.01	2.00	Satisface
Resistencia II	502.83	84.43	5.96	2.00	Satisface
Resistencia V	591.14	84.43	7.00	2.00	Satisface
Evento Ext. I	329.04	157.03	2.10	2.00	Satisface
Servicio I	391.26	56.53	6.92	2.00	Satisface
Servicio II	399.01	57.25	6.97	2.00	Satisface

Fuente: Autores.

La determinación del factor de seguridad al deslizamiento consistirá en una relación entre las fuerzas resistentes (fuerzas verticales) sobre las fuerzas desestabilizadoras (fuerzas horizontales); $FS = M_{resistentes}/M_{volcamiento}$ el factor de seguridad al deslizamiento será mayor a 1.5. Para todos los estados límites la evaluación cumple satisfactoriamente.

Tabla CXLIII: Resumen del FS al deslizamiento para la etapa 1.

Estado Límite	Carga		Factor de Seguridad	Factor de Seguridad	Evaluación
	Resistente	Deslizante			
	(ton m)	(ton m)	Volcamiento	Límite	
Resistencia I	150.71	30.68	4.91	1.50	Satisface
Resistencia II	146.75	30.34	4.84	1.50	Satisface
Resistencia V	161.41	30.34	5.32	1.50	Satisface
Evento Ext. I	134.85	71.48	1.89	1.50	Satisface
Servicio I	112.78	20.31	5.55	1.50	Satisface
Servicio II	115.75	20.57	5.63	1.50	Satisface

Fuente: Autores.

Etapa 2: Estribo construido bajo la acción de su peso propio, la presión del relleno de los accesos, sobrecarga viva, peso de superestructura y fuerza sísmica (puente no en servicio).

A diferencia de la etapa 1, ahora no se considerará la carga LL (viva), PL (peatonal) y BR (frenado). A continuación se muestra la carga última máxima y mínima de cimentación para la etapa 2.

Tabla CXLIV: Carga última máxima y mínima del suelo para la etapa 2.

Estado Límite	Combinación de Carga		e=B/2 - M/P (m)	Qu max	Qu min
	P Carga (ton)	M (ton*m)		(ton/m ²)	(ton/m ²)
Resistencia I	133.37	467.98	0.24	21.21	14.35
Resistencia II	133.37	467.98	0.24	21.21	14.35
Resistencia V	148.04	556.28	-0.01	19.86	19.62
Evento Ext. I	133.37	325.16	1.31	36.45	-0.88
Servicio I	102.87	365.44	0.20	15.88	11.55
Servicio II	102.87	365.44	0.20	15.88	11.55

Fuente: Autores.

A continuación se muestra la carga última total de cimentación para la etapa 2 y la evaluación de la capacidad admisible del grupo de pilotes.

Tabla CXLV: Carga última vs. Carga admisible para la etapa 2.

Estado Límite	Qu max total	Qu min total	Qu adm	Sobre Resistencia	Qu adm incluido el % de sobre resistencia	Evaluación
	(ton)	(ton)	(ton)	%	(ton)	
Resistencia I	2577.25	1743.86	4581.44	100.00	4581.44	Satisface
Resistencia II	2577.25	1743.86	4581.44	100.00	4581.44	Satisface
Resistencia V	2413.03	2383.31	4581.44	100.00	4581.44	Satisface
Evento Ext. I	4428.11	-107.01	4581.44	100.00	4581.44	Satisface
Servicio I	1929.85	1403.13	4581.44	100.00	4581.44	Satisface
Servicio II	1929.85	1403.13	4581.44	100.00	4581.44	Satisface

Fuente: Autores.

Por lo tanto el grupo de pilotes satisface la demanda de carga última del estribo en la etapa de construcción 2, teniendo como mayor demanda 4428.11 ton en el estado límite de evento extremo I.

La determinación del factor de seguridad al volcamiento consistirá en una relación entre los momentos resistentes (momentos que se oponen al volcamiento) sobre los momentos de volcamiento (momentos que ocasionan el volcamiento); $FS = M_{resistentes}/M_{volcamiento}$ el factor de seguridad al volcamiento será mayor a 2.0. Para todos los estados límites la evaluación cumple satisfactoriamente.

Tabla CXLVI: Resumen del factor de seguridad al volcamiento para la etapa 2.

Estado Límite	Momentos		Factor de Seguridad	Factor de Seguridad	Evaluación
	Resistente	Volcamiento			
	(ton m)	(ton m)	Volcamiento	Límite	
Resistencia I	467.98	81.16	5.77	2.00	Satisface
Resistencia II	467.98	81.16	5.77	2.00	Satisface
Resistencia V	556.28	81.16	6.85	2.00	Satisface
Evento Ext. I	325.16	156.78	2.07	2.00	Satisface
Servicio I	365.44	54.11	6.75	2.00	Satisface
Servicio II	365.44	54.11	6.75	2.00	Satisface

Fuente: Autores.

La determinación del factor de seguridad al deslizamiento consistirá en una relación entre las fuerzas resistentes (fuerzas verticales) sobre las fuerzas desestabilizadoras (fuerzas horizontales); $FS = M_{resistentes}/M_{volcamiento}$ el factor de seguridad al deslizamiento será mayor a 1.5. Para todos los estados límites la evaluación cumple satisfactoriamente.

Tabla CXLVII: Resumen del FS al deslizamiento para la etapa 2.

Estado Límite	Carga		Factor de Seguridad	Factor de Seguridad	Evaluación
	Resistente	Deslizante			
	(ton m)	(ton m)	Volcamiento	Límite	
Resistencia I	133.37	29.19	4.57	1.50	Satisface
Resistencia II	133.37	29.19	4.57	1.50	Satisface
Resistencia V	148.04	29.19	5.07	1.50	Satisface
Evento Ext. I	133.37	71.37	1.87	1.50	Satisface
Servicio I	102.87	19.46	5.29	1.50	Satisface
Servicio II	102.87	19.46	5.29	1.50	Satisface

Fuente: Autores.

Etapa 3: Estribo construido bajo la acción de su peso propio, la presión del relleno de los accesos y sobrecarga viva (puente no en servicio).

Similar al análisis de la etapa 2 sin considerar la carga DC, DW y EQ; sin embargo la carga DC estará compuesta solo por el peso del estribo. A continuación se muestra la carga última máxima y mínima de cimentación para la etapa 3.

Tabla CXLVIII: Carga ultima máxima y mínima del suelo para la etapa 3.

Estado Límite	Combinación de Carga		e=B/2 - M/P (m)	Qu max	Qu min
	P Carga (ton)	M (ton*m)		(ton/m2)	(ton/m2)
Resistencia I	95.64	229.21	1.35	26.56	-1.06
Resistencia II	95.64	229.21	1.35	26.56	-1.06
Resistencia V	103.49	271.81	1.12	26.20	1.40
Evento Ext. I	95.64	229.21	1.35	26.56	-1.06
Servicio I	73.17	175.80	1.35	20.27	-0.76
Servicio II	73.17	175.80	1.35	20.27	-0.76

Fuente: Autores.

A continuación se muestra la carga última total de cimentación para la etapa 3 y la evaluación de la capacidad admisible del grupo de pilotes.

Tabla CXLIX: Carga ultima vs. Carga admisible para la etapa 3.

Estado Límite	Qu max total	Qu min total	Qu adm	Sobre Resistencia	Qu adm incluido el % de sobre resistencia	Evaluación
	(ton)	(ton)	(ton)	%	(ton)	
Resistencia I	3227.10	-128.29	4581.44	150.00	6872.16	Satisface
Resistencia II	3227.10	-128.29	4581.44	150.00	6872.16	Satisface
Resistencia V	3183.19	169.72	4581.44	150.00	6872.16	Satisface
Evento Ext. I	3227.10	-128.29	4581.44	150.00	6872.16	Satisface
Servicio I	2463.11	-92.40	4581.44	150.00	6872.16	Satisface
Servicio II	2463.11	-92.40	4581.44	150.00	6872.16	Satisface

Fuente: Autores.

Por lo tanto el grupo de pilotes satisface la demanda de carga última del estribo en la etapa de construcción 3, teniendo como mayor demanda 3227.10 ton en el estado límite de resistencia I, II y evento extremo I.

La determinación del factor de seguridad al volcamiento consistirá en una relación entre los momentos resistentes (momentos que se oponen al volcamiento) sobre los momentos de volcamiento (momentos que ocasionan el volcamiento); $FS = M_{resistentes}/M_{volcamiento}$ el factor de seguridad al volcamiento será mayor a 2.0. Para todos los estados límites la evaluación cumple satisfactoriamente.

Tabla CL: Resumen del factor de seguridad al volcamiento para la etapa 3.

Estado Límite	Momentos		Factor de Seguridad	Factor de Seguridad	Evaluación
	Resistente	Volcamiento			
	(ton m)	(ton m)	Volcamiento	Límite	
Resistencia I	229.21	81.16	2.82	2.00	Satisface
Resistencia II	229.21	81.16	2.82	2.00	Satisface
Resistencia V	271.81	81.16	3.35	2.00	Satisface
Evento Ext. I	229.21	81.16	2.82	2.00	Satisface
Servicio I	175.80	54.11	3.35	2.00	Satisface
Servicio II	175.80	54.11	3.35	2.00	Satisface

Fuente: Autores.

La determinación del factor de seguridad al deslizamiento consistirá en una relación entre las fuerzas resistentes (fuerzas verticales) sobre las fuerzas desestabilizadoras (fuerzas horizontales); $FS = M_{resistentes}/M_{volcamiento}$ el

factor de seguridad al deslizamiento será mayor a 1.5. Para todos los estados límites la evaluación cumple satisfactoriamente.

Tabla CLI: Resumen del FS al deslizamiento para la etapa 3.

Estado Límite	Carga		Factor de Seguridad	Factor de Seguridad	Evaluación
	Resistente	Deslizante	Volcamiento	Límite	
	(ton m)	(ton m)			
Resistencia I	95.64	29.19	3.28	1.50	Satisface
Resistencia II	95.64	29.19	3.28	1.50	Satisface
Resistencia V	103.49	29.19	3.55	1.50	Satisface
Evento Ext. I	95.64	29.19	3.28	1.50	Satisface
Servicio I	73.17	19.46	3.76	1.50	Satisface
Servicio II	73.17	19.46	3.76	1.50	Satisface

Fuente: Autores.

Etapa 4: Estribo construido bajo la acción de su peso propio, el peso de la superestructura y fuerza sísmica (puente no en servicio).

Similar a la etapa 2, sin considerar la carga EH y EV. A continuación se muestra la carga última máxima y mínima de cimentación para la etapa 4.

Tabla CLII: Carga ultima máxima y mínima del suelo para la etapa 4.

Estado Límite	Combinación de Carga		$e=B/2 - M/P$ (m)	Qu max	Qu min
	P Carga (ton)	M (ton*m)		(ton/m ²)	(ton/m ²)
Resistencia I	76.94	238.77	0.65	15.56	4.95
Resistencia II	76.94	238.77	0.65	15.56	4.95
Resistencia V	91.61	284.47	0.64	18.51	5.92
Evento Ext. I	76.94	95.95	2.50	30.80	10.28
Servicio I	61.07	189.65	0.64	12.34	3.94
Servicio II	61.07	189.65	0.64	12.34	3.94

Fuente: Autores.

A continuación se muestra la carga última total de cimentación para la etapa 4 y la evaluación de la capacidad admisible del grupo de pilotes.

Tabla CLIII: Carga ultima vs. Carga admisible para la etapa 4.

Estado Límite	Qu max total	Qu min total	Qu adm	Sobre Resistencia	Qu adm incluido el % de sobre resistencia	Evaluación
	(ton)	(ton)	(ton)	%	(ton)	
Resistencia I	1891.12	601.66	4581.44	150.00	6872.16	Satisface
Resistencia II	1891.12	601.66	4581.44	150.00	6872.16	Satisface
Resistencia V	2249.28	718.73	4581.44	150.00	6872.16	Satisface
Evento Ext. I	3741.98	1249.20	4581.44	150.00	6872.16	Satisface
Servicio I	1499.52	479.15	4581.44	150.00	6872.16	Satisface
Servicio II	1499.52	479.15	4581.44	150.00	6872.16	Satisface

Fuente: Autores.

Por lo tanto el grupo de pilotes satisface la demanda de carga última del estribo en la etapa de construcción 4, teniendo como mayor demanda 3741.98 ton en el estado límite de evento extremo I.

La determinación del factor de seguridad al volcamiento consistirá en una relación entre los momentos resistentes (momentos que se oponen al volcamiento) sobre los momentos de volcamiento (momentos que ocasionan el volcamiento); $FS = M_{resistentes} / M_{volcamiento}$ el factor de seguridad al volcamiento será mayor a 2.0. El FS para el evento extremo I no satisface, sin embargo debido a que es mayor a 1, se considera que se encuentra dentro de los parámetros aceptables, para los demás estados límites no se evalúa el volcamiento debido a que no existen momentos desestabilizadores.

Tabla CLIV: Resumen del factor de seguridad al volcamiento para la etapa 4.

Estado Límite	Momentos		Factor de Seguridad	Factor de Seguridad	Evaluación
	Resistente	Volcamiento			
	(ton m)	(ton m)	Volcamiento	Límite	
Resistencia I	238.77	0.00	-	2.00	Satisface
Resistencia II	238.77	0.00	-	2.00	Satisface
Resistencia V	284.47	0.00	-	2.00	Satisface
Evento Ext. I	95.95	71.41	1.34	2.00	No Satisface
Servicio I	189.65	0.00	-	2.00	Satisface
Servicio II	189.65	0.00	-	2.00	Satisface

Fuente: Autores.

La determinación del factor de seguridad al deslizamiento consistirá en una relación entre las fuerzas resistentes (fuerzas verticales) sobre las fuerzas desestabilizadoras (fuerzas que horizontales); $FS = M_{resistentes}/M_{volcamiento}$ el factor de seguridad al deslizamiento será mayor a 1.5. Para el estado límite de evento extremo la evaluación cumple satisfactoriamente, para los demás estados límites no se evalúa el deslizamiento debido a que no existen fuerzas desestabilizadoras.

Tabla CLV: Resumen del FS al deslizamiento para la etapa 4.

Estado Límite	Carga		Factor de Seguridad	Factor de Seguridad	Evaluación
	Resistente	Deslizante			
	(ton m)	(ton m)	Volcamiento	Límite	
Resistencia I	76.94	0.00	-	1.50	Satisface
Resistencia II	76.94	0.00	-	1.50	Satisface
Resistencia V	91.61	0.00	-	1.50	Satisface
Evento Ext. I	76.94	50.11	1.54	1.50	Satisface
Servicio I	61.07	0.00	-	1.50	Satisface
Servicio II	61.07	0.00	-	1.50	Satisface

Fuente: Autores.

7.4.2.6. Paso 6. Diseño de los componentes

Se realizara el diseño del estribo E1 el cual como ya se mencionó anteriormente servirá para el diseño del estribo E2. Para el diseño se consideran principales las combinaciones de resistencia I, II, V, servicio I, II y evento extremo I; utilizando los mayores resultados de cortantes y momentos.

7.4.2.6.1. Diseño del espaldar

El diseño del espaldar se lo debe realizar para una altura de $y=1.60$ m. Las fuerzas y momentos que se encuentran en función de la altura de 1.60 m serán los siguientes, las cuales están expresadas por metro lineal de estribo.

- Presión del suelo

$$\text{Fuerza: } E_a = \frac{1}{2} * k_a * \gamma * y^2$$

$$E_a = \frac{1}{2} * (0.29) * (1.9) * 1.6^2 = 0.71 \text{ t}$$

$$\text{Momento: } M_{Ea} = \frac{1}{3} * E_a * y$$

$$M_{Ea} = \frac{1}{3} * 0.71 * 1.6 = 0.38 \text{ tm}$$

- Carga sísmica del suelo

Fuerza: $E_{eq} = \frac{1}{2} * k_{ae} * \gamma * y^2$

$$E_{eq} = \frac{1}{2} * (0.14) * (1.9) * 1.6^2 = 0.34 t$$

Momento: $M_{Eq} = 0.6 * E_{eq} * y$

$$M_{Eq} = 0.6 * 0.34 * 1.6 = 0.33 tm$$

- Sobrecarga viva

Fuerza: $E_{sc} = k_a * \gamma * h_{sc} * y$

$$E_{sc} = (0.29) * (1.9) * 0.61 * 1.6 = 0.54 t$$

Momento: $M_{sc} = 0.5 * E_{sc} * y$

$$M_{sc} = 0.5 * 0.54 * 1.6 = 0.43 tm$$

- Fuerza de frenado

Fuerza: $F_{BR} = 0.85 t$

Momento: $M_{BR} = F_{BR} * (1.83 + y)$

$$M_{BR} = 0.85 * (1.83 + 1.6) = 2.92 \text{ tm}$$

Diseño a flexión

El diseño se lo realizara para un ancho de 1 m.

Características de los materiales:

- Hormigón armado $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

En elementos que se encuentran en contacto con el suelo las especificaciones AASHTO LRFD sección 5.12.3 recomiendan un recubrimiento mínimo de 7.5 cm.

Estados límites:

- Resistencia I: $M_u = n (1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.75LL + 1.75PL + 1.75BR)$
- Resistencia II: $M_u = n (1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR)$
- Resistencia V: $M_u = n (1.5DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR)$
- E. ext. I: $M_u = n (1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 0.15LL + 0.15PL + 0.15BR + EQ)$

- Servicio I: $M_u = n (DC+DW+EV+EH+LL+PL+BR)$
- Servicio II: $M_u = n (DC+DW+EV+EH+1.3LL+1.3PL+1.3BR)$

Donde $n=1.00$ (Coeficiente de modificación de carga)

Finalmente tenemos:

- Resistencia I: $M_u = 1 (1.5EH+1.75BR)$
- Resistencia II, V: $M_u = 1 (1.5EH+1.35BR)$
- Evento Ext. I: $M_u = 1 (1.5EH+0.15BR)$
- Servicio I: $M_u = 1 (EH+BR)$
- Servicio II: $M_u = 1 (EH+1.3BR)$

Tabla CLVI: Valores de momentos últimos para los estados límites.

Mu (T m/m)	
Resistencia I	6.82
Resistencia II, V	5.65
Evento Ext I	2.15
Servicio I	4.06
Servicio II	4.94

Fuente: Autores.

De estos momentos se elige el de mayor magnitud, el cual es el estado límite de resistencia I.

Con el momento último crítico se calcula el refuerzo principal, el coeficiente para el cálculo del refuerzo se determina con la expresión:

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

Donde:

- $Mu = 6.82 * 10^5 kg \text{ cm/m}$
- $b = 100 \text{ cm}$ Ancho de la sección de diseño
- $d = 22.5 \text{ cm}$ Altura efectiva medida desde la fibra extrema más comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión.
- $\phi = 0.90$ Factor de reducción de resistencia para elementos a flexión.

