

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**PROPUESTA DE ADAPTACIÓN DE CRITERIOS DE DISEÑO PARA
SUBESTRUCTURAS DE PUENTES DESCRITOS EN LA NORMA
AASHTO LRFD 2014 A LAS CONDICIONES ESPECÍFICAS DE
ECUADOR.**

**PROYECTO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
MENCIÓN ESTRUCTURAS**

GÓMEZ ASHQUI ÁNGEL EDUARDO
edu.0893@hotmail.com

SUNTASIG CATOTA SANDRA JACQUELINE
sandrita_sjsc@hotmail.com

DIRECTOR: ING. LUIS TINERFE HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ, PhD
luis.hernandezr@epn.edu.ec

CODIRECTOR: ING. EDGAR DAVID MORA MARTÍNEZ, MSc
edgar.mora@epn.edu.ec

Quito, Junio 2018

DECLARACIÓN

Nosotros Ángel Eduardo Gómez Ashqui y Sandra Jacqueline Suntasig Catota declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional, puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

ÁNGEL E. GÓMEZ ASHQUI

SANDRA J. SUNTASIG CATOTA

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue desarrollado por Gómez Ashqui Ángel Eduardo y Suntasig Catota Sandra Jacqueline, bajo nuestra supervisión.

Ing. Luis Hernández Rodríguez, PhD
DIRECTOR DE PROYECTO

Ing. Edgar Mora Martínez, MSc
CODIRECTOR DE PROYECTO

AGRADECIMIENTO

Agradezco a Dios y a la vida que conspiraron para mantenerme firme y no decaer a pesar de las adversidades presentadas durante este gran esfuerzo y dedicación que comprendió mi carrera como Ingeniero Civil.

A mi padre Eduardo por sus esfuerzos en enseñarme el valor de la vida y la amistad, gracias a él empecé a estudiar esta carrera y que, aunque no haya podido estar conmigo estos últimos años su recuerdo me fortalece para y seguir adelante.

A mi madre Teresa por todo su apoyo y cariño, ha estado siempre presente a lo largo de mi vida, le agradezco por todo lo que ha hecho por mí para poder llegar a alcanzar esta meta.

A mis hermanos Miguel y Mesías por todo su apoyo, por su alegría y entusiasmo que me han acompañado a lo largo de toda mi vida.

A la familia Barrionuevo Sánchez por preocuparse por mí y ayudarme en mi carrera.

A Karina porque es una mujer muy linda, le agradezco por, su apoyo, su paciencia, su amor y por estar a mi lado alentándome durante este tiempo que duro mi tesis.

A Sandra por su paciencia y dedicación en el desarrollo de nuestra tesis, ha sido una muy buena amiga desde el inicio de la carrera y ahora juntos podemos alcanzar nuestra meta de ser ingenieros civiles.

A mis amigos desde prepo y a los que formé a lo largo de mi carrera, son una parte importante en mi vida y con quienes compartí muchos momentos gratos.

Al Ing. David Mora por su gran ayuda y paciencia en los distintos temas consultados para la realización de este proyecto.

Al Ing. Luis Hernández por su dirección en este proyecto y por darnos la oportunidad de realizarlo.

Ángel Eduardo Gómez Ashqui

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mi madre Teresa por su amor, cariño y confianza y por todo el apoyo que me ha brindado.

A Karina quien sabe parte de lo que he vivido para poder legar a alcanzar este gran sueño.

A mis hermanos y demás familiares que con su cariño y confianza han sabido apoyarme constantemente.

Ángel Eduardo Gómez Ashqui

AGRADECIMIENTO

A Dios, por llenar de bendiciones mi vida y brindarme la fortaleza para continuar a pesar de los momentos difíciles.

A Galo Suntasig, mi padre, por el apoyo continuo en busca de mi superación profesional.

A Narcisa Catota, mi madre, la mujer que me motiva a salir adelante, por ser la persona que tiene los consejos precisos y que ha guiado mi camino demostrándome lo fuerte que puede llegar uno a ser, te admiro.

A mis hermanos,

Jonathan Stalin, mi mayor orgullo, por enseñarme que a pesar del sinnúmero de obstáculos el esfuerzo y la perseverancia te llevan a conseguir todo aquello que te propones.

Brandon Oriel, por ser la mayor bendición para mi familia y llenar de alegría nuestras vidas.

A cada uno de los miembros de mi familia, por la motivación continua y por infundir en mí los mejores valores.

A Víctor, porque más allá de todo me permite ser transparente a su lado, por su paciencia y por darme motivos para sonreír.

A mis amigas, amigos, compañeras y compañeros, que, de una u otra forma han llenado de momentos especiales mi vida y me han brindado apoyo incondicional.

A mi colega y amigo Ángel Gómez por la dedicación para concluir de manera satisfactoria nuestra tesis.

De manera especial agradezco al Ing. David Mora, MsC y al Ing. Luis Hernández, PhD, por ser pilares fundamentales en el desarrollo y culminación de este trabajo.

Sandra Jacqueline Suntasig Catota

DEDICATORIA

A mis padres, hermanos, y toda mi familia, que, son el motor de mi vida.

A quienes iban en el camino de la vida con el mismo objetivo, pero Dios quiso que hoy estén en un mejor lugar, junto a él.

Sandra Jacqueline Suntasig Catota

CONTENIDO

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	III
AGRADECIMIENTO.....	IV
DEDICATORIA.....	V
AGRADECIMIENTO.....	VI
DEDICATORIA.....	VII
CONTENIDO.....	VIII
LISTADO DE FIGURAS	XV
LISTADO DE TABLAS	XXIII
RESUMEN	XXIX
ABSTRACT	XXX
PRESENTACIÓN	XXXI
CAPÍTULO 1	1
GENERALIDADES	1
1.1 INTRODUCCIÓN.....	1
1.2 OBJETIVOS	3
1.2.1 OBJETIVO GENERAL	3
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	3
1.3 ALCANCE.....	3
1.4 JUSTIFICACIÓN	4
CAPÍTULO 2	6
BASE TEÓRICA	6
2.1 PUENTES.....	6
2.1.1 HISTORIA DE LOS PUENTES	6
2.1.2 TIPOS DE PUENTES	9
2.1.3 NORMATIVA DE DISEÑO DE PUENTES	10

2.2	PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO.....	12
2.2.1	PUENTE VIGA LOSA	13
2.2.2	PARTES DE UN PUENTE: SUBESTRUCTURA	14
2.2.2.1	Estribos	15
2.2.2.2	Pilas.....	17
2.3	CRITERIOS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE PUENTES.....	18
2.3.1	MATERIALES	18
2.3.1.1	Hormigón.....	18
2.3.1.2	Acero de refuerzo.....	19
2.3.2	CARGAS.....	19
2.3.2.1	Carga muerta	19
2.3.2.2	Carga viva	19
2.3.2.3	Carga de viento	20
2.3.2.4	Carga de sismo	20
2.4	PELIGRO SÍSMICO EN ECUADOR.....	21
2.5	VIENTOS EN EL ECUADOR.....	23
2.6	PUENTES SOBRE CURSOS DE AGUA.....	24
2.6.1	RÍOS EN EL ECUADOR.....	27
	CAPÍTULO 3	29
	METODOLOGÍA.....	29
3.1	ANÁLISIS SÍSMICO	29
3.1.1	DEFINICIONES	29
3.1.2	SISTEMAS DE 1 GRADO DE LIBERTAD	31
3.1.2.1	Introducción.....	31
3.1.2.2	Elementos del sistema de 1 grado de libertad.....	31
3.1.2.3	Modelos de sistemas de 1 grado de libertad	32
3.1.2.4	Limitaciones del estudio	33
3.1.2.5	Ecuación general de movimiento para sistemas de 1 grado de libertad.....	34
3.1.3	SISTEMA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD.....	35

3.1.3.1	Introducción.....	35
3.1.3.2	Representación de los sistemas de varios grados de libertad.....	35
3.1.3.3	Ecuación general de movimiento para sistemas de varios grados de libertad.....	36
3.1.3.4	Períodos, frecuencias y modos de vibración es sistemas de varios grados de libertad	37
3.1.3.5	Normalización de la matriz modal con respecto a la matriz de masa.....	39
3.1.4	EFECTO SÍSMICO PARA PUENTES CON LA NEC-15.....	40
3.1.4.1	Zonificación sísmica	40
3.1.4.2	Curvas de peligro sísmico	41
3.1.4.3	Espectro de aceleraciones de respuesta.....	42
3.1.4.4	Factor de reducción, R.....	44
3.1.5	EFECTO SÍSMICO SEGÚN LA AASHTO LRFD 2014	45
3.1.5.1	Determinación de PGA, Ss Y S1	45
3.1.5.2	Clasificación del sitio	46
3.1.5.3	Factores de sitio	47
3.1.5.4	Espectro de respuesta de diseño	49
3.1.5.5	Categorización de puentes.....	50
3.1.5.6	Zona sísmica	51
3.1.5.7	Factores de modificación de respuesta.....	51
3.1.6	ANÁLISIS PARA CARGAS SÍSMICAS.....	52
3.1.7	MÉTODO ELÁSTICO DE CARGA UNIFORME.....	53
3.1.8	MÉTODO ELÁSTICO UNIMODAL.....	55
3.1.8.1	Solución para vibración no libre amortiguada.....	55
3.1.8.2	Estimación de los parámetros sísmicos	58
3.1.9	MÉTODO ELÁSTICO MULTIMODAL	63
3.1.9.1	Respuesta de la estructura a aceleraciones en la base	64
3.1.9.2	Procedimiento para el análisis multimodal espectral.....	65
3.1.10	MÉTODO TIEMPO HISTORIA.....	68

3.1.11	DISPOSICIONES PARA EL DISEÑO SÍSMICO	69
3.2	ANÁLISIS DE VIENTO	71
3.2.1	CARGA DE VIENTO SEGÚN LA AASHTO LRFD 2014	71
3.2.1.1	Cálculo de la velocidad de viento de diseño.....	71
3.2.1.2	Cálculo de la presión horizontal de viento sobre la estructura.....	72
3.2.1.3	Presión de viento sobre los vehículos	74
3.2.1.4	Presión vertical del viento.....	74
3.2.1.5	Inestabilidad aerolástica	75
3.2.2	CARGA DE VIENTO SEGÚN LA ASCE-7 16.....	75
3.2.3	CARGA DE VIENTO SEGÚN NEC-15.....	76
3.2.4	COMPARACIÓN DE LAS NORMAS ASCE-7, NEC-15 Y AASHTO	77
3.3	INFLUENCIA DE LOS RÍOS	78
3.3.1	REVISIÓN DE PARÁMETROS HIDROLÓGICOS	78
3.3.1.1	Calados máximos en ríos	78
3.3.1.2	Caudales máximos de diseño	83
3.3.1.3	Velocidad media del flujo en ríos.....	88
3.3.2	CARGA HIDRÁULICA SEGÚN LA AASHTO LRFD 2014.....	90
3.3.3	OTRAS CARGAS A CONSIDERAR	93
3.3.3.1	Fuerzas ejercidas por objetos flotantes.....	93
3.3.3.2	Choque de embarcaciones.....	94
3.3.3.3	Cargas hidrodinámicas en presencia de un sismo	94
3.3.4	SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS Y ESTRIBOS.....	95
3.3.4.1	Socavación local en pilas	95
3.3.4.2	Socavación local en estribos	99
3.4	PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO	101
3.4.1	ESTADOS LÍMITES, FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA.....	101
3.4.2	FACTORES DE RESISTENCIA.....	107
3.4.3	RECUBRIMIENTO	108

3.4.4	DETALLES DE REFUERZO	109
3.4.5	PRE-DIMENSIONAMIENTO.....	114
3.4.5.1	Pilas.....	114
3.4.5.2	Estribos	115
3.4.6	CÁLCULO DE FUERZA SÍSMICA	116
3.4.7	DISEÑO DE PILAS	116
3.4.7.1	Cargas verticales.....	116
3.4.7.2	Cargas horizontales.....	118
3.4.7.3	Estados límites aplicables y combinaciones de carga.....	120
3.4.7.4	Diseño de la armadura	120
3.4.8	DISEÑO DE ESTRIBOS	137
3.4.8.1	Cargas verticales.....	137
3.4.8.2	Cargas horizontales.....	139
3.4.8.3	Estados límites aplicables y combinaciones de carga.....	145
3.4.8.4	Revisión de la estabilidad del estribo al volcamiento y al deslizamiento.....	146
3.4.8.5	Diseño de la armadura del estribo.....	148
CAPÍTULO 4	149
EJEMPLOS DE CÁLCULO	149
4.1	EJEMPLO DE CÁLCULO DE SUBESTRUCTURA DE UN PUENTE PARA UN INTERCAMBIADOR.....	149
4.1.1	PRE-DIMENSIONAMIENTO	151
4.1.1.1	Pila	151
4.1.1.2	Estribo	152
4.1.2	CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS	153
4.1.2.1	Fuerza sísmica longitudinal	156
4.1.2.2	Fuerza sísmica transversal.....	161
4.1.3	DISEÑO DE LA PILA	167
4.1.3.1	Cargas verticales.....	167
4.1.3.2	Cargas horizontales.....	171
4.1.3.3	Estados límites aplicables y combinaciones de carga.....	177

4.1.3.4	Diseño de la armadura	178
4.1.4	DISEÑO DE LOS ESTRIBOS	199
4.1.4.1	Cargas verticales.....	199
4.1.4.2	Cargas horizontales.....	203
4.1.4.3	Estados límites aplicables y combinaciones de carga.....	210
4.1.4.4	Revisión de la estabilidad al volcamiento y deslizamiento	212
4.1.4.5	Diseño de la armadura	218
4.2	EJEMPLO DE CÁLCULO DE SUBESTRUCTURA DE UN PUENTE SOBRE UN RÍO	231
4.2.1	PRE-DIMENSIONAMIENTO.....	234
4.2.1.1	Pilas.....	234
4.2.1.2	Estribos	236
4.2.2	CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS	237
4.2.2.1	Fuerza sísmica longitudinal	239
4.2.2.2	Fuerza sísmica transversal.....	246
4.2.3	DISEÑO DE LAS PILAS	264
4.2.3.1	Cargas verticales.....	264
4.2.3.2	Cargas horizontales.....	266
4.2.3.3	Estados límite aplicables y combinaciones de carga	275
4.2.3.4	Diseño de la armadura	276
4.2.4	DISEÑO DE LOS ESTRIBOS	288
4.2.4.1	Cargas verticales.....	288
4.2.4.2	Cargas horizontales.....	291
4.2.4.3	Estados límite aplicables y combinaciones de carga	298
4.2.4.4	Revisión de la estabilidad al volcamiento y deslizamiento	300
4.2.4.5	Diseño de la armadura	306
CAPÍTULO 5	318
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	318
5.1	CONCLUSIONES.....	318
5.2	RECOMENDACIONES	321

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	323
ANEXOS	328

LISTADO DE FIGURAS

FIGURA 2.1 Puentes antiguos	7
FIGURA 2.2 Puente Alcántara en Roma construido en piedra	7
FIGURA 2.3 Puente de Coalbrookdale sobre el río Severn en Inglaterra	8
FIGURA 2.4 Puente sobre el río Palmones en Algeciras, España	9
FIGURA 2.5 Puente viga losa Juan Larrea, Pichincha.....	13
FIGURA 2.6 Puente viga losa Los Caras, Manabí	14
FIGURA 2.7 Elevación longitudinal de las partes de un puente viga losa.....	14
FIGURA 2.8 Esquema de estribos de gravedad, en voladizo y estribos con pantalla y contrafuertes	15
FIGURA 2.9 Esquema de estribos abiertos	16
FIGURA 2.10 Esquema de estribos cerrados	16
FIGURA 2.11 Tipos de pilas.....	17
FIGURA 2.12 Cinturón de fuego del Pacífico	21
FIGURA 2.13 Esquema de interacción de la placa de Nazca y la placa Sudamericana	22
FIGURA 2.14 Sistema de fallas del Ecuador producto de la subducción de la placa Nazca y la placa Sudamericana.....	22
FIGURA 2.15 Circulación de las masas de aire en el planeta.....	23
FIGURA 2.16 Elección del lugar de emplazamiento	26
FIGURA 3.1 Representación general de sistemas de 1 grado de libertad	32
FIGURA 3.2 Representación de la carga armónica	32
FIGURA 3.3 Representación de una carga periódica	32
FIGURA 3.4 Representación de una carga arbitraria.....	33
FIGURA 3.5 Representación de un sistema de un grado de libertad.....	33
FIGURA 3.6 Diagrama de cuerpo libre de sistemas de un grado de libertad	34
FIGURA 3.7 Representación general de sistemas de varios grados de libertad	36

FIGURA 3.8 Representación de un sistema de varios grados de libertad	36
FIGURA 3.9 Curvas de peligro sísmico, Nueva Loja	41
FIGURA 3.10 Esquema de determinación de valores de aceleración para una tasa anual de excedencia con las curvas de peligro sísmico	43
FIGURA 3.11 Espectro de aceleraciones de respuesta utilizando curvas de peligro sísmico de Nueva Loja, 7% de probabilidad de excedencia en 75 años, 5% de amortiguamiento.....	43
FIGURA 3.12 Espectro de respuesta de diseño	50
FIGURA 3.13 Tablero de puente sometido a cargas transversales y longitudinales supuestas	54
FIGURA 3.14 Método de cálculo de fuerzas sísmicas según el método elástico unimodal.....	59
FIGURA 3.15 Vibración de un puente de acuerdo al primer modo	61
FIGURA 3.16 Carga transversal elástica equivalente sobre el puente	63
FIGURA 3.17 Aceleración del suelo en la base de la estructura.....	64
FIGURA 3.18 Sección transversal de un río aforado	80
FIGURA 3.19 Ejemplo de curva de descarga	82
FIGURA 3.20 Presión de flujo de la corriente en la pila, vista en planta	92
FIGURA 3.21 Formas comunes de pilas.....	97
FIGURA 3.22 Factor de corrección según el ángulo de ataque para el estribo, K2	101
FIGURA 3.23 Pre-dimensionamiento de pilas más comunes	114
FIGURA 3.24 Pre-dimensionamiento de un estribo de gravedad	115
FIGURA 3.25 Pre-dimensionamiento de un estribo en voladizo y estribo con pantalla y contrafuertes	115
FIGURA 3.26 Camión de diseño HS-25-44	117
FIGURA 3.27 Carga de carril	117
FIGURA 3.28 Tándem de diseño	117
FIGURA 3.29 Protección de los pilares de puentes con barreras anti-choques en el río de Tampa, Estados Unidos.....	120
FIGURA 3.30 Sección de ayuda para el chequeo a fisuramiento	124
FIGURA 3.31 Representación del parámetro s_x	126

FIGURA 3.32 Diagrama de iteración de una columna	132
FIGURA 3.33 Cargas debido a la losa de transición o aproche	137
FIGURA 3.34 Aplicación de la sobrecarga por carga viva LS	138
FIGURA 3.35 Notación utilizada para el cálculo de presión activa de tierra	141
FIGURA 3.36 Notación utilizada para el cálculo de presiones de tierra considerando el efecto sísmico	143
FIGURA 4.1 Vista isométrica del ejemplo de puente para un intercambiador.....	150
FIGURA 4.2 Vista transversal del tablero del ejemplo de puente para un intercambiador (plano Y-Z).....	150
FIGURA 4.3 Vista longitudinal del ejemplo de puente para un intercambiador.....	151
FIGURA 4.4 Vista transversal de la pila del ejemplo de puente para un intercambiador.....	151
FIGURA 4.5 Pre-dimensionamiento de estribos del ejemplo de puente para un intercambiador	152
FIGURA 4.6 Curva de Peligro Sísmico para Ambato	153
FIGURA 4.7 Espectro de respuesta de aceleraciones para Ambato para un período de retorno de 1000 años	154
FIGURA 4.8 Corte de la superestructura para el cálculo de la inercia IZZ	155
FIGURA 4.9 Vista XZ del estribo y de las áreas consideradas para el cálculo de la rigidez del ejemplo de puente para un intercambiador	156
FIGURA 4.10 Diagrama de corte y momento por carga unitaria sobre el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador.....	157
FIGURA 4.11 Vistas en elevación de la pila del ejemplo de puente para un intercambiador.....	159
FIGURA 4.12 Esquema elástico para el cálculo de las fuerzas sísmicas transversales del ejemplo de puente para un intercambiador	162
FIGURA 4.13 Modelo ingresado al software SAP 2000 del ejemplo de puente para un intercambiador.....	163

FIGURA 4.14 Diagrama de carga, corte, momento y deformada para el tramo de 0 a 18 m del ejemplo de puentes para un intercambiador.....	164
FIGURA 4.15 Carga transversal elástica equivalente sobre el puente del ejemplo para intercambiador.....	165
FIGURA 4.16 Reacciones en la viga interior debido a carga muerta	167
FIGURA 4.17 Reacciones en la viga exterior debido a carga muerta	168
FIGURA 4.18 Reacciones en la viga interior por carga de superficie de rodadura.....	168
FIGURA 4.19 Reacciones por cada rueda debido al paso del camión de diseño.....	169
FIGURA 4.20 Posiciones de las cargas vivas del camión que producen la máxima excentricidad.....	169
FIGURA 4.21 Reacciones en las vigas del tablero por carga viva del camión.....	169
FIGURA 4.22 Reacciones en la viga interior debido a la carga de carril.....	170
FIGURA 4.23 Carga vertical puntual proveniente de la superestructura sobre el cabezal de la pila del ejemplo de puente para un intercambiador	170
FIGURA 4.24 Carga vertical repartidas sobre el cabezal de la pila del ejemplo de puente para un intercambiador	171
FIGURA 4.25 Área expuesta al viento en la dirección longitudinal sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador.....	174
FIGURA 4.26 Fuerzas horizontales sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador en el plano Y-Z	176
FIGURA 4.27 Fuerzas horizontales sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador en el plano X-Z	177
FIGURA 4.28 Sección de diseño de la viga cabezal del ejemplo de puente para un intercambiador	179
FIGURA 4.29 Sección del cabezal con el acero a flexión propuesto del ejemplo de puente para un intercambiador	180
FIGURA 4.30 Sección de ayuda para el chequeo a fisuramiento del ejemplo de puente para un intercambiador	183

FIGURA 4.31 Sección final diseñada de la viga cabezal de la pila del ejemplo de puente para un intercambiador	189
FIGURA 4.32 Sección de la columna y acero propuesto del ejemplo de puente para un intercambiador.....	192
FIGURA 4.33 Diagrama de iteración de la columna circular (P_n vs M_n) del ejemplo de puente para un intercambiador	194
FIGURA 4.34 Sección final diseñada de la columna del ejemplo de puente para un intercambiador	198
FIGURA 4.35 Secciones para el cálculo del peso propio del estribo y del peso propio del relleno del ejemplo de puente para un intercambiador	199
FIGURA 4.36 Representación de carga por peso propio de la losa de transición o aproche del ejemplo de puente para un intercambiador	200
FIGURA 4.37 Cálculo de reacciones de camión caso crítico para el estribo	201
FIGURA 4.38 Cálculo de reacciones de camión por viga caso crítico para el estribo.....	202
FIGURA 4.39 Cálculo de reacciones por carga de carril para el estribo	202
FIGURA 4.40 Representación de sobrecarga de la carga viva del ejemplo de puente para un intercambiador.....	203
FIGURA 4.41 Esquema de cargas actuantes en el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador.....	210
FIGURA 4.42 Estribo con diente para evitar el deslizamiento en la base del ejemplo de puente para un intercambiador	217
FIGURA 4.43 Representación de presión pasiva en el diente del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador	217
FIGURA 4.44 Cargas actuantes en el estribo para el diseño de la pantalla del ejemplo de puente para un intercambiador	220
FIGURA 4.45 Dimensiones en la base de la pantalla del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador para determinar el acero a flexión	221
FIGURA 4.46 Distribución del acero de flexión en el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador.....	224

FIGURA 4.47 Esquema guía para ubicación del eje neutro del ejemplo de puente para un intercambiador.....	225
FIGURA 4.48 Diagrama de corte del estribo para Evento Extremo Ib del ejemplo de puente para un intercambiador	227
FIGURA 4.49 Sección crítica de corte del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador	227
FIGURA 4.50 Estribo armado del ejemplo de puente para un intercambiador.....	230
FIGURA 4.51 Vista longitudinal impuesta para el ejemplo de un puente sobre un río	232
FIGURA 4.52 Pre-dimensionamiento de las pilas para el puente sobre un río	235
FIGURA 4.53 Pre-dimensionamiento de estribos para ejemplo del cálculo de puente sobre un río	236
FIGURA 4.54 Curva de Peligro Sísmico para Riobamba.....	237
FIGURA 4.55 Espectro de respuesta de aceleraciones para Riobamba para un período de retorno de 1000 años	238
FIGURA 4.56 Vista XZ del estribo del ejemplo de puente sobre un río	239
FIGURA 4.57 Diagrama de corte y momento por carga unitaria sobre el estribo para puente sobre un río	241
FIGURA 4.58 Vista XZ de la pila del ejemplo de puente sobre un río.....	243
FIGURA 4.59 Diagrama de corte y momento por carga unitaria sobre la pila de puente sobre un río.....	244
FIGURA 4.60 Esquema elástico para el cálculo de las fuerzas sísmicas transversales del ejemplo de puente sobre un río.....	247
FIGURA 4.61 Modelo ingresado en el software SAP 2000 del ejemplo de puente sobre un río	249
FIGURA 4.62 Diagrama de carga, corte, momento y deformada para el tramo de 0 a 18 m del ejemplo de puente sobre un río	250
FIGURA 4.63 Carga transversal elástica equivalente en el ejemplo de puente sobre un río	252
FIGURA 4.64 Esquema para el cálculo de reacciones del primer tramo	254

FIGURA 4.65 Esquema para el cálculo de reacciones del segundo tramo.....	254
FIGURA 4.66 Esquema para el cálculo de reacciones del tercer tramo	255
FIGURA 4.67 Esquema de los grados de libertad laterales	256
FIGURA 4.68 Gráficas de los desplazamientos máximos modales de los 11 modos (distintas escalas en x para mejor visualización):.....	261
FIGURA 4.69 Esquema de fuerzas por cada grado de libertad	263
FIGURA 4.70 Carga vertical puntual proveniente de la superestructura sobre el cabezal de la pila del puente sobre un río	265
FIGURA 4.71 Carga vertical distribuida proveniente de la superestructura sobre el cabezal de la pila del puente sobre un río	266
FIGURA 4.72 Área expuesta al viento en la dirección longitudinal sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río	269
FIGURA 4.73 Esquema para el cálculo de la presión y fuerza de la corriente.	272
FIGURA 4.74 Esquema para el cálculo de la presión y fuerza de la corriente.	273
FIGURA 4.75 Fuerzas horizontales sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río en el plano Y-Z.....	274
FIGURA 4.76 Fuerzas horizontales sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río en el plano X-Z.....	275
FIGURA 4.77 Sección final diseñada de la viga cabezal de la pila del ejemplo de puente sobre un río.....	277
FIGURA 4.78 Sección de la columna y acero propuesto del ejemplo de puente sobre un río	280
FIGURA 4.79 Diagrama de iteración de la columna circular propuesta (P_n vs M_n) del ejemplo de puente sobre un río	282
FIGURA 4.80 Diagrama de iteración de la columna circular (P_n vs M_n) del ejemplo de puente sobre un río.....	283
FIGURA 4.81 Sección final diseñada de la columna del ejemplo de puente sobre un río	287
FIGURA 4.82 Secciones para el cálculo del peso propio del estribo y del peso propio del relleno del ejemplo de puente sobre un río	288

FIGURA 4.83 Representación de carga por peso propio de la losa de transición o aproche para ejemplo de puente sobre un río	289
FIGURA 4.84 Representación de sobrecarga por carga viva del ejemplo de puente sobre un río	291
FIGURA 4.85 Esquema de cargas actuantes en el estribo del ejemplo de puente sobre un río	298
FIGURA 4.86 Estribo con diente para evitar el deslizamiento en la base del ejemplo de puente sobre un río	305
FIGURA 4.87 Representación de presión pasiva en el diente del estribo del ejemplo de puente sobre un río	305
FIGURA 4.88 Cargas actuantes en el estribo para el diseño de la pantalla del ejemplo de puente sobre un río	308
FIGURA 4.89 Dimensiones en la base de la pantalla del estribo del ejemplo de puente sobre un río para determinar el acero a flexión.....	309
FIGURA 4.90 Distribución del acero de flexión en el estribo del ejemplo de puente sobre un río	312
FIGURA 4.91 Esquema guía para ubicación del eje neutro del ejemplo de puente sobre un río	313
FIGURA 4.92 Diagrama de corte simplificado para la sección crítica del estribo para Evento Extremo Ib del ejemplo de puente sobre un río.....	315
FIGURA 4.93 Sección crítica de corte del estribo del ejemplo de puente sobre un río	315
FIGURA 4.94 Estribo armado del ejemplo de puente sobre un río	317

LISTADO DE TABLAS

TABLA 3.1 Valores de aceleraciones obtenidos de curvas de peligro sísmico	44
TABLA 3.2 Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las edificaciones	44
TABLA 3.3 Definiciones de clase de sitio	46
TABLA 3.4 Clasificación de los perfiles de suelo.....	47
TABLA 3.5 Valores del factor de sitio, F_{pga} , en período cero en el espectro de la aceleración	48
TABLA 3.6 Valores del factor de sitio, F_a , para rango de espectro de aceleración de período corto.....	48
TABLA 3.7 Valores del factor de sitio, F_v , para rango de espectro de aceleración de período largo	48
TABLA 3.8 Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto	49
TABLA 3.9 Zona sísmica	51
TABLA 3.10 Factores de modificación de respuesta-subestructuras, R.....	52
TABLA 3.11 Requisitos mínimos de análisis por efecto sísmico	53
TABLA 3.12 Valores de V_o y Z_o	72
TABLA 3.13 Valores de presión básica de viento P_B , $V_B=44.44\text{m/s}$	73
TABLA 3.14 Presión de viento, P_B para varios ángulos de ataque y $V_B=44.44\text{m/s}$	73
TABLA 3.15 Componentes de carga de viento sobre la sobrecarga viva.....	74
TABLA 3.16 Criterios de elección del tipo de distribución probabilista para el cálculo de caudales máximos.....	85
TABLA 3.17 Valores del coeficiente de escorrentía, C.....	87
TABLA 3.18 Factores para el cálculo del coeficiente de Manning según Cowan.....	89
TABLA 3.19 Coeficiente de arrastre	91

TABLA 3.20 Coeficiente de arrastre lateral	92
TABLA 3.21 Factor de corrección por la forma de la pila k_1 , Método CSU	97
TABLA 3.22 Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo k_2 , Método CSU.....	98
TABLA 3.23 Factor de corrección por las condiciones del lecho k_3 , Método CSU.....	98
TABLA 3.24 Factor de corrección según la forma del estribo, K_1	100
TABLA 3.25 Combinaciones y factores de carga	105
TABLA 3.26 Factores por cargas permanentes, γ_p	106
TABLA 3.27 Factores por cargas permanentes (γ_p) debido a deformaciones sobreimpuestas.....	106
TABLA 3.28 Factores de resistencia para muros de contención permanentes, estado límite de resistencia	107
TABLA 3.29 Recubrimiento para armaduras principales no protegidas	109
TABLA 3.30 Porcentaje de amplificación dinámica	118
TABLA 3.31 Factor de presencia múltiple	119
TABLA 3.32 Valores de $\theta\beta *$ para secciones con refuerzo transversal	127
TABLA 3.33 Valores de $\theta\beta *$ para secciones con menos de refuerzo transversal mínimo	127
TABLA 3.34 Factores de longitud efectiva, K	129
TABLA 3.35 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico.....	139
TABLA 3.36 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de contención paralelos al tráfico.....	139
TABLA 3.37 Factores de resistencia para resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales, valores de ϕ_t y ϕ_{Ep} para estado límite de resistencia	148
TABLA 4.1 Tabla de apoyo para la elaboración del espectro de respuesta de aceleraciones para Ambato para un período de retorno de 1000 años.....	154
TABLA 4.2 Tabla de apoyo para el cálculo de la inercia IZZ de la superestructura	155

TABLA 4.3 Resumen de cargas verticales sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador.....	178
TABLA 4.4 Resumen de cargas horizontales sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador en el plano Y-Z	178
TABLA 4.5 Resumen de cargas horizontales sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador en el plano X-Z	178
TABLA 4.6 Momentos últimos para el diseño de la viga cabezal del ejemplo de puente para un intercambiador	179
TABLA 4.7 Cortes últimos para el diseño de la viga cabezal del ejemplo de puente para un intercambiador.....	186
TABLA 4.8 Carga axial ultima sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador.....	190
TABLA 4.9 Momentos últimos según los estados límites sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador (plano Y-Z)	190
TABLA 4.10 Momentos últimos según los estados límites sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador (plano X-Z)	191
TABLA 4.11 Cálculo del peso propio del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador	200
TABLA 4.12 Cálculo del peso propio del relleno por metro lineal de estribo del ejemplo de puente para un intercambiador	201
TABLA 4.13 Cálculo de W_w y W_s para determinar la fuerza inercial del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador.....	206
TABLA 4.14 Valores de cargas verticales y horizontales actuantes en el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador.....	209
TABLA 4.15 Factores de carga para cargas verticales en el estribo, caso (a) del ejemplo de puente para un intercambiador	211
TABLA 4.16 Factores de carga para cargas horizontales en el estribo, caso (a) del ejemplo de puente para un intercambiador	211
TABLA 4.17 Factores de carga para cargas verticales en el estribo, caso (b) del ejemplo de puente para un intercambiador	212
TABLA 4.18 Factores de carga para cargas horizontales en el estribo, caso (b) del ejemplo de puente para un intercambiador	212

TABLA 4.19 Cargas y momentos en el estribo con respecto al punto A del ejemplo de puente para un intercambiador	213
TABLA 4.20 Combinaciones de cargas estabilizadoras para estados límite aplicables en el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador	213
TABLA 4.21 Combinaciones de momentos estabilizadores para estados límite aplicables en el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador.....	214
TABLA 4.22 Combinaciones de cargas desestabilizadoras para estados límite aplicables en el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador.....	214
TABLA 4.23 Combinaciones de momentos desestabilizadores para estados límite aplicables en el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador.....	215
TABLA 4.24 Chequeo al volcamiento del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador	215
TABLA 4.25 Chequeo al deslizamiento de la base del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador.....	216
TABLA 4.26 Cálculo del peso de la pantalla del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador en base a la figura 4.35.	219
TABLA 4.27 Fuerzas y factores de carga para el diseño de la pantalla del ejemplo de puente para un intercambiador	220
TABLA 4.28 Momentos en la pantalla del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador	221
TABLA 4.29 Factores de carga para el estado límite de Servicio Ib del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador.....	224
TABLA 4.30 Fuerzas en la pantalla para el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador	226
TABLA 4.31 Tabla de apoyo para la elaboración del espectro de respuesta de aceleraciones para Riobamba para un período de retorno de 1000 años	238
TABLA 4.32 Valores de T, Sa y Sd	259
TABLA 4.33 Valores de Γ y masa modal efectiva.....	259

TABLA 4.34 Resumen de cargas verticales sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río	276
TABLA 4.35 Resumen de cargas horizontales sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río en el plano Y-Z	276
TABLA 4.36 Resumen de cargas horizontales sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río en el plano X-Z	276
TABLA 4.37 Carga axial ultima sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río	278
TABLA 4.38 Momentos últimos según los estados límites sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río (plano Y-Z)	278
TABLA 4.39 Momentos últimos según los estados límites sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río (plano X-Z)	279
TABLA 4.40 Cálculo del peso propio del estribo para ejemplo del cálculo de puente sobre un río	289
TABLA 4.41 Cálculo del peso propio del relleno por metro lineal de estribo para ejemplo de puente sobre un río	290
TABLA 4.42 Cálculo de W_w y W_s para determinar la fuerza inercial del estribo del ejemplo de puente sobre un río	294
TABLA 4.43 Valores de cargas veticales y horizontales actuantes en el estribo del ejemplo de puente sobre un río	298
TABLA 4.44 Factores de carga para cargas verticales y horizontales en el estribo, caso (a) del ejemplo de puente sobre un río	299
TABLA 4.45 Factores de carga para cargas verticales y horizontales en el estribo, caso (b) del ejemplo de puente sobre un río	300
TABLA 4.46 Cargas y momentos en el estribo con respecto al punto A del ejemplo de puente sobre un río	301
TABLA 4.47 Combinaciones de cargas estabilizadoras para estados límite aplicables en el estribo del ejemplo de puente sobre un río	301
TABLA 4.48 Combinaciones de momentos estabilizadores para estados límite aplicables en el estribo del ejemplo de puente sobre un río	302
TABLA 4.49 Combinaciones de cargas desestabilizadoras para estados límite aplicables en el estribo del ejemplo de puente sobre un río	302

TABLA 4.50 Combinaciones de momentos desestabilizadores para estados límite aplicables en el estribo del ejemplo de puente sobre un río.....	303
TABLA 4.51 Chequeo al volcamiento del estribo del ejemplo de puente sobre un río	303
TABLA 4.52 Chequeo al deslizamiento de la base del estribo del ejemplo de puente sobre un río	304
TABLA 4.53 Cálculo del peso de la pantalla del estribo del ejemplo de puente sobre un río en base a la figura 4.81	307
TABLA 4.54 Fuerzas y factores de carga para el diseño de la pantalla del ejemplo de puente sobre un río.....	308
TABLA 4.55 Momentos en la pantalla del estribo del ejemplo de puente sobre un río	309
TABLA 4.56 Factores de carga para el estado límite de Servicio Ib del estribo del ejemplo de puente sobre un río	312
TABLA 4.57 Fuerzas en la pantalla para el estribo del ejemplo de puente sobre un río	314

RESUMEN

El presente estudio plantea una propuesta de adaptación de criterios de diseño de subestructuras de puentes especificados en la AASHTO LRFD 2014 (American Association of State Highway and Transportation Officials) a las condiciones de Ecuador, se tomó como referencia especificaciones de la normativa local como la NEC-15 (Norma Ecuatoriana de la Construcción) y la NEVI-12 (Norma Ecuatoriana Vial), además de documentos con información relevante asociada al tema de estudio, de donde se extrajo toda la información referente a sismo, carga de viento e influencia de ríos y se establecieron criterios para la adaptación de ciertos parámetros que se utilizaron para generar una guía, la cual contiene el procedimiento de diseño para pilas y estribos de hormigón armado propuesto para el Ecuador.