Por lo tanto:

$$k = \frac{6.82 * 10^5}{0.9 * 350 * 100 * 22.5^2} = 0.043$$

El índice de refuerzo se determina de la expresión:

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

Por lo tanto:

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36(0.043)}}{1.18} = 0.044$$

La cuantía mínima de acero de refuerzo a colocar será:

- $\rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$
- $\rho_{min} = 0.8 \frac{\sqrt{350}}{4200} = 0.0036$

La cuantía de acero de refuerzo se determina con la expresión:

$$\rho = w \frac{f'c}{f_y}$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.044 \frac{350}{4200} = 0.0037$$

El cálculo de área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$A_s = \rho * b * d$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.0037 * 100 * 22.5 = 8.33 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se utilizara $\emptyset 18 \text{ mm}$ cada 30 cm en la cara interior y exterior del espaldar, refuerzo vertical.

Acero por temperatura

El cálculo del área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$A_s = \rho * b * d$$

Donde:

- $\rho^o = 0.002$ Cuantía de acero por temperatura.
- $b = 100 \text{ cm}$ Ancho de la sección de diseño
- $d = 22.5 \text{ cm}$ Altura efectiva medida desde la fibra extrema más comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión.

Por lo tanto:

$$A_s = 0.002 * 100 * 22.5 = 4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se utilizara $\emptyset 12 \text{ mm}$ cada 30 cm en la cara interior y exterior del espaldar, refuerzo horizontal.

Diseño al corte

El diseño se lo realizara para un ancho de 1 m.

Estados límites:

- Resistencia I: $V_u = 1 (1.5EH + 1.75BR)$
- Resistencia II, V: $V_u = 1 (1.5EH + 1.35BR)$
- Evento Ext. I: $V_u = 1 (1.5EH + 0.15BR)$
- Servicio I: $V_u = 1 (EH + BR)$
- Servicio II: $V_u = 1 (EH + 1.3BR)$

Tabla CLVII: Valores de cortantes últimos para los estados límites.

Vu (T /m)	
Resistencia I	3.87
Resistencia II, V	3.53
Evento Ext I	2.51
Servicio I	2.44
Servicio II	2.70

Fuente: Autores.

De estos cortantes se elige el de mayor magnitud, el cual es el estado límite de resistencia I.

Con la expresión se determina la resistencia nominal al corte:

$$\phi V_n = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * d * d$$

Por lo tanto:

$$\phi V_n = 0.9 * 0.53 * \sqrt{350} * 100 * 22.5 = 20.1 \text{ t/m}$$

∴ Como $\phi V_n = 20.1 \frac{\text{t}}{\text{m}} > V_u = 3.87 \frac{\text{t}}{\text{m}}$ no es necesario colocar estribos en el cabezal.

7.4.2.6.2. Diseño de la pantalla

El diseño de la pantalla se lo debe realizar para una altura de $y=3.90$ m. Las fuerzas y momentos que se encuentran en función de la altura de 3.90 m serán los siguientes, las cuales están expresadas por metro lineal de estribo.

- Presión del suelo

Fuerza: $E_a = \frac{1}{2} * k_a * \gamma * y^2$

$$E_a = \frac{1}{2} * (0.29) * (1.9) * 3.9^2 = 4.19 \text{ t}$$

Momento: $M_{Ea} = \frac{1}{3} * E_a * y$

$$M_{Ea} = \frac{1}{3} * 4.19 * 3.9 = 5.45 \text{ tm}$$

- Carga sísmica del suelo

Fuerza: $E_{eq} = \frac{1}{2} * k_{ae} * \gamma * y^2$

$$E_{eq} = \frac{1}{2} * (0.14) * (1.9) * 3.9^2 = 2.02 \text{ t}$$

Momento: $M_{Eq} = 0.6 * E_{eq} * y$

$$M_{Eq} = 0.6 * 2.02 * 3.9 = 4.73 \text{ tm}$$

- Sobrecarga viva

Fuerza: $E_{sc} = k_a * \gamma * h_{sc} * y$

$$E_{sc} = (0.29) * (1.9) * 0.61 * 3.9 = 1.31 \text{ t}$$

Momento: $M_{SC} = 0.5 * E_{SC} * y$

$$M_{SC} = 0.5 * 1.31 * 3.9 = 2.55 \text{ tm}$$

- Fuerza de frenado

Fuerza: $F_{BR} = 0.85 \text{ t}$

Momento: $M_{BR} = F_{BR} * (1.83 + 1.6 + y)$

$$M_{BR} = 0.85 * (1.83 + 1.6 + 3.9) = 6.23 \text{ tm}$$

- Carga muerta DC

Fuerza: $F_{pp} = DC = 27.3 \text{ t}$

Momento: $M_{BR} = F_{pp} * B_{pp}$

$$M_{BR} = 27.3 * 0.15 = 4.1 \text{ tm}$$

- Carga muerta DW

Fuerza: $F_{pp} = DW = 2.4 \text{ t}$

Momento: $M_{BR} = F_{pp} * B_{pp}$

$$M_{BR} = 2.4 * 0.15 = 0.36 \text{ tm}$$

- Carga viva LL

Fuerza: $F_{pp} = LL = 9.36 \text{ t}$

Momento: $M_{BR} = F_{pp} * B_{pp}$

$$M_{BR} = 9.36 * 0.15 = 1.40 \text{ tm}$$

- Carga viva PL

Fuerza: $F_{pp} = PL = 0.55 \text{ t}$

Momento: $M_{BR} = F_{pp} * B_{pp}$

$$M_{BR} = 0.55 * 0.15 = 0.08 \text{ tm}$$

Diseño a flexión

El diseño se lo realizara para un ancho de 1 m.

Estados límites:

- Resistencia I: $Mu = n (1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.75LL + 1.75PL + 1.75BR)$
- Resistencia II: $Mu = n (1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR)$
- Resistencia V: $Mu = n (1.5DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR)$
- E. ext. I: $Mu = n (1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 0.15LL + 0.15PL + 0.15BR + EQ)$
- Servicio I: $Mu = n (DC + DW + EV + EH + LL + PL + BR)$
- Servicio II: $Mu = n (DC + DW + EV + EH + 1.3LL + 1.3PL + 1.3BR)$

Donde $n=1.00$ (Coeficiente de modificación de carga)

Finalmente tenemos:

- Resistencia I: $Mu = 1 (1.25DC + 1.5DW + 1.5EH + 1.75LL + 1.75PL + 1.75BR)$
- Resistencia II: $Mu = 1 (1.25DC + 1.5DW + 1.5EH + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR)$
- Resistencia V: $Mu = 1 (1.5DC + 1.5DW + 1.5EH + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR)$
- E. ext. I: $Mu = 1 (1.25DC + 1.5DW + 1.5EH + 0.15LL + 0.15PL + 0.15BR)$
- Servicio I: $Mu = 1 (DC + DW + EV + EH + LL + PL + BR)$
- Servicio II: $Mu = 1 (DC + DW + EV + EH + 1.3LL + 1.3PL + 1.3BR)$

Tabla CLVIII: Valores de momentos últimos para los estados límites.

Mu (T m/m)	
Resistencia I	38.25
Resistencia II	35.17
Resistencia V	36.19
Evento Ext I	33.39
Servicio I	24.90
Servicio II	27.21

Fuente: Autores.

De estos momentos se elige el de mayor magnitud, el cual es el estado límite de resistencia I.

Con el momento último crítico se calcula el refuerzo principal, el coeficiente para el cálculo del refuerzo se determina con la expresión:

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

Donde:

- $Mu = 38.25 * 10^5 kg \text{ cm/m}$
- $b = 100 \text{ cm}$ Ancho de la sección de diseño
- $d = 92.5 \text{ cm}$ Altura efectiva medida desde la fibra extrema más comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión.
- $\phi = 0.90$ Factor de reducción de resistencia para elementos a flexión.

Por lo tanto:

$$k = \frac{38.25 * 10^5}{0.9 * 350 * 100 * 92.5^2} = 0.014$$

El índice de refuerzo se determina de la expresión:

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

Por lo tanto:

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36(0.014)}}{1.18} = 0.014$$

La cuantía mínima de acero de refuerzo a colocar será:

- $\rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$
- $\rho_{min} = 0.8 \frac{\sqrt{350}}{4200} = 0.0036$

La cuantía de acero de refuerzo se determina con la expresión:

$$\rho = w \frac{f'c}{fy}$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.014 \frac{350}{4200} = 0.0012$$

El cálculo de área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$A_s = \rho * b * d$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.0033 * 100 * 92.5 = 30.53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se utilizara $\emptyset 25 \text{ mm}$ cada 15 cm en la cara interior y exterior de la pantalla, refuerzo vertical.

Acero por temperatura

El cálculo del área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$A_s = \rho * b * d$$

Donde:

- $\rho^o = 0.002$ Cuantía de acero por temperatura.
- $b = 100 \text{ cm}$ Ancho de la sección de diseño

- $d = 92.5 \text{ cm}$ Altura efectiva medida desde la fibra extrema más comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión.

Por lo tanto:

$$A_s = 0.002 * 100 * 92.5 = 18.5 \text{ cm}^2/m$$

Se utilizara $\emptyset 20 \text{ mm}$ cada 20 cm en la cara interior y exterior del espaldar, refuerzo horizontal.

Diseño al corte

El diseño se lo realizara para un ancho de 1 m.

Estados límites:

- Resistencia I: $V_u = 1 (1.5EH + 1.75BR)$
- Resistencia II, V: $V_u = 1 (1.5EH + 1.35BR)$
- Evento Ext. I: $V_u = 1 (1.5EH + 0.15BR)$
- Servicio I: $V_u = 1 (EH + BR)$
- Servicio II: $V_u = 1 (EH + 1.3BR)$

Tabla CLIX: Valores de cortantes últimos para los estados límites.

Vu (T /m)	
Resistencia I	67.84
Resistencia II	63.53
Resistencia V	70.36
Evento Ext I	51.64
Servicio I	47.98
Servicio II	51.21

Fuente: Autores.

De estos cortantes se elige el de mayor magnitud, el cual es el estado límite de resistencia V.

Con la expresión se determina la resistencia nominal al corte:

$$\phi V_n = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * d * d$$

Por lo tanto:

$$\phi V_n = 0.9 * 0.53 * \sqrt{350} * 100 * 92.5 = 82.54 \text{ t/m}$$

∴ Como $\phi V_n = 82.54 \frac{\text{t}}{\text{m}} > V_u = 70.36 \frac{\text{t}}{\text{m}}$ no es necesario colocar estribos en el cabezal.

7.4.2.6.3. Diseño del dedo de la zapata

Como la distribución de presiones en zapatas colocadas sobre suelo es uniformemente distribuida, se elige la mayor de los estados límites que para nuestro caso es el estado límite de evento extremo I en la etapa 1 de la verificación de estabilidad. Las fuerzas y momentos que actúan en el dedo serán los siguientes, las cuales están expresadas por metro lineal de estribo.

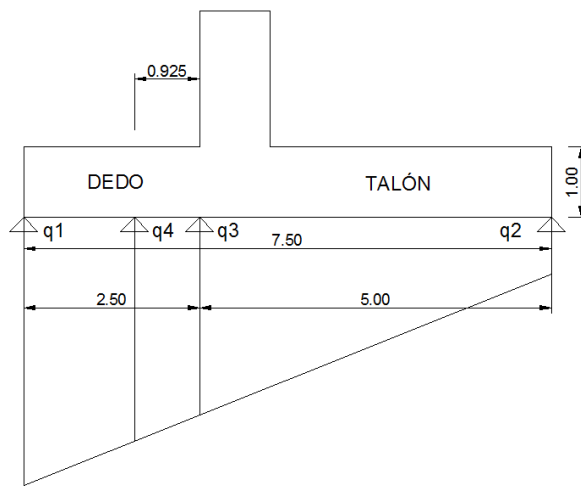


Figura 7.52: Distribución de presiones para el dedo de la zapata.
Fuente: Autores.

Para el caso más crítico tenemos:

- $q1 = 36.83 \frac{t}{m^2}$
- $q2 = 0.86 \frac{t}{m^2}$
- $q3 = 23.98 \frac{t}{m^2}$
- $q4 = 28.42 \frac{t}{m^2}$

- Momento generado por las presiones del suelo:

$$M_{cm} = \frac{La^2}{6} (2q_1 + q_3) ; La=2.5 \text{ m}$$

$$M_{cm} = \frac{2.5^2}{6} (2 * 36.83 + 23.98) = 101.71 \text{ tm}$$

- Momento por peso propio del dedo:

$$\text{Fuerza: } W_{pp} = 2.5 * 1 * 1 * 2.4 = 6.0 \text{ t}$$

$$\text{Momento: } M_{pp} = W_{pp} * B_{pp}$$

$$M_{pp} = 6.0 * 2.5/2 = 7.5 \text{ tm}$$

Diseño a flexión

El diseño se lo realizara para un ancho de 1 m.

Estados límites:

- Resistencia I: $M_u = n (1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.75LL + 1.75PL + 1.75BR)$
- Resistencia II: $M_u = n (1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR)$
- Resistencia V: $M_u = n (1.5DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR)$

- E. ext. I: $Mu = n (1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 0.15LL + 0.15PL + 0.15BR + EQ)$
- Servicio I: $Mu = n (DC + DW + EV + EH + LL + PL + BR)$
- Servicio II: $Mu = n (DC + DW + EV + EH + 1.3LL + 1.3PL + 1.3BR)$

Donde $n=1.00$ (Coeficiente de modificación de carga)

Finalmente tenemos:

- Resistencia I,II: $Mu = 1 (1.25DC + 1.35EV)$
- Resistencia V: $Mu = 1 (1.5DC + 1.35EV)$
- E. ext. I: $Mu = 1 (1.25DC + 1.35EV)$
- Servicio I,II: $Mu = 1 (DC + EV)$

Tabla CLX: Valores de momentos últimos para los estados límites.

Mu (T m/m)	
Resistencia I, II	146.68
Resistencia V	148.56
Evento Ext I	146.68
Servicio I, II	109.21

Fuente: Autores.

De estos momentos se elige el de mayor magnitud, el cual es el estado límite de resistencia V.

Con el momento último crítico se calcula el refuerzo principal, el coeficiente para el cálculo del refuerzo se determina con la expresión:

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

Donde:

- $Mu = 148.56 * 10^5 \text{ kg cm/m}$
- $b = 100 \text{ cm}$ Ancho de la sección de diseño
- $d = 92.5 \text{ cm}$ Altura efectiva medida desde la fibra extrema más comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión.
- $\phi = 0.90$ Factor de reducción de resistencia para elementos a flexión.

Por lo tanto:

$$k = \frac{148.56 * 10^5}{0.9 * 350 * 100 * 92.5^2} = 0.055$$

El índice de refuerzo se determina de la expresión:

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

Por lo tanto:

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36(0.055)}}{1.18} = 0.056$$

La cuantía mínima de acero de refuerzo a colocar será:

- $\rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$
- $\rho_{min} = 0.8 \frac{\sqrt{350}}{4200} = 0.0036$

La cuantía de acero de refuerzo se determina con la expresión:

$$\rho = w \frac{f'c}{fy}$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.056 \frac{350}{4200} = 0.0046$$

El cálculo de área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$As = \rho * b * d$$

Por lo tanto:

$$As = 0.0046 * 100 * 92.5 = 43.16 \text{ cm}^2/m$$

Se utilizara $\emptyset 25 \text{ mm}$ cada 10 cm en la cara superior e inferior del dedo, refuerzo vertical.

Acero por temperatura

El cálculo del área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$A_s = \rho * b * d$$

Donde:

- $\rho^o = 0.002$ Cuantía de acero por temperatura.
- $b = 100 \text{ cm}$ Ancho de la sección de diseño
- $d = 92.5 \text{ cm}$ Altura efectiva medida desde la fibra extrema más comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión.

Por lo tanto:

$$A_s = 0.002 * 100 * 92.5 = 18.5 \text{ cm}^2/m$$

Se utilizara $\emptyset 20 \text{ mm}$ cada 20 cm en la cara superior e inferior del dedo, refuerzo horizontal.

Diseño al corte

El diseño se lo realizara para un ancho de 1 m.

Estados límites:

- Resistencia I,II: $V_u = 1 (1.25DC+1.35EV)$
- Resistencia V: $V_u = 1 (1.5DC+1.35EV)$
- E. ext. I: $V_u = 1 (1.25DC+1.35EV)$
- Servicio I,II: $V_u = 1 (DC+EV)$

Tabla CLXI: Valores de cortantes últimos para los estados límites.

Vu (T /m)	
Resistencia I, II	57.22
Resistencia V	58.72
Evento Ext I	57.22
Servicio I, II	42.83

Fuente: Autores.

De estos cortantes se elige el de mayor magnitud, el cual es el estado límite de resistencia V.

Con la expresión se determina la resistencia nominal al corte:

$$\phi V_n = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * d * d$$

Por lo tanto:

$$\phi V_n = 0.9 * 0.53 * \sqrt{350} * 100 * 92.5 = 82.54 \text{ t/m}$$

∴ Como $\phi V_n = 82.54 \frac{\text{t}}{\text{m}} > V_u = 58.72 \frac{\text{t}}{\text{m}}$ no es necesario colocar estribos en el cabezal.

7.4.2.6.4. Diseño del talón de la zapata

Como la distribución de presiones en zapatas colocadas sobre suelo es uniformemente distribuida, se elige la mayor de los estados límites que para nuestro caso es el estado límite de evento extremo I en la etapa 1 de la verificación de estabilidad. Las fuerzas y momentos que actúan en el dedo serán los siguientes, las cuales están expresadas por metro lineal de estribo.

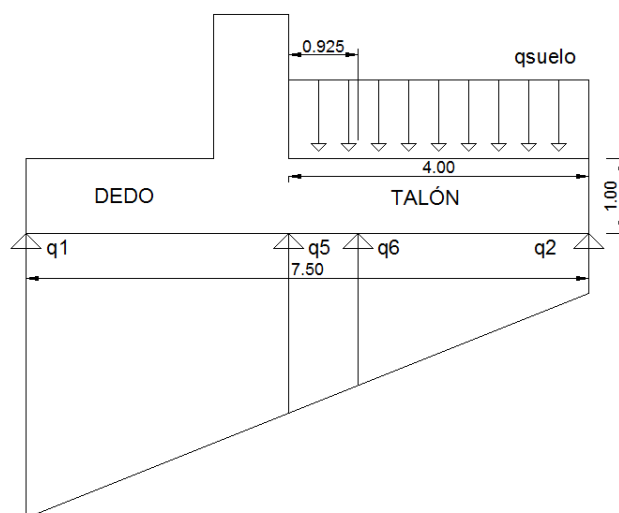


Figura 7.53: Distribucion de presiones para el talón de la zapata.
Fuente: Autores.

Para el caso más crítico tenemos:

- $q1 = 36.83 \frac{t}{m^2}$
- $q2 = 0.86 \frac{t}{m^2}$
- $q5 = 19.18 \frac{t}{m^2}$
- $q6 = 14.75 \frac{t}{m^2}$
- Momento generado por las presiones del suelo:

$$M_{cm} = \frac{La^2}{6} (2q1 + q5) ; La=4.0 \text{ m}$$

$$M_{cm} = \frac{4^2}{6} (2 * 36.83 + 19.18) = 247.57 \text{ tm}$$

- Momento por peso propio del talón:

Fuerza: $W_{pp} = 4.0 * 1 * 1 * 2.4 = 9.6 \text{ t}$

Momento: $M_{BR} = W_{pp} * B_{pp}$

$$M_{BR} = 9.6 * 4.0/2 = 19.2 \text{ tm}$$

- Momento por peso propio del suelo:

Fuerza: $W_{pps} = 4.0 * 2.4 * 1.9 * 1 = 18.24 t$

Momento: $M_{pps} = W_{pps} * B_{pp}$

$$M_{pps} = 18.24 * 4.0/2 = 36.48 tm$$

Diseño a flexión

El diseño se lo realizara para un ancho de 1 m.