Posteriormente se pasó a la realización de ejercicios de aplicación, donde acoplados con la guía de diseño se estableció todas las consideraciones en cuanto a cargas, combinaciones de carga y los estados límite aplicables para el diseño de estribos y pilas de hormigón armado tanto para un puente de intercambiador de dos vanos y un puente sobre un río de tres vanos.

Finalmente, se extrajo las consideraciones más importantes descritas dentro de todo el estudio para plantear conclusiones y recomendaciones. Se sintetizó los resultados obtenidos en el estudio.

Este trabajo servirá como material de apoyo en el diseño de subestructuras de puentes para estudiantes y docentes de Ingeniería Civil y como guía de diseño de pilas y estribos de hormigón armado considerando las condiciones de Ecuador para profesionales enfocados en esta área.

Palabras clave: puente, subestructura, adaptación

ABSTRACT

The present study poses an adaptation proposal of design principles of bridges substructures specified on AASHTO LRFD 2014 (American Association of State Highway and Transportation Officials) to Ecuadorian conditions. It was taken as reference, specifications of the local normative as NEC-15 (Construction Ecuadorian Norm) and NEVI-12 (Vial Ecuadorian Norm), furthermore documents with relevant information associated with this topic, of which all the referent information about seism, wind load, and river influence was extracted; and it was established criteria for the adaptation of certain parameters that were used to generate a guide, which has the design procedure of piers and reinforced concrete abutments proposed to Ecuador.

After that, it was passed to the realization of application exercises, which, coupling with the design guide, it was established all the considerations about loads, load combinations and the applicable limit states for the design of abutments and reinforced concrete piers for not only a bridge of exchanger of two spans but also a bridge of three spans above a river.

Finally, the most important considerations written along the whole study were extracted to pose conclusions and recommendations. The results gotten in the study were synthesized.

This work will serve as support material in the bridges substructures design for Civil Engineering students and professors, and as a piers and reinforced concrete abutments design guide considering Ecuadorian conditions for professionals focused in this area.

Key words: bridge, substructure, adaptation.

PRESENTACIÓN

El presente estudio tiene como objetivo desarrollar una propuesta de diseño de subestructuras de puentes en Ecuador mediante la interrelación de las normas AASHTO LRFD 2014 con la NEC-15 y la NEVI-12 para la adaptación de criterios de diseño a las condiciones de la zona. Los procedimientos realizados se describen en cada uno de los capítulos del trabajo:

Capítulo 1 Generalidades: Se presenta una introducción al presente estudio, así como los objetivos, alcance y justificación.

Capítulo 2 Base teórica: Se describe la historia de los puentes, enfocándose en puentes viga losa de hormigón armado, hasta llegar a la descripción de pilas y estribos de hormigón armado, así como también los criterios a considerar en el diseño de puentes y una breve descripción de condiciones de sismo, viento y ríos en el Ecuador.

Capítulo 3 Metodología: Se procede a describir la metodología a emplearse en cuanto a análisis sísmico, cálculo de cargas de viento e influencia de los ríos en el cálculo de cargas hidráulicas. Se establecieron criterios de adaptación y se elaboró una guía, la cual contiene el procedimiento de diseño para pilas y estribos de hormigón armado propuesto para el Ecuador.

Capítulo 4 Ejemplos de cálculo: Se procede a resolver dos ejemplos de cálculo, el primero es el diseño de subestructura de un puente de dos vanos para intercambiador, el segundo es el diseño de subestructura de un puente de tres vanos sobre un río.

Capítulo 5 Conclusiones y recomendaciones: Se sintetizan los resultados obtenidos.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

En la última década ha aumentado la construcción y rehabilitación de las carreteras en el país y por ende la construcción de puentes, los cuáles han sido diseñados bajo normas internacionales como la AASHTO LRFD 2014 y tomando algunos parámetros definidos en la NEVI 12 (Norma Ecuatoriana de Vialidad), los cuales no son suficientes debido a que son especificaciones técnicas para la construcción, mas no para el diseño de puentes (NEVI-12, 2012).

Si bien los diseños con esta norma son utilizables para el país, no considera las condiciones específicas del Ecuador, lo cual en algunos casos se puede dar un subdimensionamiento o sobredimensionamiento de las estructuras afectando a la serviciabilidad o costo de las mismas (Ponce, 1987).

Un puente es una obra indispensable y necesaria para salvar un obstáculo dando así continuidad a una vía, por esta causa la destrucción de un puente es grave ya que puede dejar pueblos incomunicados afectándose a la economía de los mismos (Rodriguez Serquén , 2016). En el sismo de Pedernales del 2016 se observó que en los puentes que colapsaron, los elementos que fallaron fueron las pilas y no se observó mayor daño en la superestructura por lo que el presente trabajo busca proponer un diseño racional, económico y sobre todo sismo resistente de las subestructuras de puentes de hormigón armado.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo de peligro sísmico en la sección 9.2.2 dice que para diseño sismo resistente de puentes se adoptará la norma ASSHTO (NEC-SE-DS, 2015). El inconveniente está en que la norma AASHTO está hecha para las condiciones específicas de Estados Unidos, las cuales pueden no ser similares en Ecuador.

Por lo que este trabajo hace referencia al estudio de las condiciones específicas del país a considerarse en el diseño de subestructuras de puentes. Existen

parámetros incluidos en la metodología de diseño que varían según la zona, es notable que Ecuador tiene una afectación diferente en cuanto a sismos, viento y otros parámetros que pasaran a ser analizados y comparados con los descritos en la norma para establecer criterios propios del uso de los mismos (Vallecilla, 2012).

El objetivo de la presente investigación es desarrollar una propuesta de diseño de subestructuras de puentes en Ecuador mediante la interrelación de las normas AASHTO LRFD-2014 con la NEC-15 y la NEVI-12 para la adaptación de criterios de diseño a las condiciones de la zona. Entendiéndose por subestructura a lo concerniente con pilas y estribos de hormigón armado excluyendo a la superestructura y la cimentación.

En los puentes las pilas y los estribos son elementos que deben resistir fuerzas horizontales debido a sismo y viento (Somenson, 2015). Por lo que este trabajo se enfoca en el diseño sismo resistente de estos elementos considerando las condiciones del Ecuador dada por la norma NEC-15.

La construcción de un puente sobre un río requiere el análisis de parámetros hidrológicos e hidráulicos del curso de agua en el lugar de emplazamiento del puente (Somenson, 2015). Por lo que en el presente trabajo dentro del estudio hidrológico se abordarán de manera teórica los temas de caudales y calados máximos de crecida, así también la velocidad media del flujo en ríos (Almeida Román, 2010). Para el estudio de la parte hidráulica se abordará los temas de socavación local en pilas y estribos y la determinación de las fuerzas hidrodinámicas ejercidas por el flujo sobre las subestructuras de los puentes (Martín Vide, 2003).

En países como Colombia y Perú ya existe una adaptación de la AASHTO a las condiciones específicas de cada país para el diseño de puentes, por lo que en Ecuador nace el interés de realizar trabajos investigativos donde se puedan considerar los parámetros y condiciones propias del país en el diseño de puentes (Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Perú, 2016).

Existe como antecedente un estudio de titulación enfocado a la superestructura de puentes (Borja Salazar & Taipe Anasi, 2017) y con este trabajo se busca dar

continuación con la subestructura que comprende pilas y estribos de hormigón armado.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Desarrollar una propuesta de diseño de subestructuras de puentes en Ecuador mediante la interrelación de las normas AASHTO LRFD 2014 con la NEC-15 y la NEVI-12 para la adaptación de criterios de diseño a las condiciones de la zona.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comparar las propuestas de las normas AASHTO LRFD 2014, NEC-15 y NEVI-12 referente a sismo mediante la revisión detallada de las mismas para la obtención de una metodología propuesta por la AASHTO adaptada a las condiciones específicas de sismo para el Ecuador.
- Comparar las propuestas de las normas AASHTO LRFD 2014, NEC-15 y NEVI-12 referente a viento mediante la revisión detallada de las mismas para la obtención de una metodología propuesta por la AASHTO adaptada a las condiciones específicas de viento para el Ecuador.
- Analizar la influencia de los ríos en los puentes mediante el estudio de ciertos parámetros hidrológicos e hidráulicos para la inclusión en la metodología propuesta por la AASHTO con las condiciones específicas para el Ecuador.
- Realizar un ejemplo de cálculo mediante la metodología de diseño propuesta con las condiciones del Ecuador para tener un diseño racional, económico y resistente de las pilas y estribos de hormigón armado de un puente.

1.3 ALCANCE

El presente estudio busca adaptar los parámetros que influyen en el diseño de subestructura de puentes contemplados en la NORMA AASHTO LRFD 2014 a las condiciones del Ecuador. Tomando en cuenta que para el diseño de puentes la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-12 recomienda al diseñador utilizar la

norma estadounidense, se ha visto oportuno analizar si la metodología a seguir es satisfactoria a las condiciones del Ecuador o a su vez proponer criterios apropiados que respondan a un diseño racional, económico y resistente.

Para ello se analizan principalmente los parámetros de viento, sismo e influencia de ríos en subestructuras de puentes, refiriéndose a pilas y estribos de hormigón armado en la normativa local e internacional.

En cuanto a viento se analiza la metodología para la determinación de la carga de viento en función de la velocidad de viento que difieren entre Estados Unidos y Ecuador. Referente a sismo se describe el proceso a seguir para obtener el espectro de aceleraciones de respuesta para las condiciones de Ecuador y según la importancia del puente se define el método de análisis sísmico correspondiente para determinar las fuerzas sísmicas actuantes. Para el análisis de influencia de ríos se describe teóricamente los parámetros importantes a ser tomados en cuenta en el diseño de puentes y a su vez la determinación de cargas producto del sometimiento del puente a un curso de agua.

Se establece una guía de diseño tanto para pilas como estribos de hormigón armado donde se describe las cargas a considerar, las combinaciones de carga, los estados límites aplicables y el proceso para el armado de cada uno de los elementos, la que se aplica posteriormente en dos ejemplos de cálculo: el primero es del diseño de pilas y estribos de hormigón armado de un puente de dos tramos para un intercambiador y el segundo es del diseño de pilas y estribos de hormigón armado de un puente de tres tramos sobre un río.

1.4 JUSTIFICACIÓN

Para el diseño de subestructuras de puentes en Ecuador no existe una normativa local que abarque este tipo de estructuras, por lo tanto, los profesionales dedicados al área de puentes deben guiarse en normas internacionales siendo la más común la norma AASHTO. Es recomendable el uso de esta norma en zonas que sean de las mismas características de Estados Unidos, no siendo así el caso de Ecuador, por lo que el presente estudio propone una guía de diseño de pilas y estribos según

la (NORMA AASHTO LRFD, 2014) con criterios adaptados a las condiciones de Ecuador.

Los países vecinos al Ecuador han tomado la AASHTO como una guía en la elaboración de sus propias normas actualizadas para el diseño de puentes, estas normas toman en cuenta las condiciones propias de cada zona debido a que difieren con las condiciones de Estados Unidos en cuanto a sismo, viento, influencia de ríos y otros parámetros que afectan el diseño de puentes.

La metodología que se implementó para el desarrollo de presente estudio fue adecuado debido a que se revisó las normas internacionales como locales. Con esto se analizó los parámetros de sismo, viento e influencia de los ríos para adaptarlos a las condiciones específicas de Ecuador de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-15 y obtener una propuesta de diseño propio de subestructuras de puentes (Rodríguez Serquén , 2016).

Por lo anotado, el presente estudio pretende contribuir a un estudio anterior, el cual abarca el diseño de la superestructura de puentes realizado por (Borja Salazar & Taipe Anasi, 2017). Con este estudio se da continuidad al anterior abarcando lo que es pilas y estribos correspondientes a la subestructura y dejando pendiente las conexiones y cimentación de estas para un posterior estudio.

Finalmente, el presente estudio servirá de guía para los profesionales dedicados al área de puentes para el diseño racional, económico y resistente de pilas y estribos con las condiciones específicas de Ecuador. También servirá como material de apoyo para docentes y estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil.

CAPÍTULO 2

BASE TEÓRICA

2.1 PUENTES

Los puentes son obras estructurales que nacen de la necesidad de sobrepasar un obstáculo para dar continuidad a una vía.

Según (Claros Chuquimia & Meruvia Cabrera, 2004): “los puentes son obras de arte destinadas a salvar corrientes de agua, depresiones del relieve topográfico, y cruces a desnivel que garanticen una circulación fluida y continua de peatones, agua, ductos de los diferentes servicios, vehículos y otros que redunden en la calidad de vida de los pueblos.”

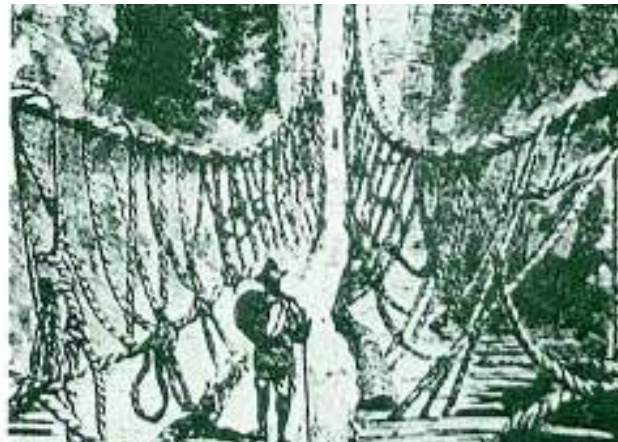
A lo largo de la historia han ido evolucionando, el hecho de que un puente sirva para salvar un determinado obstáculo determinó que sean los troncos de árboles los primeros puentes a ser utilizados, con el pasar de los siglos, el descubrimiento de nuevos materiales de construcción y el desarrollo de los procesos constructivos hacen que en la actualidad se pueden encontrar estructuras complejas con varios metros de longitud y altura, en las grandes ciudades del mundo.

2.1.1 HISTORIA DE LOS PUENTES

La necesidad de los puentes estuvo presente desde siempre, desde que nuestros antepasados eran nómadas y necesitaban movilizarse para encontrar comida y un lugar estable para refugiarse, por lo que necesitaban librar ciertos obstáculos que encontraban en su camino como ríos y depresiones del terreno.

Por ello los primeros puentes fueron naturales como las grandes rocas que formaban un agujero en la parte inferior para dar la forma de un puente en arco, también puentes colgantes como se muestra en la figura 2.1 formados del entramado de las lianas de los grandes árboles en los bosques y selvas y puentes tipo viga formados de grandes troncos de árboles que atravesaban un obstáculo (Romero Rascón, 2014).

FIGURA 2.1 Puentes antiguos



FUENTE: (Manterola, 1984)

A través de la historia los puentes son el testimonio de la ingeniería desarrollada por el hombre de aquellas épocas y su uso práctico han servido para la conquista de la naturaleza por lo que el desarrollo de los puentes está ligado con el desarrollo y evolución del mismo hombre (Bellido de Luna, 2002).

La madera y la piedra fueron los primeros materiales en ser usados en la construcción de puentes, la forma en arco es característico de este tipo de puentes debido a que transforma las cargas verticales a esfuerzos de compresión adecuado para la piedra que resiste grandes esfuerzos a compresión (Maya Aguirre, 2015).

Un ejemplo de puentes de piedra es el puente Alcántara ubicado en Roma con más de 30 metros de luz, se observa en la figura 2.2.

FIGURA 2.2 Puente Alcántara en Roma construido en piedra



FUENTE: (Manterola, 1984)

Avanzando en la historia para el siglo XIX fue una época donde la locomotora a vapor apareció y con ello la necesidad de puentes más largos, resistentes y duraderos para unir el gran sistema de líneas férreas (Maya Aguirre, 2015).

A la par un nuevo material era desarrollado por científicos de la época, trabajaban en el hierro intentando obtener un nuevo material más resistente, liviano y flexible con lo cual más después llegaron a obtener el acero.

El primer puente metálico de hierro fundido es el puente de Coalbrookdale también conocido como Iron Bridge, se muestra en la figura 2.3, el cual está ubicado sobre el río Severn en Inglaterra (Bellido de Luna, 2002).

FIGURA 2.3 Puente de Coalbrookdale sobre el río Severn en Inglaterra



FUENTE: (Manterola, 1984)

En el siglo XIX no solo el metal significó un gran avance sino también el hormigón y con la unión del acero se llegó por primera vez a hablar del hormigón armado, esto significó la aparición de un nuevo material muy resistente a la compresión y corte como una piedra artificial y que con la adición del acero alcanza gran resistencia a la flexión (Manterola, 1984).

Estas características permitieron desarrollar puentes mucho más largos, resistentes y duraderos, ya que a diferencia del metal el hormigón armado no sufría los efectos atmosféricos y cabe recalcar además que se parecía a la piedra, un material que estaba perfectamente asumido por la mayoría de la población (Manterola, 1984). El puente de Palmones el cual se observa en la figura 2.4, es ejemplo de puente de hormigón armado que trabaja a flexión.

FIGURA 2.4 Puente sobre el río Palmones en Algeciras, España



FUENTE: (Manterola, 1984)

En la época actual el automóvil ha creado la necesidad de construir puentes como nunca se habían visto. El gran número de accidentes que se producen en los cruces y pasos a nivel estimuló y justificó la construcción de pasos elevados a través de puentes (Maya Aguirre, 2015).

2.1.2 TIPOS DE PUENTES

Existen distintos tipos de puentes y no existe un criterio rígido para su clasificación, por lo que una manera de clasificarlos puede ser la siguiente:

Según su función:

- Peatonales
- Carreteros
- Ferroviarios
- Acueductos
- Mixtos

Según su material:

- Piedra
- Madera
- Mampostería
- Hierro forjado

- Hormigón Armado
- Hormigón pre y postensado
- Acero estructural
- Mixtos

Según su tipología estructural:

- Simplemente apoyados
- Continuos
- Simples de tramos múltiples
- Cantiléver o volado
- Aporticados
- De vigas y losa
- En Celosías
- En Arco
- Atirantado
- Colgantes

Según su geometría en planta:

- Curvos
- Esviajados
- Ancho variable
- Ancho constante

Según su operacionalidad o explotación:

- Giratorios
- Levadizos
- Transbordador
- Fijos

2.1.3 NORMATIVA DE DISEÑO DE PUENTES

Hasta principios del siglo XIX los puentes eran diseñados y construidos de manera empírica, la evolución de los materiales de la mano del avance tecnológico dio

cabida al desarrollo de métodos de análisis y diseño de puentes que en la actualidad se reflejan en documentos reguladores donde se estandariza las disposiciones de diseño tomando en consideración todos los parámetros que afectan al puente (Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, 2014).

Como primera referencia para el diseño de puentes en América Latina se utiliza el código de Estados Unidos AASHTO (American Association of State Highway Transportation Officials), publicada por primera vez la Standard Specifications for Highway bridges and Incidental Structures en 1931, que, con varias revisiones se tiene la última versión del 2014 AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, 2014).

Pero si bien el código más utilizado es la AASHTO en cuanto al diseño de puentes, existen países vecinos al Ecuador donde han desarrollado documentos actualizados de diseño de puentes que se adapten a las condiciones propias de cada una de las zonas, es el caso de Colombia con la Norma Colombiana de diseño de puentes y Perú con el Manual de diseño de Puentes. La AASHTO toma en cuenta las condiciones de Estados Unidos en cuanto a viento, sismo, ríos y otros factores que afectan directamente al diseño de puentes, mismas que difieren con las condiciones de sitio de cada país. Vale recalcar que el Ecuador tiene como documento regulador la Norma Ecuatoriana de Vialidad (NEVI-12), pero la misma solo tiene especificaciones técnicas de la construcción de carreteras y puentes, mas no se describe una metodología de cálculo y diseño de puentes, por lo que el país adopta la AASHTO LRFD.

El sismo es el principal factor que ha incitado a la revisión de los códigos de diseño de puentes, el daño de los elementos de la superestructura o subestructura como consecuencia de la acción sísmica puede ocasionar la interrupción del servicio o llegar a ocasionar muerte (Rivera Vargas, 2007).

La ocurrencia de un evento adverso es irreplicable en el mundo, el impacto y las pérdidas en cada sismo son distintos, mediante los daños en las estructuras se puede concebir las insuficiencias existentes en los diseños dando cabida a revisiones y actualizaciones de los códigos de diseño en la parte de sismo

resistencia tomando en cuenta estas falencias para priorizar la serviciabilidad, economía y sobre todo seguridad en los diseños.

Los países que tienen normativa para el diseño de puentes tienen capítulos destinados a la evaluación del efecto sísmico y otros que le han dedicado una norma completa para la parte de diseño sísmo resistente (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica, 2013).

Vale la pena mencionar la filosofía de diseño descrita en la AASHTO LRFD 2014 misma a la que se apegan los demás códigos de diseño de puentes. Los principios de diseño sísmico de las especificaciones AASHTO son los siguientes:

- Los puentes expuestos a sismos pequeños a moderados deberán resistir en el rango elástico de los componentes estructurales sin daños significativos.
- En los procedimientos de diseño se deberán utilizar las fuerzas obtenidas a partir de intensidades de movimiento del terreno realistas.
- La exposición del puente a grandes movimientos del terreno no debe inducir al colapso del puente o de parte de sus componentes estructurales.

2.2 PUENTES DE HORMIGÓN ARMADO

Los puentes de hormigón armado son estructuras de obra civil que utilizan hormigón y acero de refuerzo como materiales fundamentales para su construcción.

El hormigón es la mezcla de cemento, agua y agregados; se puede también añadir aditivos para variar su resistencia, tiempo de fraguado, entre otros. Es un material que trabaja de manera óptima a compresión (Somenson, 2015).

El acero de refuerzo son barras corrugadas colocadas al interior de vigas, columnas, diafragmas, mampostería y otros elementos que se adhieren al hormigón para conseguir factibilidad en cuanto a la resistencia en tracción de los elementos (Somenson, 2015).

Por lo que en conjunto el hormigón y el acero de refuerzo trabajando de manera óptima consiguen un desarrollo eficiente del desempeño de la estructura. Debido a la accesibilidad que se tiene a estos materiales, el puente de hormigón armado es una alternativa muy competitiva además de que el costo de mantenimiento de este

tipo de estructuras es relativamente bajo y se considera que tiene un buen comportamiento ante eventos sísmicos.

2.2.1 PUENTE VIGA LOSA

El puente viga losa está constituido por una losa de concreto reforzado apoyado en vigas longitudinales y riostras distribuidas simétricamente en la longitud del puente, que pueden ser de concreto postensado, concreto reforzado o acero. En sentido longitudinal este tipo de puentes pueden ser simplemente apoyados, simplemente apoyados múltiples o continuos (Muñoz Díaz, 2012).

La losa transmite las cargas a las vigas longitudinales que se asientan en los aparatos de apoyo, las vigas en sus extremos están unidas entre sí por diafragmas brindándole mayor rigidez al sistema y son las vigas longitudinales las que se encargan de transmitir las cargas a los cabezales de las pilas y a los estribos que luego transmiten las cargas a las cimentaciones (Bellido de Luna, 2002).

Es una tipología estructural de construcción convencional en el Ecuador, en las figuras siguientes se muestran puentes viga losa construidos en el país. La figura 2.5 muestra el Puente Nuevo Juan Larrea que atraviesa la Ruta Viva en el sector la Tola, valle de Tumbaco tiene 44m de longitud y 12m de ancho y la figura 2.6 es el puente Los Caras sobre el estuario de Río Chone que une Bahía de Caráquez con San Vicente con 1981m de longitud y 13.20m de ancho.

FIGURA 2.5 Puente viga losa Juan Larrea, Pichincha



FUENTE: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

FIGURA 2.6 Puente viga losa Los Caras, Manabí

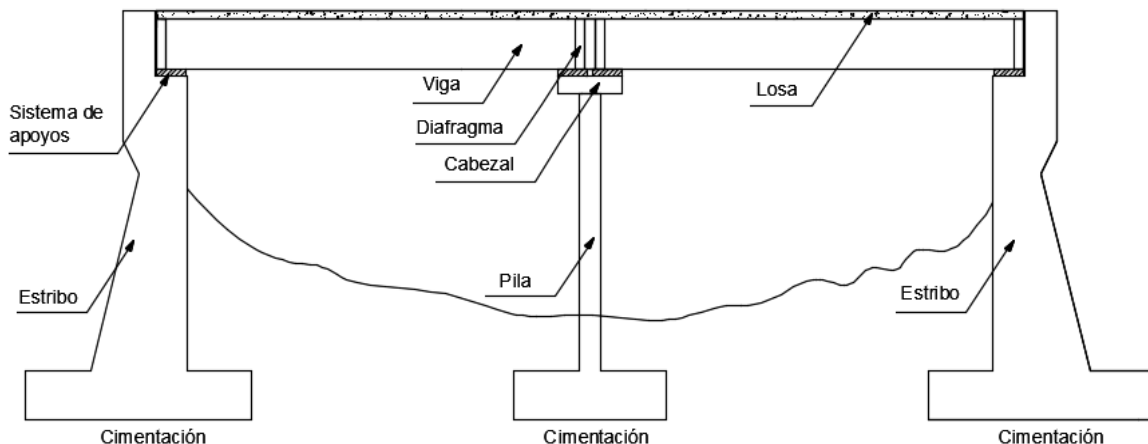


FUENTE: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

2.2.2 PARTES DE UN PUENTE: SUBESTRUCTURA

Las partes principales que componen un puente son la superestructura y la subestructura, no existe una única superestructura ya que depende del tipo de puente que se va a construir, así mismo no existe una única subestructura ya que las condiciones del proyecto darán apertura a las soluciones óptimas de diseño de un puente. No todos los elementos están presentes en todos los tipos de puentes, por ejemplo, un puente tipo losa no tendrá vigas longitudinales, el presente trabajo hace referencia a puentes viga losa de hormigón armado, la figura 2.7 muestra la elevación longitudinal de las partes de un puente viga losa.

FIGURA 2.7 Elevación longitudinal de las partes de un puente viga losa



FUENTE: (Rodríguez Serquén , 2016)

La superestructura está conformada por el tablero que es el elemento que soporta directamente las cargas y los elementos que transmiten las cargas del tablero a los apoyos que pueden ser vigas, armaduras, cables, arcos, etc.

La subestructura también puede ser conocida como infraestructura, está conformada por los estribos, pilas y cimentación.

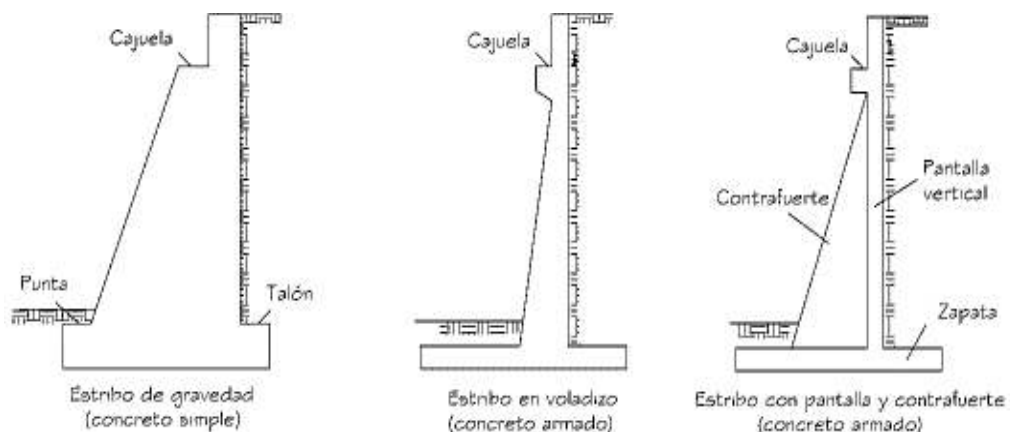
2.2.2.1 Estribos

Son los elementos de apoyo extremos del puente y transmiten las cargas de la superestructura al suelo además de servir como soporte del relleno del terraplén de acceso al puente. Los estribos son elementos diseñados para resistir el empuje de la tierra, por lo que se diseñan además para evitar el volcamiento o deslizamiento de este.

- Tipos

Al ser muros de contención, los estribos pueden ser muros de hormigón simple o muros de hormigón armado, en la figura 2.8 se muestra un esquema de un estribo de hormigón simple como es el caso de un muro de gravedad y el esquema de estribos de hormigón armado como es el caso de un muro en voladizo o un muro con pantalla y contrafuerte.

FIGURA 2.8 Esquema de estribos de gravedad, en voladizo y estribos con pantalla y contrafuertes

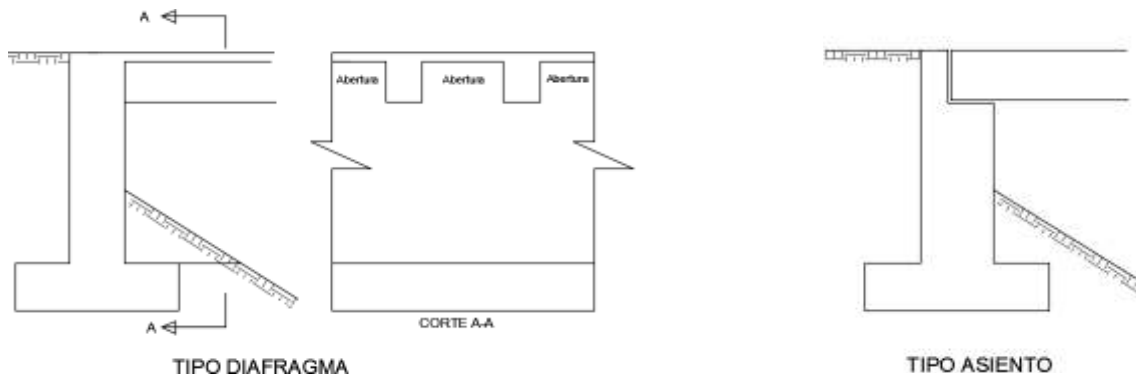


FUENTE: (Rodríguez Serquén , 2016)

Los tipos básicos de estribos que se pueden presentar son: los estribos abiertos y los estribos cerrados.

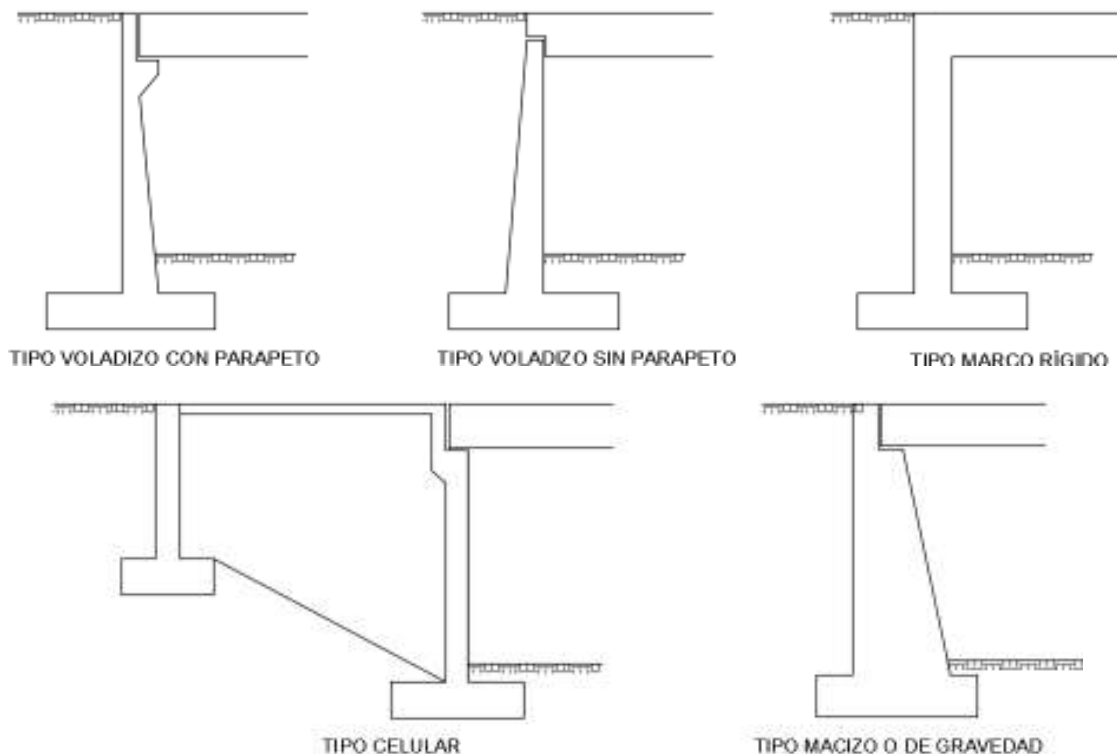
Los estribos abiertos son aquellos que tienden a ser más económicos puesto que sus paredes no son un gran muro continuo más bien presentan aberturas por donde la tierra puede bajar, se puede observar el esquema de los estribos abiertos en la figura 2.9. Los estribos cerrados son aquellos que cumplen el rol de soportar completamente el terreno permitiendo facilitar el trazado de la vía bajo el puente, se puede observar el esquema de los estribos cerrados en la figura 2.10.

FIGURA 2.9 Esquema de estribos abiertos



FUENTE: (Ponce, 1987)

FIGURA 2.10 Esquema de estribos cerrados



FUENTE: (Ponce, 1987)

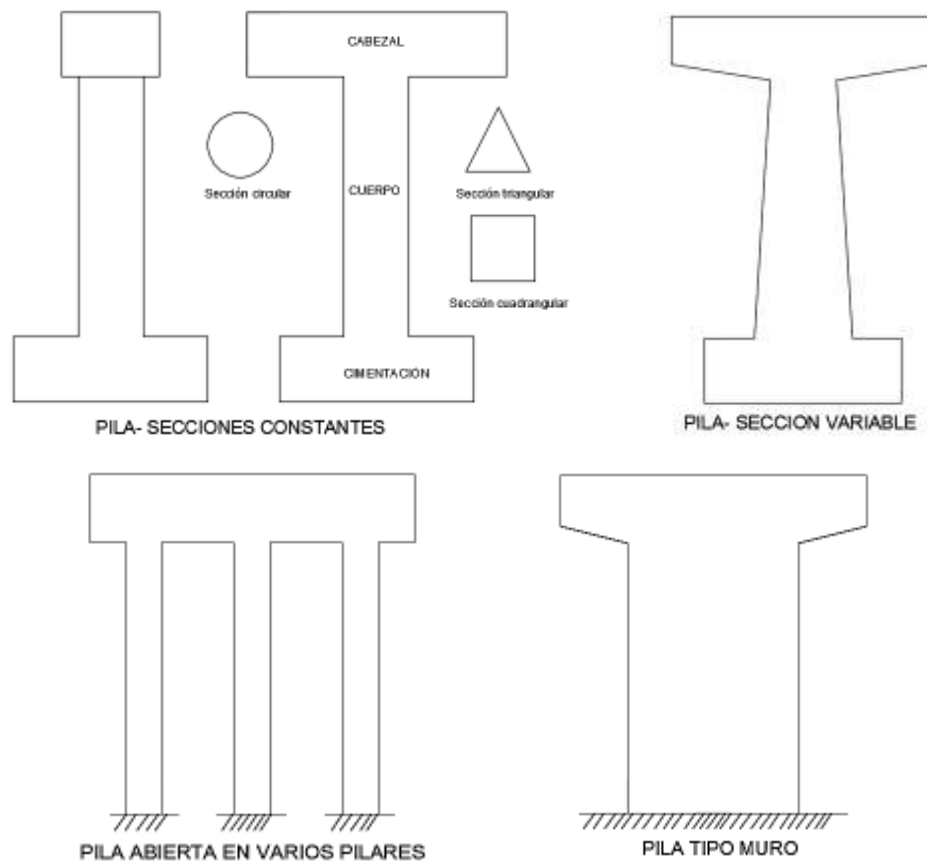
2.2.2.2 Pilas

Son los apoyos intermedios del puente y transmiten las cargas de la superestructura al suelo.

Las pilas pueden estar cimentadas directamente en el suelo en el caso de puentes para un intercambiador o tener la influencia de agua en el caso de puentes sobre ríos sea uno u otro el caso, este elemento debe ser insensible a la acción de fuerzas naturales como sismo, viento, corrientes de agua, etc.

Los tipos de pilas están dados en base a la forma de la sección transversal, se pueden tener pilas circulares, rectangulares, en V o triangulares, y otras, donde la sección puede ser constante o variable; también pueden clasificarse según el número de apoyos como pilas abiertas en dos apoyos o tres apoyos, y por último se tiene las pilas tipo muro. En la figura 2.11 se pueden observar los tipos de pilas antes mencionados.

FIGURA 2.11 Tipos de pilas



FUENTE: (Bellido de Luna, 2002)

2.3 CRITERIOS A CONSIDERAR EN EL DISEÑO DE PUENTES

2.3.1 MATERIALES

2.3.1.1 Hormigón

La resistencia a compresión para el hormigón de densidad normal es como mínimo $f'_c=21$ MPa y la resistencia máxima para elementos de hormigón liviano $f'_c=35$ MPa. Para concreto expuesto a humedad y fuente externa de cloruros la resistencia mínima de compresión debe ser $f'_c=35$ MPa. El módulo de elasticidad se determina aplicando la ecuación 2.1, para el hormigón de densidad normal el módulo de elasticidad puede determinarse aplicando la ecuación 2.2 (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

$$E_c = 0.043 * K * \gamma_c^{1.5} * \sqrt{f'_c} \quad (2.1)$$

$$E_c = 4700 * \sqrt{f'_c} \quad (2.2)$$

Donde:

K: factor de corrección, según la fuente de donde se obtuvo el agregado, toma el valor de 1 a menos que con una prueba física se pruebe lo contrario.

γ_c : densidad del hormigón, [kg/m³]

f'_c : resistencia del hormigón, [MPa]

El módulo de rotura se determina según ensayos físicos, si las resistencias son menores a 100 MPa se puede tomar los siguientes valores:

Módulo de rotura para densidad normal:

$$f_r = 0.62\sqrt{f'_c} \quad (2.3)$$

Si se trata del cálculo de momento de fisuración de un miembro de sección preesforzada:

$$f_r = 0.62\sqrt{f'_c} \quad (2.4)$$

Para concreto liviano:

$$f_r = 0.44\sqrt{f'_c} \quad (2.5)$$

Si se trata de concreto de arena liviana:

$$f_r = 0.52\sqrt{f'_c} \quad (2.6)$$

El coeficiente de expansión térmica para concreto de peso normal es $\alpha = 1.08 * 10^{-5} \text{°C}^{-1}$ y para concreto liviano $\alpha = 0.9 * 10^{-5} \text{°C}^{-1}$. La relación de Poisson se asume de 0.2 (Borja Salazar & Taipe Anasi, 2017).

2.3.1.2 Acero de refuerzo

La resistencia de fluencia para miembros sometidos a flexión, fuerza axial, retracción y temperatura debe ser como mínimo 420 MPa, valores menores al especificado deben tener permiso del propietario. El módulo de elasticidad de acero preesforzado en el caso de cables es 197 GPa y para barras es de 207GPa, para acero no preesforzado el módulo de elasticidad es de 200 GPa (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

2.3.2 CARGAS

2.3.2.1 Carga muerta

La carga muerta es el peso propio de todos los elementos estructurales y no estructurales que conforman la estructura y que están de manera permanente (NEC-SE-CG, 2015).

Entre los elementos estructurales se encuentran las vigas longitudinales y transversales, losas, diafragmas, pilas, estribos, etc. Los elementos no estructurales son aquellos necesarios para que el puente funcione tales como bordillos, superficie de rodadura, barandas, tuberías, señales, cables etc. (Borja Salazar & Taipe Anasi, 2017).

2.3.2.2 Carga viva

Este tipo de cargas se define como las cargas móviles que se aplican en el puente, para el diseño se considera la carga del camión de diseño, tándem de diseño y carga de carril (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

2.3.2.3 Carga de viento

Son las fuerzas inducidas por el paso del viento que es un flujo a través de una estructura y que deben ser consideradas para el diseño del puente. El paso del viento en un puente produce fuerzas horizontales y verticales y a su vez produce momento de volteo sobre el mismo, es por ello por lo que en el diseño se debe contemplar este tipo de cargas ya que de acuerdo con el lugar donde se construya pueden ser de gran incidencia (Taboada Peterson, 2018).

La velocidad el viento varían mucho de acuerdo con las condiciones locales, para puentes pequeños o bajos el viento no gobierna, pero para puentes grandes las condiciones locales deben ser investigadas dado que el viento tiene gran incidencia (Taboada Peterson, 2018).

2.3.2.4 Carga de sismo

Este tipo de cargas son las acciones que un sismo provoca sobre las estructuras y que deben ser resistidos por las mismas, estas acciones son cíclicas y variables por lo que puede provocar fatiga en las estructuras y con ello el colapso de estas (Paz, 1992).

La forma en que se tramite estas cargas es a través de aceleraciones en el suelo provocados por los sismos y son fuerzas horizontales que provocan altos esfuerzos de corte y momento en las estructuras (Chopra, 2014). La magnitud de estas fuerzas depende principalmente de dos factores: de la zona y de las características de las estructuras.

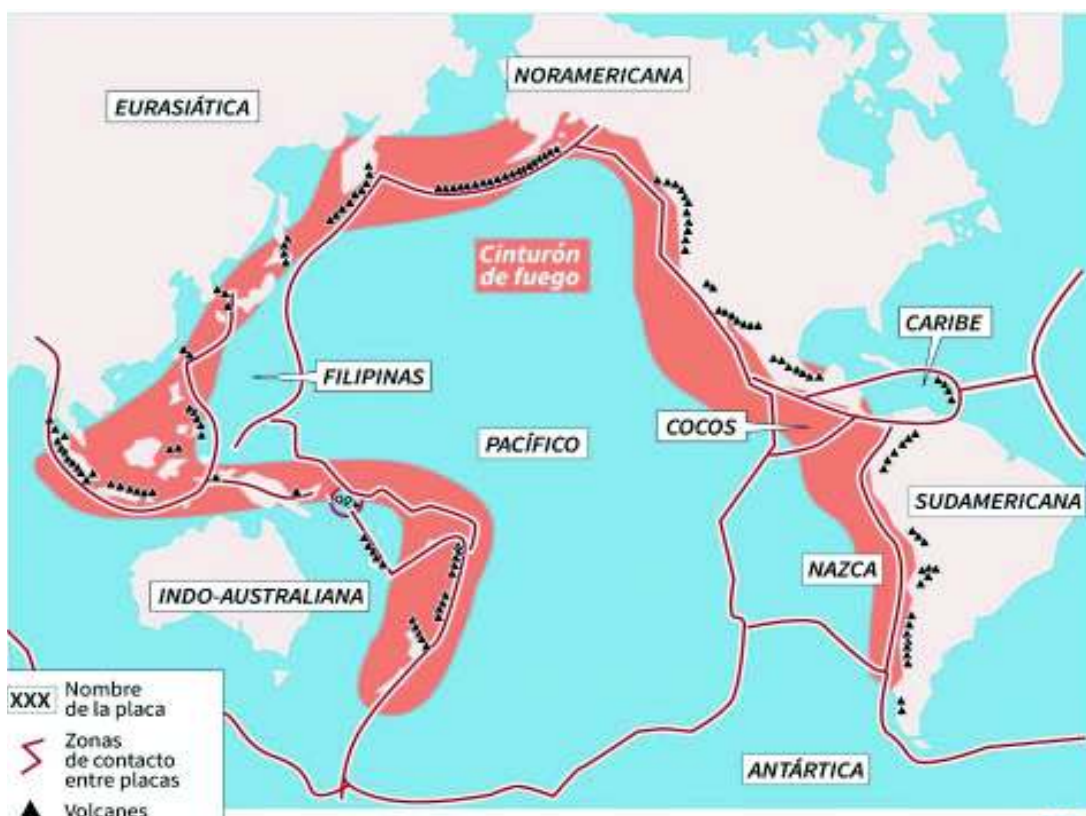
Depende de la zona porque las aceleraciones producidas por los sismos en el suelo varían de acuerdo con las características del mismo, es decir si se tiene suelos con buenas características mecánicas como rocas las aceleraciones llegan a ser bajas y por lo contrario si los suelos son de malas características mecánicas como los suelos blandos las aceleraciones suelen ser altas (Bozzo & Barbat, 2004).

También depende de las características de las estructuras debido a que estas responden a las aceleraciones producidas por los sismos mediante un movimiento de traslación cíclico (Bozzo & Barbat, 2004).

2.4 PELIGRO SÍSMICO EN ECUADOR

El Cinturón de fuego del Pacífico es una zona de alta actividad sísmica y volcánica debido a la concentración de subducciones de las placas tectónicas que lo conforman y la gran cantidad de volcanes existentes, como se observa en la figura 2.12 es una franja extendida a lo largo de 40 000 km, ubicado geográficamente en las costas del Océano Pacífico desde Nueva Zelanda hasta la costa oeste de Sudamérica.

FIGURA 2.12 Cinturón de fuego del Pacífico



FUENTE: (Infografías Agence France-Presse AFP)

Ecuador es uno de los países que está en el Cinturón de fuego del Pacífico, se encuentra en una gran falla geológica, subducción de la placa de Nazca (placa oceánica) con la placa Sudamericana (placa continental), el sumergimiento de la placa oceánica bajo la placa continental dándose la aproximación y alejamiento entre las placas provoca una fusión de la corteza liberando gran cantidad de energía que en efecto origina movimientos sísmicos.

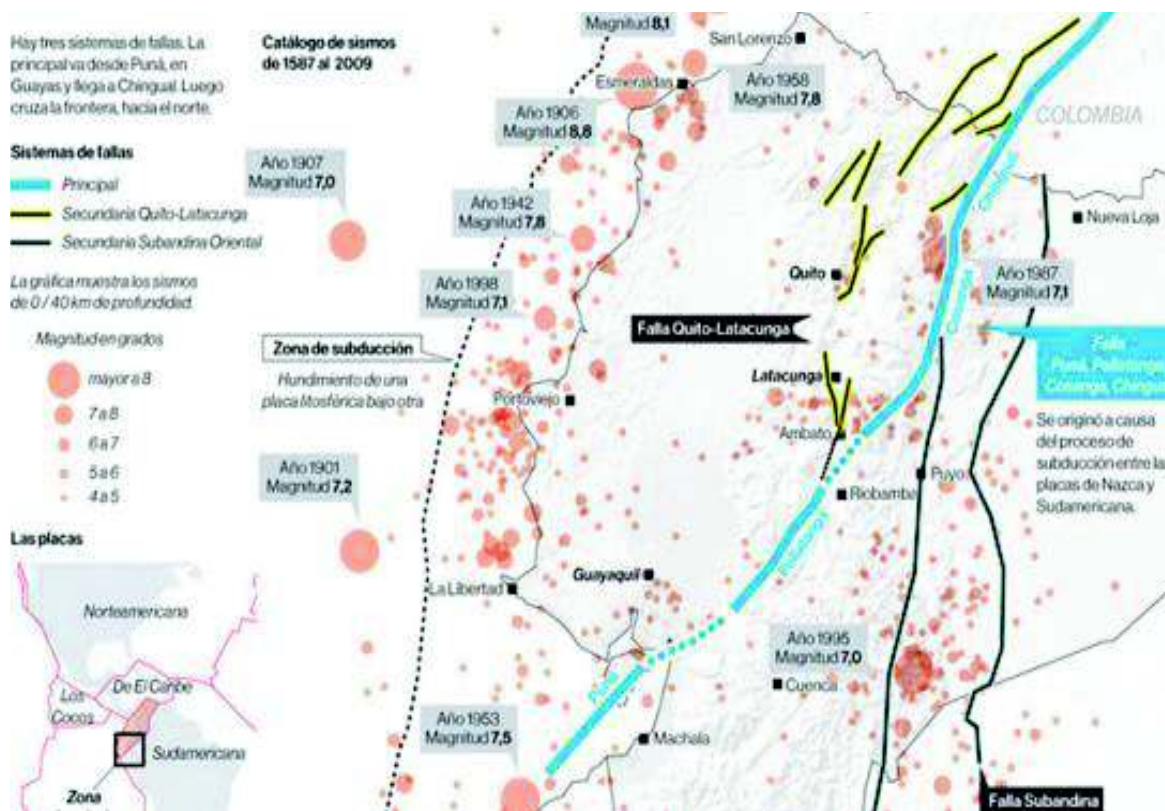
FIGURA 2.13 Esquema de interacción de la placa de Nazca y la placa Sudamericana



FUENTE: (Infografías Google Earth)

El sistema de fallas en Ecuador se presenta en la figura 2.14. La falla principal va desde Guayaquil (Puná, Pallatanga, Cosanga, Chingal) hasta la frontera norte del país. El sistema de fallas secundarias son la Falla de Quito-Latacunga y la Falla Subandina Oriental.

FIGURA 2.14 Sistema de fallas del Ecuador producto de la subducción de la placa Nazca y la placa Sudamericana

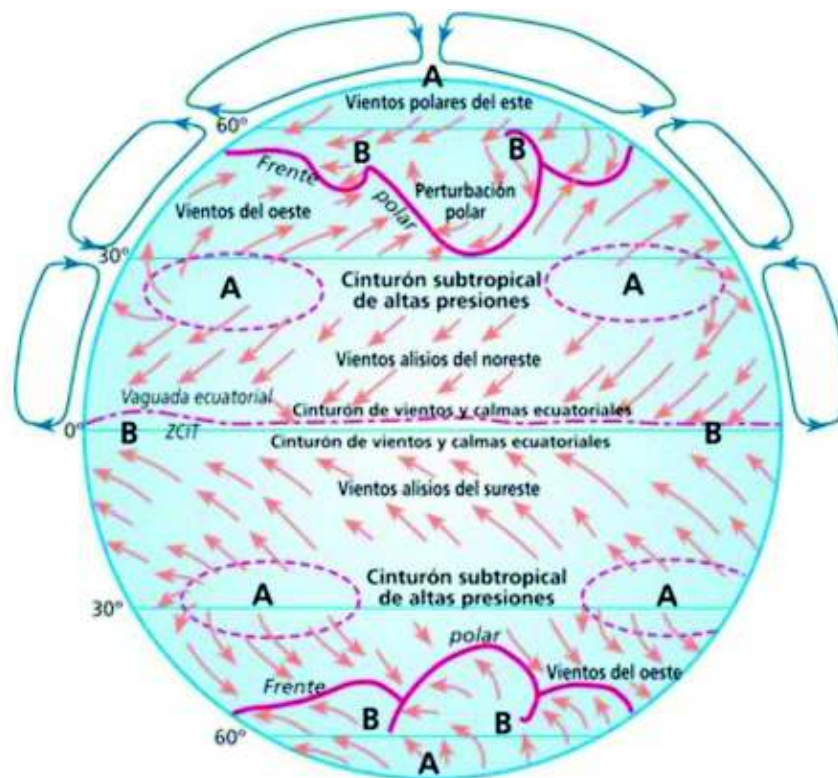


FUENTE: (Infografías Google Earth)

2.5 VIENTOS EN EL ECUADOR

El Ecuador se caracteriza por poseer vientos moderados y generalmente bajos debido a que se encuentra en la línea ecuatorial caracterizada por ser una zona intertropical de convergencia, en esta zona las presiones son bajas y se da un contacto entre las masas provenientes de los dos hemisferios debido a la circulación de las masas de aire en el planeta como se indica en la figura 2.15 (Ministerio de Agricultura y Ganadería, 1983).

FIGURA 2.15 Circulación de las masas de aire en el planeta



FUENTE: (Ministerio de Agricultura y Ganadería, 1983)

En el Ecuador los vientos son bajos especialmente en la región de la costa, según un estudio que se publica en la revista de la Escuela Politécnica Nacional en su volumen 35, N.º 3, al analizar los datos de 10 estaciones meteorológicas representativas en la zona sur del país en el período de 1983-2010, se concluye que los vientos promedio anuales en la región sur alcanzan los 12 m/s o los 40 km/h y un valor máximo de 72 km/h (Maldonado, Álvarez, Montaña, & Tenechagua, 2014).

Adicionalmente en la parte centro y norte del país como la ciudad de Quito los vientos también alcanzan una velocidad de 40 km/h en el mes de agosto y de acuerdo con Vladimir Arreaga, técnico del INAMHI la presencia de vientos que alcancen esa velocidad es normal para la época seca de verano (INAMHI, 2016).

Ecuador no tiene problemas debido a vientos que afecten a las estructuras a diferencia de países como Estados Unidos donde se han producido huracanes desastrosos a lo largo de la historia como es el caso del Huracán Katrina en 2005 que alcanzó una categoría 5 con velocidades superiores a los 252 km/h (Alonso, 2016).

2.6 PUENTES SOBRE CURSOS DE AGUA

Cada puente sobre un río suele ser un caso particular debido a que los ríos presentan características cambiantes como su morfología y las acciones interactivas entre los puentes y los ríos (Somenson, 2015).

Debido a esta particularidad nace la necesidad de realizar un estudio hidrológico e hidráulico para el río específico y en el lugar específico del puente con la finalidad de estimar el comportamiento actual y futuro del río (Somenson, 2015).

Clasificación de los ríos según su estabilidad

Las características de las cuencas y las precipitaciones llegan a determinar el régimen hidrológico de un río, es por esto que se puede relacionar el caudal de un río con las lluvias precedentes y la escorrentía que presenta una cuenca, pero se puede apreciar un caudal en los ríos aún en períodos secos sin lluvia, esto es debido al aporte de aguas subterráneas que llegan a formar un caudal base (Martín Vide, 2003).

Según el daño que lleguen a hacer el paso de estos caudales en el lecho de los ríos se los puede clasificar como:

Ríos estáticamente estables

Son ríos ligeramente rectos en planta donde sus márgenes no sufren daño y no se modifican debido a que a las fuerzas producidas por el paso del caudal son bajas

e insuficientes para transportar material en suspensión o en el fondo, erosionar las márgenes y socavar su lecho (Somenson, 2015).

Ríos dinámicamente estables

Son ríos meandrosos donde su cauce principal cambia de forma, pero no de manera progresiva debido a que transportan grandes cantidades de sedimentos, socaban el lecho u depositan material en sus márgenes (Somenson, 2015).

Ríos inestables

Son ríos donde su lecho siempre se está socavando, depositando material y erosionando las márgenes debido a que transportan grandes cantidades de sedimentos (Somenson, 2015). En planta forman cauces trenzados caracterizados por ser cauces anchos formados de varios cauces menores trenzados y que forman islas de sedimentos al unirse y separarse, estos ríos son impredecibles, difíciles de controlar y estabilizar (Martín Vide, 2003).

Dado que se tiene estos tres tipos de ríos, cuando se desea emplazar un puente las dificultades para hacerlo crecen desde los ríos estables hasta los ríos inestables, cuando se tiene ríos inestables la situación se vuelve crítica dado que se necesita añadir al proyecto trabajos de estabilización de márgenes y de encauzamientos (Martín Vide, 2003).

Los ríos inestables hacen que el proyecto se encarezca debido a que su inversión es alta al inicio y también requieren una inversión a lo largo de su vida útil (Somenson, 2015).

Elección del lugar de emplazamiento

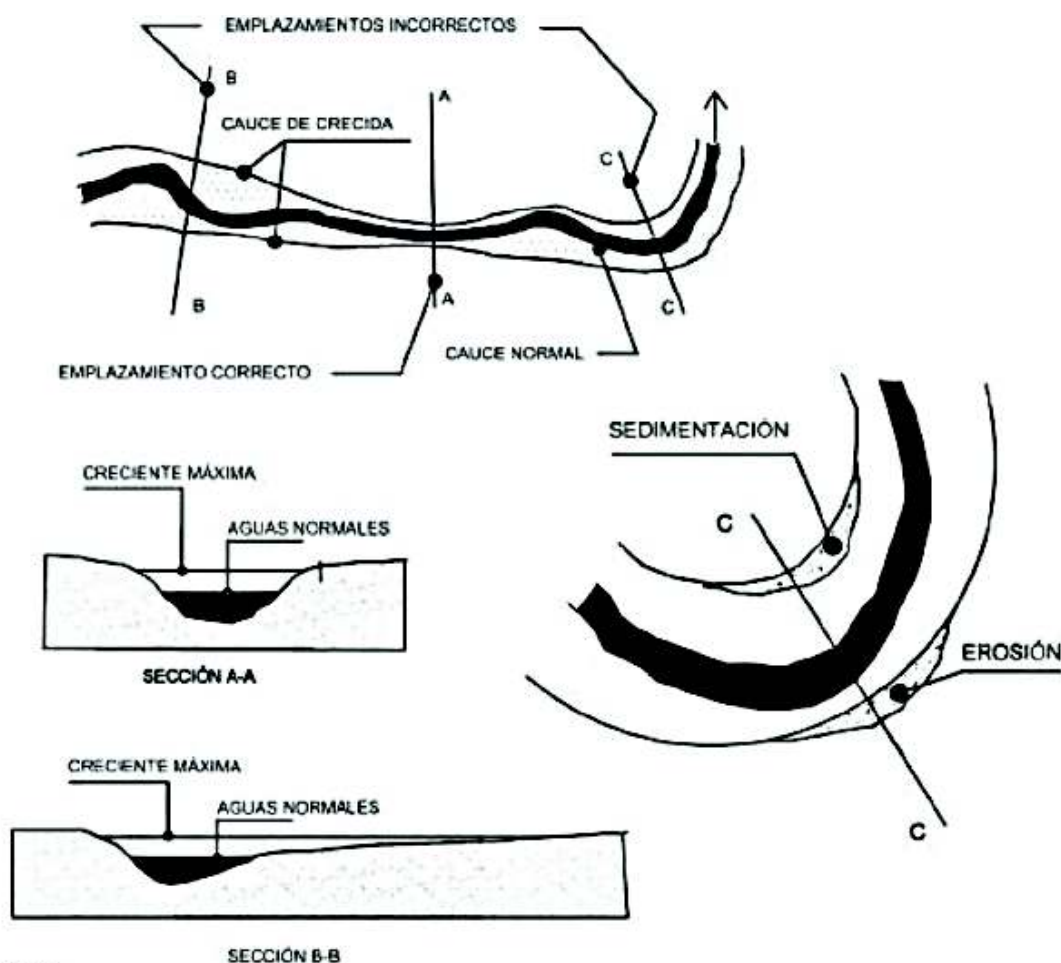
Debido a experiencias pasadas y según autores como (Somenson, 2015), las siguientes condiciones definen la manera correcta de emplazar un puente sobre un curso de agua:

- Márgenes firmes.
- Menor ancho de cruce.
- Sección transversal sin desbordes durante los caudales de crecidas.

- Los ejes de los cauces normales y de crecidas con oblicuidades similares respecto al eje del camino.
- Emplazamiento ubicado en un tramo recto de río.
- El ángulo de cruce muy próximo o igual a 90° .
- Cauce estable sin erosiones ni socavaciones excesivas.

De acuerdo con las condiciones anteriores y si observamos en la figura 2.16, la localización que mejor cumple con los condicionamientos es la del eje A-A, la sección de este eje es de menor longitud y nos asegura márgenes firmes, además el caudal de crecida no difiere mucho en comparación con el cauce normal (Somenson, 2015).

FIGURA 2.16 Elección del lugar de emplazamiento



F.4.01
Elección del lugar de emplazamiento

FUENTE: (Somenson, 2015).

En las secciones de los ejes B-B y C-C se presenta complicaciones debido a que los márgenes no son firmes, esto hace que en las crecidas el cauce se extienda hacia los lados del río con lo cual se necesita una mayor longitud para el puente y además de obras adicionales para encauzar y mantener firme los márgenes (Somenson, 2015).

Adicionalmente hay que tomar en cuenta que difieren notablemente los ángulos de oblicuidad del cauce normal con el cauce de crecida, esto dificulta el diseño de las pilas debido a que el cauce en cualquier momento iniciará sobre ella en forma oblicua dificultando el escurrimiento y aumentando la socavación localizada (Martín Vide, 2003).

Hoy en día el lugar de emplazamiento está condicionado fuertemente por la traza de la carretera o de las vías férreas de la que forma parte el puente, de forma técnica es posible emplazar un puente sin que la configuración del cauce represente un problema debido a las facilidades constructivas de la actualidad, pero desde el punto de vista económico puede resultar no factible debido a que generan obras de mayor inversión inicial y gastos continuos de mantenimiento (Monleón Cremales, 2012).

Se recomienda que en los cruces de ríos grandes y de importancia se haga un estudio técnico-económico comparativo entre varias alternativas, estos estudios deben proponer soluciones que proporcionen la mejor traza de la carretera contra una traza donde se tenga el emplazamiento óptimo del puente (Somenson, 2015).

2.6.1 RÍOS EN EL ECUADOR

Ecuador tiene una rica red hidrográfica en todo su territorio excepto algunas zonas occidentales y unas zonas áridas en la costa. Los ríos en el Ecuador vierten hacia dos cuencas: por el oeste del país desembocan en el Océano Pacífico y por el este vierten hacia el Amazonas. Los ríos de la costa y una parte de la sierra desembocan en el Pacífico mientras que los ríos de la Amazonía y la otra parte de la sierra vierten en el Amazonas (Edupedia, 2018). La mayoría de los ríos ecuatorianos nacen en las montañas de la región andina donde se caracterizan por ser de poco caudal, angostos, de gran pendiente y alta velocidad y a medida que siguen su cauce van

aumentando su caudal y su ancho, disminuyendo su pendiente y su velocidad (Edupedia, 2018).

Según el portal de web (Edupedia, 2018), se destacan los siguientes ríos como los más importantes.

Los ríos que desembocan en el Pacífico, tenemos los siguientes:

Río Chota: nace entre las Provincias de Imbabura y Carchi, este río atraviesa Colombia con el nombre de río Mira.

Río Esmeraldas: nace al recibir afluentes de Pichincha como el río Guayllabamba y afluentes de Manabí como el río Canande y recorre la provincia del mismo nombre hasta desembocar en el Pacífico.

Río Guayas: resulta de la unión del río Babahoyo y del río Daule, es considerado la red hidrográfica más importante del litoral. La cuenca de este río abarca más de 24000 km² de tierras sumamente fértiles y de gran producción agrícola para el país. Sobre el Guayas se levanta uno de los más importantes puentes del país, el llamado puente de la Unidad Nacional con una longitud de 2186 metros uniendo Duran con Guayaquil.

Río Chone: nace en el cerro Ponguillo y recorre la provincia de Manabí desembocando en el Pacífico donde forma un estuario en el cual se encuentra otro de los puentes iconos del país, el puente de Bahía-San Vicente con una longitud aproximada de 1981 metros.

Los ríos que vierten en el Amazonas son los más caudalosos y largos del país y se los separa en dos grupos, los que nacen en los Andes y los que nacen en el Oriente. Un río representativo es el río Napo, el cual nace de los deshielos de los volcanes Cotopaxi y Antisana, sobre este río se encuentra otro importante puente en la ciudad del Coca con una longitud de 740 metros y sin duda ha contribuido al desarrollo de los pueblos del Oriente.

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA

3.1 ANÁLISIS SÍSMICO

3.1.1 DEFINICIONES

Cargas estáticas: son cargas que no son función del tiempo. Como ejemplos se tiene:

- Cargas muertas
- Cargas vivas
- Cargas hidrostáticas

Cargas dinámicas: varían en el tiempo, en períodos cortos la magnitud e incluso la dirección puede variar de manera brusca de un estado a otro. Como ejemplos se tiene:

- Cargas por viento
- Cargas por sismo
- Cargas por movimiento de mareas
- Cargas de impacto
- Movimiento de maquinaria
- Explosiones

Para el diseño de estructuras se considera una combinación de las cargas estáticas como dinámicas.

Grados de libertad dinámicos: número de desplazamientos necesarios para definir la posición y desplazamiento de todas las masas de un sistema ante cargas dinámicas (Chopra, 2014).

Grados de libertad estáticos: número de desplazamientos independientes de los nudos libres de una estructura.

Rigidez (K): es una medida de resistencia que ofrecen las estructuras al desplazamiento. La rigidez de un elemento se define como la acción (fuerza, momento) necesaria para generar un desplazamiento unitario. Cuando se tiene un sistema lo más lógico es hablar de una matriz de rigidez correspondientes a sus grados de libertad.

Masa (M): es una propiedad de los sistemas para oponerse al movimiento o a la aceleración. Se necesita una fuerza de 1 Newton para acelerar un kilogramo masa con una aceleración de 1 m/s^2 . Para la ingeniería es conveniente utilizar el concepto de masa concentrada, esto es válido cuando un elemento tiene una rigidez considerablemente mayor con respecto al de otro eje (Chopra, 2014).

Amortiguamiento (c): es la medida de la resistencia de una estructura al movimiento o a la velocidad, a diferencia de la rigidez y de la masa no es conveniente considerar el amortiguamiento que aporta cada elemento, generalmente se define un solo valor para todo el sistema llamado coeficiente de amortiguamiento (c) y se lo entiende como la fuerza para mover una estructura a una velocidad de 1 m/s (Vallecilla, 2012).

Amortiguamiento crítico (C_c): se muestra en la ecuación 3.1, es la cantidad de amortiguamiento que hace que una estructura se quede en reposo después de medio ciclo de vibración. La relación de amortiguamiento se define como índice o factor de amortiguamiento (ξ), se observa en la ecuación 3.2 (Vallecilla, 2012).

$$C_c = \sqrt{4mk} \quad (3.1)$$

$$\xi = \frac{c}{c_c} \quad (3.2)$$

En los puentes el amortiguamiento es subcrítico lo que significa que $\xi < 1$ y el desplazamiento en ciclos sucesivos disminuye.

Período (T): es el tiempo en que una estructura se demora en recorrer un ciclo completo. Es la relación de la masa con la rigidez de la estructura como se observa en la ecuación 3.3 (Vallecilla, 2012).