Estados límites:

- Resistencia I: $M_u = n (1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.75LL + 1.75PL + 1.75BR)$
- Resistencia II: $M_u = n (1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR)$
- Resistencia V: $M_u = n (1.5DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR)$
- E. ext. I: $M_u = n (1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 0.15LL + 0.15PL + 0.15BR + EQ)$
- Servicio I: $M_u = n (DC + DW + EV + EH + LL + PL + BR)$
- Servicio II: $M_u = n (DC + DW + EV + EH + 1.3LL + 1.3PL + 1.3BR)$

Donde $n=1.00$ (Coeficiente de modificación de carga)

Finalmente tenemos:

- Resistencia I,II: $Mu = 1$ (1.25DC+1.35EV)
- Resistencia V: $Mu = 1$ (1.5DC+1.35EV)
- E. ext. I: $Mu = 1$ (1.25DC+1.35EV)
- Servicio I,II: $Mu = 1$ (DC+EV)

Tabla CLXII: Valores de momentos últimos para los estados límites.

Mu (T m/m)	
Resistencia I, II	203.73
Resistencia V	206.13
Evento Ext I	203.73
Servicio I, II	151.63

Fuente: Autores.

De estos momentos se elige el de mayor magnitud, el cual es el estado límite de resistencia V.

Con el momento último crítico se calcula el refuerzo principal, el coeficiente para el cálculo del refuerzo se determina con la expresión:

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

Donde:

- $Mu = 206.13 * 10^5 \text{ kg cm/m}$
- $b = 100 \text{ cm}$ Ancho de la sección de diseño

- $d = 92.5 \text{ cm}$ Altura efectiva medida desde la fibra extrema más comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión.
- $\phi = 0.90$ Factor de reducción de resistencia para elementos a flexión.

Por lo tanto:

$$k = \frac{206.13 * 10^5}{0.9 * 350 * 100 * 92.5^2} = 0.076$$

El índice de refuerzo se determina de la expresión:

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

Por lo tanto:

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36(0.076)}}{1.18} = 0.080$$

La cuantía mínima de acero de refuerzo a colocar será:

- $\rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$
- $\rho_{min} = 0.8 \frac{\sqrt{350}}{4200} = 0.0036$

La cuantía de acero de refuerzo se determina con la expresión:

$$\rho = w \frac{f'c}{fy}$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.080 \frac{350}{4200} = 0.0066$$

El cálculo de área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$As = \rho * b * d$$

Por lo tanto:

$$As = 0.0066 * 100 * 92.5 = 61.47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se utilizara $\emptyset 28 \text{ mm}$ cada 10 cm en la cara superior e inferior del talón, refuerzo vertical.

Por lo tanto el diseño del dedo también será igual al del talón.

Acero por temperatura

El cálculo del área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$A_s = \rho * b * d$$

Donde:

- $\rho^o = 0.002$ Cuantía de acero por temperatura.
- $b = 100 \text{ cm}$ Ancho de la sección de diseño
- $d = 92.5 \text{ cm}$ Altura efectiva medida desde la fibra extrema más comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión.

Por lo tanto:

$$A_s = 0.002 * 100 * 92.5 = 18.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se utilizara $\emptyset 20 \text{ mm}$ cada 20 cm en la cara superior e inferior del talón, refuerzo horizontal.

Diseño al corte

El diseño se lo realizara para un ancho de 1 m.

Estados límites:

- Resistencia I,II: $V_u = 1 (1.25DC+1.35EV)$
- Resistencia V: $V_u = 1 (1.5DC+1.35EV)$
- E. ext. I: $V_u = 1 (1.25DC+1.35EV)$
- Servicio I,II: $V_u = 1 (DC+EV)$

Tabla CLXIII: Valores de cortantes últimos para los estados límites.

Vu (T /m)	
Resistencia I, II	60.44
Resistencia V	62.12
Evento Ext I	60.44
Servicio I, II	45.27

Fuente: Autores.

De estos cortantes se elige el de mayor magnitud, el cual es el estado límite de resistencia V.

Con la expresión se determina la resistencia nominal al corte:

$$\phi V_n = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * d * d$$

Por lo tanto:

$$\phi V_n = 0.9 * 0.53 * \sqrt{350} * 100 * 92.5 = 82.54 \text{ t/m}$$

∴ Como $\phi V_n = 82.54 \frac{t}{m} > V_u = 62.12 \frac{t}{m}$ no es necesario colocar estribos en la zapata.

7.4.2.6.5. Diseño de la pantalla del muro de acompañamiento

El diseño de la pantalla se lo debe realizar para una altura de $y=5.50$ m. Las fuerzas y momentos que se encuentran en función de la altura de 5.50 m serán los siguientes, las cuales están expresadas por metro lineal de estribo.

- Presión del suelo

$$\text{Fuerza: } E_a = \frac{1}{2} * k_a * \gamma * y^2$$

$$E_a = \frac{1}{2} * (0.29) * (1.9) * 5.5^2 = 8.33 \text{ t}$$

$$\text{Momento: } M_{Ea} = \frac{1}{3} * E_a * y$$

$$M_{Ea} = \frac{1}{3} * 8.33 * 5.5 = 15.28 \text{ tm}$$

- Carga sísmica del suelo

Fuerza: $E_{eq} = \frac{1}{2} * kae * \gamma * y^2$

$$E_{eq} = \frac{1}{2} * (0.14) * (1.9) * 5.5^2 = 4.02 t$$

Momento: $M_{Eq} = 0.6 * E_{eq} * y$

$$M_{Eq} = 0.6 * 4.02 * 5.5 = 13.28 tm$$

Diseño a flexión

El diseño se lo realizara para un ancho de 1 m.

Estados límites:

- Resistencia I: $Mu = n (1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.75LL + 1.75PL + 1.75BR)$
- Resistencia II: $Mu = n (1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR)$
- Resistencia V: $Mu = n (1.5DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR)$
- E. ext. I: $Mu = n (1.25DC + 1.5DW + 1.35EV + 1.5EH + 0.15LL + 0.15PL + 0.15BR + EQ)$
- Servicio I: $Mu = n (DC + DW + EV + EH + LL + PL + BR)$
- Servicio II: $Mu = n (DC + DW + EV + EH + 1.3LL + 1.3PL + 1.3BR)$

Donde $n=1.00$ (Coeficiente de modificación de carga)

Finalmente tenemos:

- Resistencia I, II, V: $Mu = 1$ (1.5EH)
- E. ext. I: $Mu = 1$ (1.5EH)
- Servicio I, II: $Mu = 1$ (EH)

Tabla CLXIV: Valores de momentos últimos para los estados límites.

Mu (T m/m)	
Resistencia I, II, V	42.84
Evento Ext I	42.84
Servicio I, II	28.56

Fuente: Autores.

De estos momentos se elige el de mayor magnitud, el cual es el estado límite de resistencia I, II, V.

Con el momento último crítico se calcula el refuerzo principal, el coeficiente para el cálculo del refuerzo se determina con la expresión:

$$k = \frac{Mu}{\phi * f'c * b * d^2}$$

Donde:

- $Mu = 42.84 * 10^5 \text{ kg cm/m}$

- $b = 100 \text{ cm}$ Ancho de la sección de diseño
- $d = 22.5 \text{ cm}$ Altura efectiva medida desde la fibra extrema más comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión.
- $\phi = 0.90$ Factor de reducción de resistencia para elementos a flexión.

Por lo tanto:

$$k = \frac{42.84 * 10^5}{0.9 * 350 * 100 * 22.5^2} = 0.269$$

El índice de refuerzo se determina de la expresión:

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36k}}{1.18}$$

Por lo tanto:

$$w = \frac{1 \pm \sqrt{1 - 2.36(0.014)}}{1.18} = 0.335$$

La cuantía mínima de acero de refuerzo a colocar será:

- $\rho_{min} = \frac{14}{4200} = 0.0033$
- $\rho_{min} = 0.8 \frac{\sqrt{350}}{4200} = 0.0036$

La cuantía de acero de refuerzo se determina con la expresión:

$$\rho = w \frac{f'c}{fy}$$

Por lo tanto:

$$\rho = 0.335 \frac{350}{4200} = 0.028$$

El cálculo de área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$As = \rho * b * d$$

Por lo tanto:

$$As = 0.028 * 100 * 22.5 = 63.0 \text{ cm}^2/m$$

Se utilizara $\emptyset 28 \text{ mm}$ cada 10 cm en la cara interior y exterior de la pantalla, refuerzo vertical.

Acero por temperatura

El cálculo del área de acero de refuerzo necesario se determina con la expresión:

$$A_s = \rho * b * d$$

Donde:

- $\rho^o = 0.002$ Cuantía de acero por temperatura.
- $b = 100 \text{ cm}$ Ancho de la sección de diseño
- $d = 22.5 \text{ cm}$ Altura efectiva medida desde la fibra extrema más comprimida al centroide del acero de refuerzo longitudinal en tensión.

Por lo tanto:

$$A_s = 0.002 * 100 * 22.5 = 4.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se utilizara $\emptyset 12 \text{ mm}$ cada 30 cm en la cara interior y exterior del espaldar, refuerzo horizontal.

Diseño al corte

El diseño se lo realizara para un ancho de 1 m.

Estados límites:

- Resistencia I, II, V: $V_u = 1$ (1.5EH)
- E. ext. I: $V_u = 1$ (1.5EH)
- Servicio I, II: $V_u = 1$ (EH)

Tabla CLXV: Valores de cortantes últimos para los estados límites.

V_u (T /m)	
Resistencia I, II, V	18.53
Evento Ext I	18.53
Servicio I, II	12.35

Fuente: Autores.

De estos cortantes se elige el de mayor magnitud, el cual es el estado límite de resistencia I, II, V.

Con la expresión se determina la resistencia nominal al corte:

$$\phi V_n = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * d * d$$

Por lo tanto:

$$\phi V_n = 0.9 * 0.53 * \sqrt{350} * 100 * 22.5 = 20.08 \text{ t/m}$$

∴ Como $\phi V_n = 20.08 \frac{t}{m} > V_u = 18.53 \frac{t}{m}$ no es necesario colocar estribos en el cabezal.

7.4.3. Diseño de la cimentación para las pilas

Se realizara el diseño de la cimentación de la pila P3 del puente de Tarifa el cual servirá para el diseño de la cimentación de la pila P1 y P3.

Al utilizar los diseños de la cimentación de la pila P3 en las pilas P1 y P2, se tiene un sobredimensionamiento de la zapata de la cimentación en las pilas 1 y 2, debido a que, aunque las cargas de la superestructura son iguales en todos los tramos, la altura de los muros en la pila 1 y 2 son menores. Sin embargo esto no afectara significativamente en los pilotes de las pilas P1 y P2.

7.4.3.1. Estados límites

El diseño de las fundaciones para puentes se lo realizará a partir de las indicaciones AASHTO LRFD 2012 sección 10.5 y 10.6.

El diseño de fundaciones, en el estado límite de servicio deberá incluir:

- Asentamientos.
- Capacidad de carga.
- Estabilidad global.

La evaluación de los asentamientos se deberá realizar utilizando la combinación de cargas correspondiente al estado límite de servicio I y deberá incluir el asentamiento elástico, por consolidación y secundario. Por falta de estudios y parámetros geotécnicos para el análisis de asentamientos, no se incluirá este análisis.

La evaluación de la capacidad de carga se la deberá realizar utilizando las consideraciones sísmicas de la combinación de carga del evento extremo o por fuerzas de rotulación inelástica.

La evaluación de la estabilidad global se deberá realizar en el estado límite de servicio I.

7.4.3.2. Requerimientos generales

Las fuerzas de diseño para la zapata pueden ser ya sea las determinadas por la combinación de carga correspondiente al estado límite de evento extremo I o bien como las fuerzas en la base del muro correspondientes a la rotulación plástica según el AASHTO LRFD 2012 sección 3.10.9.4.3f.

En base a la filosofía de diseño tendiente a minimizar daños que no se puedan detectar fácilmente las fuerzas de diseño recomendadas son las fuerzas máximas que pueden ser transmitidas a la zapata, por lo tanto, para el análisis

de la capacidad de carga última de la zapata se utilizará el máximo valor entre el análisis de evento extremo y rotulas plásticas.

Se deberán considerar que las zapatas están sometidas a fuerzas de levantamiento (WA) como lo indica el AASHTO LRFD 2012 sección 10.6.1.5.

7.4.3.3. Pre diseño de la zapata

7.4.3.3.1. Seleccionar el tipo de cimentación

Para el puente de Tarifa se utilizará una cimentación profunda que consta de zapata y pilotes pre barrenados fundidos en sitio, de concreto, de sección circular de 1.00 m., los cuales se utilizan en zapatas que no se asientan sobre roca o algún estrato competente.

7.4.3.3.2. Predimensionar los componentes de la zapata

Para el pre dimensionamiento de la zapata se tomarán en cuenta los siguientes criterios recomendados en el AASHTO LRFD 2012 sección 10.8.1:

- La altura de la zapata será menor a 2.5 veces el diámetro de los pilotes.
- El ancho de la zapata será mínimo de 0.6 veces la altura total del muro incluido la viga cabezal, apoyos y viga pretensada.

- La separación entre ejes de los pilotes será de 3.0 veces el diámetro de los pilotes.

A continuación se muestra la vista lateral de la pila P3. Se planteará la siguiente distribución lateral de pilotes, la cual deberá ser analizada por estabilidad global y capacidad de carga última.

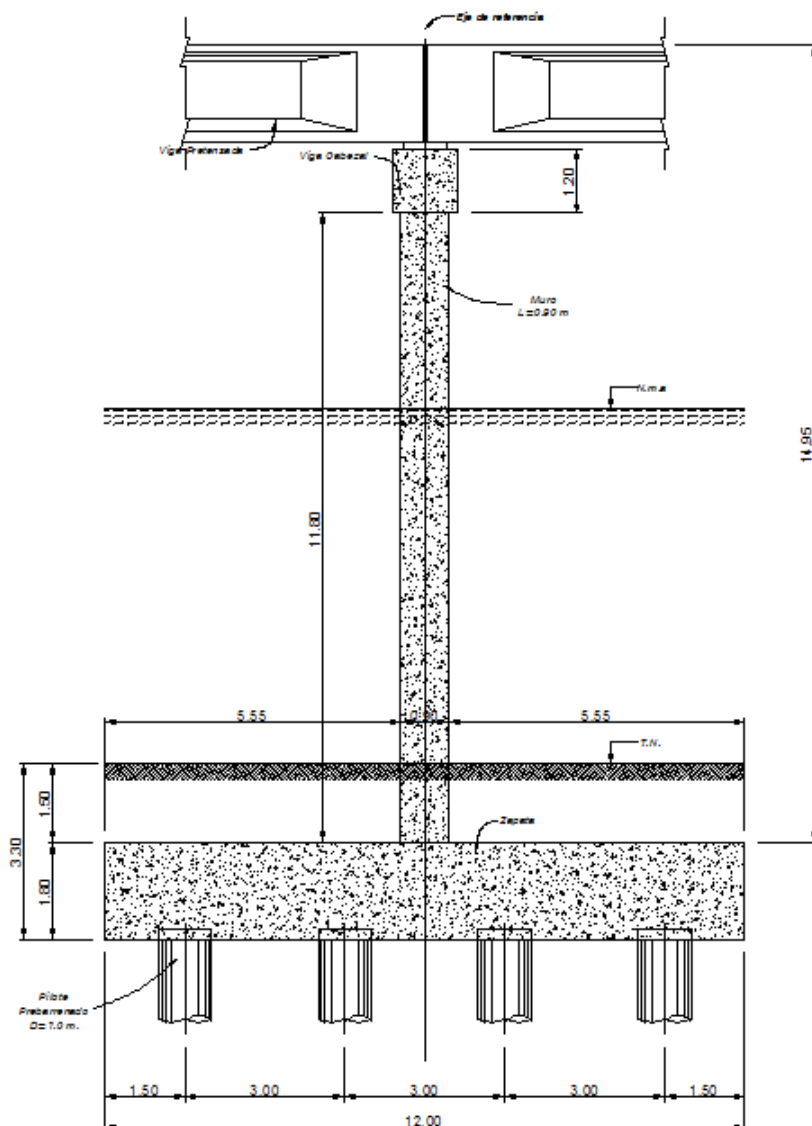


Figura 7.54: Vista lateral de la pila P3 con pilotes.
Fuente: Autores.

7.4.3.4. Pre diseño de pilotes

Para determinar el número de los pilotes es necesario evaluar la capacidad de carga última, los asentamientos y la estabilidad global del conjunto zapata-pilotes.

7.4.3.4.1. Análisis de estabilidad global y capacidad de carga última

El análisis de la estabilidad global se lo realizara con el estado límite de servicio I, para la comparación de capacidad de carga última con la capacidad de carga admisible se utilizaran las consideraciones sísmicas del estado límite de evento extremo y rotulación plástica.

A continuación se muestran las fuerzas aplicadas en la pila P3:

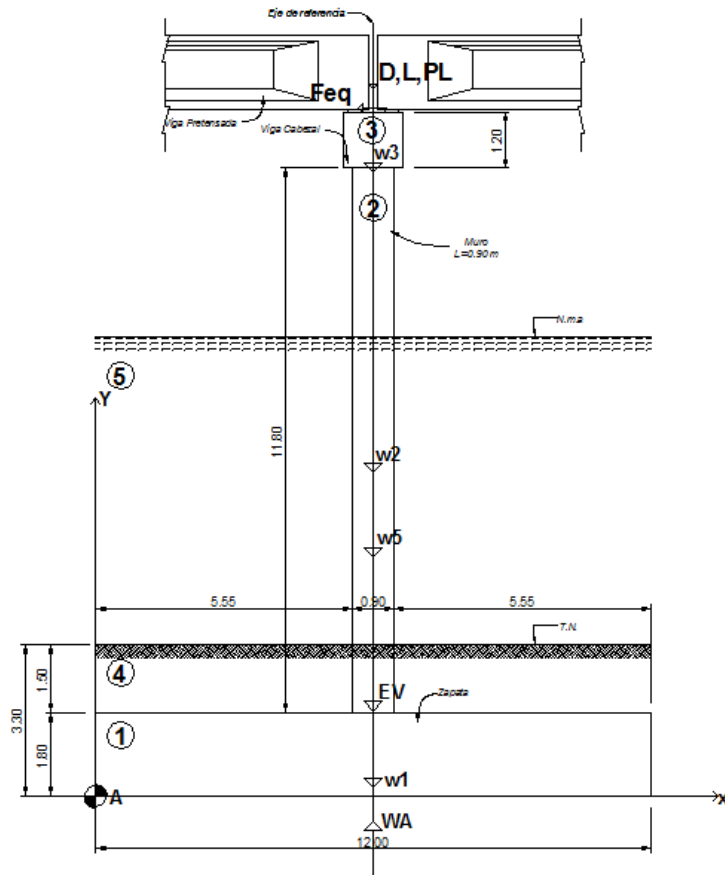


Figura 7.55: Diagrama de fuerzas para la pila P3.
Fuente: Autores.

Donde:

- $BR = \text{carga viva longitudinal}$
- $F_{eq} = \text{carga sísmica longitudinal}$
- $DC = \text{carga muerta componentes estructurales}$
- $DW = \text{carga muerta carpeta asfáltica y servicios públicos}$
- $L = \text{carga viva}$

- $PL = \text{carga viva peatonal}$
- $W_1 = \text{peso de la zapata}$
- $W_2 = \text{peso del muro}$
- $W_3 = \text{peso de la viga cabezal}$
- $W_4 = \text{peso del relleno}$
- $W_5 = \text{peso del agua}$
- $WA = \text{flotabilidad}$

Las fuerzas verticales y horizontales aplicadas en la pila P3 desarrolladas en la sección 8.3.1 (diseño de pilas) se detallan a continuación:

Datos:

- Peso total de la superestructura DC $W_{DC} = 884.52 \text{ ton}$
- Peso total de la superestructura DW $W_{DW} = 77.68 \text{ ton}$
- Por lo tanto la carga peatonal es de $PL = 17.78 \text{ ton}$
- Carga viva total de LL = 199.85 ton.
- La carga de frenado es, $BR = 21.14 \text{ ton}$
- Carga sísmica, $EQ = 1402.38 \text{ ton}$
- Con un factor $R=1.0$ obtenido del AASHTO LRFD (2012), sección 3.10.7; la carga sísmica de diseño será $EQM = \frac{EQ}{R} = 1402.38 \text{ ton}$

Análisis de carga WA (Presión de flujo de agua)

Las presiones WA se dividen en flotabilidad y presión longitudinal; en el proyecto se considerara únicamente la presión de flotabilidad debida a que la presión longitudinal el despreciable.

Según el AASHTO LRFD (2012), sección 3.7.2 la flotabilidad estará aplicada perpendicular a la superficie que retiene el agua.

$$WA = \gamma_{AGUA} * \text{Área hasta el nivel máximo}$$

Por lo tanto:

$$WA = 1t/m^3 * (9.95" \text{ altura desde el nivel de fundación al N.m.a."} * (12 - 0.9))$$

$$WA = 110.45 \frac{t}{m}$$

Análisis de fuerzas verticales y horizontales

W₁: Zapata

- Carga vertical: 51.84 ton/m
- Carga horizontal: 0 ton/m

- Distancia al punto A: 6.0 m
- Momento sobre le punto A: 311.04 ton m

W₂: Muro

- Carga vertical: 25.49 ton/m
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 6.0 m
- Momento sobre le punto A: 152.94 ton m

W₃: Viga cabezal

- Carga vertical: 3.45 ton/m
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 6.0 m
- Momento sobre le punto A: 20.70 ton m

W₄: Peso del relleno

- Carga vertical: $(2 \cdot 1.50 \cdot 5.55 \cdot 1.00) \cdot (1.547) = 25.76$ ton/m
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 6.0 m
- Momento sobre le punto A: 154.56 ton m

W₅: Peso del agua

- Carga vertical: $(2 * 6.65 * 5.55 * 1.00) * (1.000) = 73.82 \text{ ton/m}$
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 6.0 m
- Momento sobre le punto A: 442.92 ton m

WA: Flotación

- Carga vertical: 110.45 ton/m
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 6.0 m
- Momento sobre le punto A: -662.70 ton m

Llave de Corte

En las tres pilas del puente se utilizaran 6 trabas sísmicas o llaves de corte de 1.69 de largo x 0.5 de alto y 1.2 m.

- Carga vertical: $((1.69 * 0.5 * 1.2) * 6 * 2.4) / 27.0 = 0.54 \text{ ton/m}$
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 6.0 m
- Momento sobre le punto A: 3.24 ton m

Carga Muerta DC

- Carga vertical: $\frac{W_t}{27} = 884.52/27.0 = 32.76 \text{ ton/m}$
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 6.0 m
- Momento sobre le punto A: 196.56 ton m

Carga Muerta DW

- Carga vertical: $\frac{W_t}{27} = 77.68/27.0 = 2.88 \text{ ton/m}$
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 6.0 m
- Momento sobre le punto A: 17.28 ton m

Carga Viva LL

- Carga vertical: $\frac{W_{LL}}{27} = 199.85/27 = 7.40 \text{ ton/m}$
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 6.0 m
- Momento sobre le punto A: 44.4 ton m

Carga Peatonal PL

- Carga vertical: $\frac{W_{PL}}{27} = 17.78/27.0 = 0.66 \text{ ton/m}$
- Carga horizontal: 0 ton/m
- Distancia al punto A: 6.0 m
- Momento sobre le punto A: 3.96 ton m

Carga de frenado o carga viva longitudinal (BR)

- Carga vertical: 0 ton/m
- Carga horizontal: $BR = \frac{BR}{27} = \frac{21.14}{16.2} = 0.78 \text{ ton/m}$
- Distancia al punto A: 18.63 m
- Momento sobre le punto A: -14.53 ton m

Carga sísmica

- Carga vertical: 0 ton/m
- Carga horizontal: $\frac{EQ}{27} = 1402.38/27.0 = 51,94 \text{ ton/m}$
- Distancia al punto A: 14.85 m
- Momento sobre le punto A: -771.31 ton m

Tabla CLXVI: Fuerzas verticales, horizontales y momentos sobre el punto A.

	Descripción	Carga Vertical (ton)	Carga Horizontal (ton)	Distancia al punto A (m)	Momento sobre el punto A (ton*m)
1	Zapata W1	51.84	-	6.00	311.04
2	Muro W2	25.49	-	6.00	152.94
3	Viga Cabezal W3	3.45	-	6.00	20.70
4	Relleno W4	25.76	-	6.00	154.56
5	Peso del agua W5	73.82	-	6.00	442.92
6	Flotación WA (-)	110.45	-	6.00	662.70
7	Llave de Corte	0.54	-	6.00	3.24
8	Carga Muerta DC	32.76	-	6.00	196.56
9	Carga Muerta DW	2.88	-	6.00	17.28
10	Carga Viva LL	7.40	-	6.00	44.40
11	Carga Peatonal PL	0.66	-	6.00	3.96
12	Carga de Frenado BR (-)	-	0.78	18.63	14.53
13	Carga sísmica (-)	-	51.94	14.85	771.31

Fuente: Autores.

A continuación se agruparan las cargas generadas en su respectivo grupo de cargas según el AASHTO LRFD 2012 expresadas por metro lineal.

Tabla CLXVII: Cargas AASHTO LRFD sobre el punto A.

Cargas	Carga Vertical (ton)	Carga Horizontal (ton)	Momento sobre el punto A (ton*m)
DC	114.08	-	684.48
DW	2.88	-	17.28
EV	25.76	-	154.56
LL	7.40	-	44.40
PL	0.66	-	3.96
WA (-)	36.63	-	219.78
BR (-)	-	0.78	14.53
EQ (-)	-	51.94	771.31

Fuente: Autores.

7.4.3.4.2. Combinación de cargas

Con respecto al tipo de cargas aplicadas para el análisis de la capacidad de carga última de la pila, se considera los siguientes estados límites como más críticos incluyendo las consideraciones sísmicas:

- Resistencia I
- Resistencia II
- Resistencia V
- Evento Extremo I
- Servicio I
- Servicio II

Para el análisis de estabilidad se considera el estado límite de servicio I.

La pila está sometido a los siguientes grupos de cargas según el AASHTO LRFD 2012 en su sección 3.4.1.1

- Resistencia I: $\gamma_p DC + \gamma_p DW + \gamma_p EV + 1.75LL + 1.75PL + 1.75BR + WA$
- Resistencia II: $\gamma_p DC + \gamma_p DW + \gamma_p EV + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR + WA$
- Resistencia V: $\gamma_p DC + \gamma_p DW + \gamma_p EV + 1.35LL + 1.35PL + 1.35BR + WA$
- Evento extremo I: $\gamma_p DC + \gamma_p DW + \gamma_p EV + \gamma_{EQ} LL + \gamma_{EQ} PL + \gamma_{eq} BR + EQ + WA$
- Servicio I: $DC + DW + EV + LL + PL + BR + WA$
- Servicio II: $DC + DW + EV + 1.3LL + 1.3PL + 1.3BR + WA$

Según lo visto en el capítulo de normas y especificaciones los valores de γ_p y γ_{EQ} , serán los siguientes:

- Resistencia I: $1.25DC+1.5DW+1.35EV+1.75LL+1.75PL+1.75BR+WA$
- Resistencia II,V: $1.25DC+1.5DW+1.35EV+1.35LL+1.35PL+1.35BR+WA$
- Evento ext. I: $1.25DC+1.5DW+1.35EV+0.15LL+0.15PL+0.15BR+EQ+WA$
- Servicio I: $DC+DW+EV+LL+PL+BR+WA$
- Servicio II: $DC+DW+EV+1.3LL+1.3PL+1.3BR+WA$

Consideraciones para los factores γ_p y γ_{eq} :

- Se seleccionará el 15% para el factor de carga γ_{eq} en el estado límite de evento extremo I , por el hecho de que se asume que dichas cargas son eventuales y no siempre van a estar aplicadas sobre el puente
- Se utilizará los máximos factores de γ_p para las cargas verticales, lo cual, generan volcamiento y deslizamiento; de esta manera maximizar las condiciones críticas de volcamiento y deslizamiento en la estructura.

7.4.3.4.3. Capacidad admisible de la pila

Se utilizará pilotes pre barrenados circulares de 1.0 m de diámetro hasta llegar al estrato más competente (arenoso) según la siguiente distribución:

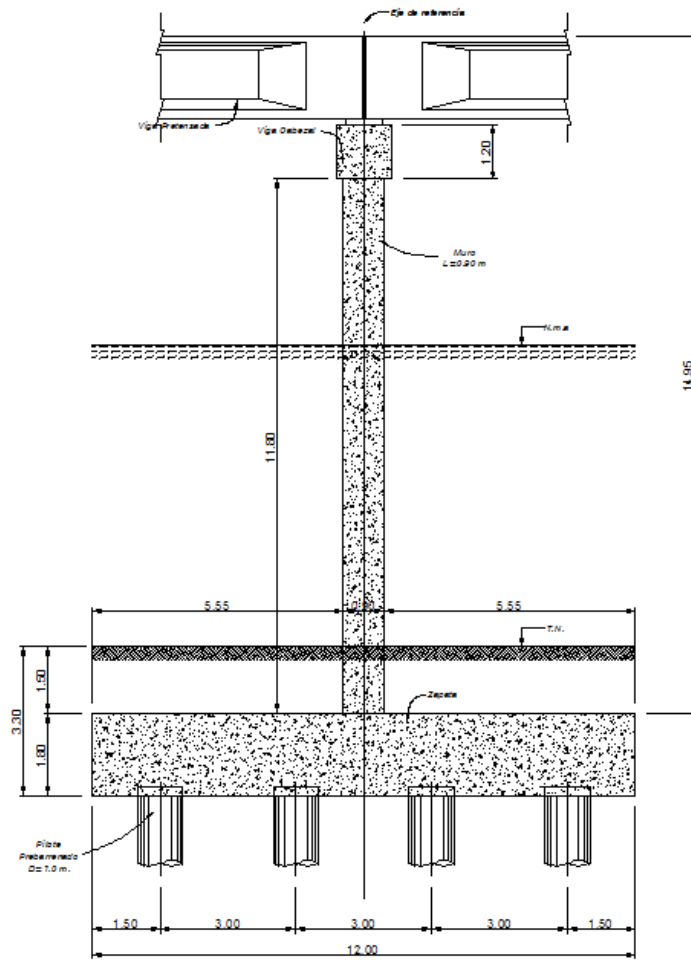


Figura 7.56: Distribución lateral de pilotes para la pila P3.
Fuente: Autores.

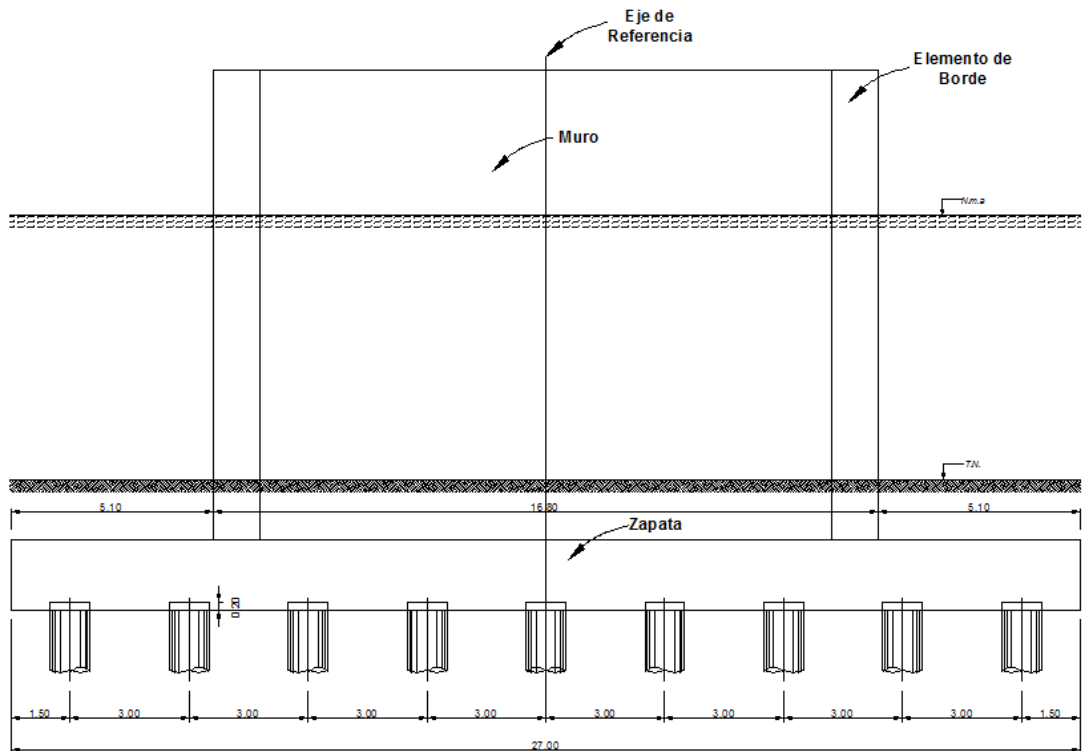


Figura 7.57: Distribución frontal de pilotes para la pila P3.
Fuente: Autores.

La capacidad última de carga de un pilote es la suma entre la carga de punta más la resistencia total por fuste o fricción superficial generada en la interfaz suelo-pilote.

A continuación se muestran los cálculos para la capacidad de carga por punta, fuste y carga admisible.

Tabla CLXVIII: Cálculo de carga admisible para los pilotes de la pila P3.

Resistencia de Fuste (Q f - Fricción)												
Fuste en:	Arena	Coyle y Castello 1981							Qf= k * σ'v * tan(0.85φ) * p * ΔL (ton)			
Fuste en:	Arcilla	Meyerhof 1976							Qf= α*p*cu*ΔL (ton)			
Diametro (m):	1.00	ΔL (m)	Meyerhof	Coyle y Castello								
Perimetro p (m):	3.1416				Qf (ton)	Qf (ton)						
Estrato - Profundidad	Ø	k	α	γ (t/m3)	U (t/m2)	σ'v (t/m2)	Cu (T/m2)	ΔL (m)	Meyerhof	Coyle y Castello		
									Qf (ton)	Qf (ton)		
1	(0.00 m - 2.00 m)	0	-	1	1.547	-	-	2.05	0	0.00	-	
2	(2.00 m - 3.00 m)	0	-	1	1.620	-	-	1.65	0	0.00	-	
3	(3.00 m - 4.00 m)	0	-	1	1.535	0.70	0.37	1.45	0.7	3.19	-	
4	(4.00 m - 6.00 m)	0	-	1	1.316	2.70	0.85	0.93	2	5.81	-	
5	(6.00 m - 7.00 m)	0	-	1	1.382	3.70	1.41	1.25	1	3.93	-	
6	(7.00 m - 8.00 m)	0	-	1	1.419	4.70	1.97	0.95	1	2.98	-	
7	(8.00 m - 10.00 m)	0	-	1	1.447	6.70	2.99	1.20	2	7.54	-	
8	(10.00 m - 11.00 m)	0	-	1	1.422	7.70	3.25	1.40	1	4.40	-	
9	(11.00 m - 13.00 m)	0	-	1	1.400	9.70	3.88	0.50	2	3.14	-	
10	(13.00 m - 14.00 m)	0	-	1	1.400	10.70	4.28	0.88	1	2.76	-	
11	(14.00 m - 16.00 m)	0	-	1	1.400	12.70	5.08	1.00	2	6.28	-	
12	(16.00 m - 24.00 m)	0	-	1	1.500	20.70	10.35	2.00	8	50.27	-	
13	(24.00 m - 29.00 m)	28	0.20	-	1.800	25.70	20.56	4.00	5	-	28.49	
14	(29.00 m - 36.00 m)	30	0.20	-	1.800	32.70	26.16	12.50	7	-	54.88	
15	(36.00 m - 48.00 m)	30	0.20	-	1.800	42.00	21.00	12.50	2.3	-	14.48	
16	(48.00 m - 54.00 m)	0	-	1	1.500	-	-	2.00	0	0.00	0.00	
L pilotes (m)=								35.00	90.31	97.84		
									$\sum Q_f =$	188.15	ton	
Resistencia por Punta (Q p)												
Meyerhof 1976						Coyle y Castello 1981						
Pilote empotrado en:	Arena	$Q_p(arenas) = A_p * q' * N'_q =$				2968.81	Pilote empotrado en:	Arena				
Diametro (m):	1.00	$Q_p = A_p * q' * N'_q \leq A_p * q_t =$				136.04	Diametro (m):	1.00				
Área del pilote Ap(m2):	0.79						Área del pilote Ap(m2):	0.79				
L pilotes (m):	35.00						L pilotes (m):	35.00				
γ (t/m3):	1.800						γ (t/m3):	1.800				
q' (esfuerzo vertical en la punta) (t/m2):	63.00	Qp (ton)=				136.04	q' (esfuerzo vertical en la punta) (t/m2):	63.00				
q (resistencia de punta límite) (t/m2):	173.21						N'q (factor de carga):	25				
N'q (factor de carga):	60.00						$Q_p(arenas) = A_p * q' * N'_q =$	1237.01	ton			
Capacidad de Carga - Q adm												
n1 (# filas)	n2	$\sum Q_u = n1 * n2 [Q_p + Q_f] =$				51305.52						
4	9											
F.S.	3.5	$Q_{adm} = \sum Q_u / FS =$				14658.72	ton					

Fuente: Autores.

Con una profundidad de 35.0 m para el grupo de pilotes la resistencia por fuste fue de 188.15 ton, la resistencia por punta del método de Meyerhof fue de 136.04 ton mientras que por el método de Coyle y Castello fue de 1237.01 ton; se utilizara los resultados del método de Coyle y Castello debido a que el método de Meyerhof impone una resistencia por punta limite muy inferior a su verdadera capacidad. La capacidad de carga admisible para el grupo de pilotes es de 14658.72 ton.