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} \quad (3.3)$$

Período natural de vibración (T): es el tiempo mayor que un cuerpo en un sistema de un grado de libertad necesita para completar un ciclo de vibración.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$$

Sistema de unidades

- Masa (M) → [T_{masa}]
- Rigidez (K) → [T/m]
- Amortiguamiento (c) → [T*s/m]
- Fuerza (P) → [T]
- Frecuencia (f) → [Hz]
- Período (T) → [s]
- Ángulos → [Rad]

3.1.2 SISTEMAS DE 1 GRADO DE LIBERTAD

3.1.2.1 Introducción

Para el análisis de las respuestas de las estructuras antes fuerzas dinámicas y más específicamente ante aceleraciones en las bases, producto de los sismos lo más conveniente es empezar analizando lo más básico como son los sistemas de 1 grado de libertad para poder entender los conceptos básicos que gobiernan el análisis sísmico y que son aplicables a sistemas más complejos de varios grados de libertad (Piqué Del Pozo, 2005).

Los sistemas de un grado de libertad son aquellos en los que solo es posible un tipo de movimiento, es decir la masa está concentrada en un solo punto y su posición en cualquier instante está dada por una sola coordenada (Riveros Jerez, García Aristizabal, Rivero Jerez, & Arcila Zea, 2014).

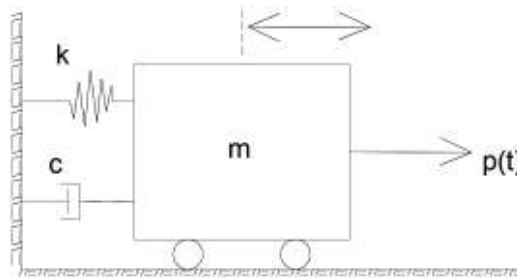
3.1.2.2 Elementos del sistema de 1 grado de libertad

Los elementos que interactúan son: masa (M), rigidez (K) y amortiguamiento (C), que están definidos en la sección 3.1.1 de este documento.

3.1.2.3 Modelos de sistemas de 1 grado de libertad

Los sistemas de 1 grado de libertad se pueden representar como se indica en la figura 3.1, donde se observan los tres elementos del sistema masa, rigidez y amortiguamiento (Hurtado Gómez, 2000).

FIGURA 3.1 Representación general de sistemas de 1 grado de libertad

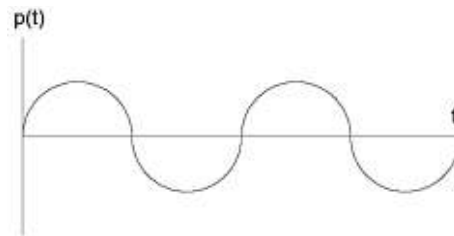


FUENTE: (Hurtado Gómez, 2000)

La fuerza $p(t)$ es una fuerza dinámica que varía en función del tiempo, esta fuerza puede subclasificarse en:

Armónicas: tienen un solo período y amplitud constante.

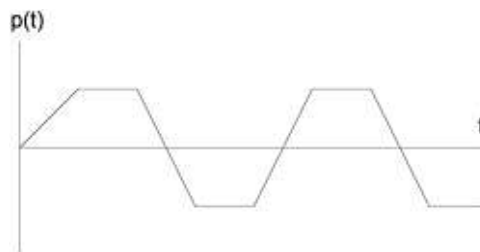
FIGURA 3.2 Representación de la carga armónica



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Periódicas: se repiten cada cierto período de tiempo.

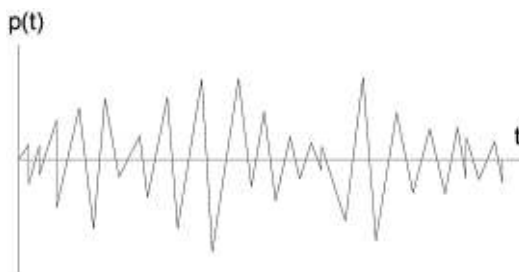
FIGURA 3.3 Representación de una carga periódica



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Arbitrarias: estas cargas no siguen ningún patrón.

FIGURA 3.4 Representación de una carga arbitraria

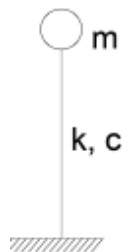


ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Las fuerzas dinámicas arbitrarias son un caso típico de los sismos y son de interés para este estudio técnico

Otra manera de representar un sistema de un grado de libertad y más factible para nuestro objetivo en este estudio, es de la manera como se muestra en la figura 3.5, en ella se puede representar la rigidez que ofrece la columna, el amortiguamiento y la masa concentrada que ofrece un sistema de 1 grado de libertad ante un desplazamiento lateral (Chopra, 2014).

FIGURA 3.5 Representación de un sistema de un grado de libertad



FUENTE: (Chopra, 2014).

3.1.2.4 Limitaciones del estudio

Todos los elementos van a trabajar solo dentro del rango lineal donde se cumple los principios de superposición y la ley de Hooke.

El principio de superposición establece que la suma de todos los efectos es igual al efecto final en un sistema, mientras que la ley de Hooke dice que el esfuerzo es proporcional a sus deformaciones unitarias con lo cual se garantiza la linealidad (Piqué Del Pozo, 2005).

El problema de considerar que las estructuras trabajan dentro del rango elástico está en que las estructuras en general no se diseñan para un comportamiento elástico, además no considera la degradación de la rigidez y del amortiguamiento.

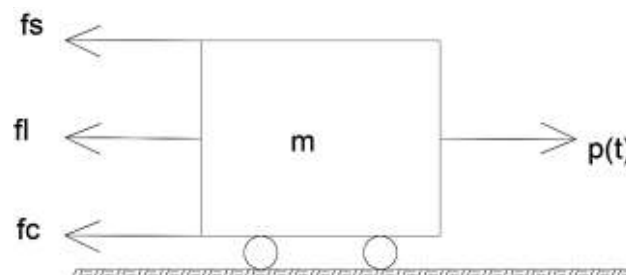
En estructuras simétricas en masa, rigidez y geometría de baja altura es adecuado usar esta simplificación de sistemas de 1 grado de libertad (Chopra, 2014).

3.1.2.5 Ecuación general de movimiento para sistemas de 1 grado de libertad

Para poder evaluar el sistema se puede usar el principio de D'Alembert el cual dice que el equilibrio dinámico se logra añadiendo al sistema una fuerza inercial igual al producto de la masa por la aceleración, que se opone al movimiento (Paz, 1992).

Partiendo del modelo de sistemas de 1 grado de libertad indicado en la figura 3.1 se llega a obtener el siguiente diagrama de cuerpo libre indicado en la figura 3.6.

FIGURA 3.6 Diagrama de cuerpo libre de sistemas de un grado de libertad



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Donde:

f_s : es la fuerza igual a la rigidez por el desplazamiento, $f_s = k * u$.

f_l : es la fuerza de inercia ofrecida por la masa dada por el principio de D'Alembert y es igual a la masa por la aceleración, $f_l = m * \ddot{u}$.

f_c : es la fuerza ofrecida por el amortiguamiento y es igual al amortiguamiento por la velocidad, $f_c = c * \dot{u}$.

$p(t)$: es una fuerza dinámica, la cual para nuestro objeto de estudio es una carga arbitraria típica de los sismos.

A partir del principio de equilibrio se puede obtener la ecuación general de movimiento para un sistema de 1 grado de libertad:

$$\sum F = 0$$

$$f_l + f_c + f_s - p(t) = 0$$

$$m * \ddot{u} + c * \dot{u} + k * u = p(t)$$

De la notación de Newton se tiene:

Desplazamiento (u)

$$\text{Velocidad (v)} = \dot{u} = \frac{du}{dt}$$

$$\text{Aceleración (a)} = \ddot{u} = \frac{d^2u}{dt^2}$$

Por lo tanto, la ecuación general de movimiento queda expresada como la ecuación 3.4.

$$m * \frac{d^2u}{dt^2} + c * \frac{du}{dt} + k * u = p(t) \quad (3.4)$$

3.1.3 SISTEMA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

3.1.3.1 Introducción

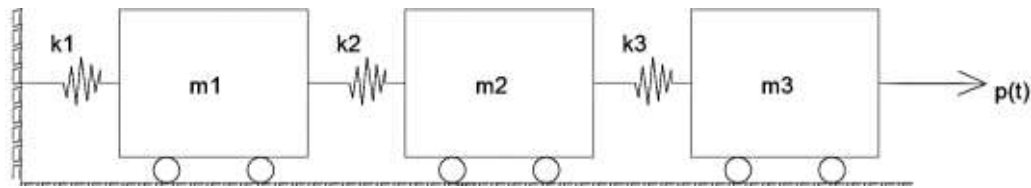
Los sistemas de 1 grado de libertad son sistemas muy simples donde ciertos casos reales se pueden modelar con buena aproximación, sin embargo, hay casos donde esto no es posible. Debido a esto es necesario realizar un análisis de sistemas de varios grados de libertad para estructuras complejas debido a la geometría, distribución de las masas y rigidez (Paz, 1992).

Al igual que los sistemas de 1 grado de libertad los elementos que los componen y la carga dinámica que actúan sobre la estructura son las mismas, adicionalmente presenta las mismas limitaciones que los sistemas de 1 grado de libertad revisados anteriormente.

3.1.3.2 Representación de los sistemas de varios grados de libertad

Los sistemas de varios grados de libertad se pueden representar como se indica en la figura 3.7, donde se observan los tres elementos del sistema masa, rigidez y amortiguamiento (Hurtado Gómez, 2000).

FIGURA 3.7 Representación general de sistemas de varios grados de libertad



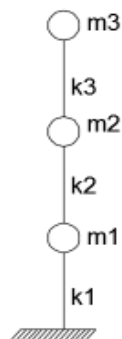
FUENTE: (Hurtado Gómez, 2000)

Como se observa la distribución de las masas y rigideces en el sistema conduce a considerar un grado de libertad para cada una de las masas.

Por motivos de nuestro estudio no se tomará en cuenta el amortiguamiento dentro de los sistemas, este se lo considerará más adelante por medio del espectro de respuesta.

Otra manera de representar es de la manera como se muestra en la figura 3.7, en ella se puede representar la rigidez que ofrecen las columnas y las masas concentradas en sistemas de varios grados de libertad ante desplazamientos laterales (Chopra, 2014).

FIGURA 3.8 Representación de un sistema de varios grados de libertad



FUENTE: (Chopra, 2014)

3.1.3.3 Ecuación general de movimiento para sistemas de varios grados de libertad

Cuando se tienen sistemas de varios grados de libertad se tiene una ecuación por cada grado de libertad de la estructura llegando a tener un sistema de “n” ecuaciones diferenciales, por lo que, la misma ecuación planteada para sistemas de 1 grado de libertad se puede plantear para sistemas de varios grados de libertad de una manera matricial (Paz, 1992).

La ecuación general para un sistema de varios grados de libertad sin considerar una fuerza excitadora se muestra en la ecuación 3.5.

$$[M] * \{\ddot{u}\} + [C] * \{\dot{u}\} + [K] * \{u\} = \{0\} \quad (3.5)$$

Donde

[M]: es la matriz de masas concentrada en cada grado de libertad. Si el grado de libertad es traslacional la masa debe ser traslacional y si el grado de libertad es rotacional la masa debe ser rotacional (Hurtado Gómez, 2000).

[C]: es la matriz de amortiguamiento del sistema. En esta tesis no se tomará en cuenta el amortiguamiento dentro de los sistemas, este se lo incluirá por medio de un espectro de respuesta sísmica (Paz, 1992).

[K]: es la matriz de rigidez del sistema.

{ \ddot{u} }: es un vector de aceleraciones correspondiente a cada grado de libertad.

{ \dot{u} }: es un vector de velocidades correspondiente a cada grado de libertad.

{u}: es un vector desplazamiento de cada grado de libertad.

3.1.3.4 Períodos, frecuencias y modos de vibración es sistemas de varios grados de libertad

Se tiene una frecuencia y un período de vibración para cada grado de libertad del sistema. Partiendo de la solución para sistemas de 1 grado de libertad libre no amortiguado, donde:

$$u(t) = u_0 \cos(\omega t) + \frac{\dot{u}_0}{\omega} \sin(\omega t) \quad (3.6)$$

Según (Paz, 1992) esta solución se puede expresar de una manera diferente introduciendo las siguientes variables:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\dot{u}_0}{\omega u_0} \right)$$

$$R = \sqrt{u_0^2 + \left(\frac{\dot{u}_0}{\omega} \right)^2}$$

$$u_0 = R \cos(\theta); \quad \frac{\dot{u}_0}{w} = R \sin(\theta)$$

Reemplazando en la ecuación (3.6), se tiene:

$$u(t) = R \cos(\theta) \cos(\omega t) + B \sin(\theta) \sin(\omega t)$$

La respuesta en desplazamiento se puede expresar como se muestra en la ecuación 3.7.

$$u(t) = R \cos(\omega t - \theta) \quad (3.7)$$

Donde:

R: amplitud

θ : ángulo de fase

Para poder hallar la respuesta en velocidad es necesario derivar la respuesta en desplazamiento cuya expresión se muestra en la ecuación 3.8.

$$\dot{u}(t) = -R \omega \sin(\omega t - \theta) \quad (3.8)$$

De la misma manera para hallar la respuesta en aceleración es necesario derivar la respuesta en velocidad cuya expresión se muestra en la ecuación 3.9.

$$\ddot{u}(t) = -R \omega^2 \cos(\omega t - \theta) \quad (3.9)$$

La respuesta para sistemas de varios grados de libertad en vibración libre no amortiguada queda expresada como se muestra a continuación:

$$[M] * \{\ddot{u}\} + [K] * \{u\} = \{0\}$$

Reemplazando las respuestas en desplazamiento y aceleración dadas en las ecuaciones 3.7 y 3.9 respectivamente, se tiene:

$$\begin{aligned} -\omega^2 [M] \{R\} \cos(\omega t - \theta) + [K] \{R\} \cos(\omega t - \theta) &= \{0\} \\ \{[K] - \omega^2 [M]\} \{R\} \cos(\omega t - \theta) &= \{0\} \end{aligned}$$

Para que exista vibración se tiene que cumplir la siguiente condición:

$$\{R\} \cos(\omega t - \theta) \neq \{0\}$$

Por lo que la otra parte de la ecuación tiene que satisfacer la siguiente condición:

$$\{[K] - w^2[M]\} = \{0\} \quad (3.10)$$

Con la ecuación 3.10 se tiene un problema de autovalores de donde se obtiene las frecuencias angulares (w) y de autovectores de donde se obtiene los modos de vibración.

Para obtener las frecuencias se debe resolver la siguiente determinante:

$$\begin{aligned} |[K] - w^2[M]| &= 0 \\ \text{si: } \lambda = w^2 \rightarrow |[K] - \lambda[M]| &= 0 \end{aligned} \quad (3.11)$$

Al resolver la determinante se tendrá tantas raíces de $\{\lambda\}$ como grados de libertad tenga el sistema.

Las frecuencias angulares $\{w\}$ se obtienen de la siguiente manera:

$$\{w\} = \{\sqrt{\lambda}\} \quad (3.12)$$

Y los períodos de vibración $\{T\}$ del sistema se obtienen de la siguiente manera:

$$\{T\} = \left\{ \frac{2\pi}{w} \right\} \quad (3.13)$$

Una vez obtenido las frecuencias angulares $\{w\}$ se puede obtener los modos de vibración $\{\phi\}$ a partir de la siguiente ecuación:

$$\{[K] - w^2[M]\} \{\phi\} = \{0\} \quad (3.14)$$

Se tiene tantos modos de vibración como grados de libertad tenga el sistema. Para obtener estos modos de vibración se debe asumir que el valor de la primera fila de cada vector es 1 y con esta condición hallar los valores para las demás filas. Si juntamos cada vector correspondiente a cada modo de vibración en una matriz, se obtiene una matriz denominada matriz modal normalizada a la unidad $[\phi_1]$.

3.1.3.5 Normalización de la matriz modal con respecto a la matriz de masa

Si asumimos: $m = 1$, entonces se cumple que $w^2 = k$ y se cumple los siguiente:

$$\{\phi_i\}^T [M] \{\phi_i\} = 1$$

Esto es cierto solo si la matriz modal está normalizada con respecto a la matriz de masa.

Para obtener la matriz modal normalizada con respecto a la masa que tiene cada modo de vibración se debe ejecutar la siguiente operación:

$$\{\phi_{1i}\}^T [M] \{\phi_{1i}\} = \widetilde{m}_i \quad (3.15)$$

El factor de normalización de cada modo es: $\frac{1}{\sqrt{\widetilde{m}_i}}$, el cual se lo debe multiplicar por su respectivo modo de vibración obteniéndose un nuevo modo de vibración normalizado a la masa.

De igual manera al juntar todos los modos normalizado a la masa, en orden respecto a los grados de libertad y períodos de vibración, se obtiene una matriz denominada matriz modal normalizada a la matriz de masa $[\phi_n]$.

Una manera para comprobar que la matriz modal este correctamente normalizada a la masa es que cumpla la siguiente condición:

$$[\phi_n]^T [M] [\phi_n] = [I] \rightarrow \text{Donde } [I] \text{ es la matriz identidad}$$

3.1.4 EFECTO SÍSMICO PARA PUENTES CON LA NEC-15

En Ecuador existe la Norma Ecuatoriana de la Construcción, un documento regulador donde se estipulan los requerimientos básicos de seguridad y calidad en todo tipo de edificaciones. Son requisitos de cumplimiento obligatorio para el medio de la construcción y su última actualización es la NEC-2015.

Los capítulos contemplados en la NEC-15 son 10 en el tema de seguridad estructural para edificaciones. En el capítulo NEC-SE-DS: Peligro sísmico se presentan los requerimientos y metodologías que deben ser aplicados al diseño sismo resistente.

3.1.4.1 Zonificación sísmica

En la NEC-15 sección 3.1.1 para edificios de uso normal se utiliza el factor Z, que es la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada en fracción de la gravedad. Este factor Z define seis zonas sísmicas para Ecuador, y se ve representado en un mapa de zonificación sísmica para un 10% de excedencia en 50 años de vida útil es decir un período de retorno de 475 años.

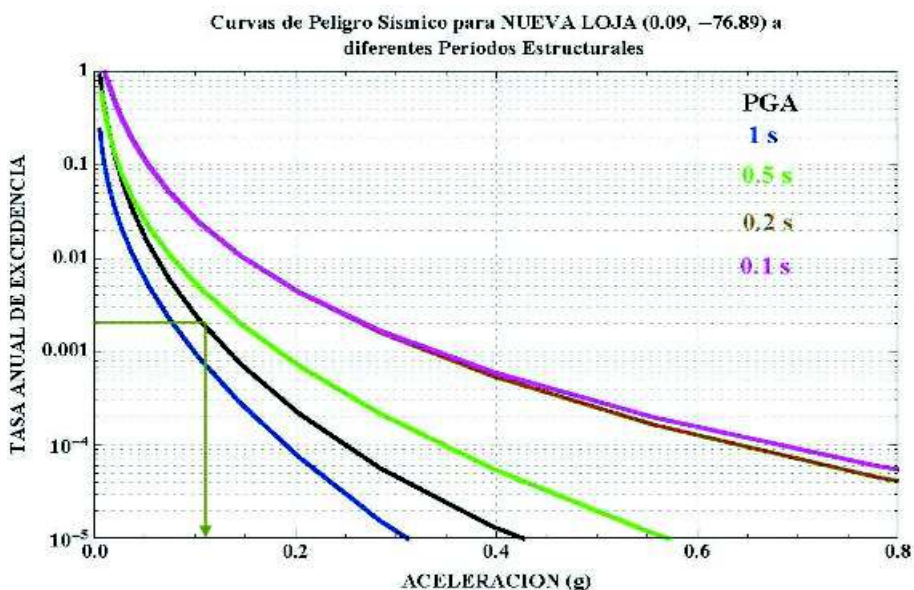
Para definir el método de análisis sísmico de los descritos en la sección 3.1.8 se utiliza la zonificación sísmica dada por la AASHTO LRFD 2014 en la tabla 3.8 de este documento. Se define el valor de S_{D1} en función del valor de $S1$ (obtenido de las curvas de peligro sísmico dados en la NEC-15 para un período de retorno de 1000 años) y el factor de sitio F_v (obtenido de la tabla 3.7 de este documento). Esto es posible debido a que los tipos de suelo son los mismos en ambas normas y los factores de sitio de la AASHTO son para un período de retorno de 1000 años.

3.1.4.2 Curvas de peligro sísmico

En la sección 3.1.2 de la NEC-15 relacionado a las curvas de peligro sísmico dice que, para el diseño de estructuras de ocupación especial, estructuras esenciales, puentes, obras portuarias y otras estructuras diferentes a las de edificación.

En el apéndice 10.3 de la NEC-15 se presentan de la figura 10 a la figura 32 las curvas de peligro sísmico probabilista para cada capital de provincia del Ecuador, en estas figuras se relaciona el valor de Peak Ground Acceleration (PGA) (aceleración máxima de terreno en roca) y aceleraciones máximas espectrales para diferentes períodos de respuesta estructural versus diferentes niveles de probabilidad anual de excedencia como se muestra en la figura 3.9.

FIGURA 3.9 Curvas de peligro sísmico, Nueva Loja



FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

El diseño sismo resistente se fundamenta en métodos probabilísticos que suponen las intensidades y frecuencias de ocurrencia de cierto evento sísmico, se debe recurrir a la teoría de la probabilidad para considerar las incertidumbres en la estimación de su ocurrencia. Una forma es hacerlo con las curvas de peligro sísmico (Quinde Martínez & Reinoso Angulo, 2016).

3.1.4.3 Espectro de aceleraciones de respuesta

En el presente estudio se utilizan las curvas de peligro sísmico (NEC-SE-DS, 2015) para la construcción del espectro de aceleraciones de respuesta. Para una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años el período de retorno es de 1000 años con el 5% de amortiguamiento requerido por la (NORMA AASHTO LRFD, 2014), obtenido con modelación de la ocurrencia de los sismos como un proceso de Poisson, representado en la siguiente ecuación:

$$P[N > 1] = 1 - e^{-\lambda t} \quad (3.16)$$

Donde:

$P[N > 1]$: probabilidad de excedencia

λ : tasa anual de excedencia, [1/año]

t : tiempo, [años]

Por lo tanto, se tiene:

$$0,07 = 1 - e^{-75\lambda}$$

$$\lambda = 0.0009681 \text{ años}^{-1}$$

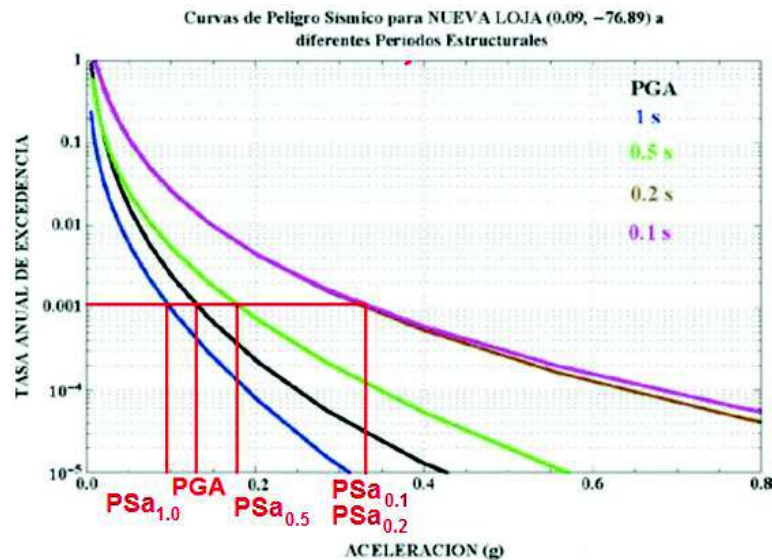
$$T = \frac{1}{\lambda} \quad \text{Período de retorno}$$

$$T = 1033.48 \text{ años} \approx 1000 \text{ años}$$

Las curvas de peligro sísmico se escogerán para la provincia correspondiente al lugar del emplazamiento del puente, a modo de ejemplo se escogen las curvas de peligro sísmico para Nueva Loja.

Se ingresa con el valor de λ , para este caso será $0.0009681 \text{ años}^{-1}$ como se muestra en la figura 3.10.

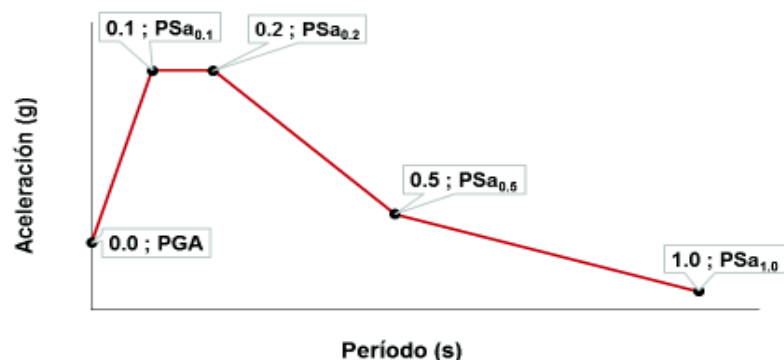
FIGURA 3.10 Esquema de determinación de valores de aceleración para una tasa anual de excedencia con las curvas de peligro sísmico



FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

Luego se procede a establecer el espectro de aceleraciones de respuesta como se muestra en la figura 3.11 usando la tabla 3.1 como apoyo donde se encuentran los valores de PGA y de las aceleraciones espectrales correspondientes a los periodos de 1s, 0.5s, 0.2s y 0.1s.

FIGURA 3.11 Espectro de aceleraciones de respuesta utilizando curvas de peligro sísmico de Nueva Loja, 7% de probabilidad de excedencia en 75 años, 5% de amortiguamiento



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

TABLA 3.1 Valores de aceleraciones obtenidos de curvas de peligro sísmico

T (s)	Aceleración (g)
0.0	PGA
0.1	S_{0.1}
0.2	S_{0.2}
0.5	S_{0.5}
1.0	S_{1.0}

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Las curvas de peligro sísmico se definen en base a un suelo tipo roca, los factores de amplificación del suelo presentados en la (NEC-SE-DS, 2015) presentan un valor de 1 para suelos tipo B por lo que este tipo de suelo es el que se considera tipo roca para obras de ingeniería civil. Para el caso de los otros tipos de suelo se debe realizar un estudio de factores de amplificación de suelo correspondientes a un período de retorno dado, esto con el fin de adaptar el espectro de respuesta a un tipo de suelo requerido.

3.1.4.4 Factor de reducción, R

Como los códigos de diseño sismo resistente admiten el comportamiento en rango no lineal como mecanismo de disipación de energía, los valores de aceleración espectral deben disminuirse mediante un factor de reducción, R, que depende principalmente de la ductilidad del sistema estructural y del período de vibración.

TABLA 3.2 Factor de reducción de respuesta R para estructuras diferentes a las edificaciones

Valores del coeficiente de reducción de respuesta estructural R	
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados	2
Silos de hormigón fundido en sitio y chimeneas que poseen paredes continuas desde la cimentación	3.5
Estructuras tipo cantiléver tales como chimeneas, silos y depósitos apoyados en sus bordes	3
Naves industriales con perfiles de acero	3
Torres en armadura (auto-portantes o atirantadas)	3
Estructuras en forma de péndulo invertido	2
Torres de enfriamiento	3.5
Depósitos elevados soportados por una pila o por apoyos no arriostrados	3
Letreros y carteleras	3.5
Estructuras para vallas publicitarias y monumentos	2
Otras estructuras no descritas en este documento	2

FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

En la sección 9.3.7 de la (NEC-SE-DS, 2015) se presenta valores de los coeficientes de reducción para estructuras diferentes a las edificaciones, como se muestra en la tabla 3.2, se puede observar que existe un valor de 2 para estructuras distintas a las descritas, que puede ser el valor a tomar en el caso de puentes pero no existe en ninguna parte de la norma la descripción de “otras estructuras no descritas en este documento”.

En la sección 3.1.5.7 de este documento en la AASHTO LRFD 2014 se presenta una tabla más detallada para asumir el factor R, los cuales serán los valores a considerar para los ejemplos de este estudio debido a que estos factores toman en cuenta la ductilidad y desempeño que debe tener un puente y en la norma ecuatoriana no existe una categoría para puentes que estudie este factor.

3.1.5 EFECTO SÍSMICO SEGÚN LA AASHTO LRFD 2014

En el caso de puentes el análisis sísmico es vital con el fin de asegurar un nivel de desempeño factible, que depende de la importancia del puente, además de la probabilidad de excedencia del sismo.

A continuación, se describe el proceso a utilizar en la AASHTO LRFD 2014 para la evaluación del efecto sísmico en el artículo 3.10., cabe recalcar que ésta es una norma basada en las condiciones específicas de Estados Unidos, lo que se pretende es analizar los parámetros que inciden en el cálculo de la fuerza sísmica y determinar una propuesta que incluya las condiciones en cuanto a sismo de Ecuador en la deducción de fuerzas sísmicas.

Las cargas sísmicas se toman como solicitaciones horizontales determinadas en base al coeficiente de respuesta elástica, C_{sm} , y al peso equivalente de la superestructura, ajustados por el factor de modificación de respuesta, R.

3.1.5.1 Determinación de PGA, S_s Y S_1

Se determinarán los coeficientes de aceleración del terreno máxima PGA (para período de la estructura $T=0.0s$) y los de los períodos espectrales corto S_s (para $T=0.2s$) y largo S_1 (para $T=1.0s$) para 5% de amortiguamiento crítico. Dichos valores se obtendrán con los mapas de isoaceleración obtenidos para un suelo tipo

roca con un 7% de nivel de excedencia para 75 años de vida útil. Estos mapas se encuentran en la sección 3.10.2.1 de la (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

3.1.5.2 Clasificación del sitio

La clasificación de un sitio se realizará por su rigidez determinada por la velocidad de la onda de corte a un nivel superior de 100 pies (30.48m) la cual se puede correlacionar en suelos rígidos con la prueba de penetración estándar (SPT). Los recuentos de golpes y las fuerzas de cizallamiento no drenados de las muestras de suelo de las perforaciones también se pueden usar para clasificar sitios como se muestra en la tabla 3.3.

TABLA 3.3 Definiciones de clase de sitio

Clase de sitio	Tipo de suelo y Perfil
A	Roca dura con medida de velocidad de onda de corte, $V_s > 5000 \text{ ft/s}$ ($V_s \geq 1500 \text{ m/s}$)
B	Roca con $2500 \text{ ft/s} < V_s < 5000 \text{ ft/s}$ ($1500 \text{ m/s} > V_s \geq 760 \text{ m/s}$)
C	Suelo muy denso y roca suelo $1200 \text{ ft/s} < V_s < 2500 \text{ ft/s}$ ($760 \text{ m/s} > V_s \geq 360 \text{ m/s}$), o con cualquier $N > 50$ golpes/m, o $S_u > 2 \text{ksf}$ ($S_u \geq 100 \text{KPa}$)
D	Suelo muy rígido con $600 \text{ ft/s} < V_s < 1200 \text{ ft/s}$ ($360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$), o con cualquier $15 < N < 50$ golpes/m, o $1 < S_u < 2 \text{ksf}$ ($100 \text{ KPa} > S_u \geq 50 \text{ KPa}$)
E	Perfil de suelo con $V_s < 600 \text{ ft/s}$ ($V_s < 180 \text{ m/s}$) o con cualquier $N < 15$ golpes/m o $S_u < 1 \text{ksf}$, o cualquier perfil con más de 10 ft (3m) de arcilla blanda definida como suelo con $PI > 20$, $w > 40\%$ y $S_u < 0.5 \text{ksf}$ ($S_u < 50 \text{KPa}$)
F	Suelos que requieren evaluaciones específicas de sitio, tales como: - Turbas o arcillas altamente orgánicas: $H > 10 \text{ ft}$ (3m) de turba o arcilla altamente orgánica donde $H =$ espesor del suelo - Arcillas de lata plasticidad: $H > 25 \text{ ft}$ (7.5m) con $PI > 75$ - Estratos de arcillas de buen espesor, blandas o semirrígidas: $H > 120 \text{ ft}$ (30m)

Excepciones: Cuando las propiedades del suelo no se conocen con suficiente detalle para determinar la clase del sitio, se debe realizar una investigación del sitio suficiente para determinar la clase del sitio. Las clases de sitio E o F no se deben suponer a menos que la autoridad competente determine que las clases de sitio E o F podrían estar presentes en el sitio o en caso de que las clases de sitio E o F se establezcan mediante datos geotécnicos.

Donde:

- Vs: velocidad promedio de la onda de corte para los 30m superiores del perfil del suelo
- N: promedio de la prueba de penetración estándar (SPT) conteo de golpes (golpes/m) (ASTM D1586) para los 30m superiores del perfil del suelo
- Su: resistencia promedio al cortante no drenado para los 30m superiores del perfil del suelo
- PI: índice de plasticidad (ASTM D4318)
- w: contenido de humedad (ASTM D2216)

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

Como se mencionó en la sección 3.1.4 de este documento, el capítulo NEC-SE-DS: Peligro sísmico de la NEC-15 es el utilizado para el diseño sismo resistente de estructuras en Ecuador. En este se realiza una clasificación del suelo, se determinan 6 tipos como se muestra en la tabla 3.4 de acuerdo con la velocidad de onda de corte, en otros casos con el número de golpes resultado de un ensayo SPT, contenido de humedad e índice de plasticidad. Son valores similares los presentados en la tabla 3.3.

TABLA 3.4 Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
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 blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s > $V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$N > 50$ $S_u \geq 100$ 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 un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	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 - Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H >3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas).	
	F3 - Arcillas de muy alta plasticidad (H >7.5 m 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 α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.	
F6 - Rellenos colocados sin control ingenieril.		

FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

3.1.5.3 Factores de sitio

Según la (NORMA AASHTO LRFD, 2014) se determinan los factores de sitio F_{pga} (período de vibración cero), F_a (intervalo de períodos de vibración cortos) y F_v

(intervalo de períodos de vibración largos) que están en función de la clase de sitio y los valores de PGA, Ss y S1. Las tablas 3.5, 3.6 y 3.7 presentan los factores de sitio que se utilizarán posteriormente en la realización del espectro de diseño.

TABLA 3.5 Valores del factor de sitio, F_{pga} , en período cero en el espectro de la aceleración

Clase de sitio	Coeficiente de aceleración pico del terreno (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	*	*	*	*	*

Notas: 1. Utilice la interpolación en línea recta para valores intermedios de PGA
2. Se debe realizar una investigación geotécnica específica del sitio y un análisis dinámico de la respuesta del sitio para todos los sitios en la Clase de Sitio F.