7.4.3.4.4. Determinación de p_{max} , p_{min} , evaluación de q_{adm} , factores de seguridad al deslizamiento y volcamiento

Se verificara las dimensiones de la pila P3 y la distribución de los pilotes tomando en cuenta los siguientes criterios de diseño:

- Se verificara la falla por capacidad portante del grupo de pilotes con un factor de seguridad de 3.5 según el AASHTO estándar 2002.
- El factor de seguridad por deslizamiento será mayor a 1.5 según Chen & Duan (2014).
- El factor de seguridad al volcamiento será mayor de 2.0 según Chen & Duan (2014).

A continuación se muestra la carga última máxima y mínima de cimentación para la pila P3, los valores

Tabla CLXIX: Carga ultima máxima y mínima del suelo para la pila P3.

Estado Límite	Combinación de Carga		$e=B/2 - M/P$ (m)	Qu max	Qu min
	P Carga (ton)	M (ton*m)		(ton/m ²)	(ton/m ²)
Resistencia I	159.17	929.60	0.16	14.32	12.20
Resistencia II,V	155.95	916.06	0.13	13.81	12.18
Evento Ext. I	146.28	104.16	5.29	44.42	-20.04
Servicio I	114.15	670.37	0.13	10.12	8.91
Servicio II	116.57	680.52	0.16	10.50	8.93

Fuente: Autores.

A continuación se muestran los valores de carga axial, cortante y momento para el análisis del sentido débil por rotulación plástica del elemento de borde y muro obtenidos de la sección 8.3.1.5.4 y 8.3.1.6.4.

Tabla CLXX: Fuerzas en la zapata por análisis de articulaciones plásticas.

Elemento de Borde (2 Ele. L=1.2m)			
Articulación Plástica	Carga Áxial	Cortante	Momento
	t/m	t/m	t m/m
	797.77	143.09	426.54
Muro (1 Ele. L=14.4m)			
Articulación Plástica	Carga Áxial	Cortante	Momento
	t/m	t/m	t m/m
	272.7	126.70	745.70

Fuente: Autores.

A continuación se muestra la carga última total de cimentación para la pila P3 incluido el análisis de rotulación plástica y la evaluación de la capacidad admisible del grupo de pilotes.

Tabla CLXXI: Carga ultima vs. Carga admisible para la pila P3.

Estado Límite	Qu max total	Qu min total	Qu adm	Evaluación
	(ton)	(ton)	(ton)	
Resistencia I	4640.92	3954.31	14658.72	Satisface
Resistencia II,V	4475.40	3945.73	14658.72	Satisface
Evento Ext. I	14391.52	-6492.67	14658.72	Satisface
Servicio I	3278.22	2885.88	14658.72	Satisface
Servicio II	3402.36	2892.31	14658.72	Satisface
Rótula Plástica	5841.53		14658.72	Satisface

Fuente: Autores.

Por lo tanto el grupo de pilotes satisface la demanda de carga última de la pila P3, teniendo como mayor demanda 14391.52 ton en el estado límite de evento extremo I.

Para la evaluación de la estabilidad al volcamiento, los momentos que generan volcamiento para el estado límite de servicio I son la flotación y la fuerza de frenado, dando un factor de seguridad de 2.86 cumplimiento la demanda.

Tabla CLXXII: Factor de seguridad al volcamiento para la pila P3.

Estado Límite	Momentos		Factor de Seguridad	Factor de Seguridad	Evaluación
	Resistente	Volcamiento			
	(ton m)	(ton m)	Volcamiento	Límite	
Servicio I	670.37	234.31	2.86	2.00	Satisface

Fuente: Autores.

Para la evaluación del factor de seguridad al deslizamiento, la fuerza que ocasiona deslizamiento es la de frenado para el estado límite de servicio I, dando un factor de seguridad de 146.35 cumplimiento la demanda.

Tabla CLXXIII: Factor de seguridad al deslizamiento para la pila P3.

Estado Límite	Carga		Factor de Seguridad	Factor de Seguridad	Evaluación
	Resistente	Deslizante			
	(ton m)	(ton m)	Volcamiento	Límite	
Servicio I	114.15	0.78	146.35	1.50	Satisface

Fuente: Autores.

7.4.3.5. Diseño de la zapata

Consistirá en diseñar una zapata de 12 x 27 m para un muro de 0.9 x 16.8 m teniendo en cuenta que la capacidad de carga del grupo de pilotes es de 14658.72 ton y su diámetro es de 1.00 m trabajando a punta y a fuste.

El AASHTO LRFD 2012 en la sección 5.13.3.2 indica que para el diseño de zapatas se deberá suponer que los pilotes hincados individualmente pueden desviarse 150 mm o un cuarto del diámetro del pilote (250 mm) respecto a la posición programada.

La zapata utiliza 36 pilotes, por lo tanto, la capacidad de carga de un pilote es de 407.19 ton.

En la base del muro y de los elementos de borde se producen cargas axiales, cortantes y momentos debido al análisis de articulaciones plásticas, las cuales servirán para el diseño de la zapata y se detallan a continuación:

Tabla CLXXIV: Cargas axiales, cortantes y momentos sobre la zapata de la pila P3.

Elemento de Borde (2 Ele. L=1.2m)			
Articulación Plástica	Carga Áxial	Cortante	Momento
	Pu (t)	Vu (t)	Mu (t m)
	957.324	171.708	511.848
Muro (1 Ele. L=14.4m)			
Articulación Plástica	Carga Áxial	Cortante	Momento
	Pu (t)	Vu (t)	Mu (t m)
	3926.88	1824.48	10738.08

Fuente: Autores.

Con estas fuerzas tenemos la siguiente distribución:

- $P_{u(\text{grupo de pilotes})} = 5841.52 \text{ ton}$
- $P_{u(\text{pilote})} = \frac{5841.52}{36} = 162.26 \text{ ton}$
- $V_{u(\text{grupo de pilotes})} = 2167.90 \text{ ton}$
- $V_{u(\text{pilote})} = \frac{2167.90}{36} = 60.22 \text{ ton}$
- $M_{u(\text{grupo de pilotes})} = 11761.78 \text{ ton m}$
- $M_{u(\text{pilote})} = \frac{11761.78}{36} = 326.71 \text{ ton m}$

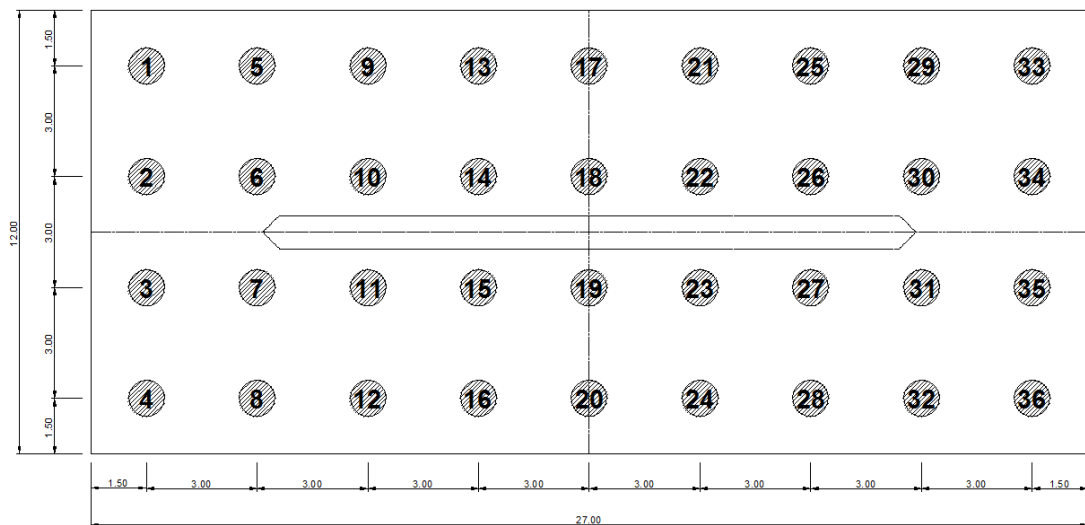


Figura 7.58: Distribución en planta de los pilotes para la pila P3.
Fuente: Autores.

El armado de la zapata se lo realizara en dos direcciones según el AASHTO LRFD 2012 sección 5.13.3.6.3.

Para el sentido más largo tenemos la siguiente distribución:

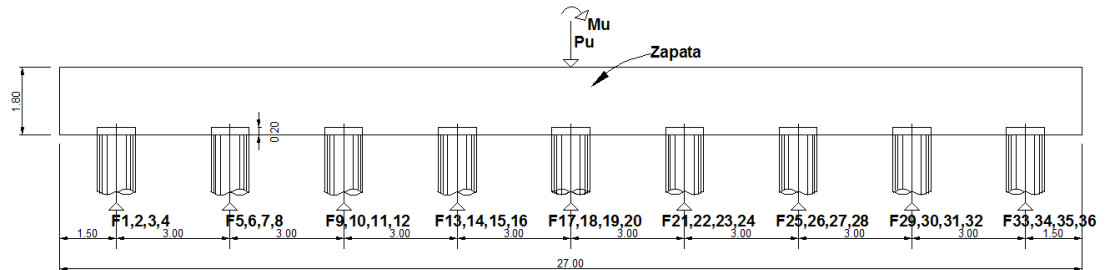


Figura 7.59: Distribución 1, lateral de los pilotes para la pila P3.
Fuente: Autores.

Tabla CLXXV: Distribucion 1, de carga axial a lo largo de la zapata, de la pila P3.

# Pilote	X_i	X_{i2}	Pu (Pilote) ton	Mu (Pilote) ton m	Mu X_i/X_{i2} ton	Pi ton
	(m)	(m ²)				
1,2,3,4	-12	144.00	162.26	326.71	-27.23	135.03
5,6,7,8	-9	81.00	162.26	326.71	-36.30	125.96
9,10,11,12	-6	36.00	162.26	326.71	-54.45	107.81
13,14,15,16	-3	9.00	162.26	326.71	-108.90	53.36
17,18,19,20	0	-	162.26	326.71	-	162.26
21,22,23,24	3	9.00	162.26	326.71	108.90	271.16
25,26,27,28	6	36.00	162.26	326.71	54.45	216.71
29,30,31,32	9	81.00	162.26	326.71	36.30	198.56
33,34,35,36	12	144.00	162.26	326.71	27.23	189.49

Fuente: Autores.

Por lo tanto la fuerza por cortante por flexión más crítica en el lado más largo será:

$$V_u = 271.16 * 4 = 1084.64 \text{ ton}$$

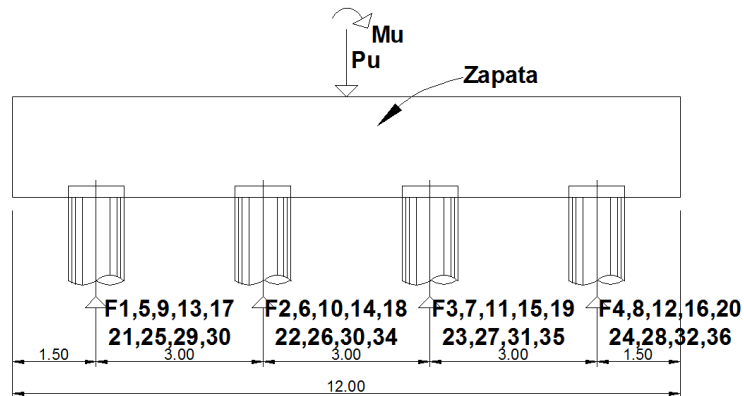


Figura 7.60: Distribución 2, lateral de los pilotes para la pila P3.
Fuente: Autores.

Tabla CLXXVI: Distribucion 2, de carga axial a lo largo de la zapata, de la pila P3.

# Pilote	Xi	Xi2	Pu (Pilote)	Mu (Pilote)	Mu Xi/Xi2	Pi
	(m)	(m2)	ton	ton m	ton	ton
1,5,9,13,17,21,25,29,30	-6	36.00	162.26	326.71	-54.45	107.81
2,6,10,14,18,22,26,30,34	-3	9.00	162.26	326.71	-108.90	53.36
3,7,11,15,19,23,27,31,35	3	9.00	162.26	326.71	108.90	271.16
4,8,12,16,20,24,28,32,36	6	36.00	162.26	326.71	54.45	216.71

Fuente: Autores.

Por lo tanto la fuerza por cortante por flexión más crítica en el lado corto será:

$$V_u = 271.16 * 9 = 2440.44 \text{ ton}$$

7.4.3.5.1. Chequeo de la altura de la zapata

El chequeo se lo realizara para el lado más corto de L=1200 cm.

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi V_n = (0.75 * 0.53) \sqrt{f'c} * b * d$$

Por lo tanto:

$$\phi V_n = (0.75 * 0.53) \sqrt{350} * 1200 \text{ cm} * d = 8923,85 d$$

$$\phi V_n = V_u$$

Por lo tanto:

$$d = \frac{V_u}{20078.67} = \frac{1084.64 * 1000}{8923,85} = 121.54 \text{ cm} \approx 122 \text{ cm}$$

La altura de la zapata será mínimo $d=122 \text{ cm} + 20 \text{ cm}$ (empotramiento del pilote en el cabezal), dando así una altura efectiva de $h=142 \text{ cm}$. Así la altura adoptada preliminarmente de 180 cm es satisfactoria.

7.4.3.5.2. Diseño del acero de refuerzo en la parte inferior

$L= 2700 \text{ cm}$. Armado Transversal

$$M_{u(\text{diseño})} = V_u * e$$

$$A_s = 29.39 * \frac{M_{u(\text{diseño})}}{d} \geq \frac{14}{f_y} Ld$$

Donde:

- V_u = Es la máxima fuerza resultante= 1084.64 ton.
- e = Es la excentricidad del muro hasta el centroide del pilote donde se producirá la fuerza $e= 2.5$ m.
- A_s = Área de acero requerida.
- 29.39= Factor ya determinado, que está en función de $f'c$ y f_y .
- $d= 160$ cm peralte de la zapata menos pilotes.

Por lo tanto:

$$M_{u(diseño)} = 1084.64 * 2.50 = 2711.6 \text{ t m}$$

$$A_s = 29.39 * \frac{2711.6}{160} \geq \frac{14}{4200} * 2700 * 160$$

$$A_s = 506.73 \text{ cm}^2 \geq 1440 \text{ cm}^2$$

El área A_s es de 1440 cm^2 , si utilizamos varillas $\emptyset 28 \text{ mm}$ cuya área nominal es de 6.15 cm^2 , el número de varillas será:

$$\# \emptyset 28 = \frac{A_s}{A_{\emptyset 28}} = \frac{1440}{6.15} = 235 \text{ varillas}$$

Si este número de varillas lo repartimos a lo largo de la zapata tenemos la separación S entre varillas:

$$S = \frac{L}{\# \emptyset 28} = \frac{2700 \text{ cm}}{235} = 11.5 \approx 10 \text{ cm}$$

Para el desarrollo de la parte inferior de la zapata se utilizara $\emptyset 28$ cada 10 cm para el armado transversal.

L= 1200 cm. Armado Longitudinal

$$M_{u(\text{diseño})} = Vu * e$$

$$A_s = 29.39 * \frac{M_{u(\text{diseño})}}{d} \geq \frac{14}{fy} Ld$$

Donde:

- Vu = Es la máxima fuerza resultante= 2440.44 ton.
- e = Es la excentricidad del muro hasta el centroide del pilote donde se producirá la fuerza $e= 1.05$ m.
- A_s = Área de acero requerida.
- 29.39= Factor ya determinado, que está en función de $f'c$ y fy .
- d = 160 cm peralte de la zapata menos pilotes.

Por lo tanto:

$$M_{u(\text{diseño})} = 2440.44 * 1.05 = 2562.46 \text{ t m}$$

$$A_s = 29.39 * \frac{2562.46}{160} \geq \frac{14}{4200} * 1200 * 160$$

$$A_s = 470.69 \text{ cm}^2 \geq 640 \text{ cm}^2$$

El AASHTO LRFD en su sección 5.13.3.5 dice que, para zapatas armadas en dos direcciones, la armadura se deberá distribuir en la dirección longitudinal según la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{-sección larga}} = A_{s\text{-sección corta}} * \frac{2}{\beta + 1}$$

Donde:

- β =Relacion entre el lado largo y el lado corto de la zapata.

Por lo tanto:

$$A_{s\text{-sección larga}} = A_{s\text{-sección corta}} * \frac{2}{27/12 + 1}$$

$$A_{s\text{-sección larga}} = A_{s\text{-sección corta}} * 0.62$$

$$A_{s\text{-sección larga}} = 640 * 0.62 = 396.8 \text{ cm}^2$$

El área A_s es de 396.8 cm^2 , si utilizamos varillas $\emptyset 22 \text{ mm}$ cuya área nominal es de 3.8 cm^2 , el número de varillas será:

$$\# \emptyset 22 = \frac{A_s}{A_{\emptyset 22}} = \frac{396.8}{3.8} = 105 \text{ varillas}$$

Si este número de varillas lo repartimos a lo largo de la zapata tenemos la separación S entre varillas:

$$S = \frac{L}{\# \emptyset 22} = \frac{1200 \text{ cm}}{105} = 11.4 \approx 10 \text{ cm}$$

Para el desarrollo de la parte inferior de la zapata se utilizara $\emptyset 22$ cada 10 cm .

Para el refuerzo longitudinal.

7.4.3.5.3. Diseño del acero de refuerzo en la parte superior

$L = 2700 \text{ cm}$. Armado Transversal

El área de acero superior viene dada por la siguiente expresión:

$$A_s = 0.002 * L * d$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.002 * 2700 * 160 = 864 \text{ cm}^2$$

El área A_s es de 864 cm^2 , si utilizamos varillas $\emptyset 22 \text{ mm}$ cuya área nominal es de 3.8 cm^2 , el número de varillas será:

$$\# \emptyset 22 = \frac{A_s}{A_{\emptyset 22}} = \frac{864}{3.8} = 228 \text{ varillas}$$

Si este número de varillas lo repartimos a lo largo de la zapata tenemos la separación S entre varillas:

$$S = \frac{L}{\# \emptyset 22} = \frac{2700 \text{ cm}}{228} = 11.8 \approx 10 \text{ cm}$$

Para el desarrollo de la parte superior de la zapata se utilizara $\emptyset 22 \text{ cada } 10 \text{ cm}$.

L= 1200 cm. Armado Longitudinal

El área de acero superior viene dada por la siguiente expresión:

$$A_s = 0.002 * L * d$$

Por lo tanto:

$$A_s = 0.002 * 1200 * 160 = 384 \text{ cm}^2$$

El AASHTO LRFD en su sección 5.13.3.5 dice que, para zapatas armadas en dos direcciones, la armadura se deberá distribuir en la dirección longitudinal según la siguiente ecuación:

$$A_{s\text{-sección larga}} = A_{s\text{-sección corta}} * \frac{2}{\beta + 1}$$

Por lo tanto:

$$A_{s\text{-sección larga}} = A_{s\text{-sección corta}} * 0.62$$

$$A_{s\text{-sección larga}} = 384 * 0.62 = 238.08 \text{ cm}^2$$

El área A_s es de 238.08 cm^2 , si utilizamos varillas $\emptyset 18 \text{ mm}$ cuya área nominal es de 2.54 cm^2 , el número de varillas será:

$$\# \emptyset 16 = \frac{A_s}{A_{\emptyset 16}} = \frac{238.08}{2.01} = 119 \text{ varillas}$$

Si este número de varillas lo repartimos a lo largo de la zapata tenemos la separación S entre varillas:

$$S = \frac{L}{\# \emptyset 16} = \frac{1200 \text{ cm}}{119} = 10.08 \approx 10 \text{ cm}$$

Para el desarrollo de la parte superior de la zapata se utilizara $\emptyset 16$ cada 10 cm.