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

TABLA 3.6 Valores del factor de sitio, F_a , para rango de espectro de aceleración de período corto

Clase de sitio	Coeficiente de aceleración espectral en período 0.2s (Ss) ¹				
	Ss<0.25	Ss=0.50	Ss=0.75	Ss=1.00	ss>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	*	*	*	*	*

Notas: 1. Utilice la interpolación en línea recta para valores intermedios de Ss
2. Se debe realizar una investigación geotécnica específica del sitio y un análisis dinámico de la respuesta del sitio para todos los sitios en la Clase de Sitio F.

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

TABLA 3.7 Valores del factor de sitio, F_v , para rango de espectro de aceleración de período largo

Clase de sitio	Coeficiente de aceleración espectral en período 1.0 s (S1) ¹				
	S1<0.1	S1=0.2	S1=0.3	S1=0.4	S1>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	*	*	*	*	*

Notas: 1. Utilice la interpolación en línea recta para valores intermedios de S1
2. Se debe realizar una investigación geotécnica específica del sitio y un análisis dinámico de la respuesta del sitio para todos los sitios en la Clase de Sitio F.

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

En la NEC-15 se presenta factores de amplificación del suelo, F_a : coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto, F_d : amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, F_s : comportamiento no lineal de los suelos. Estos factores están en función del tipo de suelo y del factor Z (valores de PGA).

La tabla 3.5 presenta los valores del factor de sitio F_{pga} dados por la AASHTO y la tabla 3.8 la cual presenta los valores de F_a dados por la NEC-15, se observa que ambos factores están en función del tipo de suelo y el PGA. Al comparar se observa que los valores de F_a son mayores a los F_{pga} lo cual nos indica que Ecuador tiene una afectación mayor a Estados Unidos.

TABLA 3.8 Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.5.4					

FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

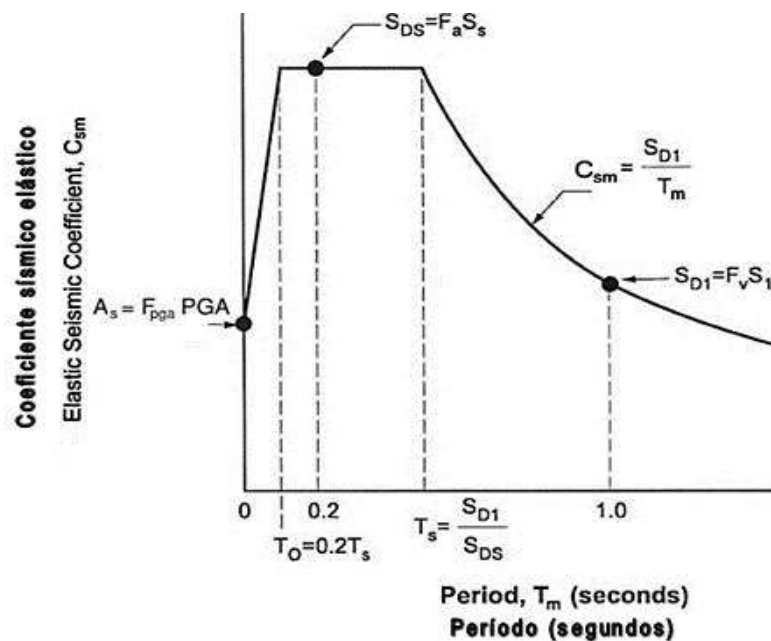
Los factores F_s y F_d dados por la NEC-15 están en función del tipo de suelo y el PGA, en cambio los factores sitio F_a y F_v dados por la AASHTO están en función del tipo de suelo y de los valores de aceleraciones S_s y S_1 respectivamente, por lo tanto, no es factible su comparación.

3.1.5.4 Espectro de respuesta de diseño

El espectro de respuesta al 5% de amortiguamiento para Estados Unidos se lo puede formar como se establece en la figura 3.12. De acuerdo con la (NORMA AASHTO LRFD, 2014), para Estados Unidos al espectro se lo puede calcular

utilizando los coeficientes de aceleración de los picos máximos asignados y los coeficientes de aceleración espectral, valores de PGA, SS, S1, escalados por los factores de sitio de período cero, corto y largo, F_{pga} , F_a y F_v .

FIGURA 3.12 Espectro de respuesta de diseño



FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

Para Ecuador el espectro de respuesta elástico de aceleraciones que presenta la NEC-15 se lo realiza en base al factor de zona sísmica Z , al tipo de suelo del lugar a construirse la estructura y los factores de amplificación del suelo F_a , F_d y F_s . El espectro de respuesta que se describe en la NEC-15 está realizado para un período de retorno de 475 años por lo que no aplica para puentes dado que según la AASHTO para este tipo de estructuras el período de retorno es 1000 años.

3.1.5.5 Categorización de puentes

En la AASHTO LRFD 2014 se realiza una clasificación según la importancia de los puentes, pero cabe recalcar que en los comentarios se resalta que es un proceso que se deja a criterio del propietario o las personas que tengan la jurisdicción en el proyecto, es decir que no es una clasificación a seguir, más bien es un criterio adoptado para categorizar los puentes.

Según la categoría operacional se clasifican en:

Puentes críticos: son aquellos que deben permanecer abiertos a todo el tráfico después del terremoto de diseño y ser utilizables por vehículos de emergencia y para fines de seguridad / defensa inmediatamente después de un gran terremoto.

Puentes esenciales: son aquellos que, como mínimo, deben estar abiertos a vehículos de emergencia y para fines de seguridad / defensa inmediatamente después del terremoto de diseño

Otros: todos aquellos que no entren en las dos categorías anteriores.

Para llevar a cabo una clasificación según la importancia hay que analizar parámetros sociales, económicos y satisfacer requisitos de seguridad y supervivencia.

3.1.5.6 Zona sísmica

La norma AASHTO LRFD 2014 es una norma enfocada a las condiciones de Estados Unidos por lo que, en el proceso del análisis del efecto sísmico se determinan zonas sísmicas referenciando el valor de S_{D1} del espectro de respuesta, a cada puente se le asigna una zona sísmica como corresponda según la tabla 3.9 y esta información se utilizará para los métodos de análisis, longitudes mínimas de soporte, detalles de diseño de columnas y procedimientos de diseño de cimientos y pilares.

TABLA 3.9 Zona sísmica

Coeficiente de aceleración, S_{D1}	Zona sísmica
$S_{D1} \leq 0.15$	1
$0.15 < S_{D1} \leq 0.30$	2
$0.30 < S_{D1} \leq 0.50$	3
$0.50 < S_{D1}$	4

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

3.1.5.7 Factores de modificación de respuesta

Las solicitaciones sísmicas de diseño para las subestructuras y las uniones entre partes de estructuras se determinarán dividiendo las solicitaciones obtenidas

mediante un análisis elástico por el correspondiente factor de modificación de respuesta R como se refleja en la tabla 3.10.

Si se utiliza un método de análisis inelástico de historia tiempo, el factor de modificación de respuesta R, se deberá tomar igual a 1.0.

TABLA 3.10 Factores de modificación de respuesta-subestructuras, R

Subestructura	Categoría según la importancia		
	Crítica	Esencial	Otras
Pilar tipo muro-mayor dimensión	1.5	1.5	2.0
Caballetes de pilotes de hormigón armado			
- Solo pilotes verticales	1.5	2.0	3.0
- Con pilotes inclinados	1.5	1.5	2.0
Columnas simples	1.5	2.0	3.0
Caballote de pilotes de acero o pilotes			
- Solo 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: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

3.1.6 ANÁLISIS PARA CARGAS SÍSMICAS

En la sección 4.7.4 de la AASHTO LRFD 2014 se hace referencia al análisis para cargas sísmicas. El análisis sísmico se realizará según las zonas sísmicas dadas en la AASHTO, sección 3.1.7.6 de este documento.

Los puentes en la zona sísmica 1 no necesitan analizarse para cargas sísmicas, independientemente de su clasificación y geometría operativa. Además, independiente de la zona sísmica los puentes de un solo tramo no requieren análisis sísmico, un puente de un solo tramo está compuesto por la superestructura soportada por los estribos sin pilas intermedias.

Para los puentes de varios tramos se deberán cumplir los requisitos mínimos de análisis descritos en la tabla 3.11. Para la selección del método depende de la zona sísmica, la regularidad y la clasificación operacional de los puentes. La regularidad está en función del número de tramos y además la distribución de peso y rigidez, los puentes regulares son aquellos que tienen hasta siete tramos sin cambios abruptos de geometría, peso o rigidez.

TABLA 3.11 Requisitos mínimos de análisis por efecto sísmico

Zona sísmica	Puentes de un tramo	Puentes de varios tramos					
		Otros		Esenciales		Críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	No requieren análisis sísmico	*	*	*	*	*	*
2		SM/UL	SM	SM/UL	MM	MM	MM
3		SM/UL	MM	MM	MM	MM	TH
4		SM/UL	MM	MM	MM	TH	TH

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

* = no se requiere análisis sísmico

UL = método elástico de carga uniforme**SM** = método elástico unimodal**MM** = método elástico multimodal**TH** = método tiempo-historia

3.1.7 MÉTODO ELÁSTICO DE CARGA UNIFORME

Se basa en el modo de vibración fundamental ya sea en la dirección longitudinal o transversal.

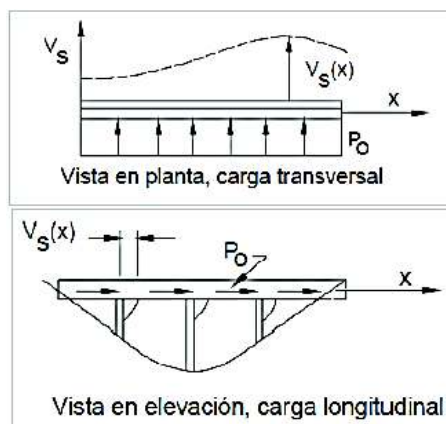
El período de este modo de vibración se toma como el de un oscilador masa-resorte equivalente.

La rigidez es calculada utilizando el máximo desplazamiento del puente al aplicar una carga lateral arbitraria uniforme.

Para el cálculo de la carga sísmica se utiliza el coeficiente C_{sm} , para determinar las solicitaciones. El proceso a seguir es:

- Calcular los desplazamientos estáticos $V_s(x)$ provocados por una carga uniforme supuesta, p_o , como se ilustra en la figura 3.13. La carga uniforme p_o se aplica en la totalidad de la longitud del puente; sus unidades corresponden a fuerza por unidad de longitud, y se puede fijar arbitrariamente igual a 1.0. El desplazamiento estático $V_s(x)$ se expresa en unidades de longitud.

FIGURA 3.13 Tablero de puente sometido a cargas transversales y longitudinales supuestas



FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

- Calcular la rigidez lateral del puente, K , y el peso total, W , usando las siguientes expresiones:

$$K = \frac{P_o L}{V_s \text{máx}} \quad (3.17)$$

$$W = \int w(x) dx \quad (3.18)$$

Donde:

L : longitud total del puente

$V_s \text{máx}$: valor máximo de $V_s(x)$

$w(x)$: carga permanente nominal no factorada de la superestructura del puente y la subestructura tributaria

- Calcular el período del puente, T_m , utilizando la siguiente expresión:

$$T_m = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g * K}} \quad (3.19)$$

Donde:

g : aceleración de la gravedad, toma un valor de $9.8 \text{ [m/s}^2\text{]}$

- Calcular la carga sísmica estática equivalente, P_e , utilizando la siguiente expresión:

$$P_e = \frac{C_{sm} W}{L} \quad (3.20)$$

De ser aplicable la utilización de este procedimiento, C_{sm} corresponde a S_a (del período T calculado) en el espectro de aceleraciones de respuesta que se determine para el Ecuador.

3.1.8 MÉTODO ELÁSTICO UNIMODAL

Este método se basa en el modo de vibración fundamental en la dirección longitudinal o transversal. Se halla la forma modal aplicando una carga horizontal uniforme a la estructura.

El período natural se puede calcular igualando las máximas energías potencial y cinética asociadas con la forma del modo fundamental.

La amplitud de la forma desplazada se puede determinar a partir del coeficiente de respuesta sísmica elástica, C_{sm} , y el correspondiente desplazamiento espectral. Esta amplitud se deberá utilizar para determinar las sollicitaciones.

Se fundamenta en la teoría de Rayleigh, dado que se basa en el principio de conservación de la energía (Vallecilla, 2012). Para que esto se cumpla el amortiguamiento del sistema debe ser cero y de ser el caso se tiene un movimiento no amortiguado donde la energía del sistema en vibración permanece constante (Paz, 1992).

3.1.8.1 Solución para vibración no libre amortiguada

Para este tipo de vibración se considera únicamente que en el sistema interactúan la masa y la rigidez, por lo tanto, no hay amortiguamiento ni la fuerza externa excitadora (Hurtado Gómez, 2000).

En consecuencia, la ecuación general de movimiento 3.4 queda expresada de la siguiente manera:

$$m * \frac{d^2u}{dt^2} + k * u = 0 \quad (3.21)$$

$$w^2 = \frac{k}{m}$$

w es la frecuencia angular

$$\frac{d^2u}{dt^2} + w^2u = 0$$

Dicha ecuación es una ecuación diferencial ordinaria, cuya solución se detalla a continuación:

$$D = \frac{d}{dt}$$

$$D^2u + w^2u = 0$$

$$(D^2 + w^2)u = 0$$

$$D = \sqrt{-w^2} \quad \text{ó} \quad D = -\sqrt{-w^2}$$

$$D1 = iw; \quad D2 = -iw$$

Para $D1 = iw$

$$(D - iw)u = 0$$

$$\frac{du}{dt} - iwu = 0$$

$$\frac{du}{dt} = iwu$$

$$\int \frac{du}{u} = \int iwu \, dt$$

$$\ln(u) = iwt + c1$$

$$u = e^{iwt+c1}$$

$$u = e^{iwt} e^{c1}; \quad c3 = e^{c1}$$

$$u = c3 e^{iwt}$$

Para $D2 = -iw$

$$(D + iw)u = 0$$

$$\frac{du}{dt} + iwu = 0$$

$$\frac{du}{dt} = -iwu$$

$$\int \frac{du}{u} = \int -iwu \, dt$$

$$\ln(u) = -iwt + c2$$

$$u = e^{-iwt+c2}$$

$$u = e^{-iwt} e^{c2}; \quad c4 = e^{c2}$$

$$u = c_4 e^{-i\omega t}$$

La solución total es la suma de las dos soluciones.

$$u(t) = c_3 e^{i\omega t} + c_4 e^{-i\omega t}$$

Se recurre a las fórmulas de Euler para poder expresar la solución en función de senos y cosenos.

$$e^{i\omega t} = \cos(\omega t) + i\sin(\omega t)$$

$$e^{-i\omega t} = \cos(\omega t) - i\sin(\omega t)$$

Entonces, la solución queda expresada como:

$$u(t) = c_3(\cos(\omega t) + i\sin(\omega t)) + c_4(\cos(\omega t) - i\sin(\omega t))$$

$$u(t) = (c_3 + c_4) \cos(\omega t) + i(c_3 - c_4) \sin(\omega t)$$

$$\text{Si: } A = c_3 + c_4$$

$$B = i(c_3 - c_4)$$

La ecuación general en desplazamiento queda expresada como:

$$u(t) = A\cos(\omega t) + B\sin(\omega t)$$

Para encontrar los términos A y B se recurre a las condiciones iniciales.

$$u(0) = u_0$$

$$\dot{u}(0) = \dot{u}_0$$

Reemplazando la posición inicial en la ecuación general de desplazamiento se obtiene el valor de A.

$$u_0 = A\cos(\omega * 0) + B\sin(\omega * 0)$$

$$u_0 = A$$

Para poder reemplazar la velocidad inicial es necesario derivar la ecuación en desplazamiento para obtener la ecuación en velocidad.

$$\dot{u}(t) = -A\sin(\omega t) + B\cos(\omega t)\omega$$

$$\dot{u}_0 = -A\sin(\omega * 0) + B\cos(\omega * 0)\omega$$

$$\dot{u}_0 = B * w$$

$$B = \frac{\dot{u}_0}{w}$$

Finalmente, la ecuación respuesta de un sistema libre no amortiguado queda expresada en la ecuación 3.22.

$$u(t) = u_0 \cos(wt) + \frac{\dot{u}_0}{w} \sin(wt) \quad (3.22)$$

3.1.8.2 Estimación de los parámetros sísmicos

Suponiendo que la velocidad inicial sea cero, la ecuación 3.22 queda expresada como:

$$u(t) = u_0 \cos(wt)$$

La respuesta en velocidad es la función resultante al derivar la ecuación anterior.

$$\dot{u}(t) = -u_0 w \sin(wt)$$

Por otra parte según (Vallecilla, 2012), la energía cinética (C) del sistema de 1 grado de libertad es igual a:

$$C = \frac{1}{2} M \dot{u}(t)^2$$

Al sustituir la velocidad, la ecuación toma la siguiente forma:

$$C = \frac{1}{2} M u_0^2 w^2 \sin^2(wt)$$

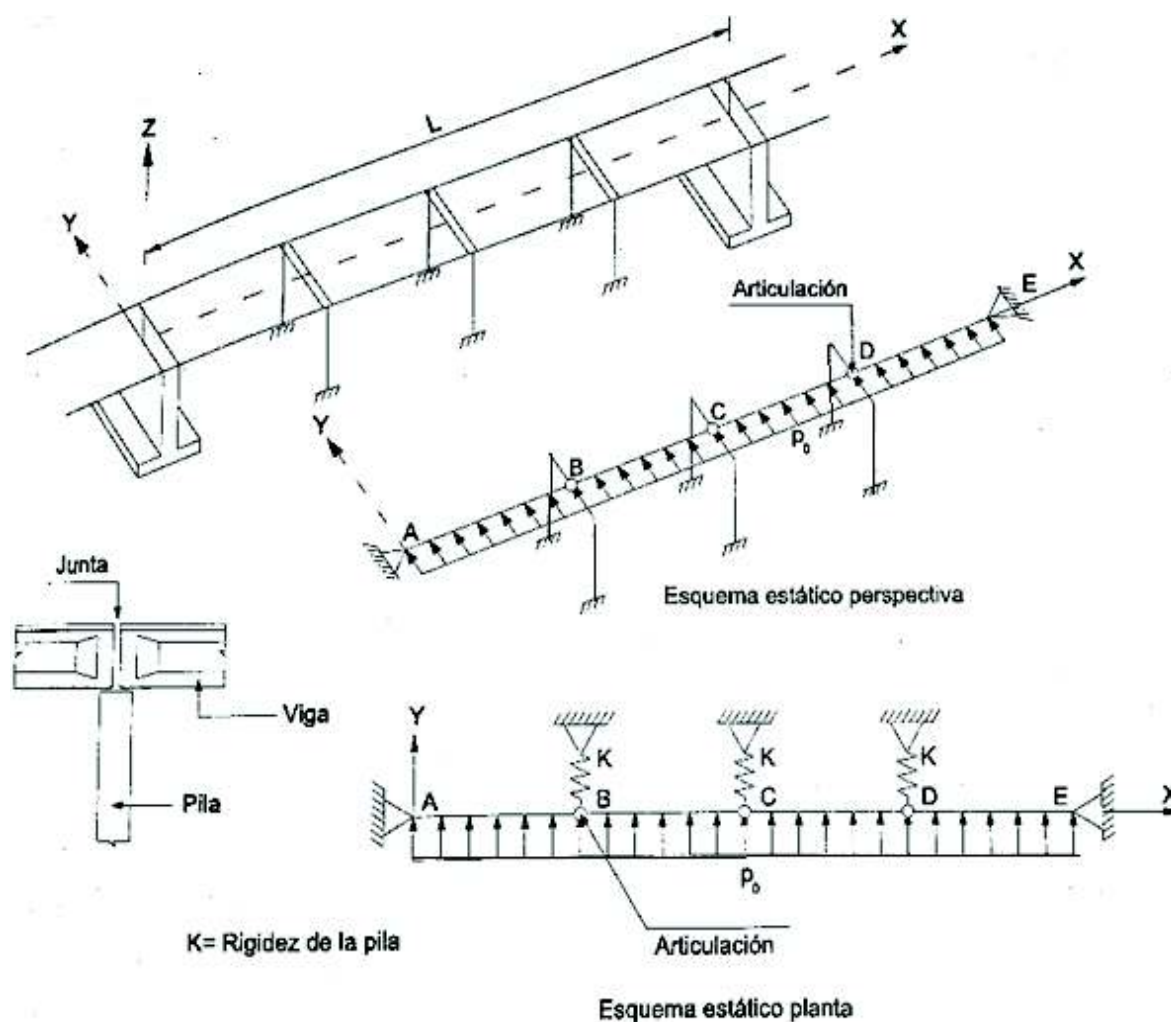
La energía cinética será máxima cuando $t = \frac{\pi}{2 * w}$, en consecuencia, la energía cinética máxima se obtiene de la siguiente expresión:

$$C_{max} = \frac{1}{2} M u_0^2 w^2 \quad (3.23)$$

Para la estimación de las fuerzas sísmicas que actúan en la dirección transversal y longitudinal de un puente, según el método elástico unimodal se debe basar en la hipótesis de suponer que los puentes vibran según su primer modo de vibración denominado modo fundamental (Vallecilla, 2012).

En la figura 3.14 se muestra un puente de 4 luces, sometido a la acción de fuerzas sísmicas transversales. Se observa cómo se interpreta el sistema de un puente mediante el método modal fundamental, la articulación de cada uno de los apoyos representa los tres apoyos simples sobre las pilas, no se considera la rigidez de los estribos y las pilas se modelan como un resorte cuya rigidez K es la rigidez transversal de las mismas.

FIGURA 3.14 Método de cálculo de fuerzas sísmicas según el método elástico unimodal



FUENTE: (Vallecilla, 2012)

Se debe recalcar que para el cálculo de las deformaciones transversales producidas por la carga repartida p_0 , la inercia a considerar es la que se muestra en la ecuación 3.24 según la figura 3.14.

$$I_{zz} = \int_A Y^2 dA \quad (3.24)$$

El método de un modo de vibración con el fin de representar la acción de los sismos sobre el puente supone que el puente está sometido a la acción de una carga p_0 uniformemente repartida y aplicada en la dirección transversal del mismo a lo largo de toda su longitud (Riveros Jerez, García Aristizabal, Rivero Jerez, & Arcila Zea, 2014). También hace la suposición de que la carga se aplica gradualmente de manera que la energía cinética de la masa del puente sea cero (Vallecilla, 2012).

Dadas estas condiciones el trabajo externo We que realiza la carga externa al deformarse el puente se muestra en la ecuación 3.25 (Vallecilla, 2012).

$$We = \frac{FL}{2}$$

$$We = \frac{p_0}{2} \int_0^L u_s(x) dx \quad (3.25)$$

Donde:

p_0 : es la carga repartida y esta aplicada en dirección transversal al puente

L : es la longitud total del puente

$u_s(x)$: es el desplazamiento del puente en el sentido transversal

Introduciendo la variable α , la cual se muestra en la ecuación 3.26, se puede dejar expresado el trabajo externo de una manera más simple.

$$\alpha = \int_0^L u_s(x) dx \quad (3.26)$$

De esta manera el trabajo externo de la ecuación 3.25 queda expresado como:

$$We = \frac{p_0 \alpha}{2} \quad (3.27)$$

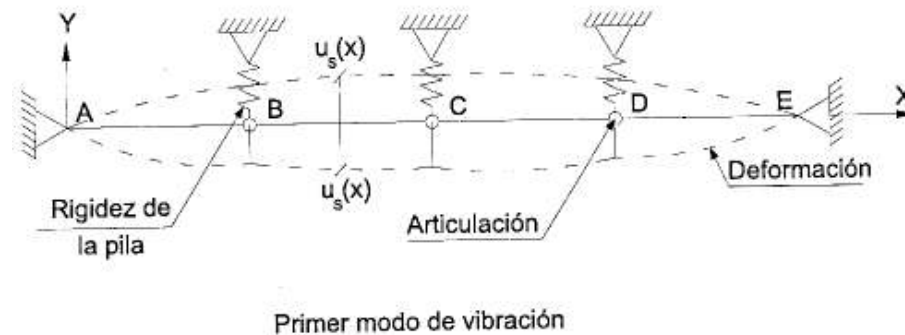
La energía externa We debe ser igual a la energía interna de deformación C de acuerdo con las suposiciones del método.

$$We = C$$

Para obtener la energía interna de deformación se supone que el amortiguamiento es despreciable y que la carga, p_0 , es removida del sistema, teniendo estas

condiciones el puente vibra de acuerdo con su primer modo de vibración como se muestra en la figura 3.15 (Vallecilla, 2012).

FIGURA 3.15 Vibración de un puente de acuerdo al primer modo



FUENTE: (Vallecilla, 2012)

En función de la longitud la ecuación 3.23 queda expresada como:

$$C_{\max} = \frac{w^2}{2g} \int_0^L w(x) u_s^2(x) dx$$

Donde:

$w(x)$: peso de la superestructura por unidad de longitud

w : velocidad angular del sistema

g : aceleración de la gravedad

Introduciendo la variable Y , la cual se muestra en la ecuación 3.28, se puede dejar expresada la energía cinética máxima de una manera más simple.

$$Y = \int_0^L w(x) u_s^2(x) dx \quad (3.28)$$

De esta manera, la energía cinética máxima queda expresada como:

$$C_{\max} = \frac{w^2 Y}{2g} \quad (3.29)$$

Igualando el trabajo externo de la ecuación 3.27 con la energía cinética máxima de la ecuación 3.29 se obtiene:

$$W_e = C_{\max}$$

$$\frac{p_0 \alpha}{2} = \frac{w^2 Y}{2g}$$

Considerando que la frecuencia angular responde a la siguiente ecuación:

$$w = \frac{2\pi}{T_s}$$

Donde T_s es el período de vibración del sistema.

Por lo tanto, se obtiene:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Y}{p_0 g \alpha}} \quad (3.30)$$

Donde T es el período de vibración del puente.

De la dinámica estructural se puede extraer la siguiente ecuación para sistemas de 1 grado de libertad con amortiguamiento (Vallecilla, 2012).

$$\frac{du^2(t)}{dt^2} + 2\xi w \frac{du}{dt} + w^2 \frac{du}{dt} = \frac{\beta}{gY} \frac{du^2(t)}{dt^2}$$

Donde:

$$\beta = \int w(x)u_s(x)dx \quad (3.31)$$

ξ : es el índice de amortiguamiento o factor de amortiguamiento

El factor de amortiguamiento para las estructuras y en nuestro estudio para puentes es del 5% (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

Según (Vallecilla, 2012), introduciendo el coeficiente de aceleración espectral C_{sm} se tiene que el máximo desplazamiento del sistema es:

$$u(x, t)_{\max} = u(t)_{\max} * u(t)$$

Donde:

$$u(t)_{\max} = \frac{C_{sm} * \beta}{w^2 Y}$$

α , β , Y : son parámetros sísmicos que intervienen en la determinación de las fuerzas sísmicas mediante el método elástico unimodal (Vallecilla, 2012)

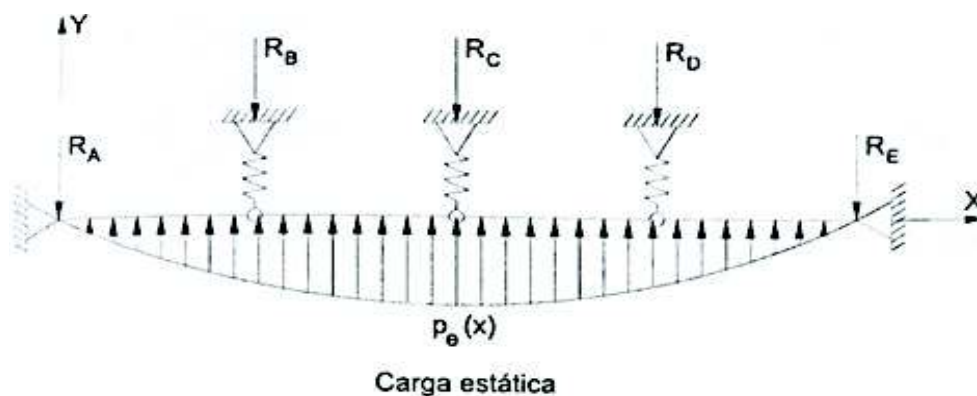
Csm: coeficiente de aceleración espectral en función de la gravedad

Según (Vallecilla, 2012), la carga elástica correspondiente a este desplazamiento máximo es:

$$p_e(x) = \frac{C_{sm} \beta}{\gamma} w_s(x) u_s(x) \quad (3.32)$$

En la figura 3.16 se puede observar la distribución de la carga, $p_e(x)$, correspondiente a la máxima deformación, las reacciones R_A , R_B , R_C , R_D , R_E son las fuerzas sísmicas que deben resistir los estribos y pilas del puente (Vallecilla, 2012).

FIGURA 3.16 Carga transversal elástica equivalente sobre el puente



FUENTE: (Vallecilla, 2012).

Para realizar el análisis sísmico en la dirección longitudinal del puente se debe seguir el mismo proceso que se describió para el sentido transversal, en este caso hay que tomar en cuenta que el desplazamiento $u_{s(x)}$ es en sentido longitudinal y constante debido a que el desplazamiento de todos los puntos del tablero del puente es el mismo.

De ser aplicable la utilización de este procedimiento, Csm corresponde a S_a (del período T calculado) en el espectro de aceleraciones de respuesta que se determine para el Ecuador.

3.1.9 MÉTODO ELÁSTICO MULTIMODAL

Se debe utilizar para puentes en los cuales hay acoplamiento en más de tres direcciones coordenadas dentro de cada modo de vibración. Para cada modo se

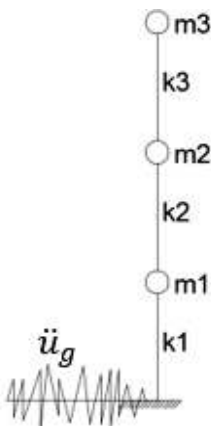
utiliza el espectro de respuesta sísmica elástica. Los desplazamientos y sollicitaciones en los elementos se pueden estimar combinando los respectivos valores de respuestas obtenidos de los modos individuales mediante el método de Combinación Cuadrática Completa (método CQC).

En un sismo no interesa la respuesta de la estructura durante el tiempo que dure el sismo, interesa más las acciones máximas que sufren las estructuras (Paz, 1992). Al usar los espectros de respuesta se obtiene las cargas máximas absolutas y es aceptable debido a que en ingeniería interesa las condiciones extremas (Chopra, 2014). Transformamos el problema dinámico en uno estático al diseñar con las condiciones extremas.

3.1.9.1 Respuesta de la estructura a aceleraciones en la base

La manera en cómo un sismo afecta a una estructura es a través de aceleraciones en la base como se muestra en la figura 3.17, para propósitos de ingeniería la variación de la aceleración del suelo en el tiempo es la forma más simple de representar el movimiento del suelo durante un sismo (Chopra, 2014).

FIGURA 3.17 Aceleración del suelo en la base de la estructura



FUENTE: (Chopra, 2014)

Según (Chopra, 2014) la ecuación general que rige la respuesta de las estructuras ante una aceleración en la base es la siguiente:

$$[M] * \{\ddot{u}\} + [C] * \{\dot{u}\} + [K] * \{u\} = -[M]\{i\}\{\ddot{u}_g\} \quad (3.33)$$

Donde:

\ddot{u}_g : aceleración del suelo

$[C]$: matriz de amortiguamiento

$\{i\}$: vector de compatibilidad que indica si la aceleración esta en la misma línea del grado de libertad. Generalmente es igual a un vector unitario

Para desacoplar las ecuaciones diferenciales se tiene lo siguiente:

$$[U] = [\phi_n]\{q\}$$

$$[M][\phi_n]\{\ddot{q}\} + [C][\phi_n]\{\dot{q}\} + [K][\phi_n]\{q\} = [M]\{i\}\{\ddot{u}_g\}$$

Si pre multiplicamos por la matriz modal normalizada a la masa transpuesta $[\phi_n]^T$ descrita en la sección 3.1.3.5 de este documento se tiene:

$$[\phi_n]^T [M][\phi_n]\{\ddot{q}\} + [\phi_n]^T [C][\phi_n]\{\dot{q}\} + [\phi_n]^T [K][\phi_n]\{q\} = [\phi_n]^T [M]\{i\}\{\ddot{u}_g\}$$

Para que la ecuación anterior sea cierta, la matriz modal siempre debe estar normalizada con respecto a la masa (Bozzo & Barbat, 2004).

De la ecuación anterior extraemos el siguiente factor, Γ , denominado factor de participación modal. Este factor es de interés para el análisis multimodal espectral.

$$\{\Gamma\} = [\phi_n]^T [M]\{i\} \quad (3.34)$$

El factor de participación modal nos indica cuanto de cada modo está actuando en la respuesta total del sistema (Chopra, 2014).

3.1.9.2 Procedimiento para el análisis multimodal espectral

Espectro de respuesta o diseño

Es la representación de las respuestas máximas de todos los posibles sistemas de 1 grado de libertad lineales con un amortiguamiento dado, ante un componente de movimiento del suelo que generalmente es la aceleración del suelo en una dirección específica (X, Y) (Bozzo & Barbat, 2004).

Se debe calcular u obtener en base a las normas el espectro de diseño. Para el objetivo de esta tesis se obtendrá un espectro de respuesta adaptado a las condiciones del Ecuador y basado en la norma NEC-15. El amortiguamiento

introducido “ ξ ” en los espectros de diseño debe ser del 5% para cualquier estructura de puentes (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

Según la (NEC-SE-DS, 2015) a partir del espectro de respuesta en desplazamiento (S_d) se puede obtener los Pseudo espectros de respuesta en velocidad (PSv) y aceleración (PSa) a partir de las siguientes ecuaciones:

$$PSv = w * S_d \quad (3.35)$$

$$PSa = w^2 * S_d \quad (3.36)$$

Donde w es la frecuencia angular.

Hay que tomar en cuenta que los Pseudo espectros son válidos para períodos de hasta 2 segundos, luego de este período los valores pueden diferir de los reales.

Características y propiedades dinámicas de la estructura

Deben estar definidas las matrices de rigidez $[K]$ y masa $[M]$ de la estructura, también los vectores de períodos $\{T\}$, frecuencias $\{w\}$ y factor de participación modal $\{\Gamma\}$, así también la matriz modal normalizada a la masa $[\phi_n]$ cuyas definiciones se expuso anteriormente.

Desplazamientos modales

Los desplazamientos modales, η , se obtienen a partir de la siguiente ecuación:

$$\eta_i = |\Gamma_i * S_d(T, \xi)| \quad (3.37)$$

Donde:

$S_d(T, \xi)$: es la respuesta máxima de la estructura para un período dado

Se debe obtener un S_d para cada período de la estructura del espectro de respuesta en desplazamiento.

Desplazamientos máximos modales

Los desplazamientos máximos modales, $[U_{mod}]$, se obtienen a partir de la siguiente ecuación:

$$[U_{mod}] = [\phi_n][\eta] \quad (3.38)$$

Fuerzas inerciales modales

Las fuerzas inerciales modales, $[F_{\text{mod}}]$, se obtienen de la siguiente manera:

$$[F_{\text{mod}}] = [K][U_{\text{mod}}] \quad (3.39)$$

Cortante basal modal

El cortante basal modal, $[Vb_{\text{mod}}]$, se obtiene de la siguiente manera:

$$[Vb_{\text{mod}}] = [\sum F1 \quad \sum F2 \quad \sum F3 \quad \dots \quad \sum FN] \quad (3.40)$$

Combinación modal

Después de haber obtenido las características modales se procede a hacer una combinación modal de las mismas para obtener las respuestas máximas del sistema. Las acciones modales máximas para cada grado de libertad no se producen en el mismo instante de tiempo, debido a esto, cualquiera de las respuestas máximas totales de la estructura que se requiera se obtienen de una manera aproximada mediante estadística (Bozzo & Barbat, 2004).

- Método SRSS

Se denomina "Square Root of Sum of Squares" (SRSS) (Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados), es un procedimiento con el cual se obtiene respuestas adecuadas si las frecuencias del sistema están alejadas entre ellas. Como se indica en la ecuación 3.41 este método evalúa la respuesta máxima total como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales (Bozzo & Barbat, 2004).

$$\bar{r} = \sqrt{\sum_{i=1}^n r_i^2} \quad (3.41)$$

\bar{r} : respuesta máxima en el grado de libertad k

- Método CQC

Se denomina "Complete Quadratic Combination" (CQC) (Combinación cuadrática completa), es un método más completo y adecuado cuando las frecuencias de la estructura son cercanas entre ellas, es decir, la diferencia de dos frecuencias consecutivas es menor al 10% de la frecuencia más baja, también es adecuado cuando se tiene un análisis tridimensional y la presencia de torsión es significativa (Bozzo & Barbat, 2004).

Según (Chopra, 2014), esta combinación proporciona la siguiente fórmula:

$$\bar{r}_o = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n r_{io}^2 * \rho_{ij} * r_{jo}^2} \quad (3.42)$$

$$\rho_{ij} = \frac{8 * \xi^2 * (1 + R) * R^{\frac{3}{2}}}{(1 - R^2)^2 + 4 * \xi^2 * R * (1 + R)^2}$$

$$R = \frac{w_i}{w_j}$$

Donde:

\bar{r}_o : respuesta máxima en el grado de libertad “o”

i: filas de la matriz de fuerzas inerciales modales [F_{mod}]

j: columnas de la matriz de fuerzas inerciales modales [F_{mod}]

r_{ki} : respuesta del modo i en el grado de libertad k

r_{kj} : respuesta del modo j en el grado de libertad k

ρ_{ij} : coeficiente de correlación entre el modo i y el modo j

R : relación de la frecuencia i a la j

ξ : Índice o factor de amortiguamiento =5% (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

3.1.10 MÉTODO TIEMPO HISTORIA

Para los análisis tiempo historia el factor R debe ser tomado como 1 para la subestructura y conexiones. Se determina la sensibilidad de la solución numérica al tamaño del paso de tiempo utilizado para el análisis. También se lleva a cabo un estudio de sensibilidad para investigar los efectos de las variaciones en las propiedades histeréticas de los materiales asumidos.

El análisis tiempo historia o conocido también como paso a paso en el tiempo utiliza las componentes ortogonales x, y, z de registros de acelerogramas de varios eventos sísmicos apropiadamente seleccionados para que representen el entorno sísmico y condiciones locales del sitio, es importante el uso de un software para realizarlo de manera óptima.

Los registros de tiempo historia deben normalizarse de manera que la aceleración máxima corresponda al valor máximo esperado en el sitio, para este caso sería para una probabilidad de excedencia del 7% en 75 años.

Se deben utilizar no menos de 3 registros de aceleraciones tiempo historia. Si se toman el mínimo de 3 registros se tomará para el diseño la respuesta máxima para cada dirección, mientras que de utilizarse mínimo 7 registros se tomará para el diseño la respuesta media para cada dirección (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

3.1.11 DISPOSICIONES PARA EL DISEÑO SÍSMICO

En la sección 5.10.11 de la AASHTO LRFD 2014 se presentan algunas disposiciones a tomar en cuenta para el diseño sísmico. Las siguientes disposiciones aplican para el estado límite de Evento Extremo I de las combinaciones de carga.

Zona sísmica 1

No se consideran fuerzas sísmicas para el diseño de los componentes estructurales, excepto para el diseño de la conexión de la superestructura con la subestructura. Los requisitos del refuerzo transversal en la parte superior e inferior de la columna son como se especifica en la Zona 3 y 4.

Zona sísmica 2

Se aplican los requisitos a considerar en la Zona 3 y 4. Excepto que el área del refuerzo longitudinal no será menor que 0.01 ni mayor que 0.06 veces el área total (bruta) de la sección transversal, Ag.

Zona sísmica 3 y 4

Columnas

Un apoyo vertical es calificado como columna si la relación entre la altura libre y la máxima dimensión en planta del apoyo es mayor o igual que 2.5. En el caso de columnas acampanadas, la máxima dimensión en planta se deberá tomar en la mínima sección de la campana. Para los apoyos en los cuales esta relación es menor que 2.5, se deberán aplicar los requisitos para pilares tipo muro.

- Refuerzo longitudinal

El área del refuerzo longitudinal no debe ser menor que 0.01 ni mayor que 0.04 veces el área bruta de la sección transversal, A_g .

Mínimo se debe colocar en el refuerzo longitudinal seis varillas en el cuerpo de una columna circular y cuatro en una rectangular, el diámetro mínimo a utilizar es varilla de 16 mm.

- Resistencia a la flexión

Para columnas con armadura en espiral como para columnas con estribos cerrados, el factor de resistencia es 0.90.

- Cizallamiento

Utilizando el momento último se procede a calcular la fuerza de corte factorizada V_u en cada eje principal de cada columna. La contribución del cortante de concreto debe reducirse para niveles de carga axial inferiores a $0.1f'_c A_g$.

- Refuerzo transversal de confinamiento

En la parte superior e inferior de la columna se realiza un confinamiento, cuya longitud no debe ser menor que la mayor dimensión de la sección transversal de la columna, un sexto de la altura libre o 450mm.

Con espacios no mas de un cuarto de la dimensión menor de la sección transversal de la columna, 6 veces el diámetro del acero de refuerzo longitudinal o 150mm.

- Traslapes

Los traslapes en el refuerzo longitudinal se haran en la mitad de la altura de la columna, la longitud de traslape no debe ser menor que 400mm o 60 diámetros de acero de refuerzo longitudinal.

Pilas tipo muro

Se realizará el diseño en la dirección más rígida como pilas tipo muro y en la dirección más débil como columna. El porcentaje de refuerzo mínimo sea horizontal (p_h) o vertical (p_v) no será menor que 0.0025 y p_v no será menor que p_h .

El espaciamiento del refuerzo sea horizontal o vertical no será mayor que 450mm.

La resistencia factorada al corte será tomada como el menor de:

$$V_r = 0.66 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (3.43)$$

$$V_r = \phi V_n \quad (3.44)$$

Donde V_n es:

$$V_n = [0.165 * \sqrt{f'_c} * \rho_h * f_y] b * d \quad (3.45)$$

Donde:

f'_c : resistencia a compresión especificada del hormigón, [kg/cm²]

f_y : límite de fluencia del acero de refuerzo, [kg/cm²]

ρ_h : porcentaje de acero de refuerzo horizontal

b : base de la sección a compresión, [m]

d : distancia desde la cara de compresión al centroide del refuerzo de tensión, [m]

En cada cara del pilar se deben colocar el refuerzo horizontal y vertical. Cada barra debe llevar un refuerzo longitudinal y un gancho sísmico, cuyo doblado es de 135° con una extensión de 10 veces el diámetro de la varilla o 150mm.

3.2 ANÁLISIS DE VIENTO

3.2.1 CARGA DE VIENTO SEGÚN LA AASHTO LRFD 2014

En la sección 3.8 de la AASHTO LRFD 2014 se describe la metodología a seguir para el cálculo de la carga de viento en puentes.

3.2.1.1 Cálculo de la velocidad de viento de diseño

Las presiones se calculan en función de la velocidad base de diseño de viento que toma el valor de $V_B=44.44$ m/s.

La carga de viento se considera uniformemente distribuida en el área expuesta al viento, para puentes con alturas mayores a 9.15m, la velocidad de viento se calcula aplicando la siguiente ecuación:

$$V_{DZ} = 2.5 V_o \left(\frac{V_{9.15}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right) \quad (3.46)$$

Donde:

V_{DZ} : velocidad del viento de diseño a una altura Z , [m/s]

V_o : velocidad friccional, Tabla 3.12 [m/s]

$V_{9.15}$: velocidad del viento a una altura de 9.15m sobre el nivel del terreno o el nivel del agua [m/s], a falta de información $V_{9.15} = V_B$

V_B : velocidad base del viento igual a 44.44 [m/s]

Z : altura de diseño > 9.15m, [m]

Z_o : longitud friccional del fetch, Tabla 3.12 [m]

TABLA 3.12 Valores de V_o y Z_o

Condición	Terreno abierto	Zona suburbana	Zona urbana
V_o (m/s)	3.67	4.86	5.36
Z_o (m)	0.07	1.00	2.50

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

Terreno abierto: zona con obstrucciones dispersas, áreas abiertas planas y pastizales.

Zona suburbana: dentro de esta clasificación están las áreas suburbanas-urbanas y suburbanas, áreas de bosques y otros terrenos con varias obstrucciones estrechamente espaciadas, generalmente tipo de vivienda unifamiliar.

Zona urbana: áreas urbanas con al menos 50% de edificaciones con alturas mayores a 21m. Debe tomarse en cuenta efectos de canalización de las presiones de velocidad incrementadas en consecuencia de las estructuras que están alrededor del puente.

3.2.1.2 Cálculo de la presión horizontal de viento sobre la estructura

Se procede al cálculo de la presión horizontal del viento sobre la estructura con la siguiente ecuación.

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (3.47)$$

Donde:

P_D : presión de diseño, [kg/m²]

P_B : presión de viento base [kg/m²], Tabla 3.13

TABLA 3.13 Valores de presión básica de viento P_B , $V_B=44.44\text{m/s}$

Componentes de la superestructura	Carga a barlovento kg/cm ²	Carga a sotavento kg/cm ²
Reticulados, columnas y arcos	245	122
Vigas	245	No aplica
Grandes superficies planas	195	No aplica

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

La carga total de viento no será menor a 445 kg/m en el plano de un cordón a barlovento y a 223 kg/m en el plano de un cordón a sotavento de ser armadura y arco o a 445 kg/m de ser tramo de vigas o viga.

Carga en superestructuras

De no ser el viento perpendicular a la estructura se presenta la tabla 3.14 con los valores de P_B para distintos ángulos de inclinación que se medirán desde el eje longitudinal y se aplicará al centroide de un solo plano de área expuesta. Se deberán aplicar de manera simultánea la presión transversal y longitudinal.

TABLA 3.14 Presión de viento, P_B para varios ángulos de ataque y $V_B=44.44\text{m/s}$

Ángulo de inclinación medido desde el eje longitudinal °	Reticulados, Columnas y Arcos		Vigas	
	Carga lateral kg/m ²	Carga longitudinal kg/m ²	Carga lateral kg/m ²	Carga longitudinal kg/m ²
0	365	0	245	0
15	342	60	215	30
30	317	137	200	60
45	230	200	160	78
60	117	245	83	93

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

Si son puentes viga losa con tramos menores a 38m y la altura máxima es 9.15m sobre el nivel del terreno o agua, se toma para presión de viento transversal 245 kg/m² y para longitudinal 60 kg/m².

Fuerzas aplicadas directamente a la subestructura

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar en la subestructura se calculan con una presión de viento base de 195 kg/m². Si se trata de direcciones sesgas respecto a la estructura la fuerza se resolverá en componentes perpendiculares a las elevaciones finales y frontales de la subestructura.

3.2.1.3 Presión de viento sobre los vehículos

De existir vehículos en el puente la fuerza de viento debe ser aplicada a la estructura y a los vehículos, es igual a 150 kg/m normal a la calzada a una distancia de 1.80m sobre la misma. De no ser normal a la estructura las componentes se toman como se muestra en la tabla 3.15

TABLA 3.15 Componentes de carga de viento sobre la sobrecarga viva

Ángulo de inclinación respecto a la normal a la superficie °	Componente normal, [kg/m]	Componente paralela, [kg/m]
0	150	0
15	130	18
30	122	36
45	98	48
60	50	57

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

Si se trata de puentes viga losa con tramos menores a 38m y la altura máxima es 9.15m se toma una fuerza transversal 150 kg/m y para longitudinal 60 kg/m.

3.2.1.4 Presión vertical del viento

Se aplicará una fuerza de 100 kg/m² hacia arriba por el ancho del tablero incluyendo parapetos y aceras como carga lineal longitudinal, para los estados límites de Resistencia III y Servicio IV cuando no se incluya viento en la sobrecarga y cuando la dirección de viento se toma perpendicular al eje longitudinal del puente. Se aplica a un cuarto del ancho del tablero a barlovento en conjunto con la presión horizontal.

3.2.1.5 Inestabilidad aerolástica

Si la relación longitud-ancho de un puente es superior a 30 son considerados sensibles al viento por ende debe considerarse efectos de fuerza aerolástica. La norma como tal hace en este artículo solo una declaración debido a la complejidad de los análisis de los fenómenos aerolásticos de excitación de vórtice, galopeo, aleteo y divergencia ya que se requieren estudios adicionales en este tema.

3.2.2 CARGA DE VIENTO SEGÚN LA ASCE-7 16

Los capítulos 26, 27, 28, 29, 30 y 31 de esta norma contienen los métodos para el cálculo de las fuerzas de viento para edificios y otras estructuras, las cuales deberán diseñarse y construirse para resistir las cargas de viento determinadas de acuerdo con estos capítulos (ASCE/SEI 7-16, 2016).

El capítulo 26 contiene consideraciones generales y parámetros que serán usados en los demás capítulos, el capítulo 27 contiene el método para el cálculo de las fuerzas de viento en edificios altos de forma regular en planta y elevación, el capítulo 28 es para edificios de poca altura y regulares en planta y elevación, el capítulo 29 es para elementos y accesorios en edificios y otras estructuras como paredes sólidas, letreros, tanques, chimeneas, señales abiertas, etc., el capítulo 30 es para componentes y revestimiento de edificios que no contemplan los anteriores capítulos y por último el capítulo 31 es para cualquier tipo de edificio y otras estructuras en lugar de los anteriores métodos.

Los parámetros que se usa en la ASCE-7 16 para estimar las fuerzas de viento se encuentran en el capítulo 26 y son las siguientes:

- Velocidad del viento básica, V , ver la Sección 26.5; Figs. 26.5-1 y 26.5-2
- Factor de direccionalidad del viento, K_d , Sección 26.6
- Exposición, Sección 26.7
- Factor topográfico, K_{zt} , Sección 26.8
- Factor de elevación del suelo, K_e , Sección 26.9
- Presión de velocidad, (q_z , q_h), Sección 26.10
- Factor de efecto de ráfaga (G), Sección 26.11

- Clasificación de la caja, Sección 26.12
- Coeficiente de presión interna, GCpi, Sección 26.13

Las ecuaciones de los métodos varían mucho dependiendo de cada caso, así se tiene, por ejemplo, para edificios rígidos y flexibles, cerrados y parcialmente cerrados la presión de diseño por viento está dada por la siguiente ecuación 3.48 dada en la sección 27.3 de la norma ASCE-7 16.

$$p = q G C_p - q_i (G C_{pi}) \quad (3.48)$$

Donde:

p: presión de diseño por viento, [lb/ft²]

C_p: coeficiente de presión externa dadas en las Figs. 27.3-1, 27.3-2, y 27.3-3 de la norma y que son solo para edificios.

En la página 732 de la norma en la sección C26.1.2 dice que los métodos propuestos para edificios y otras estructuras tiene sus limitaciones y en el inciso 4 se describe que no aplica para puentes ya que para este caso se necesita otras normas aprobadas o estudios especiales utilizando literatura reconocida de efectos del viento en puentes (ASCE/SEI 7-16, 2016).

3.2.3 CARGA DE VIENTO SEGÚN NEC-15

En la sección 3.2.4 del capítulo NEC-SE-CG: Cargas (No sísmicas) se desarrolla la metodología utilizada por la NEC-15 para el cálculo de carga de viento en las estructuras, cabe mencionar que no se describe el caso de puentes.

La velocidad de diseño hasta 10m de altura no debe ser menor que 21m/s. Para obtener la velocidad máxima corregida del viento utilizada en el cálculo de presión del viento se deberá aplicar la ecuación 3.49.

$$V_b = V * \sigma \quad (3.49)$$

Donde:

V_b: velocidad corregida del viento, [m/s]

V: velocidad instantánea máxima del viento altura de 10m, [m/s]

σ : coeficiente de corrección, depende de la altura y nivel de exposición al viento, tabla 5 sección 3.2.4 del capítulo (NEC-SE-CG, 2015)

Se procede al cálculo de la presión del viento:

$$P = \frac{1}{2} * \rho * V_b^2 * C_e * C_f \quad (3.50)$$

Donde:

P: presión de viento, [kg/m²]

ρ : densidad del aire, 1.25 [kg/m³]

C_e : coeficiente entorno/altura

C_f : coeficiente de forma, tablas 6 y 7 sección 3.2.4 del capítulo (NEC-SE-CG, 2015)

3.2.4 COMPARACIÓN DE LAS NORMAS ASCE-7, NEC-15 Y AASHTO

La (ASCE/SEI 7-16, 2016) en sus capítulos para viento indica para que tipo de estructuras aplica sus procedimientos y cuáles son las limitaciones de los mismos, que los puentes no están considerados en esta norma y de ser el caso se debe tomar otra norma aprobada.

Además los parámetros utilizados en los procedimientos de la (ASCE/SEI 7-16, 2016) son el resultado de estudios específicos para edificios y otras estructuras donde el viento toma gran importancia y no tienen relación con los parámetros dados por la norma (AASHTO LRFD, 2014) en el cálculo de las cargas por viento. Por lo anterior se concluye que la norma no es válida para puentes en el cálculo de las fuerzas de viento, debido a que no tiene un estudio específico para este tipo de estructuras y además la misma norma nos alerta que en sus limitaciones se encuentran los puentes.

La (NEC-SE-CG, 2015) tiene un estudio más simple y de una manera similar a la (ASCE/SEI 7-16, 2016) para el cálculo de las fuerzas de viento, los coeficientes que usa en su metodología están deducidos de un estudio solo para edificios. Por lo que la NEC-15 también es inadecuada para puentes en el caso del cálculo de las fuerzas de viento ya que no tiene un estudio específico para este tipo de estructuras.

En las normas de Perú (Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Perú, 2016) y Colombia (Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, 2014) para el cálculo de las cargas de viento se describe la metodología dada por la AASHTO LRFD 2014 sin presentar alteración alguna en las fórmulas y coeficientes y no propone ningún cambio en el método para considerar algún efecto propio de la zona.

Esto nos hace deducir que la norma AASHTO a pesar de ser para Estados Unidos es adecuada para estimar las fuerzas de viento en los puentes del Ecuador.

Con lo expuesto anteriormente se concluye que en el caso de puentes y para el cálculo de las fuerzas de viento, la única norma adecuada con estudios específicos para puentes es la (AASHTO LRFD, 2014) y es la norma que se usará más adelante en los ejemplos de cálculos del presente trabajo.

3.3 INFLUENCIA DE LOS RÍOS

3.3.1 REVISIÓN DE PARÁMETROS HIDROLÓGICOS

3.3.1.1 Calados máximos en ríos

Aforos líquidos

Un aforo líquido es un conjunto de procedimientos en el campo que tiene como fin la estimación de niveles, de caudales o volumen de agua que se drena por una sección transversal de un cauce.

El caudal depende directamente del área de la sección transversal a la corriente y de la velocidad media del flujo, por lo tanto, el caudal se obtiene multiplicando estos dos factores (Almeida Román, 2010).

Los procedimientos de campo a ser aplicados varían de acuerdo con las condiciones hidráulicas del tramo donde se ubica la sección de control, así también, de la disponibilidad de estructuras de medición, de la disponibilidad de instrumentos y del personal técnico disponible. El procedimiento más común aplicado en nuestro medio es el aforo de área y velocidad, se lo hace dentro de estaciones hidrográficas

en donde además de medir el caudal cada cierto intervalo de tiempo, se registra el nivel del agua (H) en la sección de control (Almeida Román, 2010).

Este nivel es la altura alcanzada por el agua con respecto a un nivel de referencia y no necesariamente debe ser el fondo del cauce de la sección de interés.

Procedimiento para el cálculo de aforos

A continuación, se describe el proceso para la estimación del caudal de un río a partir de un aforo con el uso de un molinete hidrométrico, que es un instrumento de precisión para medir la velocidad del agua en puntos específicos de una sección del río, por su robustez permite medir las velocidades en ríos pequeño y ríos muy grandes (Pozo Díaz, 2011).

Aforos con molinete, método del área-velocidad

En este método se utiliza una ecuación conocida dentro de la hidráulica como ley de continuidad (Almeida Román, 2010).

$$Q = A * V_m \quad (3.51)$$

Donde:

Q: caudal de aforo, [m³/s]

A: área de la sección transversal en el sitio de medición, [m²]

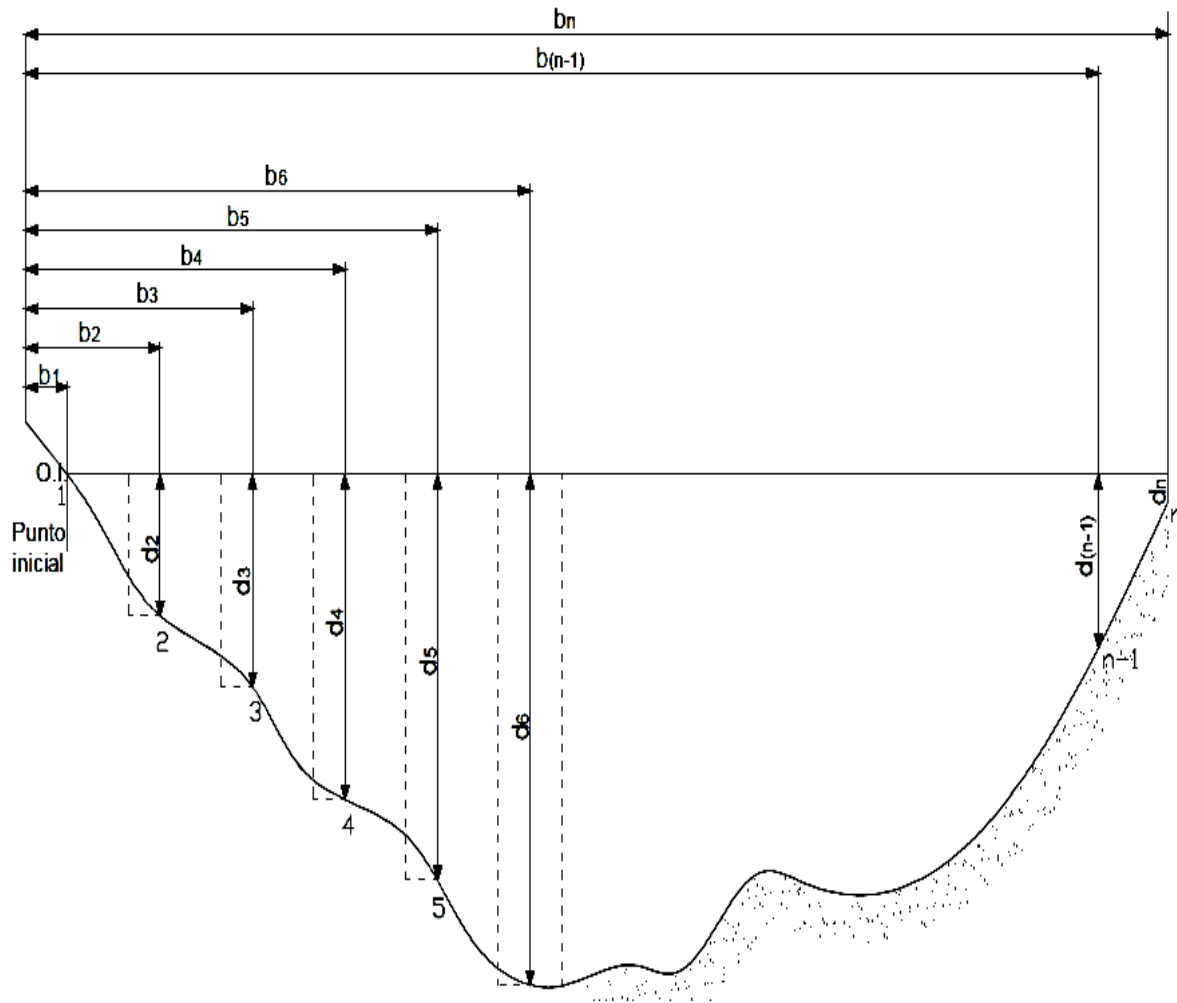
V_m: velocidad media del flujo por la sección transversal, [m/s]

Se debe entonces medir el área de la sección de interés del río y la velocidad de esta.

Para ello se traza verticales referidas de las márgenes en las cuales se mide profundidad y velocidad, con esto se tiene áreas parciales y velocidades medias de las áreas parciales con las cuales al aplicar la ecuación de continuidad se obtiene caudales parciales y el caudal total es la sumatoria de todos los caudales parciales (Almeida Román, 2010).

Para entender esto de una manera analítica se propone la figura 3.18 como apoyo y a continuación se describen las ecuaciones usadas para la determinación de los caudales parciales.

FIGURA 3.18 Sección transversal de un río aforado



FUENTE: (Almeida Román, 2010)

Donde:

1,2,3...n.: abscisas aforadas

b1, b2, b3...bn.: distancia, en metros, desde el punto inicial al punto que se afora

d1, d2, d3...dn.: altura de agua, en metros, en la abscisa aforada

líneas entrecortadas: límite de las secciones parciales

El caudal parcial se calcula para cada abscisa "x" como:

$$q_x = V_x \left(\frac{b_x - b_{(x-1)}}{2} + \frac{b_{(x+1)} - b_x}{2} \right) d_x$$

Simplificando la ecuación, se tiene:

$$q_x = V_x \left(\frac{b_{(x+1)} - b_{(x-1)}}{2} \right) d_x$$

Donde:

q_x : caudal a través de la sección parcial "x"

V_x : velocidad media en la abscisa "x"

b_x : distancia del punto inicial a la abscisa "x"

$b_{(x-1)}$: distancia desde el punto inicial a la abscisa anterior

$b_{(x+1)}$: distancia desde el punto inicial a la abscisa posterior

d_x : altura de agua en la abscisa "x"

Cuando la abscisa esté en las orillas se deben aplicar las siguientes fórmulas.

Orilla de partida:

$$q_1 = V_{x1} \left(\frac{b_2 - b_1}{2} \right) d_1$$

Orilla de llegada:

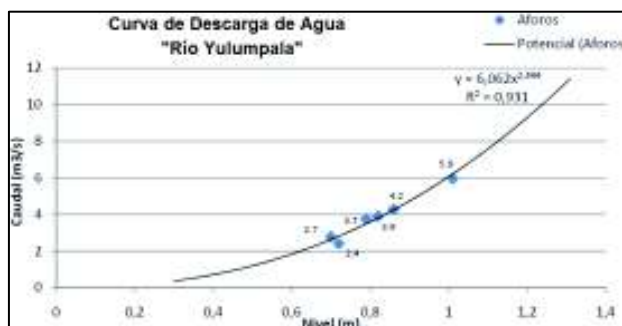
$$q_n = V_n \left(\frac{b_n - b_{(n-1)}}{2} \right) d_n$$

El caudal total del río está dado por las sumas de todos los caudales parciales.

$$Q = \sum_{x=1}^n q_x \quad (3.52)$$

Curvas de descarga en ríos

Como no es posible realizar aforos todos los días se proceden a elaborar una ecuación característica para la sección de control del río denominada curva de descarga o curva de calibración de la sección. La curva de descarga de un río es la relación entre el nivel de agua y el caudal correspondiente a dicho nivel, se la construye a partir de los datos de aforos realizados en largos períodos de tiempo para que se ajusten a la realidad, presentando caudales mínimos, medios y máximos dentro de las mediciones, de esta manera la curva se ajusta mucho mejor al comportamiento del cauce (Almeida Román, 2010).

FIGURA 3.19 Ejemplo de curva de descarga

FUENTE: (Almeida Román, 2010)

Matemáticamente se expresa con la siguiente fórmula:

$$Q = K(H - H_0)^m \quad (3.53)$$

Donde:

Q: es el caudal que se quiere estimar [m^3/s], cuando el nivel del río es "h"

K: es un parámetro de ajuste de la curva, se determina de acuerdo con los aforos

m: representa el grado de curvatura o pendiente de la curva en la ecuación

H_0 : es la lectura de nivel [m] cuando el caudal es cero, puede ser positiva o negativa

H: es la altura del nivel del agua [m] con respecto a un punto de referencia, lectura limnimétrica

Si se tiene una sección de control cerca del emplazamiento del puente, esta es útil para estimar los niveles máximos que alcanzará el agua debido a un caudal máximo de diseño. Para ello se requiere que la curva de descarga este extrapolada.

Extrapolación de la curva de descarga

Los aforos solo cumplen con una parte del rango total de la curva, por ello es necesario extrapolar la curva hacia los límites de niveles mínimos y máximos que se han registrado en el período histórico (Almeida Román, 2010). Con los niveles mínimos no existe mayor problema, más no así con los niveles máximos.

Un método común en Ecuador es el de Área-Velocidad, en donde, la extrapolación hacia niveles superiores al máximo aforado, incluyendo el nivel máximo histórico, demanda tomar en las curvas de área y velocidad, valores de "A" y "Vm" para luego

aplicar la ecuación de continuidad $Q = A * V_m$, con esto se dispone de nuevos pares de puntos (Q, H) para niveles mayores al máximo aforado y con esto es posible cubrir el rango de la curva de descarga hasta el máximo nivel histórico (Almeida Román, 2010).

3.3.1.2 Caudales máximos de diseño

El cálculo de los caudales máximos es importante para proyectos de aprovechamiento, control de crecidas, diseño de sistemas de alcantarillados y saneamiento, diseño de puentes, entre otras. Están relacionados a un período de retorno.

Para la definición del período de retorno es importante considerar la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil del tipo de obra y el riesgo de falla admisible (Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú, 2011).

El riesgo admisible está dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (3.54)$$

R: riesgo admisible, [%]

T: período de retorno, [años]

n: vida útil, [años]

Para vías de poca importancia se justifica períodos de retorno de 25 a 50 años, en vías de importancia media 100 años y en vías de gran importancia de 100 a 200 años (Martín Vide, 2003).

Existen los siguientes métodos para el cálculo de caudales pico:

Método estadístico-probabilístico

Parten de series de datos de caudales, para este caso caudales máximos instantáneos, de los que se calculan los parámetros estadísticos como media, desviación estándar, coeficiente de asimetría y coeficiente de variación.

La mayor parte de la información hidrométrica se encuentra en el INAMHI y en las oficinas sectoriales y regionales. Existen anuarios hidrológicos donde se registran

los datos medios diarios de niveles y caudales de las estaciones. Otras fuentes de información son los informes técnicos de proyectos de desarrollo o los inventarios de recursos hídricos.

Media aritmética

$$\bar{Q} = \frac{(\sum_{i=1}^n Q_i)}{n} \quad (3.55)$$

Donde:

\bar{Q} : media aritmética, [m³/s]

Q_i : cada uno de los valores de los caudales máximos instantáneos, [m³/s]

n: número de datos

Desviación estándar

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{Q})^2}{n-1}} \quad (3.54)$$

Coefficiente de asimetría

$$C_A = \frac{n}{(n-1)(n-2)} * \frac{\sum_{i=1}^n (Q_i - \bar{Q})^3}{S^3} \quad (3.55)$$

Coefficiente de variación

$$C_V = -\frac{S}{\bar{Q}} \quad (3.56)$$

Luego se procede a determinar los caudales máximos esperados mediante distribuciones de probabilidad como: distribución normal, Gumbel, Log-Gumbel, Gamma de dos parámetros, Pearson tipo III. La descripción de la metodología de cada una de estas teorías puede encontrarse en bibliografías relacionadas a la hidrología, tales como:

- Monsalve, G. Hidrología en la Ingeniería
- Chow V. T. Hidrología aplicada
- Viesmann W. et. al. Introduction to hidrology

La selección del tipo de distribución para crecidas es bastante complicada por lo que en el medio se ha hecho en base a la experiencia del hidrólogo o de la entidad a la que pertenece, por ello como material de apoyo se presenta la tabla 3.16.

TABLA 3.16 Criterios de elección del tipo de distribución probabilista para el cálculo de caudales máximos.

DISTRIBUCIÓN	CRITERIOS
Normal	<ul style="list-style-type: none"> • El rango teórico de los valores de la distribución va de $-\infty$ a $+\infty$ (y las crecidas solo tienen valores positivos) • Sería aceptable cuando la serie tenga un coeficiente de asimetría entre "0" y "0,5" • También cumpliría con la distribución si con un conteo de los caudales máximos se determina que: <ul style="list-style-type: none"> ○ 50% de los valores están entre los límites señalados por $(\bar{Q} - 2/3S)$ y $(\bar{Q} + 2/3S)$ ○ 68% entre $(\bar{Q} - S)$ y $(\bar{Q} + S)$ ○ 95% entre $(\bar{Q} - 2S)$ y $(\bar{Q} + 2S)$
Log Normal	<ul style="list-style-type: none"> • El rango teórico de los valores de la distribución va de "0" a $+\infty$ • Como los logaritmos atenúan el sesgo, sería preferible que el coeficiente de asimetría de la serie no difiera sensiblemente de "0" (positivo o negativo) • También deberá cumplirse los porcentajes dados para 50%, 68% y 95%. • Aplicable a series en donde $C_S \geq 3C_V + C_V^3$
Gumbel	<ul style="list-style-type: none"> • El rango es positivo • Sería aceptable cuando el coeficiente de asimetría no sea muy diferente de $C_S = 1,14$ Al respecto, cuando $C_S < 1,14$ se exageran los valores de baja probabilidad y con $C_S > 1,14$ se subestiman los mismos (lo contrario es cierto para valores de alta probabilidad de ocurrencia)
Log Gumbel	<ul style="list-style-type: none"> • Los mismos criterios que para Gumbel siendo más restrictiva con el valor de $C_S = 1,14$
Gamma de tres parámetros	<ul style="list-style-type: none"> • Rango positivo • No hay restricciones en cuanto al valor de C_S
Log Pearson III	<ul style="list-style-type: none"> • C_S debe ser mayor que $2C_V$ para que no haya valores negativos • Se puede calcular para cualquier valor de C_S

FUENTE: (Almeida Román, 2010)

Con la ecuación general de frecuencia se procede a obtener el caudal del período de retorno establecido:

$$Q_T = \bar{Q} + k_T * S \quad (3.57)$$

Q_T : caudal del período de retorno que se busca, [m³/s]

\bar{Q} : caudal medio de la serie de datos, [m³/s]

S: desviación estándar de la serie de datos, [m³/s]

k_T : factor de frecuencia para cada período de retorno, varía dependiendo de la distribución probabilista escogida

Método racional

El modelo toma en cuenta la intensidad de precipitación del área de la cuenca ($A < 5 \text{ km}^2$) con una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca y el coeficiente de escorrentía, como se expresa en la siguiente ecuación:

$$Q_{Tr} = \frac{1}{3.6} * C * i_{Tr} * A \quad (3.58)$$

Donde:

Q_{Tr} : caudal máximo para un período de retorno dado, [m³/s]

A: área de la cuenca, [km²]

i_{Tr} : intensidad para un período de retorno dado, [mm/h]

Se obtiene de las ecuaciones intensidad-duración-frecuencia IDF para las 72 estaciones pluviográficas del Ecuador, o a su vez de los mapas de intensidades máximas asociados a períodos de retorno y tiempos de duración (INAMHI, 2015).