7.5. Presupuesto referencial

Se utilizaran los salarios mínimos por ley de la Contraloría General del Estado validos a partir de enero del 2016, tomando en cuenta una remuneración básica unificada mínima de \$ 366.00 y la jornada de trabajo será de acuerdo a la ley con 5 días laborables por semana y 8 horas laborables por día.

Para los rubros que necesiten especificar transporte, la distancia desde Guayaquil a La Parroquia Tarifa será de 30 km.

El presupuesto total referencial no incluye IVA, el valor de la expropiación de áreas municipales y la ampliación de la vía E486A “Samborondón – Miguel Yúnez Zagía”.

Tabla CLXXVII: Presupuesto referencial. Alternativa 3.

PRESUPUESTO					
RUBRO	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL
1	PRELIMINARES	%:	1.57	SUBTOTAL:	99077.22
1.1	ESTUDIO DE SUELOS - VERIF DE CIMENT. CON PERF. MEC. (40 m)	u	10.00	2892.00	28920.00
1.2	TRAZADO Y REPLANTEO	m2	7296.42	1.44	10509.86
1.3	CERRAMIENTO PROVOCIONAL H=2.4 m.	ml	591.32	61.88	36591.33
1.4	LETRERO DE OBRA	u	2.00	445.01	890.02
1.5	CASETA DE OFICINA, BODEGA Y GUARDIANÍA	m2	70.00	73.40	5138.02
1.6	INSTALACIÓN ELÉCTRICA PROVOCIONAL	u	3.00	1415.34	4246.03
1.7	INSTALACIÓN SE AA.PP. PROVOCIONAL	u	3.00	833.45	2500.36
1.8	GUARDIANÍA	mes	12.00	856.80	10281.60
2	DEMOLICIÓN	%:	2.65	SUBTOTAL:	167537.83
2.1	CORTE Y ROTURA DE PAVIMENTO EN ACCESOS Y PUENTE INC. TRANSPORTE	m2	1580.45	19.66	31065.33
2.2	DEMOLICIÓN DE BARANDAS LATERALES INC. TRANSPORTE	m3	61.40	69.07	4241.14
2.3	DEMOLICIÓN DE PASOS PEATONALES INC. TRANSPORTE	m3	41.45	69.07	2863.12
2.4	DEMOLICIÓN DE LOSA EN ACCESOS Y PUENTE INC. TRANSPORTE	m3	366.41	79.88	29268.54
2.5	DESMONTAJE DE VIGAS CAJÓN	u	4.00	1233.92	4935.68
2.6	DESMONTAJE DE VIGAS AASHTO TIPO I	u	4.00	629.53	2518.14
2.7	DEMOLICIÓN DE VIGAS Y DIAFRAGMAS INC. TRANSPORTE	m3	546.65	79.88	43665.96
2.8	DEMOLICIÓN DE PILAS INC. TRANSPORTE	m3	487.83	79.88	38967.47
2.9	DEMOLICIÓN DE ESRTIBOS Y M. A. INC. TRANSPORTE	m3	132.14	75.77	10012.46
3	MOVIMIENTO DE TIERRAS	%:	1.42	SUBTOTAL:	89971.96
3.1	EXCAVACIÓN Y DESALOJO EN ESTRIBOS Y ACCESOS	m3	4145.30	11.84	49062.11
3.2	RELLENO CON MATERIAL IMPORTADO	m3	2501.72	16.35	40909.85
4	SUBESTRUCTURA	%:	71.71	SUBTOTAL:	4528444.67
4.1	PREBARRENADO DE PILOTES	mL	4572.00	324.00	1481328.00
4.2	HORMIGON BOMBEABLE F'C= 350 Kg/cm2 Inc. Encofrado	m3	6167.10	290.69	1792686.08

PRESUPUESTO					
RUBRO	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL
4.3	REPLANTILLO DE HORMIGÓN BOMBEABLE F'C:180 KM/CM2 Inc. Encofrado	m3	144.90	262.90	38094.30
4.4	PLACAS DE NEOPRENO INCRISTADAS METÁLICAS 50X50X5 CM	u	56.00	366.04	20498.45
4.5	ACERO DE REFUERZO FY=4200 Kg/cm2	Kg	320482.7	2.49	798848.05
4.6	MONTAJE Y DESMONTAJE DE TABLESTACAS	u	432.0	169.01	73013.79
4.7	BOMBA PARA EXTRACCIÓN DE AGUA	mes	4.00	10200.00	40800.00
4.8	TABLESTACAS METÁLICAS TIPO A 588 INC. TRANSPORTE	u	108.0	2622.00	283176.00

5	SUPERESTRUCTURA	:%	20.40	SUBTOTAL:	1288339.70
5.1	VIGAS PREFABRICADAS PRETENSADAS (38.0 m), TRASPORTE Y MONTAJE	u	28.00	25471.10	713190.74
5.2	HORMIGON BOMBEABLE F'C= 350 Kg/cm2 Inc. Encofrado	m3	786.72	290.69	228688.04
5.3	JUNTA TIPO TRANSFLEX 250 O SIMILAR	mL	84.00	615.92	51737.21
5.4	CAPA DE RODADURA DE HORM. ASFALTICO E=5,0 CM (INC. IMPRIM)	m2	3023.89	10.73	32450.60
5.5	DRENAJE EN TUBERIA PVC RDE 21 DE 4" PARA PUENTES	mL	11.00	6.64	73.08
5.6	BARRERAS LATERALES DE HORMIGÓN TIPO NEW JERSEY	mL	304.00	216.13	65703.98
5.7	BARRERA CENTRAL DE HORMIGÓN ARMADO	mL	152.00	208.40	31676.06
5.8	ACERO DE REFUERZO FY=4200 Kg/cm2 (losa superior)	Kg	66122.66	2.49	164819.99

6	COMPLEMENTARIOS: VÍAS E INSTALACIONES	:%	2.02	SUBTOTAL:	127844.43
6.1	LOSA DE APROXIMACIÓN (HORMIGÓN BOMBEABLE f'c=280 kg/cm2)	m3	268.80	276.62	74355.45
6.2	SUB-BASE CLASE 1 (e=0.25 m), (INC. TRANSPORTE)	m3	268.80	22.92	6160.90
6.3	BASE CLASE 1 (e=0.20 m), (INC. TRANSPORTE)	m3	215.04	24.91	5357.08
6.4	CAPA DE RODADURA DE HORM. ASFALTICO E=5,0 CM (INC. IMPRIM)	m2	1075.20	10.73	11538.41
6.5	SUM. E INST. DE POSTE DE ILUMINACIÓN L = 11.00 m	u	6.00	268.63	1611.79
6.6	SUM. E INST. DE LUMINARIAS 250 WATTS HPS	u	6.00	284.56	1707.34
6.7	BARRERA METALICAS H=1m. PARA ACCESOS	mL	128.00	211.82	27113.47

7	SEGURIDAD AMBIENTAL	:%	0.22	SUBTOTAL:	13982.69
7.1	BASURERO METÁLICO EN OBRA	u	10.00	42.39	423.94
7.2	BATERÍAS SANITARIAS PARA OBREROS	u	3.00	1080.00	3240.00
7.3	AGUA PARA CONTROL DE POLVO	m3	30.00	3.68	110.47

PRESUPUESTO					
RUBRO	DETALLE	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO	TOTAL
7.4	MONITOREO PARA CALIDAD DEL AIRE	u	1.00	360.00	360.00
7.5	PLAN DE MANEJO AMBIENTAL	Glb	1.00	6000.00	6000.00
7.6	BOTIQUIN PRIMEROS AUXILIOS	u	3.00	180.00	540.00
7.7	PUNTO DE MONITOREO DE RUIDO	u	1.00	45.64	45.64
7.8	CONTROL DE RESIDUOS	mes	12.00	262.89	3154.64
7.9	EXTINTOR POLVO QUÍMICO	u	3.00	36.00	108.00

PRECIO TOTAL DE LA OFERTA (SIN IVA) USD:	6315198.51
---	-------------------

Fuente: Autores.

Los análisis de precios unitarios se muestran en el Anexo H: Análisis de precios unitarios de la alternativa III.

Para el cálculo del análisis de precios unitarios de cada rubro se ha considerado un factor de sobrecosto FSC del 20% del presupuesto referencial, el cual se desglosa a continuación:

- Costo indirecto: 14.00%
- Improvistos: 1.00%
- Utilidad: 4.00%
- Financiamiento: 1.00%

El porcentaje del 14.00% de costos indirectos del presupuesto referencial se considera el pago durante 12 meses de lo siguiente:

- Pago de personal técnico, operativo y administrativo.
- Alquiler de bienes inmuebles.
- Pago de obligaciones, seguros y fianzas para la obra.
- Capacitación de personal.
- Bonificaciones e incentivos al personal.
- Consumo de materiales de oficina.

El presupuesto destinado para el costo indirecto, imprevisto, utilidad y financiamiento se detalla a continuación, junto con el costo de operación por metro cuadrado de obra.

Tabla CLXXVIII: Detalle de la operación y costo por metro cuadrado.

<i>Materia Integradora - ESPOL</i>	
ALTERNATIVA 3	
Factor de Sobrecosto	
Costo Indirecto	14.00%
Imprevistos	1.00%
Utilidad	4.00%
Financiamiento	1.00%
Factor de Sobrecosto	20.00%
Detalle	
Costo de Operación	\$6315198.51
Costo Directo	\$5052158.8
Costo Indirecto	\$884127.79
Imprevistos	\$63151.99
Utilidad	\$252607.94
Financiamiento	\$63151.99
M2 DE CONSTRUCCIÓN	3628.8
COSTO DE OPERACIÓN POR M2	\$1740.3

Fuente: Autores.

7.6. Tiempo estimado de la ejecución de la obra

Según los rubros propuestos en la sección de presupuesto referencial, se estimara el posible tiempo que tardaría la ejecución de la obra. Para la determinación de la estimación de cada actividad se utilizaron los rendimientos y cantidades de cada rubro.

Se otorgara un rango de 1 a 5 días laborables dependiendo de la actividad, este rango servirá como la posible incertidumbre que podría existir en cada estimación.

Tabla CLXXIX: Tiempo estimado para la ejecución de la alternativa 3.

Tiempo Estimado de la Ejecucion de la Obra			
Actividad	Rango (Días laborables)		Rango de Duracion (día)
			Días Laborables
Preliminares	1	2	
Movimiento de Tierras	21	26	
Subestructura	68	73	
Superestructura	63	68	
Complementarios	21	26	
Demolición	66	71	
Seguridad Ambiental	Durante Obra		
Total (días laborable):	219	246	219 - 246
Total (días calendario):	329	369	329-369 (11-12 Meses)

Fuente: Autores.

El tiempo estimado de la ejecución de la obra tentativamente seria de 11 a 12 meses calendario.

CAPITULO 8

8. ANÁLISIS DE ALTERNATIVAS

8.1. Criterios para selección de la alternativa

Para determinar la alternativa más conveniente se tomará en cuenta los siguientes criterios:

Tabla CLXXX: Criterios de selección de alternativas.

Criterios	Importancia %
Costo de la obra	20
Tiempo de ejecución de la obra	15
Tráfico y movilidad (Social)	15
Durabilidad	15
Comportamiento hidráulico	10
Comportamiento estructural	10
Afectación ambiental	10
Mantenimiento	5
Total:	100

Fuente: Autores.

Cada uno de los criterios tendrá una calificación que varía de 1 a 10, obteniendo 10 la alternativa que cumpla con los parámetros establecidos en cada uno de los criterios, 1 la alternativa que se encuentre más alejada de los parámetros establecidos.

Se realizara un promedio de las puntuaciones obtenidas en cada criterio considerando el % de importancia, finalmente se obtendrá una calificación sobre 10 para cada una de las alternativas, seleccionando la alternativa con mayor puntuación.

Costo de la obra

Se le otorgará la mayor puntuación a la alternativa que tenga el costo más bajo y la puntuación de las demás alternativas dependerá linealmente de la alternativa con el costo más bajo.

Tiempo de ejecución de la obra

Se le otorgará la mayor puntuación a la alternativa que requiera el menor tiempo posible para su ejecución y la puntuación de las demás alternativas dependerá linealmente de la alternativa con el menor tiempo.

Tráfico y movilidad

Se le otorgará una puntuación de 10 a la alternativa que posea el número de carriles necesarios para el tráfico actual y futuro, y una puntuación de 1 a las alternativas que no posean el número de carriles adecuados.

Durabilidad

Se le otorgara una puntuación de 10 a la alternativa que tenga mayor vida útil y la puntuación de las demás alternativas dependerá linealmente de la alternativa con la mayor vida útil.

Comportamiento hidráulico

La calificación dependerá de dos factores:

1. La incidencia que tenga la alternativa a implantarse en el cauce natural del río Los Tintos.
2. Un galibo adecuado para la época de mayores crecidas.

La alternativa que cumpla satisfactoriamente con los dos factores tendrá una puntuación de 10, la alternativa que cumpla satisfactoriamente con un uno de los factores tendrá una puntuación de 5 y la que no cumpla con ninguno de los factores tendrá una puntuación de 1.

Comportamiento estructural

La calificación dependerá de los siguientes factores:

1. La estructura debe brindar confort para los vehículos y peatones.
2. La estructura debe ser capaz de resistir las cargas generadas por vehículos, sismos y demás que puedan existir durante la vida útil, sin sufrir daños significativos.

La alternativa que cumpla satisfactoriamente con los dos factores tendrá una puntuación de 10, la alternativa que cumpla satisfactoriamente con un uno de los factores tendrá una puntuación de 5 y la que no cumpla con ninguno de los factores tendrá una puntuación de 1.

Afectación ambiental

Se le otorgará una puntuación de 10 a la alternativa que menos afecte al medio ambiente, 5 a la de mediana afectación ambiental y 1 a la alternativa con mayor afectación ambiental.

Mantenimiento

Se le otorgara una puntuación de 10 a la alternativa que requiera mantenimiento en el mayor tiempo posible, 1 a la alternativa que requiera mantenimiento en el menor tiempo posible y 5 a la alternativa que requiera mantenimiento en un periodo intermedio.

8.2. Matriz de selección de la alternativa

Costo de la obra

Siguiendo los criterios especificados anteriormente, se obtiene:

Tabla CLXXXI: Valoración de las alternativas según el costo de la obra.

Alternativa	Costo (m2)	Valoración
1. Rehabilitación del actual puente	\$291.04	10
2. Reconstrucción del actual puente	\$1015.42	4
3. Diseño de un nuevo puente	\$1740.30	3

Fuente: Autores.

Tiempo de ejecución de la obra

Siguiendo los criterios especificados anteriormente, se obtiene:

Tabla CLXXXII: Valoración de las alternativas según el tiempo de ejecución.

Alternativa	Tiempo de ejecución (Meses)	Valoración
1. Rehabilitación del actual puente	8	8.6
2. Reconstrucción del actual puente	7	10
3. Diseño de un nuevo puente	12	4.3

Fuente: Autores.

Tráfico y movilidad

Siguiendo los criterios especificados anteriormente, se obtiene:

Tabla CLXXXIII: Valoración de las alternativas según su ventaja para el tráfico.

Alternativa	Valoración
1. Rehabilitación del actual puente	1
2. Reconstrucción del actual puente	1
3. Diseño de un nuevo puente	10

Fuente: Autores.

Durabilidad

Siguiendo los criterios especificados anteriormente, se obtiene:

Tabla CLXXXIV: Valoración de las alternativas según su durabilidad.

Alternativa	Valoración
1. Rehabilitación del actual puente	5
2. Reconstrucción del actual puente	5
3. Diseño de un nuevo puente	10

Fuente: Autores.

La alternativa 1 y 2 son desarrolladas para tener una vida útil de máximo 50 años más. La alternativa 3 es desarrollada para una vida útil de 100 años, por lo que tendrá la mayor calificación.

Comportamiento hidráulico

Siguiendo los criterios especificados anteriormente, se obtiene:

Tabla CLXXXV: Valoración de las alternativas según su comportamiento hidráulico.

Alternativa	Valoración
1. Rehabilitación del actual puente	5
2. Reconstrucción del actual puente	5
3. Diseño de un nuevo puente	5

Fuente: Autores.

La calificación fue otorgada en base a que todas las alternativas tienen un galibo adecuado, sin embargo, tienen pilas dentro del cauce natural del río Los Tintos.

Comportamiento estructural

Siguiendo los criterios especificados anteriormente, se obtiene:

Tabla CLXXXVI: Valoración de las alternativas según su comportamiento estructural.

Alternativa	Valoración
1. Rehabilitación del actual puente	5
2. Reconstrucción del actual puente	10
3. Diseño de un nuevo puente	10

Fuente: Autores.

La alternativa 3 al ser un diseño nuevo, es capaz de resistir las cargas generadas por vehículos y sismo, generando un confort para los vehículos y peatones. La alternativa 2 genera menores cargas sobre la subestructura, adicionalmente se corrige los defectos de deformación en el tablero, por lo que,

se considera que cumple satisfactoriamente con los criterios de calificación. La alternativa 1 sin embargo, mantiene la deflexión en el tablero del puente y por consiguiente la desconfianza de los usuarios por vibraciones.

Afectación ambiental

Siguiendo los criterios especificados anteriormente, se obtiene:

Tabla CLXXXVII: Valoración de las alternativas según su afectación ambiental.

Alternativa	Valoración
1. Rehabilitación del actual puente	5
2. Reconstrucción del actual puente	5
3. Diseño de un nuevo puente	1

Fuente: Autores.

Se tomara en cuenta que la alternativa con mayor actividad de demolición conllevan una mayor afectación ambiental.

Mantenimiento

Siguiendo los criterios especificados anteriormente, se obtiene:

Tabla CLXXXVIII: Valoración de las alternativas según su mantenimiento.

Alternativa	Valoración
1. Rehabilitación del actual puente	5
2. Reconstrucción del actual puente	1
3. Diseño de un nuevo puente	10

Fuente: Autores.

La alternativa 3 será la que necesite menor mantenimiento al ser un nuevo puente de hormigón armado. La alternativa 2 al ser un puente con vigas metálicas requerirá mayor mantenimiento de la alternativa 1.

Resultados

A continuación se muestra la valoración de cada alternativa según su criterio, donde en promedio la alternativa más favorable es la número 3 incluido el porcentaje de importancia.

Tabla CLXXXIX: Matriz de selección de alternativa.