La ecuación tipo es:

$$i = \frac{K * T^m}{t^n} \quad (3.59)$$

Donde:

T: período de retorno, [años]

t: tiempo de duración, [h]

K, m, n: valores de ajuste, propias de cada estación

Para la determinación de la intensidad hay que determinar el tiempo de concentración, existen varios autores con sus fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración como se describe en Chow V.T., una de las más aceptadas es la ecuación de Kirpich (1940):

$$t_c = 3.989L^{0.77} * S_c^{-0.385} \quad (3.60)$$

Donde:

t_c : tiempo de concentración, [min]

L: longitud del cauce mayor, [km]

S_c : pendiente promedio del cauce mayor, [m/m]

C: coeficiente de escurrimiento

Se debe optar por un valor de coeficiente de escurrimiento razonable, que vaya con las características y condiciones del sitio; se encuentra tabulado en algunas fuentes pero cabe recalcar que está en función de varios factores, uno de ellos es la pendiente del cauce, varios autores definen pendientes máximas del 7%, que en Ecuador son consideradas como leves (Almeida Román, 2010), por ello se sugiere como referencia para optar por un valor de coeficiente de escurrimiento la tabla 3.17 de Benítez et. Al. (1980).

TABLA 3.17 Valores del coeficiente de escurrimiento, C

COBERTURA DEL SUELO	TIPO DE SUELO	PENDIENTE (%)				
		> 50	20-50	5-20	1-5	0-1
Sin vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20
Pastos, vegetación ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15
Hierba	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10
Bosque, vegetación densa	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05

FUENTE: (Almeida Román, 2010)

3.3.1.3 Velocidad media del flujo en ríos

Se requiere la velocidad media del agua que choca con las pilas y estribos para con ella estimar las fuerzas hidrodinámicas sobre las mismas, en la presente sección se presenta métodos para la estimación de la velocidad media del flujo.

Aplicación de la ecuación de continuidad

Si se dispone de una estación hidrométrica cerca o en el lugar de emplazamiento del puente se puede usar la curva de descarga para la estimación del nivel que alcanzará el agua debido al caudal máximo de diseño, y con ello el área de la sección transversal del río. La velocidad se obtiene con la aplicación de la ecuación de continuidad como se muestra:

$$V_m = \frac{Q_{\max}}{A} \quad (3.61)$$

Donde:

V_m : velocidad media del flujo, [m/s]

A : área de la sección transversal del río [m²], se la determina con el nivel dado por la curva de descarga

Q_{\max} : es el caudal máximo de diseño para un período de retorno dado, [m³/s]

Aplicación de la ecuación de Manning

Si no se tiene una sección de control cerca o en el lugar de emplazamiento del puente, un método para estimar los niveles máximos y la velocidad media del agua es mediante la aplicación de la ecuación de Manning.

$$V_m = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}} \quad (3.62)$$

$$R = \frac{A}{\text{perímetro mojado}} \quad (3.63)$$

Donde:

n : coeficiente de rugosidad de Manning

I : pendiente de la línea de energía o de la superficie del cauce, [m/m]

R : radio hidráulico, [m]

Coefficiente de rugosidad de Manning

Es la resistencia que ofrece las paredes y el fondo del lecho del cauce de un río o canal al paso del flujo del agua. Sirve para estimar la capacidad de transporte de una sección.

Según (Fernández de Córdova, León Méndez, Rodríguez López, Martínez Ramírez, & Meneses Meneses, 2016) un método usado en Ecuador para el cálculo de este coeficiente es el método de Cowan con la siguiente fórmula:

$$n = (n_0 + n_1 + n_2 + n_3 + n_4)n_5 \quad (3.64)$$

Los valores de estos factores pueden tomarse de la tabla 3.18.

TABLA 3.18 Factores para el cálculo del coeficiente de Manning según Cowan

CONDICION DEL CAUCE			VALORES
MATERIAL CONSIDERADO	Tierra	n ₀	0.030
	Roca portada		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
GRADO DE IRREGULARIDAD	Liso	n ₁	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
VARIACIONES DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL CAUCE	Gradual	n ₂	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
EFECTO RELATIVO DE OBSTRUCCIONES	despreciable	n ₃	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
VEGETACION	Baja	n ₄	0.005-0.010
	Media		0.010-0.020
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
CANTIDAD DE MEANDROS	Menor	n ₅	1
	Apreciable		1.150
	severa		1.300

FUENTE: (Arcement & Schneider, 1984)

Donde:

n_0 : valor básico de “n” en función del material del fondo

n_1 : factor de corrección para considerar las irregularidades de superficie

n_2 : factor de corrección por variación de forma y tamaño de la sección del cauce

n_3 : factor de corrección para considerar el efecto de obstrucciones

n_4 : factor de corrección para considerar el efecto de presencia de vegetación

n_5 : factor de corrección para considerar la sinuosidad del cauce

En ausencia de una estación de control para poder usar la ecuación de Manning es necesario formar un sistema de dos ecuaciones con la ecuación de continuidad donde las variables son la velocidad y el área de la sección, es posible estimar el nivel de agua a partir del área obtenida.

3.3.2 CARGA HIDRÁULICA SEGÚN LA AASHTO LRFD 2014

La sección 3.7 de la AASHTO LRFD 2014 describe las fuerzas debido a la presencia de agua, mismas que se van a considerar en el ejemplo de cálculo de puente sobre un río, sección 4.2 de este documento.

Presión estática

Es el producto de la altura del agua por encima del punto considerado, por el peso específico del agua; actúa de manera perpendicular a la superficie de retención del agua. El nivel del agua de diseño para los distintos estados límites será tomado con aprobación del propietario

Flotación

Fuerza de elevación, es la suma de todas las componentes verticales de la presión estática que actúa debajo del nivel de agua de diseño.

Presión de la corriente

Longitudinal

La presión de flujo longitudinal se calcula con la siguiente expresión:

$$p = C_D * \frac{\gamma_w}{2 * g} * u^2 \quad (3.65)$$

Donde:

p: presión del agua que fluye, [T/m²]

C_D: coeficiente de arrastre, tabla 3.19

γ_w: peso específico del agua, [T/m³]

g: gravedad, 9,8 [m/s²]

u: velocidad del agua, diseño (servicio y resistencia), control (evento extremo), m/s

El valor del peso específico del agua es 1 T/m³, por tanto, la ecuación 3.65 queda:

$$p = C_D * \frac{1 \frac{T}{m^3}}{2 * 9.8 \frac{m}{s}} * u^2 = 5.1 * 10^{-2} * C_D * u^2 \quad (3.66)$$

TABLA 3.19 Coeficiente de arrastre

Tipo	C _D
Pilar semicircular	0.7
Pilar cuadrado	1.4
Residuos arrastrados contra la pila	1.4
Pilar de sección en cuña de 90° o menos	0.8

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

El coeficiente de arrastre es un valor que tabula el material de arrastre (troncos, raíces y otros desechos) que puede aumentar la presión en la pila.

Lateral

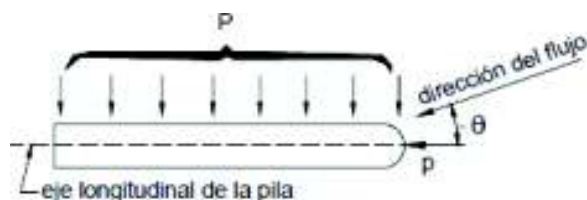
Carga uniformemente distribuida a un ángulo de inclinación que es medido respecto al eje longitudinal del pilar. Se calcula con la siguiente expresión:

$$p = 5.1 * 10^{-2} * C_L * u^2 \quad (3.67)$$

Donde:

C_L: coeficiente de arrastre lateral, tabla 3.20

En la figura 3.20, representa el ángulo entre la dirección del flujo y el eje longitudinal del pilar.

FIGURA 3.20 Presión de flujo de la corriente en la pila, vista en planta

FUENTE: (Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14, 2014)

TABLA 3.20 Coeficiente de arrastre lateral

θ (°)	C_L
0	0.0
5	0.5
10	0.7
20	0.9
≥ 30	1.0

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

Carga de ola

De darse cargas de oleaje significativas se debe hacer la estimación de estas cargas en el diseño de subestructuras de puentes, la AASHTO recomienda para su cálculo el Shore Protection Manual puesto que en Estados Unidos la presencia de oleaje es importante, para el caso de Ecuador se debería revisar en el caso de puentes proyectados en estuarios, cabe recalcar que el enfoque de este estudio está dirigido al ejemplo de cálculo de puente sobre un río por lo que esta carga no será tomada en cuenta.

Socavación

Es una de las razones más importantes de la falla de puentes, se considera en el estado límite de resistencia y eventos extremo. Si bien la AASHTO menciona este efecto no detalla su cálculo por lo que se realiza indagación en distintas fuentes bibliográficas y se describe la metodología de cálculo en la sección 3.3.4 de este documento, como el presente estudio está enfocado en las pilas y estribos de hormigón armado del puente se analizará la socavación local en pilas y estribos.

Nota: la NEC-15 no presenta descripción de metodología de cálculo de cargas de agua.

3.3.3 OTRAS CARGAS A CONSIDERAR

En la sección 3.7 de la AASHTO LRFD 2014 está la descripción de cargas hidráulicas a considerar en el diseño, la indagación en otras fuentes bibliográficas señalan cada una de las cargas descritas en dicha sección más otras cargas posibles, que deben ser tomadas en cuenta, por ello en el presente estudio se hace una descripción del cálculo de dichas cargas para tomar en cuenta todas las cargas actuantes en el ejemplo de cálculo de subestructura de un puente sobre un río.

3.3.3.1 Fuerzas ejercidas por objetos flotantes

Se generan fuerzas hidrodinámicas debido al impacto en la pila de posibles objetos flotantes que van a la velocidad de la corriente (Somenson, 2015), para el cálculo se aplica la siguiente ecuación:

$$P = \frac{1}{20} * G * \frac{v^2}{d} \quad (3.68)$$

Donde:

P: fuerzas ejercidas por impacto de objetos flotantes, [T]

G: peso del objeto flotante, [T]

v: velocidad de la corriente, [m/s]

d: distancia recorrida por el objeto desde el impacto hasta que se detiene, [m]. El valor, d, puede ir desde 0.075m para pantalla maciza hasta 0.15m para pilas aisladas (Somenson, 2015).

También puede darse la posibilidad de que un objeto flotante quede atrapado en la pila, para este caso la fuerza se calcula:

$$A = 0.0517 * v^2 \quad (3.69)$$

A: presión ejercida por masa flotante atrapada en la pila, [T/m²]

v: velocidad de la corriente, [m/s]

Es aplicada en un área definida de una profundidad mínima de 1.20m por un ancho igual a la suma de las luces de los tramos adyacentes, con un ancho no mayor que 21m (Somenson, 2015).

3.3.3.2 Choque de embarcaciones

Cuando un puente es emplazado en vías de navegación es importante tomar en cuenta la probabilidad del impacto de una embarcación con la estructura, este choque puede ser producido por fallas mecánicas, error humano, condiciones meteorológicas adversas o todas actuando en conjunto (Somenson, 2015). Dadas estas razones la fijación del gálibo es un parámetro de primer orden para la proyección de un puente.

En la sección 3.14.8 de la AASHTO LRFD 2014 se describe la carga de colisión de embarcaciones sobre pilas si bien la AASHTO hace referencia a esta carga otras fuentes bibliográficas también lo hacen ya que es una carga posible en puentes sobre ríos, se utiliza la siguiente ecuación para su cálculo:

$$P_s = 120 * V * \sqrt{DWT} \quad (3.70)$$

Donde:

P_s : fuerza de choque de embarcaciones, [T]

V: velocidad de impacto de la embarcación, [m/s]

DWT: tonelaje muerto de la embarcación, acorde al tipo de embarcación a transitar por la vía navegable.

3.3.3.3 Cargas hidrodinámicas en presencia de un sismo

Empujes originados por el movimiento de masas de agua en presencia de un sismo, misma que puede ser calculada con la ecuación de Westergaard u otro procedimiento equivalente (Rodríguez Serquén , 2016). A continuación, se describe la fórmula de Westergaard (Andrade Tovar, 2012):

$$P_w = C * k_h * \gamma * h \quad (3.71)$$

Donde:

P_w : presión, [T/m²]

k_h : coeficiente sísmico horizontal, en función de g

γ : peso específico del agua, [T/m³]

h: altura del nivel de agua, [m]

C: coeficiente adimensional de Westergaard, $\approx \frac{7}{8}$ (Gutiérrez Rosas, 2015)

Esta presión esta aplicada en la superficie de contacto del agua y la fuerza se ubica a 0.415 de la altura del nivel de agua (Andrade Tovar, 2012).

3.3.4 SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS Y ESTRIBOS

Uno de los mayores problemas en el cálculo de la socavación es la falta de conocimiento en cuanto a varios parámetros que la gobiernan. La granulometría del material de sedimentación es un parámetro a considerar en el cálculo de la socavación, el valor promedio de un lecho granular es $\gamma_s = 2.65 \frac{T}{m^3}$.

Desviación estándar

$\sigma_g > 3$ Granulometria extendida (material graduado)

$\sigma_g < 3$ Granulometria uniforme (material mal graduado)

Otro aspecto fundamental a tomar en cuenta es la velocidad de flujo que está en función de la relación de la velocidad de corte de flujo μ^* y la velocidad crítica μ_c^* :

$\frac{\mu^*}{\mu_c^*} < 1$ Aguas claras: el flujo no tiene la fuerza necesaria para mover las partículas, pero se da erosión local.

$\frac{\mu^*}{\mu_c^*} > 1$ Lecho móvil: situación por encima de la condición de inicio del movimiento.

Estudios sobre erosión demuestran que la erosión máxima se produce en la frontera entre los dos casos anteriores, es decir cuándo: $\frac{\mu^*}{\mu_c^*} = 1$

Se comienzan a formar dunas a partir de $\frac{\mu^*}{\mu_c^*} \cong 0.6$ hasta llegar a la máxima erosión.

3.3.4.1 Socavación local en pilas

Parámetros

El flujo alrededor de una pila provoca, aguas arriba: vórtice superficial (sobreelevación de la lámina de agua) y vórtice de herradura (parte frontal y lateral

de la pila), mientras que aguas abajo: vórtice de estela que interactuando con los vórtices de herradura aumentan el poder de erosión del flujo.

Los factores que influyen en la socavación local de la pila son:

- a. Gradación del sedimento

Si el sedimento es menos uniforme: erosión máxima menor, si el sedimento es uniforme: máxima erosión. Es decir, a una mayor σ_g la erosión es menor.

- b. Influencia del tamaño de la pila y del sedimento
- c. Influencia del calado

Mayor profundidad de flujo mayor erosión.

- d. Influencia de la alineación con el flujo

Mayor ángulo de la pila con el flujo mayor erosión.

- e. Influencia de la forma de la pila
- f. Influencia de la presencia de otras pilas
- g. Influencia de la cota de cimentación

Cálculo

La ecuación más utilizada para el cálculo de la socavación local en pilas es de la Universidad del Estado de Colorado (CSU), recomendada en el documento HEC N° 18 del departamento de transporte de los Estados Unidos (Martín Vide, 2003), la ecuación por defecto del HEC-RAS, es la Ecuación de Richardson:

$$d_s = 2 * y * k_1 * k_2 * k_3 * k_4 * \left(\frac{a}{y}\right)^{0.65} * Fr^{0.43} \quad (3.72)$$

Donde:

d_s : profundidad de erosión, [m]

y : profundidad del flujo aguas arriba de la pila, [m]

a : ancho de la pila, [m]

Fr : número de Froude aguas arriba de la pila

$$Fr = \frac{V_m}{\sqrt{g \cdot y}} \quad (3.73)$$

Para ello:

V_m : velocidad media de la sección, [m/s]

g : gravedad, 9.8 [m/s]

Si $Fr < 1$ se trata de un flujo subcrítico, si $Fr = 1$ se trata de un flujo crítico y de ser $Fr > 1$ se trata de un flujo supercrítico.

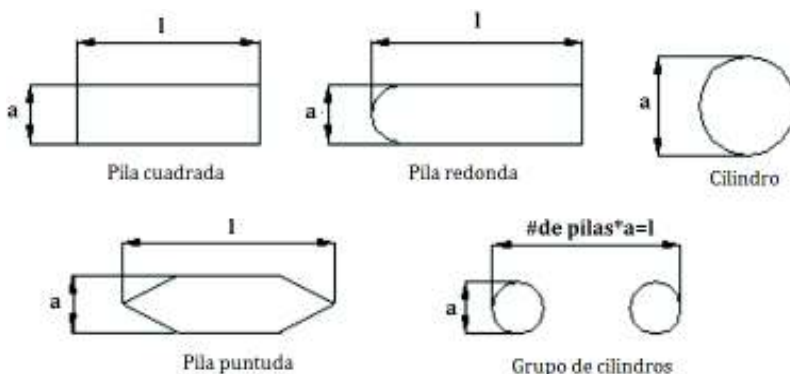
k_1 : factor corrector de la pila

TABLA 3.21 Factor de corrección por la forma de la pila k_1 , Método CSU

Forma de pila	k_1
Pila cuadrada	1.1
Pila redonda	1.0
Cilindro	1.0
Pila puntuda	0.9
Grupo de cilindros	1.0

FUENTE: (Seaurz, 2006)

FIGURA 3.21 Formas comunes de pilas



FUENTE: (Seaurz, 2006)

k_2 : factor corrector según el ángulo de ataque del flujo

Se calcula con la ecuación 3.73, donde θ es el ángulo de ataque, cabe aclarar que el valor máximo de l/a para la ecuación es 12. En el software HEC-RAS si el ángulo de ataque es mayor a 5° domina k_1 por lo que $k_2=1$.

También se puede tomar de la tabla 3.22 para la determinación de k_2 .

$$k_2 = \left(\cos \phi + \frac{1}{a} \sin \phi \right)^{0.65} \quad (3.74)$$

TABLA 3.22 Factor de corrección por el ángulo de ataque del flujo k_2 , Método CSU

Ángulo de ataque ϕ	$l/a = 4$	$l/a = 8$	$l/a = 12$
0°	1.0	1.00	1.0
15°	1.5	2.00	2.5
30°	2.0	2.75	3.5
45°	2.3	3.30	4.3
90°	2.5	3.90	5.0

FUENTE: (Seaurz, 2006)

k_3 : factor corrector para las condiciones del lecho

TABLA 3.23 Factor de corrección por las condiciones del lecho k_3 , Método CSU

Condición del lecho	Altura de la duna en metros	k_3
Erosión de Aguas Claras	N/A	1.1
Lecho Plano y Flujo Antiduna	N/A	1.1
Dunas Pequeñas	$0.6 > H \geq 3.0$	1.1
Dunas Medianas	$3.0 > H \geq 9.0$	1.1 a 1.2
Dunas Grandes	$H \geq 9.0$	1.3

FUENTE: (Seaurz, 2006)

k_4 : factor corrector debido al acorazamiento del material del lecho, reduce la socavación para materiales del lecho con $D_{50} \geq 2\text{mm}$ ó $D_{95} \geq 20\text{mm}$.

Para:

$$D_{50} \geq 2\text{mm} \text{ ó } D_{95} \geq 20\text{mm} \quad k_4 = 1.0$$

$$D_{50} \geq 2\text{mm} \text{ y } D_{95} \geq 20\text{mm} \quad k_4 = 0.4 * V_R^{0.15}$$

Donde:

$$V_R = \frac{V_1 - V_{i50}}{V_{c50} - V_{i95}}$$

$$V_{i50} = 0.645 * \left(\frac{D_{50}}{a} \right)^{0.053} * V_{c50}$$

$$V_{i95} = 0.645 * \left(\frac{D_{95}}{a} \right)^{0.053} * V_{c95}$$

$$V_{c50} = K_u * h^{1.6} * D_{50}^{\frac{1}{3}}$$

$$V_{c95} = K_u * h^{1.6} * D_{95}^{\frac{1}{3}}$$

V_R : razón de la velocidad

V_1 : promedio de velocidad en el cauce principal o el área de la llanura de inundación en la sección transversal justo aguas arriba del puente, [m/s]

V_{i50} : velocidad más cercana requerida para iniciar la erosión en el pilar para el tamaño de grano D_{50} , [m/s]

V_{i95} : velocidad más cercana requerida para iniciar la erosión en el pilar para el tamaño de grano D_{95} , [m/s]

V_{c50} : velocidad crítica para el lecho de tamaño de grano D_{50} , [m/s]

V_{c95} : velocidad crítica para el lecho de tamaño de grano D_{95} , [m/s]

h : profundidad del flujo aguas arriba de la pila sin incluir socavación local, [m]

K_u : 6.19 unidades en sistema internacional, 11.17 unidades en sistema inglés

3.3.4.2 Socavación local en estribos

Parámetros

El transporte de sedimentos en el curso aluvial se ve afectado por la presencia de los estribos de un puente, se da una aceleración del flujo lo que crea vórtices que generan la socavación del lecho.

Los factores que influyen en la socavación local de la pila son:

- a. Calado-longitud L/y

Mientras mayor sea L mayor es la erosión, estribos largos.

- b. Intensidad del flujo

La erosión se produce para velocidad de flujo μ , menor a la velocidad crítica μ_c^* .

$\frac{\mu}{\mu_c^*} < 1$ Aguas claras

$\frac{\mu}{\mu_c^*} > 1$ Lecho móvil, $\sigma_g < 1.3$ Sedimento uniforme

c. Tamaño del sedimento

Mayor tamaño mayor erosión.

d. Forma del estribo

Las formas que se alinean con la corriente producen menor erosión.

e. Alineación del estribo

Influencia mínima en la erosión.

f. Geometría del cauce

Cálculo

El documento HEC N° 18 del departamento de transporte de los Estados Unidos recomienda dos ecuaciones para el cálculo de socavación local de estribos, para estribos donde $\frac{L}{y} > 25$ la expresión a utilizar sería la Ecuación de Richardson para estribos, ecuación 3.75 (Seaurz, 2006):

$$ds = 4 * ya * \frac{K1}{0.55} * K2 * Fr^{0.33} \quad (3.75)$$

Donde:

ya: profundidad del flujo en la punta del estribo en la llanura de inundación o en el canal principal, tomado en la sección transversal justo aguas arriba del puente, [m]

Fr: número de Froude aguas arriba de la punta del estribo

$$Fr = \frac{Vm}{\sqrt{g * ya}}$$

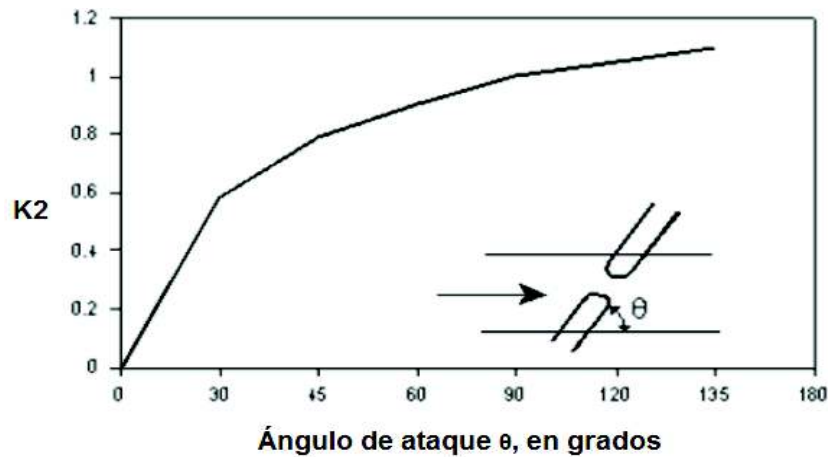
K1: factor corrector por la forma del estribo

TABLA 3.24 Factor de corrección según la forma del estribo, K1

Descripción	K ₁
Estribos de paredes verticales	1.00
Estribos de paredes verticales con alerones	0.82
Estribos inclinados	0.55

FUENTE: (Seaurz, 2006)

K2: factor corrector por el ángulo de ataque

FIGURA 3.22 Factor de corrección según el ángulo de ataque para el estribo, K2

FUENTE: (Seaurz, 2006)

Para el caso donde $\frac{L}{y} < 25$ se utiliza la ecuación de Froehlinch (Seaurz, 2006):

$$d_s = 2.27 * K1 * K2 * L^{0.43} * ya^{0.57} * Fr^{0.61} + ya \quad (3.76)$$

Donde:

L: longitud del estribo, [m]

La cimentación del puente estará por lo menos 1.0m por debajo de la profundidad de socavación calculada (Rodríguez Serquén , 2016).

3.4 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

3.4.1 ESTADOS LÍMITES, FACTORES DE CARGA Y COMBINACIONES DE CARGA

Nomenclatura de cargas

Cargas permanentes: las cargas y las fuerzas que son, o se suponen son, constantes luego de la finalización de la construcción o que varían durante un intervalo de tiempo muy largo.

D_W Peso propio de las superficies de rodadura.

D_C Peso propio de los componentes estructurales y no estructurales.

D_D Fricción negativa.

E_H	Empuje horizontal del suelo.
E_L	Tensiones residuales acumuladas resultantes del proceso constructivo.
E_S	Sobrecarga del suelo.
E_V	Presión vertical del peso propio del suelo de relleno.
P_S	Fuerzas secundarias de postensado.
S_H	Contracción.
C_R	Efectos debido al creep.

Cargas transitorias: las fuerzas que pueden variar en cortos intervalos de tiempo comparados con la vida útil de la estructura.

L_L	Sobrecarga vehicular.
I_M	Incremento por carga vehicular dinámica.
C_E	Fuerza centrífuga de los vehículos.
B_R	Fuerza de frenado de los vehículos.
P_L	Sobrecarga peatonal.
L_S	Sobrecarga de la carga viva.
W_A	Carga hidráulica y presión de flujo de agua.
W_L	Viento sobre la sobrecarga vehicular.
W_S	Viento sobre la estructura.
F_R	Fricción.
T_U	Temperatura Uniforme.
T_G	Gradiente de temperatura.
S_E	Asentamiento.
E_Q	Sismo
B_L	Explosiones

- I_C Carga de hielo
- C_T Fuerza de colisión de un vehículo
- C_V Fuerza de colisión de una embarcación

Estados límites aplicables y combinación de cargas

El diseño por factores de carga y resistencia (LRFD) requiere satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q \leq \phi R_n = R_r \quad (3.77)$$

Para el caso donde se requiere valor máximo de γ_i :

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (3.78)$$

Para el caso donde se requiere valor mínimo de γ_i :

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.0 \quad (3.79)$$

Donde:

γ_i : factor de carga

Q: sollicitación

ϕ : factor de resistencia

R_n : resistencia nominal

R_r : resistencia factorada

η_i : factor modificador de cargas

η_D : factor por ductilidad

η_R : factor por redundancia

η_I : factor por importancia

Los factores por ductilidad, redundancia e importancia se toman tal como se presenta a continuación:

Ductilidad:

Estado límite de resistencia	n_D	≥ 1.05	elementos y conexiones no dúctiles
		$=1.00$	diseños y detalles convencionales
		≥ 0.95	elementos y conexiones para los que se ha ido mas alla de las especificaciones para mejorar la ductilidad
Todos los demás estados límite	n_D	$=1.00$	

Redundancia:

Estado límite de resistencia	n_R	≥ 1.05	elementos no redundantes
		$=1.00$	niveles convencionales de redundancia
		≥ 0.95	niveles excepcionales de redundancia
Todos los demás estados límite	n_R	$=1.00$	

Importancia:

Estado límite de resistencia	n_I	≥ 1.05	puentes críticos o esenciales
		$=1.00$	puentes típicos
		≥ 0.95	puentes de relativamente poca importancia
Todos los demás estados límite	n_I	$=1.00$	

Existen 13 estados límites descritos en la sección 3.4.1 de la AASHTO LRFD 2014 pero no todos son aplicables para el diseño de subestructuras tal como se muestra en la tabla 3.25, para el caso de estribos y pilas de hormigón armado se aplicarán los siguientes estados límite de acuerdo a la descripción:

Resistencia I

Combinación de cargas básica, relacionada con el uso vehicular normal del puente sin tomar en consideración la carga de viento.

Resistencia III

Combinación de carga que considera vientos mayores a 24,6 m/s.

Resistencia V

Combinación de carga relacionada con el uso vehicular normal del puente que toma en consideración un viento de 24.6 m/s.

Extremo I

Combinación de carga que toma en consideración el sismo.

Extremo II

Combinación de carga que toma en cuenta colisión de embarcaciones, colisión de vehículos y eventos hidráulicos.

Servicio I

Combinación de carga relacionada con el uso vehicular normal del puente que toma en consideración un viento de 24.6 m/s y con todas sus cargas con sus valores nominales.

TABLA 3.25 Combinaciones y factores de carga

Estado Límite de la Combinación de carga	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use uno de estos a la vez				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Resistencia I (a menos que se indique)	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia III	γ_p	-	1.00	1.40 0	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Resistencia IV	γ_p	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Resistencia V	γ_p	1.35	1.00	0.40 0	1.0	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-	-
Evento Extremo II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	0.30 0	1.0	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	-	-	-	-	-	-	-
Servicio III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	1.00/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-	-
Servicio IV	1.00	-	1.00	0.70 0	-	1.00	1.00/1.20	-	1.0	-	-	-	-	-
Fatiga I- Sólo LL, IM & CE	-	1.50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Fatiga II- Sólo LL, IM & CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

En la tabla 3.25 Se puede observar que en algunos casos los valores de los factores de carga no están determinados.

- El factor de cargas permanentes γ_p debe tomarse de la tabla 3.26 y 3.27.

- El factor de carga por sismo γ_{EQ} debe determinarse para cada proyecto específico, un $\gamma_{EQ} = 0.5$ es un valor razonable para un amplio rango de valores de tráfico promedio diario.
- El factor por temperatura γ_{TG} se debe determinar para cada proyecto específico a falta de información γ_{TG} se toma: en estados límite de resistencia y evento extremo como 0 y 1 en estados límite de servicio sin considerar sobrecarga o 0.5 en estados límites de servicio considerando sobrecarga.
- El factor por asentamiento γ_{SE} se debe determinar para cada proyecto específico a falta de información se toma un valor de 1.

TABLA 3.26 Factores por cargas permanentes, γ_p

Tipo de Carga, tipo de Cimentación, y Método para Calcular la fricción negativa		Factor de Carga	
		Máximo	Mínimo
<i>DC</i> : Componentes y Accesorios		1.25	0.90
<i>DC</i> : Sólo Resistencia IV		1.50	0.90
<i>DD</i> : Fricción negativa	Pilas, Método α Tomlinson	1.4	0.25
	Pilas, Método λ	1.05	0.30
	Pozos perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1.25	0.35
<i>DW</i> : Superficie de rodadura e instalaciones		1.50	0.65
<i>EH</i> : Presión horizontal de suelo			
• Activa		1.50	0.90
• En reposo		1.35	0.90
• <i>AEP</i> para muros anclados		1.35	N/A
<i>EL</i> : Tensiones residuales de Construcción		1.00	1.00
<i>EV</i> : Presión vertical de suelo			
• Estabilidad general		1.00	N/A
• Muros de Contención y Estribos		1.35	1.00
• Estructuras Rígidas Enterradas		1.30	0.90
• Marcos Rígidos		1.35	0.90
• Estructuras Flexibles Enterradas			
○ Alcantarillas Metálicas y Alcantarillas Armadas Estructurales Corrugas Profundas		1.5	0.9
○ Alcantarillas Termoplásticas		1.3	0.9
○ Todas las demás		1.95	0.9
<i>ES</i> : Sobrecarga de suelo		1.50	0.75

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

TABLA 3.27 Factores por cargas permanentes (γ_p) debido a deformaciones sobreimpuestas

Componentes	<i>PS</i>	<i>CR, SH</i>
Superestructuras por segmentos	1.0	Ver γ_p para <i>DC</i> , Tabla 3.4.1-2
Subestructuras de concreto soportando superestructuras por segmentos (ver 3.12.4, 3.12.5)		
Superestructuras de concreto no segmentadas	1.0	1.0
Subestructuras soportando Superestructuras no segmentadas		
▪ Usando I_g	0.5	0.5
▪ Usando $I_{efectiva}$	1.0	1.0
Subestructuras de acero	1.0	1.0

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

3.4.2 FACTORES DE RESISTENCIA

Los factores de resistencia para muros, estribos y pilas se toman como se describe en la sección 11.5.7 de la AASHTO LRFD 2014 para el estado límite de servicio el factor de resistencia es igual a 1.0.

Para el estado límite de resistencia, en el caso de muros se toma de la tabla 3.28.

TABLA 3.28 Factores de resistencia para muros de contención permanentes, estado límite de resistencia

TIPO DE MURO Y CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Muros en voladizo y muros anclados		
Resistencia axial a compresión de los elementos verticales		Aplica el Artículo 10.5
Resistencia de los elementos verticales a la compresión axial		0.75
Resistencia al arrancamiento de los anclajes (1)	• Suelos no cohesivos (granulares)	0.65 ⁽¹⁾
	• Suelos cohesivos	0.70 ⁽¹⁾
	• Roca	0.50 ⁽¹⁾
Resistencia al arrancamiento de los anclajes (2)	• Cuando se realizan pruebas de verificación	1.0 ⁽²⁾
Resistencia a la tensión de los tendones de anclaje	• Acero dulce (por ejemplo barras ASTM A615)	0.90 ⁽³⁾
	• Acero de alta resistencia (por ejemplo barras ASTM A722)	0.80 ⁽³⁾
Capacidad a flexión de los elementos verticales		0.90
Muros de suelo estabilizado mecánicamente, Muros de gravedad, y Muros de Semigravedad		
Capacidad de carga	• Muros de gravedad y semigravedad	0.55
	• Muros de suelo estabilizado mecánicamente	0.65
Deslizamiento		1.0
Resistencia a la tensión de los refuerzos metálicos y sus conectores	Refuerzos en franja ⁽⁴⁾	0.75
	• Fuerza estática	
	Refuerzos en malla ^{(4) (5)}	0.65
Resistencia a la tensión de los refuerzos geosintéticos y sus conectores	• Carga estática	0.90
	• Carga estática	0.90
Resistencia al arrancamiento de los refuerzos a tensión.	• Carga estática	0.90
Muros prefabricados		
Capacidad		Se aplica el artículo 10.5
Deslizamiento		Se aplica el artículo 10.5
Resistencia pasiva		Se aplica el artículo 10.5

⁽¹⁾ Se aplica a los esfuerzos últimos de adherencia unitaria asumidos para el diseño preliminar únicamente en el Artículo C11.9.4.2.