Criterios / Alternativas	1	2	3	Importancia %
	Rehabilitación del actual puente	Reconstrucción del actual puente	Diseño de un nuevo puente	
Costo de la obra	10	4	3	20
Tiempo de ejecución de la obra	8.6	10	4.3	15
Tráfico y movilidad (Social)	1	1	10	15
Durabilidad	5	5	10	15
Comportamiento hidráulico	5	5	5	10
Comportamiento estructural	5	10	10	10
Afectación ambiental	5	5	1	10
Mantenimiento	5	1	10	5
Promedio:	5.6	5.1	6.7	
Promedio con % de Importancia:	5.9	5.3	6.3	

Fuente: Autores.

La alternativa 3 obtuvo una puntuación de 6.3/10 siendo esta la alternativa más favorable.

8.3. Alternativa seleccionada

Finalizado el análisis de selección de alternativa y según la matriz de selección, destacó la alternativa del diseño de un nuevo puente sobre el río Los Tintos, siendo esta la alternativa seleccionada.

A continuación se mostraran imágenes de la alternativa seleccionada sobre el río Los Tintos.

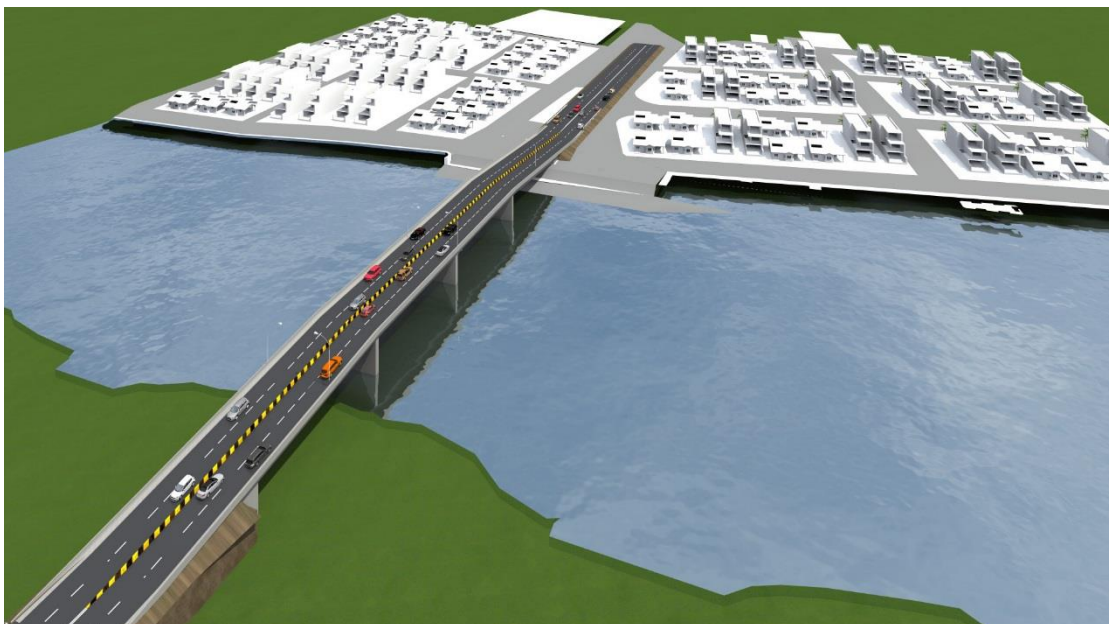


Figura 8.1: Vista general del nuevo puente sobre el río Los Tintos.
Fuente: Autores.



Figura 8.2: Vista norte-este del nuevo puente sobre el río Los Tintos.
Fuente: Autores.



Figura 8.3: Vista sur-este del nuevo puente sobre el río Los Tintos.
Fuente: Autores.

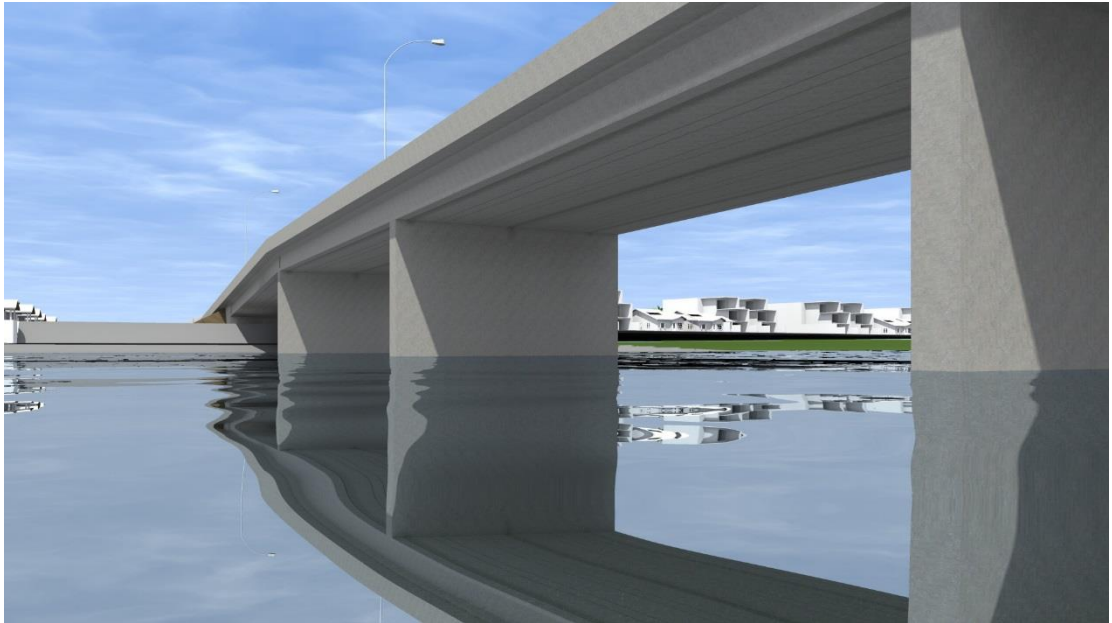


Figura 8.4: Vista inferior del nuevo puente sobre el río Los Tintos.
Fuente: Autores.



Figura 8.5: Vista de la calzada del nuevo puente sobre el río Los Tintos.
Fuente: Autores.

8.4. Plan de manejo ambiental

El plan de manejo ambiental PMA se debe elaborar para las etapas de construcción, Operación y Mantenimiento del proyecto debido a que en cada una de estas se realizan diferentes actividades causantes de afectaciones ambientales.

El PMA se realiza siguiendo elementos técnicos como normas ambientales, procedimientos de leyes, control y análisis de las diversas metodologías constructivas.

Este tiene como objetivo primordial de disminuir las afectaciones ambientales como consecuencias de las diferentes actividades y aumentar la seguridad con el fin de prevenir accidentes a lo largo de la vida del proyecto.

Entre los diferentes planes se tiene:

- Plan de prevención y control de contaminación.
- Plan de Mitigación de impactos.
- Plan de manejo de desechos sólidos y líquidos.
- Plan de contingencia.
- Plan de capacitación.
- Plan de seguridad y salud ocupacional.

Debido a que el proyecto se encuentra en fase de prefactibilidad se realizará el plan de manejo ambiental solo para la fase de construcción debido a que es la que más impacto causa al entorno.

8.4.1. Plan de prevención y control de contaminación

Este plan tiene como objetivo presentar medidas de prevención de la contaminación y disminuir la misma por medio del control de las fuentes generadoras de desechos, ruido, vibraciones, material particulado, gases y productos que afecten a la calidad de los recursos.

8.4.1.1. Control ruido

8.4.1.1.1. Operación de equipo y maquinaria

El ruido generado para operación de equipo y maquinaria generalmente emite ruidos permanentes sobre los 85 dBA. Para su atenuación y control se deberá:

- Efectuar dos monitoreos para control cada seis meses de las fuentes emisoras de ruido en especial de los provenientes de la maquinaria que se utiliza en los diferentes frentes de obras.
- Ajuste y reemplazo de aquellas partes y piezas desajustadas o desgastadas que trabajan a altos niveles de vibración.

- Control y vigilancia permanente de límites de velocidad de circulación en la vía y accesos utilizados por el personal del proyecto y proveedores de materiales.
- Todo personal técnico y obrero que opere o ejecute trabajo muy cerca de maquinarias que emite ruidos que sobrepasan los límites permisibles deberá utilizar obligatoriamente equipos de protección auditiva.
- El contratista instruirá al personal y establecerá el uso adecuado de pitos, bocinas, altoparlantes instalados en los vehículos. Se indicarán las circunstancias de excepción.
- El contratista vigilará que los vehículos y maquinaria pesada emita ruidos dentro de los niveles de presión sonora (NTS) máximos permitidos por el reglamento para la prevención y control de la contaminación ambiental originados por la emisión de ruidos (RO N° 560, 12-11- 90) El mismo que indica que no deberá sobrepasar los 91 dBA.

8.4.1.1.2. Instrucción del personal

Para prevenir y controlar estos impactos, la compañía constructora deberá instruir al personal sobre la necesidad de cumplir con las disposiciones del Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación Ambiental, originada por la emisión de ruido publicado en el Registro Oficial No. 560 del 12 de noviembre de 1990, especialmente los artículos 12 y 14, que se refieren a la prohibición del uso, en áreas urbanas, de pitos, bocinas y altoparlantes,

arrastrar piezas metálicas o cargas que produzcan ruidos que excedan los 50 dB, y a operaciones de carga o descarga en zonas residenciales que produzca ruido que exceda los límites establecidos, entre las 23h00 y 06h00.

8.4.1.1.3. Mantenimiento de equipos

La maquinaria, equipos y vehículos de transporte que generen ruidos superiores a 78 dB, debido a desperfectos, deberán ser movilizados desde los sitios de obra a los talleres para ser reparados. Todos los automotores estarán provistos de partes, componentes y equipos que aseguren que no rebasen los límites máximos permisibles de emisión de gases

8.4.1.2. Control material particulado.

8.4.1.2.1. Transporte de material

Con el fin de evitar el derrame del material transportado, se controlará la hermeticidad de la compuerta de los volquetes y el uso de cobertores para evitar pérdida de material y accidentes en las vías públicas. Se deberá cubrir todas las volquetas cargadas con materiales con lonas o toldos con la suficiente área para que cubran totalmente el balde y no ocurran los dos efectos anotados. Se debe considerar que las volquetas deberán circular a velocidades no mayores a 45 Km/h y cumplir con las ordenanzas que

establecen las calles y avenidas habilitadas para la circulación de vehículos pesados.

8.4.1.2.2. Personal

Todo el personal que labore en sitios de trabajo que genere importantes niveles de polvo y material en suspensión, deberán utilizar implementos de protección personal: mascarillas, gafas.

8.4.1.3. Control emisión de gases.

8.4.1.3.1. Mantenimiento

Los camiones y volquetas deberán estar perfectamente mantenidos de forma que sus emanaciones de gases de combustión y el ruido que generan sean los mínimos posibles.

Controlar que los vehículos efectúen el debido mantenimiento, con el fin de reducir y controlar la emisión de gases tóxicos provenientes de elementos desajustados, dañados, o muy desgastados de la maquinaria y vehículos.

8.4.1.3.2. Personal

Vigilará la entrega y utilización de equipos de protección personal. Protectores nasales y bucales serán utilizados por el personal de operadores de equipos pesados de manera obligatoria.

Protector olfativo con la protección de mascarillas a los trabajadores que realizan actividades en el alcantarillado de AASS y para las actividades en donde se deba calentar el cemento asfáltico

Disponer de letreros indicando la utilización de equipo auditivo en áreas con alto ruido.

8.4.1.4. Monitoreo del ruido

Se deberá seleccionar un punto de monitoreo y garantizar las adecuaciones necesarias para la correcta toma de información en el mismo. Se deberá realizar 2 monitores de la calidad del aire durante la construcción de la obra los cuales deben cumplir con los límites permisibles de material particulado, nivel sonoro emitido y demás requerimientos.

8.4.2. Plan de mitigación de impactos

Durante el proceso de construcción se deben seguir parámetros ambientales y de seguridad industrial para la preservación del ambiente biótico y abiótico,

dando mayor énfasis a los recursos con mayor afectación que son el aire por ruido y el recurso agua.

Por tanto es necesario que según lo observado se posea lo siguiente:

8.4.2.1. Mitigar material particulado

8.4.2.1.1. Humectación de áreas abiertas

Área de influencia directa

Descripción de la Medida: Se deberá humedecer por medio de tanqueros el suelo de las áreas donde se realizarán actividades para minimizar el levantamiento de polvo, se toma en consideración la estación del año. El número de veces que tendrá que ser humedecido el suelo será determinado por la Fiscalización. Este riego se puede realizar mediante el uso de un tanquero cisterna equipado con una flauta aspersor o rociadores, que aseguren la aplicación uniforme del agua en toda la superficie y en las cantidades requeridas

8.4.2.1.2. Humectación en demolición

Área de Influencia directa

Descripción de la Medida: Se deberá utilizar agua en toda actividad de demolición donde se tenga que cortar o fracturar el hormigón con el fin de disminuir notablemente el levantamiento de polvo. Actividades como demolición de aceras y hormigón es necesario que se tome esta medida.

8.4.2.2. Mitigación de ruido

8.4.2.2.1. Equipos y maquinarias

Área de influencia directa

Descripción de la Medida: Los generadores eléctricos y demás equipos de construcción deberán estar dotados de sistemas de mitigación, tales como disponibilidad de cubiertas y provisión de silenciadores en el conducto de escape del motor. De igual manera, para el control de las vibraciones, los equipos contarán con componentes amortiguadores.

8.4.2.3. Mitigación de caída de escombros al río

Descripción de la medida: Por ningún motivo los escombros de demolición puedan caer al río los Tintos, por lo que como medida de mitigación se proveerá de lonas que impidan que los desechos de demolición caigan al río. La cantidad de lonas y la recurrencia de su colocación se proveerán de acuerdo a las necesidades en obra.

8.4.3. Plan de manejo de desechos sólidos y líquidos

La generación de desechos sólidos es parte insoluble de las actividades de construcción. Considerando que dentro de las etapas del ciclo de los desechos sólidos (generación, transportación, almacenamiento, recolección, tratamiento y disposición final), el constructor tiene la obligación de garantizar que se cumpla al ciclo de los desechos de las diferentes actividades asociadas al manejo de los mismos.

MEDIDA

Disposición final y manejo integral de desechos generados en obra.

Prevención y control de la contaminación ambiental por el mal manejo de desechos.

8.4.3.1. Clasificación de los desechos solidos

Básicamente existen los desechos orgánicos e inorgánicos. En esta obra de construcción, los desechos inorgánicos son los más abundantes. Dentro de este tipo de desechos, encontramos:

Desechos sólidos generales: papel y cartón, vidrio, cerámica, desechos de metales y/o que contengan metales, madera, plásticos, gomas y cueros, textiles (trapos, gasas, fibras).

Desechos sólidos pétreos: piedras, rocas, escombros de demoliciones y restos de construcciones, desechos de tablas o planchas resultado de demoliciones.

En cuanto a los desechos inorgánicos, estos se generan en pocas cantidades en relación a los ya mencionados. Se generan únicamente por el consumo de alimentos, por parte del personal de la obra.

8.4.3.2. Recolección

Se describe las acciones que deben realizar los colectores u operadores para recoger y trasladar los desechos generados, al equipo destinado a transportarlos a los lugares de almacenamiento, o de transferencia, o de tratamiento, o de reúso o a los sitios de disposición final.

La obra presenta varios frentes de trabajo, lo que implica tener varias fuentes generadoras de desechos. Esto hace imperativo un sistema de recolección dentro de área de influencia de los trabajos, para que así, todos los desechos que se produzcan, sean transportados al punto de acopio de la obra (dentro del campamento).

8.4.3.3. Segregación

Las tareas de clasificación de desechos, son mínimas, debido a que los componentes de los mismos, mayoritariamente son de la misma composición

(tierra, rocas, concreto, etc.). El segundo mayor material desechado, es el hierro y finalmente, los restos de comida que son colocados en tanques metálicos.

8.4.3.4. Almacenamiento

El almacenamiento de los desechos sólidos se debe realizar basado en el principio de asegurar las condiciones de protección ambiental y de la salud humana.

El almacenamiento se produce en tres etapas:

Almacenamiento primario: este se ejecuta en el lugar de generación. Las particularidades del mismo están en función de la actividad que se realiza en el área en particular. Para el lugar en cuestión, se disponen diferentes contenedores metálicos, para colocar todos los desechos generados. Cada obrero u operador, tiene la obligación de colocar debidamente todo desecho que cada uno de ellos genere. Para el caso de movimientos de tierra, ésta es agrupada en las cercanías del foco de generación para que luego sea recogida por una retroexcavadora y colocada en las volquetas.

Almacenamiento secundario: este se ejecuta en locales o áreas específicas dentro de la entidad, previo al almacenamiento final. Para este caso, el lugar

destinado se encuentra dentro del campamento, alejado del lugar de oficinas. Cabe señalar, que aquí, no llegan desechos mayores como los producidos por movimiento de tierra o demolición o destrucción de calles.

Almacenamiento terciario o final: este se aplica en un lugar destinado para este fin en la instalación previo a la transportación hacia el tratamiento o destino final. Según la entrevista con el superintendente de obra, todos los desechos sólidos generados, son llevados al relleno sanitario de Las Iguanas. En obra se necesitaran un total de 10 contenedores metálicos de desechos sólidos.

8.4.3.5. Desechos líquidos

8.4.3.5.1. Aguas residuales

Se tendrá que disponer de 3 baterías sanitarias para los obreros, basado en la cantidad de personal que trabajara en la obra.

8.4.3.5.2. Desechos líquidos

Todo material contaminado con algún derivado de hidrocarburo deberá ser tratado como desecho peligroso y gestionarlo debidamente como tal. Se deberá colocar contenedores especiales para estos desechos.

8.4.4. Plan de contingencia

En este se determinan las acciones que se deben tomar en caso de que ocurran accidentes e incidentes dentro de la obra. Este plan debe ser revisado y actualizado de manera permanente acorde a las normas y eventualidades.

El plan debe ser implementado para conseguir una adecuada respuesta a emergencias y contingencias que se presentan durante las actividades que se desarrollan en obra.

Para afrontar las contingencias se deberá conformar un comité de crisis que liderara las fases de enfrentamiento a la contingencia. Este comité debe estar conformado por un representante de la empresa, un representante de las autoridades municipales y un miembro de organismos de emergencia como Cruz roja, Bomberos.

Además se deberá coordinar los recursos financieros técnicos con las siguientes instituciones: Ministerio de Ambiente, Ministerio de Agricultura y Ganadería, Ministerio de Transporte y Obras Públicas, Cruz Roja.

Se deberá constar con una estructura organizacional estructurada por el contratista para las respectivas funciones y responsabilidades del personal en caso de emergencias

8.4.4.1. Deslizamiento de tierras

En el momento de ocurrir un deslizamiento se deberá cumplir los siguientes puntos:

- Evacuación del personal, dando prioridad a los trabajadores de la zona de mayor riesgo.
- Designación de sitio de evacuación para cada frente de trabajo.
- Identificación del personal completo por conteo o nómina.

8.4.4.1.1. Evaluación de daños por parte de superiores

En caso de deslizamiento por sismo, el personal debe estar preparado para posibles replicas.

8.4.4.1.2. Limpieza del área afectada

Una vez completado el ciclo se desactiva el plan de contingencia.

8.4.4.2. Plan de contingencia ante derrames de sustancias químicas / derivados de hidrocarburos

Para el caso de derrames de combustibles o sustancias químicas peligrosas, se consideran como fuentes potenciales de derrames, los sitios de almacenamiento temporal de estas sustancias ubicados en varios puntos del sitio de obra. Se deberá proseguir de la siguiente manera:

Evaluación rápida de las características del derrame, determinando principalmente el volumen y características del material derramado.

Contención del derrame o descarga para prevenir la diseminación de la contaminación. El derrame deberá represarse mediante paños, arena u otros materiales.

Disposición o eliminación de los materiales contaminados utilizados de una manera ambientalmente adecuada.

Reporte del incidente al responsable de la unidad de seguridad industrial.

8.4.4.3. Medidas de contingencia ante accidentes laborales

En el transcurso de las fases de construcción, operación y mantenimiento, tanto el personal como la población local serán expuestos a múltiples zonas de riesgos como: accidentes de tránsito, caídas a zanjas, accidentes debido a maquinaria pesada, derrumbes. Por lo tanto en caso de existir una eventualidad los pasos a seguir son:

- Despejar el área del accidente.
- Identificación del accidente y su severidad.
- Brindar primeros auxilios.

- Llamar al centro de salud más cercano.

Para evitar o disminuir el riesgo de accidente se deberá tomar en cuenta lo siguiente:

- Verificación de la seguridad en la obra.
- Verificación de implementos de protección llevados por los trabajadores.
- Verificación de la correcta señalización en obra.

8.4.4.4. Plan de contingencias ante incendios

Dentro del Plan de Contingencia ante incendios se deberá incluir los lineamientos para prevención y control de incendio que posea la empresa. El plan definitivo de respuesta ante incendios deberá contemplar el siguiente procedimiento de respuesta:

8.4.4.4.1. Evaluar la magnitud del incendio.

En cualquier caso, el incendio se lo deberá afrontar con los propios medios de la empresa y seguir acciones destinadas a confinar o evitar la propagación del fuego. De evaluarse necesario, se solicitará ayuda externa.

Se elaborarán rutas de evacuación y acciones a seguir en caso de suscitarse incendios, tanto dentro de sus instalaciones, como a sus alrededores.

Se establecerán procedimientos de investigación posteriores a la emergencia, que permitan evaluar daños. Todo evento de esta naturaleza que se produzca deberá quedar registrado en archivo.

8.4.5. Plan de capacitación

El objetivo principal es de instruir al personal de la empresa contratista y ciudadanía en general respecto a las características del proyecto.

Se debe implementar un programa de capacitación que esté acorde a las no conformidades y observaciones presentadas en la auditoría.

Una de las finalidades es que los trabajadores se encuentren capacitados en el cumplimiento de la actividades específicas y así evitar cualquier emergencia que podría suceder y afectar no solo al entorno sino a su integridad física, además, facilitara la realización de charlas frecuentes con el personal.

Las siguientes actividades deberán ser ejecutadas por la empresa contratista, y se incluirán sus respectivos procedimientos:

8.4.5.1. Jornadas de inducción

En la jornada de inducción se contara con una charla de no más de 15 minutos a grupos no mayores de 20 personas donde se trataran los siguientes temas:

- Contenido básico del plan de manejo ambiental.
- Características principales de la obra.
- Monto a ser invertido según el contrato.
- Tiempo requerido para la ejecución de la obra.

8.4.5.2. Jornadas de capacitación sobre seguridad laboral y salud ocupacional

En las jornadas de capacitación sobre seguridad laboral y salud ocupacional se contara con una charla de no más de 15 minutos a grupos no mayores de 20 personas donde se trataran los siguientes temas:

- Significado de la señalización y a los avisos preventivos para evitar acciones.
- Riesgos eléctricos.
- Orden y limpieza para el adecuado uso de instalaciones.
- Adecuado manejo del material de desalojo de la obra.
- Riesgos de explosión.
- Gestión de residuos.
- Trabajos en espacios confinados.

- Seguridad en operación de máquinas y equipos.

8.4.5.3. Jornadas de capacitación sobre temas ambientales

En las jornadas de capacitación sobre Temas Ambientales se contara con una charla de no más de 15 minutos y deberán de ser diseñadas para profesionales vinculados al área ambiental, para un grupo no mayor de 20 personas donde se trataran los siguientes temas:

- Análisis del plan de manejo ambiental.
- Características relevantes del medio socioeconómico del área de influencia ambiental.
- Principales características ambientales de los medios físicos y bióticos del área de influencia ambiental.
- Conceptos de gestión ambiental aplicables a la obra a ejecutarse.
- Resumen de legislación ambiental vigente y que sea aplicable al presente proyecto.

El personal de la obra, capacitado para la realización de este tipo de trabajo, deberá a su vez transmitir sus conocimientos a la mano de obra no especializada a emplearse en el proyecto.

Se instruirá a los trabajadores sobre el plan de manejo ambiental del proyecto para que se lleven a cabo todas las medidas descritas en el Plan. Para el efecto podrán imprimirse afiches e instructivos propuestos por el contratista, mismos que deberán contar previamente con el visto bueno de la fiscalización.

El medio de verificación para los registros mensuales de ejecución de las diferentes jornadas serán las fotografías, fichas con firmas y número de cedula de los participantes.

Para la ejecución de las jornadas se utilizara documentos de referencia como el plan de manejo ambiental, código del trabajo, sistema de administración de seguridad y salud en el trabajo del instituto ecuatoriano de seguridad social, “reglamento de seguridad y salud para la construcción y obras públicas”.

8.4.6. Plan de seguridad y salud

- Charlas de capacitación.
- Socialización con la comunidad.
- Entrega de equipo de seguridad.
- Colocación de señales de seguridad.

Para los puntos mencionados como parte del Plan de seguridad y salud ocupacional, se necesitará contar con la asesoría de un Ing. Ambiental, para

que de los lineamientos a seguir, con tal de dar a conocer los posibles riesgos a los trabajadores y para la población local.

El Ing. Ambiental tendrá la obligación, una vez de haber sido contratado, de generar un informe en el cual se especifique los riesgos que se puedan presentar para los trabajadores y para la comunidad, además de especificar qué tipos de señales se usaran y su localización en obra durante la obra.

Se deberá convocar a una charla para la población local y también para los trabajadores. Para el equipo de protección personal se estima una mensualidad de \$200. Finalmente dada la extensión del proyecto se tendrán una gran cantidad de lugares propicios a accidentes aproximadamente se necesitaran activamente 10.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

1. El puente de Tarifa ha tenido un buen desempeño a lo largo de su vida útil. Existen ciertos problemas leves en la estructura que ponen en riesgo la seguridad. Debido a que no se obtuvieron los planos, se empleó ciertas suposiciones para el análisis de la resistencia de los elementos en el cual la pila 1 con los pilotes inclinados tiene la mayor posibilidad de fallar si ocurre un evento telúrico severo. También según el estudio de tráfico es necesario realizar una ampliación de carriles. Dicho esto y según el diagnóstico; al puente se lo puede categorizar como “ocupacional” aunque es necesario realizar correcciones inmediatas.
2. Se desarrollaron tres alternativas que pueden solucionar los problemas existentes en el puente actual. La primera alternativa de rehabilitación presenta los menores costos para su realización, mientras que la segunda alternativa de reconstrucción disminuye en un 50% las cargas muertas y en consecuencia las fuerzas sísmicas también se reducen. La alternativa 3 presenta los mayores costos, pero su diseño contempla 4 carriles, las

normas AASHTO más actuales y mayor durabilidad. Las 3 propuestas aplicaron conocimientos de carácter técnico concerniente a la carrera pero también se aplicaron criterios de ética profesional y moral para el desarrollo de cada una de las actividades desempeñadas.

3. Las restricciones en la alternativa 3 presenta una ventaja vial, debida a que los usuarios del puente podrán seguir utilizando el actual puente de Tarifa mientras se esté construyendo el nuevo puente de 4 carriles. Sin embargo el área de expropiación es mayor, de esta forma se da ejemplo de que las restricciones limitan los criterios, pudiendo causar ventajas o desventajas si no son debidamente consideradas en el análisis de selección de alternativa.
4. Al realizar la comparación entre los criterios de selección de las alternativas propuestas, la alternativa 3 de diseño nuevo del puente tuvo la mayor calificación con 6.3/10 como la más favorable; entre los criterios más importantes que se analizaron está el costo, tiempo, durabilidad y tráfico.

RECOMENDACIONES

Parte 1: Estudios preliminares

1. Con la finalidad de obtener los parámetros del suelo de fundación y establecer las características de la cimentación profunda del actual y nuevo puente, es necesario disponer de información geotécnica (2 perforaciones) en cada pila y estribo del puente para así garantizar la estabilidad desde el punto de vista de resistencia y compresibilidad.
2. La resistencia de la zapata de cimentación de la pila 3 fue de 95 kg/cm^2 , realizado por medio de ensayos esclerométricos, se requiere realizar ensayos destructivos en las zapatas para corroborar dicho resultado. Esto ayudara a seleccionar una mejor alternativa para la rehabilitación y reconstrucción de la cimentación.

Parte 2: Estado actual y diagnóstico del puente

3. Se recomienda realizar los estudios necesarios para determinar la profundidad y distribución de los pilotes, y así corroborar el análisis realizado en la cimentación de la pila 1. Así mismo determinar la cuantía de acero de refuerzo, con lo cual, se podrá corroborar el análisis realizado en los pilotes de la pila 1, la viga cabezal de la pila 1 y el muro de la pila 2 y 3.

Parte 3: Desarrollo de alternativas

- 4.** La alternativa 1 (Rehabilitación estructural) busca subsanar las deficiencias estructurales del actual puente, mediante la protección contra daños en el hormigón, sin embargo, la solución involucra un incremento del peso de la estructura lo que podría afectar al puente. Se recomienda en primera instancia corroborar el análisis de capacidad realizado en la cimentación de la pila 1 y realizarlo en todas las pilas del puente. En segunda instancia y una vez que haya cumplido satisfactoriamente la primera, se recomienda contemplar la necesidad de un mantenimiento durante su vida útil utilizando platinas de fibra de carbono de alto desempeño, las cuales son ideales en puentes con: incremento de cargas, daño de partes estructurales y limitación de deformaciones.
- 5.** En la alternativa 2 de reconstrucción, es importante que se lleve un mantenimiento rutinario para el puente en especial a las vigas metálicas de la superestructura, debido a que este se encuentra sobre el río Los Tintos que conlleva a altas posibilidades de corrosión ante los ciclos de humedad y marea.
- 6.** Debido a que se trata de un estudio de pre-factibilidad, para las fases de factibilidad y diseño definitivo, se requiere realizar un estudio topográfico, diseño de drenajes y diseño de obras complementarias como paisajismo e iluminación para la alternativa 3.

7. Analizar la posibilidad técnica, económica y constructiva de utilizar pilas con zapatas de cimentación ubicadas sobre el nivel del terreno natural y por debajo del máximo nivel de agua.
8. Retirar el encamisado metálico de los pilotes una vez estos estén fundidos, debido a que en el análisis de la capacidad última de carga del grupo de pilotes se consideró la suma entre la carga de punta más la resistencia total por fuste.
9. Se recomienda analizar la posibilidad de implantar el eje del nuevo puente sobre el actual puente, considerando la alternativa de mantener conectada a la parroquia Tarifa con el recinto Boca de Caña mediante un puente provisional. Esta recomendación generaría un área de expropiación de 889 m^2 , con respecto a la actual alternativa 3, la cual genera un área de expropiación de 1740 m^2 .
10. Se recomienda analizar la posibilidad de diseñar un nuevo puente de dos carriles en el lado izquierdo (Sentido Boca de Caña - Tarifa) del actual puente y realizar una rehabilitación estructural del actual puente. Con esta recomendación, se tendrán 2 puentes con 4 carriles en total y una vida útil de ambos puentes mayor a 50 años.

Parte 4: Análisis de alternativas

11. Si la necesidad de darle una solución a la movilidad del cantón Samborondón mediante un viaducto sobre el río Los Tintos es netamente

económica, la alternativa más favorable será la rehabilitación estructural, sin embargo, si la necesidad es netamente por durabilidad o movilidad, la alternativa más favorable será el diseño de un nuevo puente. Por lo tanto, se recomienda considerar varios criterios para tomar la mejor decisión, adicionalmente, no centralizar el porcentaje de importancia de la obra, sino darle un porcentaje equitativo a cada criterio seleccionado, tal como se realizó en este proyecto.

- 12.** Se tiene un actual puente de tarifa en estado crítico “ocupacional” el cual no ha recibido ningún tipo de rehabilitación estructural en toda su vida útil, por lo que se recomienda, tomar medidas inmediatas para llevar al puente a su estado óptimo, se recomienda la alternativa 3.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] AASHTO STANDARD. (2002). American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transporte). *STANDARD SPECIFICATIONS FOR HIGHWAY BRIDGES (Especificaciones estandar para Diseño de Puentes)*. Edición 17. Capítulo: 4. ISBN: 156051-171-0. Código: HB-17. USA.
- [2] AASHTO LRFD. (2004). American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transporte). *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS (Especificaciones para Diseño de Puentes con AASHTO LRFD)*. Capítulo: 2. ISBN: 978-1-56051-251-6. Código: LRFDSL-3. USA.
- [3] AASHTO LRFD. (2012). American Association of State Highway and Transportation Officials (Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transporte). *AASHTO LRFD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS (Especificaciones para Diseño de Puentes con AASHTO LRFD)*. Capítulo: 1, 3, 4, 5, 13. ISBN: 978-1-56051-523-4. Código: LRFDUS-6. USA.
- [4] ASTM C805. (2008). American Society for Testing Materials (Asociación Americana para Prueba de Materiales). *ASTM C 805/C 805M – 08 Standard Test Method For Rebound Number of Hardened Concrete (Método de Ensayo para la Determinación del Número de Rebote en Concreto Endurecido)*. Editorial: ASTM International. Aprobado: Agosto, 2008.
- [5] Chen & Duan. (2014). *Bridge Engineering Handbook – Substructure Design (Libro de Ingeniería de Puentes – Diseño de Subestructura)*. Segunda Edición. Editorial: Taylor & Francis Group. Capítulo: 6. ISBN: 13:978-1-4398-5230-9. USA.
- [6] Das B., (2001). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones*. Cuarta Edición. Editorial: Thomson. Capítulo: 9. ISBN: 970-686-035-5. California State University, Sacramento. California-USA.
- [7] GADMS. (2015). Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal del Cantón Samborondón. *Plan Cantonal de Desarrollo y Plan de Ordenamiento Territorial 2015-2019 Cantón Samborondón - Provincia del Guayas*. Editorial: SUPRAQUAM (Servicios Profesionales-Outsourcing Integral). Samborondón-Ecuador.

- [8] GADPR Tarifa. (2015). Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquia Rural de Tarifa. *Plan de Desarrollo y Plan de Ordenamiento Territorial de la Parroquia Rural de Tarifa 2015-2019*. Editorial: GADPR Tarifa. Samborondón-Ecuador.
- [9] García C., Saval J., Baeza F. & Tenza A., (2008). Universidad de Alicante. *Hormigón: Ensayos de Información Complementaria*. Obtenido del repositorio de la Universidad de Alicante: rua.ua.es/dspace/. Alicante-España.
- [10] IGN. (2016). Instituto Geofísico Nacional. Escuela Politécnica Nacional. *Informe sísmico especial N° 18 – 2016 (Observaciones del sismo del 16 de abril de 2016 de magnitud mw 7.8 Intensidades y aceleraciones)*. Obtenido de: <http://www.igeqn.edu.ec/1324-informe-sismico-especial-n-18-2016.html>. Fecha: 4 de mayo del 2016. Quito-Ecuador
- [11] Montejo A., (2002). *Ingeniería de Pavimentos para Carreteras*. Segunda Edición. Editorial: Agora Editores. Capítulo: 2. ISBN: 958-96036-2-9. Universidad Católica de Colombia. Bogotá-Colombia.
- [12] MOSP. (2007). Ministerio de Infraestructura Vivienda y Servicio Públicos. Dirección de Vialidad. *Manual para inspecciones rutinarias de puentes y alcantarillas en servicio*. Obtenido de: <http://www.vialidad.gba.gov.ar/> Fecha: Julio del 2007. Buenos Aires-Argentina.
- [13] MTOP. (2016). Ministerio de Transporte y Obras Públicas. *Tabla de ajuste mensual para motos y liviano a partir del consumo de gasolina, tabla de ajuste mensual para buses y camiones a partir del consumo de diésel, factores semanales para el estudio de tráfico y tasa de crecimiento anual de tráfico vehicular*. Guayaquil-Ecuador
- [14] NEC. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción. Código NEC-SE-DS. *Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente*. Editorial: MIDUVI. Quito-Ecuador.
- [15] NEC. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción. Código NEC-SE-HM. *Estructuras de Hormigón Armado*. Editorial: MIDUVI. Quito-Ecuador.
- [16] NEVI. (2012). Norma Ecuatoriana Vial. Volumen N° 2. Libro B. *Norma para Estudios y Diseño Vial*. Ministerio de Transporte y Obras Públicas. Quito-Ecuador.
- [17] Sanglerat G., (1972). *The Penetrometer and Soil Exploration. Interpretation of Penetration Diagrams - Theory and Practice (Penetración y Exploración de Suelos. Interpretación de diagramas de penetración. – Teórico y Práctico)*. Segunda Edición. Volumen 1. Elsevier Scientific Publishing Company. New York-USA.

- [18] Sika. (2008). *Sistemas Sika para hormigón proyectado. Tecnología y conceptos*. Obtenido de: www.sika.com.ec. Fecha: Octubre del 2008. Guayaquil-Ecuador.
- [19] Sika. (2016). *Soluciones y Productos*. Obtenido de: www.sika.com.ec. Fecha: Julio del 2016. Guayaquil-Ecuador.
- [20] Sika. (2016). *Hoja técnica del producto Sigunit L-600 AF*. Edición N° 2 04-2014. Documento N° 177938. Obtenido de: www.sika.com.ec. Guayaquil-Ecuador.
- [21] Sika. (2016). *Hoja técnica del producto Sikament N 100*. Edición N° 4 04-2014. Documento N° 106145. Obtenido de: www.sika.com.ec. Guayaquil-Ecuador.
- [22] Sika. (2016). *Hoja técnica del producto SikaTop Armatec 108*. Edición N° 2 04-2014. Documento N° 106559. Obtenido de: www.sika.com.ec. Guayaquil-Ecuador.
- [23] Sika. (2016). *Hoja técnica del producto SikaTop N 122*. Edición N° 2 04-2014. Documento N° 106557. Obtenido de: www.sika.com.ec. Guayaquil-Ecuador.
- [24] Valcuende M., Serrano M., Jardón R. & Gil A., (2013). Universidad Politécnica de Valencia. *Evolución de la resistencia del hormigón con la edad y la temperatura*. Obtenido del repositorio de la Universidad Politécnica de Valencia: riunet.upv.es. Valencia-España.
- [25] Vela V., (2013). *Diseño de estribos para puentes vehiculares aplicando criterios de las especificaciones AASHTO por el método elástico y de los estados límites*. Tesis de Grado: Universidad Central del Ecuador. Quito-Ecuador.