⁽²⁾ Se aplica cuando se realiza(n) prueba(s) de verificación en cada anclaje de producción hasta una fuerza igual a 1.0 o más veces la fuerza de diseño mayorada en el anclaje.

⁽³⁾ Se aplica a la máxima fuerza de prueba de verificación del anclaje. Para el acero dulce aplicar el factor de resistencia para F_y . Para el acero de alta resistencia aplicar el factor de resistencia a la resistencia última a la tensión garantizada.

⁽⁴⁾ Se aplica a la sección transversal bruta menos el área sacrificable. En el caso de las secciones con orificios reducir el área bruta de acuerdo con el Artículo 6.8.3 y aplicar a la sección neta menos el área sacrificable.

⁽⁵⁾ Se aplica a los refuerzos en malla conectados a un elemento de revestimiento rígido, por ejemplo, un panel o bloque de concreto. Para los refuerzos en malla conectados a un revestimiento flexible o que son continuos con el revestimiento, utilizar el factor de resistencia correspondiente a refuerzos en franja.

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

En la sección 5.5.4.2 de la AASHTO LRFD 2014 se describe que para construcción convencional para el estado límite de resistencia los factores de resistencia son los siguientes:

Secciones de concreto reforzado controladas por tracción.....	0.90
Secciones de concreto preesforzado controladas por tracción.....	1.00
Cortante y Torsión	
Concreto de densidad normal.....	0.90
Concreto liviano.....	0.80
Secciones controladas por compresión con espirales o estribos.....	0.75
Para apoyo sobre concreto.....	0.70
Para compresión en modelos de puntal- tensor.....	0.70
Para compresión en zonas de anclaje	
Concreto de densidad normal.....	0.80
Concreto liviano.....	0.65
Para tracción en el acero en zonas de anclaje.....	1.00
Para resistencia durante hincado de pilotes.....	1.00

En la sección 11.5.8 de la misma norma se estipula que para el estado límite de evento extremo el factor de resistencia es de 1.0, a menos que se sugiera otra cosa en las disposiciones de diseño sísmico, que se encuentran descritas en la sección 3.1.11 de este documento.

3.4.3 RECUBRIMIENTO

El recubrimiento es importante debido a que los elementos pueden verse expuestos a varios componentes externos que afecten el hormigón y el acero.

En la sección 5.12.3 de la AASHTO LRFD 2014 se hace referencia al recubrimiento para acero de refuerzo no protegido.

El recubrimiento mínimo es 25mm, para estribos puede ser 12mm menos que los valores indicados en la tabla 3.29 pero por ninguna circunstancia puede ser menor que 25mm.

TABLA 3.29 Recubrimiento para armaduras principales no protegidas

Situación	Recubrimiento (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de losa del puentes con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores	
• Hasta Barras No. 11	40
• Barras No. 14 y No. 18	50
Fondo de losas vaciadas <i>in situ</i>	
• Hasta Barras No. 11	25
• Barras No. 14 y No. 18	50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de concreto armado	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	75
Pilotes prefabricados de concreto presforzado	50
Pilotes vaciados <i>in situ</i>	
• Ambientes no corrosivos	50
• Ambientes corrosivos	
– En general	75
– Refuerzo protegido	75
• Cáscaras	50
• Concreto vaciado con bentonita, concreto vaciado por el sistema tremie o construcción con lechada	75

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

3.4.4 DETALLES DE REFUERZO

Espaciamiento mínimo de barras de refuerzo

Concreto vaciado in situ

La distancia libre entre las barras paralelas ubicadas en una capa no debe ser menor a:

- 1.5 veces el diámetro nominal de las barras
- 1.5 veces el tamaño máximo del agregado grueso

- 3.8 cm

Múltiples capas

Las barras de las capas superiores se colocan directamente sobre la capa inferior con un espaciamiento libre mayor o igual a 2.5cm o un diámetro nominal de la barra

Paquetes de barras

Cuatro es el número mayor de barras que pueden conformar un paquete actuando como una unidad. Si se trata de elementos sometidos a flexión, si el diámetro nominal es mayor o igual que 36mm, el número de barras en un paquete no puede ser mayor que 2.

Cada barra de un paquete que se suspende dentro de un tramo debe finalizar en secciones diferentes con separación de 40db como mínimo.

Espaciamiento máximo entre barras de refuerzo

- En barras de refuerzo longitudinal

En vigas y columnas rectangulares la separación máxima entre barras debe ser de 15cm.

En columnas circulares la separación máxima entre barras debe ser de 20cm en arco.

- En barras de refuerzo para cortante

En vigas y columnas rectangulares la separación máxima entre las barras debe ser de 36cm.

Ganchos estándar

Refuerzo longitudinal

Ángulo 180° mas prolongación de 4db

Ángulo 90° más prolongación de 12db

Refuerzo transversal

Varillas 16mm o menores, ángulo 90° mas prolongación de 6db

Varillas 20mm, 22mm, 25mm, ángulo 90° mas prolongación de 12db

Varillas 25mm o menores, ángulo 135° mas prolongación de 6db

Donde db es el diametro de la varilla.

Gancho sísmico

Ángulo de doblado de 135° mas la prolongación del valor mayor entre 6db ó 75mm, se utilizan ganchos sísmicos para refuerzo transversal en las zonas donde se formen rótulas plásticas

Anclaje

Barras y alambres corrugados a tracción

- Longitud de desarrollo a tracción, l_d

No debe ser menor que el producto entre la longitud básica de desarrollo a tracción, l_{db} , y el factor o factores de modificación, ni menor que 30 cm, excepto para empalmes traslapados.

La longitud básica de desarrollo a tracción, l_{db} [mm], es:

Barras de 36mm y menores	$\frac{0.02^a b f_y}{\sqrt{f'_c}}$
Pero no menor que	$0.06 d_b f_y$
Barras de 43mm	$\frac{25 f_y}{\sqrt{f'_c}}$
Barras de 57mm	$\frac{34 f_y}{\sqrt{f'_c}}$
Alambre corrugado	$\frac{0.36 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$

Donde:

f'_c : resistencia del hormigón a la compresión, [MPa]

f_y : esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, [MPa]

A_b : sección de la barra o alambre, [mm²]

d_b : diámetro de la barra o alambre, [mm]

Factores de modificación que aumentan l_d

Para refuerzo superior horizontal, o casi horizontal, colocado de manera que haya más de 0.3 m de concreto fresco vaciado debajo del refuerzo	1.4
Para concreto con agregados de baja densidad para el cual se especifica f_{ct} [MPa]	$\frac{0.58\sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \left(\frac{0.22\sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \right) \geq 1$
Para concreto de baja densidad para el cual no se especifica f_{ct}	1.3
Para concreto de agregados livianos y arena para el que no se ha especificado f_{ct}	1.2
Para barras recubiertas con resina epoxi donde el recubrimiento de concreto es menor que $3d_b$, o la separación libre entre las barras es menor que $6d_b$	1.5
Para barras recubiertas con resina epoxi que no han sido cubiertas por el ítem anterior	1.2

Donde:

f_{ct} : resistencia del hormigón a la tensión, [MPa]

Factores de modificación que disminuyen l_d

Si el refuerzo que se está desarrollando en la longitud considerada tiene un espaciamiento lateral entre centros mínimo de 0.15 m, y un recubrimiento libre no menor a 0.075 m	0.8
Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad del refuerzo de fluencia del refuerzo, o si en un elemento a flexión hay más armadura que la requerida por el análisis	$\frac{A_g \text{ requerida}}{A_g \text{ proporcionada}}$
Si el refuerzo está encerrado por una espiral formada por una barra de no menos de 6mm de diámetro y con un paso de no más de 100mm	0.75

Barras corrugadas a compresión

- **Longitud de desarrollo a compresión, l_d**

No debe ser menor que el producto entre los factores de modificación aplicables y la longitud básica de desarrollo, l_{db} .

La longitud básica de anclaje, l_{db} , debe satisfacer:

$$l_{db} \geq \frac{0.24d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{ó} \quad l_{db} \geq 0.044d_b f_y \quad (3.80)$$

Factores de modificación

Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad del esfuerzo de fluencia del refuerzo, o si hay más refuerzo que el requerido por el análisis..... $\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ proporcionada}}$

Si el refuerzo está encerrado por una espiral formada por una barra de no menos de 6 mm de diámetro y con un paso de no más de 100 mm **0.75**

Ganchos estándar a tracción

- **Longitud básica de desarrollo de ganchos, l_{dh}**

No debe ser menor que el producto entre los factores de modificación correspondientes y la longitud básica de desarrollo, l_{hb} , 8 diámetros de barra o 15 cm. La longitud básica de desarrollo, l_{hb} , para una barra terminada en gancho con un esfuerzo de fluencia, $f_y \leq 420$ MPa, debe tomarse como:

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (3.81)$$

Factores de modificación

Si el esfuerzo de fluencia del refuerzo es superior a 420 MPa $\frac{f_y}{420}$

Si el recubrimiento lateral para barra de \emptyset 3.6 cm o menores, perpendicular al plano del gancho, es mayor o igual a 64 mm, y para ganchos de 90°, el recubrimiento sobre la prolongación de la barra más allá del gancho no es menor a 50 mm ... **0.7**

Si los ganchos para barras de \emptyset 3.6 cm y menores están encerrados vertical u horizontalmente dentro de estribos o estribos cerrados en toda la longitud de desarrollo, l_{dh} , y la separación de estos estribos no es mayor a $3d_b$ **0.8**

Si no se requiere anclaje o desarrollo para la totalidad del esfuerzo de fluencia, o si hay más armadura que la requerida por el análisis..... $\frac{A_s \text{ requerida}}{A_s \text{ proporcionada}}$

Si se utiliza concreto de agregados livianos **1.3**

Si se utiliza refuerzo cubierto-resina epoxi **1.2**

3.4.5 PRE-DIMENSIONAMIENTO

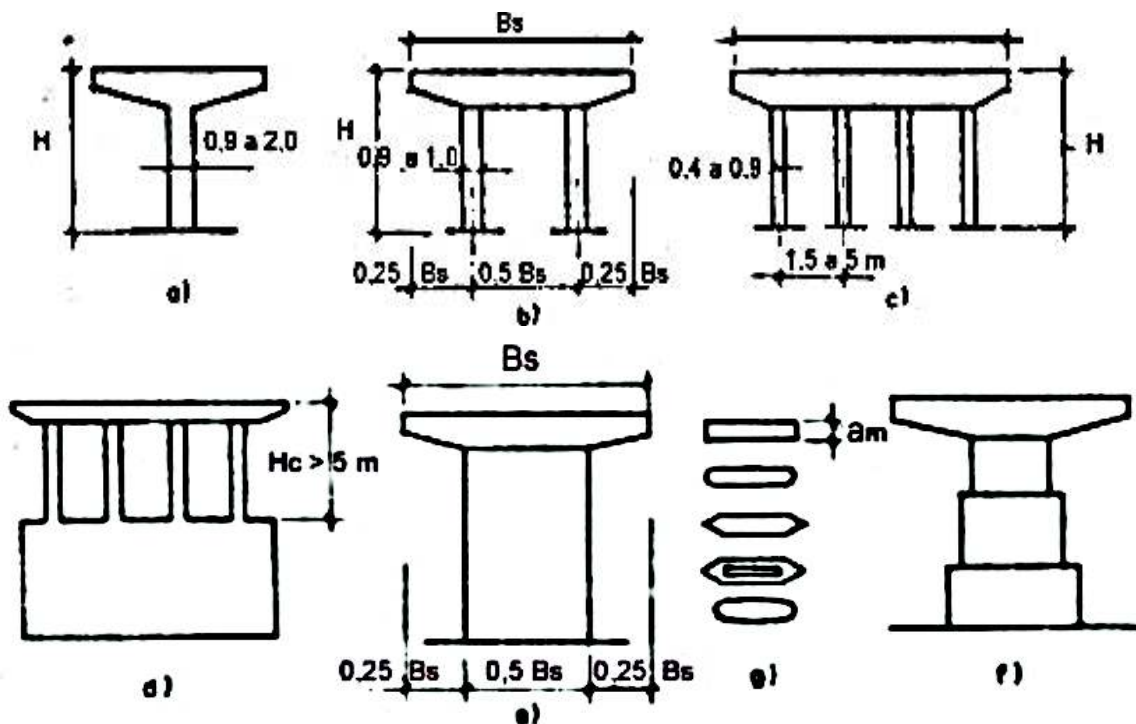
3.4.5.1 Pilas

Se puede tener dificultades al pre-dimensionar una pila debido a que no hay recomendaciones de cómo hacerlo en la (NORMA AASHTO LRFD, 2014) y en otras bibliografías existen recomendaciones de pre-dimensionamiento de acuerdo con las experiencias pasadas para un sitio en particular, sin embargo, se puede dar unas recomendaciones generales como se muestran a continuación.

Las recomendaciones planteadas son para las pilas más usadas frecuentemente, las cuales se observa en la figura 3.23

Cuando se desee resolver problemas hidráulicos y estéticos se puede usar secciones rectangulares, semicirculares y biseladas (Bellido de Luna, 2002).

FIGURA 3.23 Pre-dimensionamiento de pilas más comunes



FUENTE: (Bellido de Luna, 2002)

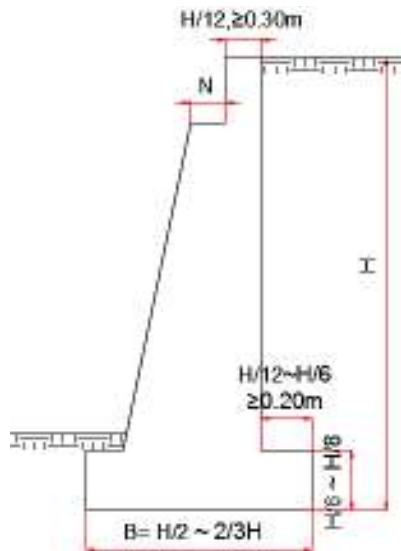
Según (Bellido de Luna, 2002), para pilas circulares macizas en voladizo se recomienda que el diámetro este entre los siguientes valores:

$$(HL)^{0.05} \leq D \leq (HL)^{0.1}$$

3.4.5.2 Estribos

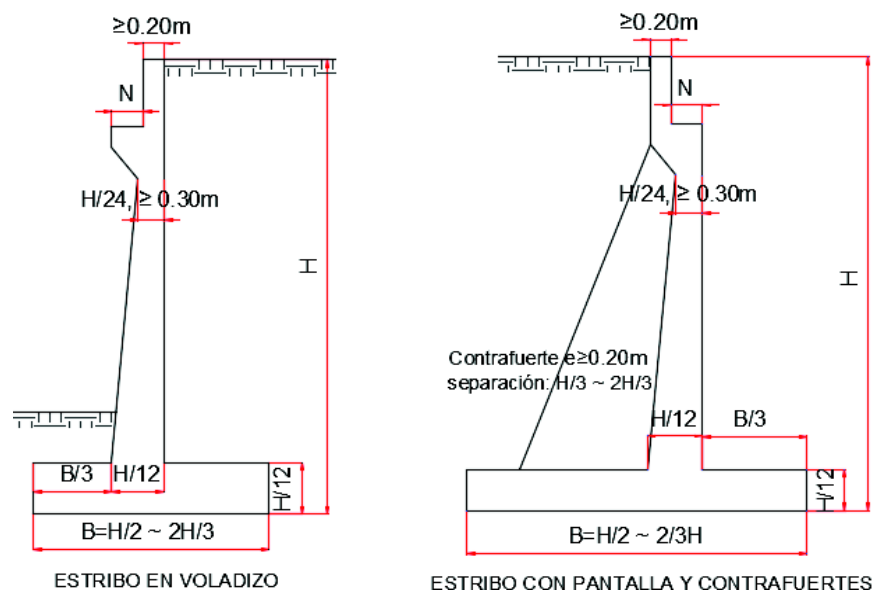
En el caso del estribo existen dimensiones especificadas por varios autores debido a la experiencia en el diseño de muros. En las figuras 3.24 y 3.25 se presentan las dimensiones que se pueden tomar para el pre-dimensionamiento de estribos.

FIGURA 3.24 Pre-dimensionamiento de un estribo de gravedad



FUENTE: (Rodríguez Serquén , 2016)

FIGURA 3.25 Pre-dimensionamiento de un estribo en voladizo y estribo con pantalla y contrafuertes



FUENTE: (Rodríguez Serquén , 2016)

La altura del estribo H está en función de los gálibos verticales requeridos. El gálibo vertical es la altura requerida para el paso del tráfico vehicular, que no debe ser menor que 5.50m como se indica en la sección 6.102.5.1 de la (NEVI-12, 2012). En el caso de puentes sobre ríos no será menor de 1.50m sobre el nivel máximo de agua o de ser vías navegables las alturas correspondientes de gálibos verticales serán las que permitan el paso de las embarcaciones (Rodríguez Serquén , 2016). Además, para definir el valor de H se debe considerar la superestructura y la profundidad de cimentación.

Como se puede observar en el pre-dimensionamiento de los estribos existe un valor de N, conocido como longitud de soporte mínima, el cálculo se lo realiza con la siguiente expresión:

$$N = (200 + 0.0017 L + 0.0067H')(1 + 0.000125 S^2) \quad (3.138)$$

Donde:

N: longitud de soporte mínima, [mm]

L: longitud del tablero a la junta adyacente o hasta el final del puente. Para el caso de articulaciones entre luces es la suma de los dos lados de la articulación, [mm]

S: inclinación del soporte medida desde la línea normal al tramo, [grados]

H': estribos, altura promedio de columnas adyacentes hasta la siguiente junta. Pilas o columnas, altura de pila o columna. Articulaciones en un tramo, altura promedio entre dos columnas o pilares adyacentes, [mm]

3.4.6 CÁLCULO DE FUERZA SÍSMICA

Aplicar metodología del análisis sísmico, sección 3.1 de este documento.

Nota: Se debe verificar el componente de sismo vertical, que es importante para el caso de volados, el alcance de esta tesis no abarca este cálculo.

3.4.7 DISEÑO DE PILAS

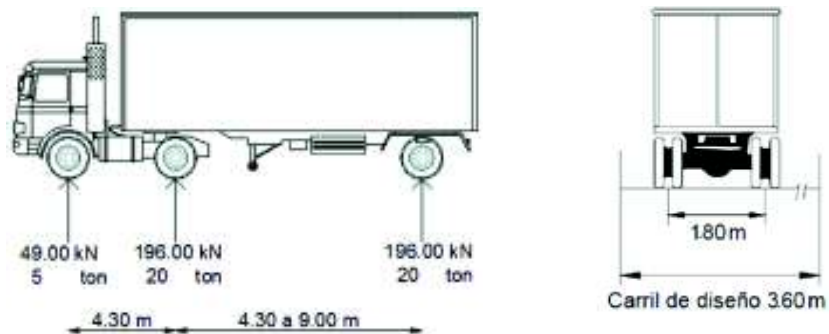
3.4.7.1 Cargas verticales

- Peso propio de la pila DC

- Peso propio de la superestructura DC
- Peso propio del asfalto DW
- Carga viva en la superestructura más impacto LL+IM

El camión de diseño determinado en (Borja Salazar & Taípe Anasi, 2017) es el HS-25-44.

FIGURA 3.26 Camión de diseño HS-25-44



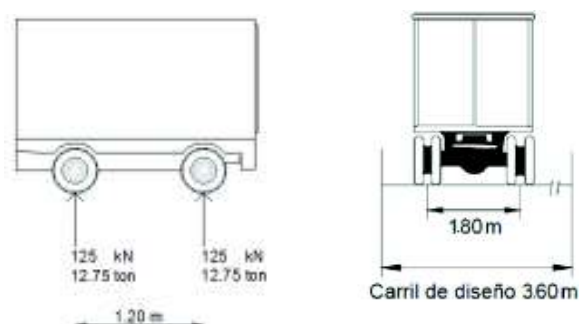
FUENTE: (Borja Salazar & Taípe Anasi, 2017)

FIGURA 3.27 Carga de carril



FUENTE: (Borja Salazar & Taípe Anasi, 2017)

FIGURA 3.28 Tándem de diseño



FUENTE: (Borja Salazar & Taípe Anasi, 2017)

Para la carga viva se toma el mayor valor entre el camión más la carga de carril o el tándem más la carga de carril.

A esto se le debe considerar un incremento dinámico conocido como impacto del camión o tándem sobre el puente multiplicándose por un factor de impacto sea a la carga del camión o el tándem según el caso. Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño, a excepción de las fuerzas centrífugas y de frenado, deben ser mayoradas para consideraran la carga de impacto (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

El factor de impacto está dado por:

$$1 + \frac{IM}{100} \quad (3.82)$$

Donde:

TABLA 3.30 Porcentaje de amplificación dinámica

Componente	IM
Juntas de tablero (todos los estados límite)	75%
Todos los demás componentes	
Estado límite de Fatiga y Fractura	15%
Todos los demás estados límite	33%

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

3.4.7.2 Cargas horizontales

- Fuerza de frenado BR

El mayor valor entre: el 25% por ciento de los pesos por eje de camión o tándem de diseño o el 5% del camión o tándem de diseño más la carga de carril. Se ubica a 1.80m de la calzada (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

Factor de presencia múltiple es un valor para tener en cuenta la probabilidad de presencia simultánea en los carriles por carga viva (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

La tabla 3.31 que se presenta a continuación es una calibración de estos valores para una pareja de vehículos, por lo que un solo vehículo puede ser más pesado que una pareja.

TABLA 3.31 Factor de presencia múltiple

# de carriles	Factor de presencia múltiple
1	1.20
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

- Fuerzas de viento WS, WL

Aplicar la metodología del análisis de carga de viento, sección 3.2 de este documento.

- Fuerzas de sismo EQ

Fuerza sísmica proveniente de la inercia de la pila

$$F_{\text{sísmica}} = k_h * W$$

$$k_h = 1.2 * 0.5 * kh_0 \quad (\text{Suelos tipo A y B})$$

$$k_h = 0.5 * kh_0 \quad (\text{Demás tipos de suelos})$$

$$kh_0 = \text{PGA} * F_{\text{pga}}$$

Donde:

k_h : coeficiente sísmico horizontal

W : peso de la pila, [T]

PGA: aceleración máxima del suelo, en función de la gravedad

F_{pga} : factor de sitio, tabla 3.5

Carga hidrodinámica en presencia de sismo

De acuerdo con la sección 3.3.3.3 de este documento.

Fuerza sísmica debido a la superestructura

Valores obtenidos del cálculo de fuerzas sísmicas.

- Cargas CR, BH, TU

Deformaciones superpuestas: CR deformaciones por fluencia lenta del hormigón, BH contracción diferencial y TU temperatura uniforme.

- Colisión de vehículos CT

Para las pilas y estribos de puentes ubicados 9 metros o menos del borde de la calzada se debe diseñar para una fuerza estática equivalente igual a 272 T, la cual esta aplicada en una dirección de 0° a 15° con el borde del pavimento en un plano horizontal a una altura de 1.5 metros sobre el terreno (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

No se considera esta fuerza cuando la estructura está protegida con terraplenes o barreras anti-choques (Rodríguez Serquén , 2016).

FIGURA 3.29 Protección de los pilares de puentes con barreras anti-choques en el río de Tampa, Estados Unidos



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

- Cargas hidráulicas WA

Aplicar metodología de la influencia de ríos, sección 3.3 de este documento.

3.4.7.3 Estados límites aplicables y combinaciones de carga

Tal como se describe en la sección 3.4.1

3.4.7.4 Diseño de la armadura

- Cabezal

Acero de flexión

La resistencia a la flexión factorada es igual a:

$$M_r = \phi M_n \quad (3.83)$$

M_n : momento nominal, Tm

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} \quad (3.84)$$

Donde:

a: profundidad del bloque equivalente de esfuerzos, [cm]

A_s : área de acero longitudinal, [cm²]

f_y : esfuerzo de fluencia del acero, [kg/cm²]

f'_c : resistencia del hormigón, [kg/cm²]

b: base de la sección, [cm]

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (3.85)$$

M_u : momento último actuante, [kg cm]

ϕ : factor de resistencia

d: peralte efectivo a flexión, [cm]

$$d = h - z \quad (3.86)$$

$$z = \text{rec} + \phi_{\text{est}} + \frac{\phi}{2} \quad (3.87)$$

Acero máximo

En la (NORMA AASHTO LRFD, 2014) no se especifica un límite para el acero máximo.

Acero mínimo

En la sección 5.7.3.2.2 de la AASHTO LRFD 2014 se especifica que el acero mínimo a ser tomado debe ser adecuado para desarrollar una resistencia factorada a flexión, por lo menos igual al menor de:

- $1.33 * M_u$ (3.88)

- $M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 * f_r + \gamma_2 * f_{cpe}) \gamma_1 * S_c - M_{dnc} * \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$ (3.89)

Donde:

f_r : módulo de rotura del hormigón como se especifica en la sección 2.3.1.1 de este documento [kg/cm²]

f_{cpe} : esfuerzo de compresión en el concreto debido a fuerzas de preesfuerzo [kg/cm²]

γ_1 : factor de variación de fisuración por flexión: 1.2 prefabricados, 1.6 hormigón armado

γ_2 : factor de variación de pretensado: 1.1 torones adheridos, 1.0 torones no adheridos

γ_3 : relación del límite elástico mínimo especificado y resistencia última a la tracción del refuerzo de reforzamiento: 0.67 para A615 Grado 60, 0.75 para A706 Grado 60, 1.0 hormigón pretensado

S_c : módulo de sección para la fibra extrema de la sección compuesta donde se produce esfuerzo de tracción por cargas aplicadas externamente [cm³]

M_{dnc} : momento de carga muerta no modificada total actuando en la sección monolítica o no compuesta [kg cm]

S_{nc} : módulo de sección para la fibra extrema de la sección monolítica o no compuesta donde el esfuerzo de tracción es causado por aplicación de cargas externas [cm³]

Acero por contracción y temperatura

El acero por retracción y temperatura debe colocarse en concreto expuesto a variaciones diarias de temperatura. Se calcula con la expresión:

$$A_{S_{temperatura}} \geq \frac{756 * A_g}{\text{perímetro} * f_y} \quad (3.90)$$

Donde:

A_g : área de concreto, [cm²]

f_y : resistencia de fluencia de acero de refuerzo, [kg/cm²]

perímetro: de la sección donde se va a colocar el acero, [cm]

$$2.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \leq A_{S_{\text{temperatura}}} \leq 12.70 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Separación máxima del acero de contracción y temperatura

La separación máxima debe ser el menor valor entre:

$$S_{\text{máx}} = 3t$$

$$S_{\text{máx}} = 45 \text{ cm}$$

Donde “t” es la altura de la viga sin refuerzo, o espesor de la losa.

Limitación de fisuración por distribución de armadura

Este chequeo se lo realiza con las cargas de servicio, es decir con la combinación de carga del estado límite de servicio I.

La distancia “s” del refuerzo en la capa mas cercana a la cara de tracción debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$S \leq \frac{125000 Y_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2dc \quad (3.91)$$

$$dc = z$$

Ye: factor de exposición: 1.0 Clase 1, 0.75 Clase 2

Clase 1: puede tolerarse agrietamiento puesto que no es de relevancia la apariencia del elemento.

Clase 2: cuando existe mayor preocupación por apariencia en el elemento, adecuada para diseño transversal de vigas de hormigón.

f_{ss} : esfuerzo de tracción del acero en el estado de servicio debe ser $\leq 0.60f_y$, [kg/cm²]

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(jd)A_s} \quad (3.92)$$

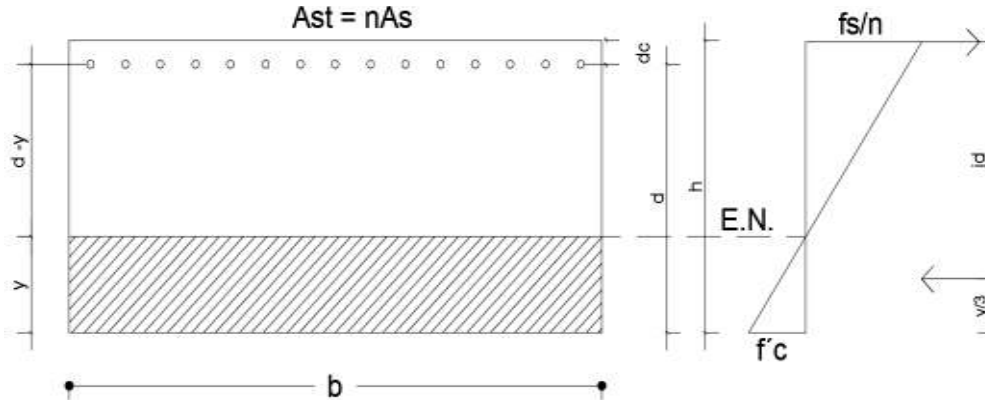
$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7(h-dc)} \quad (3.93)$$

$$jd = d - \frac{y}{3} \quad (3.94)$$

Ms: momento último del estado límite de servicio I, [kg cm]

El cálculo de “y” se lo hace de acuerdo con la figura 3.30 mediante un equilibrio de momento respecto al eje neutro.

FIGURA 3.30 Sección de ayuda para el chequeo a fisuramiento



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (3.95)$$

$$A_{st} = n * A_s \quad (3.96)$$

E_s : módulo de elasticidad del acero, [T/m²]

E_c : módulo de elasticidad del hormigón, [T/m²]

A_s : área de acero a tracción, [cm²]

Limitación de la fisuración del alma

Se realiza este chequeo cuando el peralte efectivo d es mayor a 90 cm.

$$A_{sk} \geq 0.1(d_l - 76) \leq \frac{A_s}{4} \quad (3.97)$$

$$d_l = d$$

A_{sk} : Área de refuerzo superficial en cada cara del alma, [cm²]

Diseño a corte

Peralte de corte efectivo

$$d_v = d_e - \frac{a}{2}; \quad d_e = d \quad (3.98)$$

d_v no debe ser menor que el mayor valor de:

- $0.9d_e$

- 0.72h

El cortante resistente del concreto

$$V_c = 0.265 * \beta^* * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v \quad f'_c, \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \quad (3.99)$$

$$V_c = 0.083 * \beta^* * \sqrt{f'_c} * b_v * d_v \quad f'_c, [\text{MPa}] \quad (3.99)$$

β^* : es un factor que indica la capacidad del concreto agrietado diagonalmente de transmitir tracción y corte.

b_v : base de la sección $b_v = b$ [cm]

Para secciones no preesforzadas se puede determinar la resistencia al corte de la siguiente manera:

Procedimiento simplificado para secciones no preesforzadas

Para secciones de hormigón no pretensado no solicitadas a tracción axial y que contienen al menos la mínima cantidad de armadura transversal especificada en la AASHTO, se puede tomar: $\beta^* = 2$ y $\theta^* = 45^\circ$.

Procedimiento general

Para secciones preesforzadas o no, se establece β^* y θ con las siguientes expresiones o a su vez valores tabulados en tablas.

- Para secciones que tienen refuerzo mínimo por corte

$$\beta^* = \frac{4.8}{(1+750\varepsilon_s)} \quad (3.100)$$

Donde ε_s es la deformación unitaria longitudinal de tracción, no debe ser mayor a $6 * 10^{-3}$, y se calcula con la siguiente expresión:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u| \right)}{E_s * A_s} \quad (3.101)$$

Donde:

| M_u |: momento factorado (valor absoluto) $> |V_u| * d_v$, [Tm]

N_u : fuerza axial factorada, [T]

| V_u |: fuerza de corte factorada, [T]

A_s : área de acero a tracción, [m²]

E_s : módulo de elasticidad de acero, [T/m²]

- Para secciones que no tienen por lo menos el refuerzo transversal mínimo por corte:

$$\beta^* = \frac{4.8}{(1+750\varepsilon_s)} * \frac{51}{(39+S_{xe})} \quad (3.102)$$

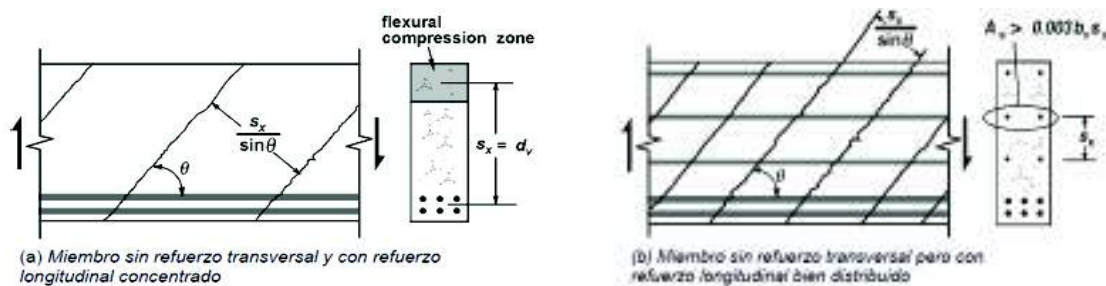
Donde S_{xe} es la deformación unitaria longitudinal de tracción en el centroide del refuerzo a tracción y se calcula con la siguiente expresión:

$$S_{xe} = s_x * \frac{1.38}{a_g+0.63} \quad (3.103)$$

Donde:

s_x : parámetro de espaciamiento de grietas, en la figura 3.31 se observa la definición de este valor, [in]

FIGURA 3.31 Representación del parámetro s_x



FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

a_g : diámetro máximo del agregado, [in]

De utilizar los valores tabulados de β^* y θ en tablas el cálculo de la deformación unitaria se realiza:

Si la sección contiene por lo menos el refuerzo transversal mínimo se aplica la siguiente expresión:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|Mu|}{dv} + 0.5Nu + 0.5|Vu| \cot \theta\right)}{2 * E_s * A_s} \quad (3.104)$$

Para lo cual la deformación unitaria inicial no debe ser mayor que 0.001, y los valores de β^* y θ están en la tabla 3.32.

TABLA 3.32 Valores de $\frac{\theta^*}{\beta}$ para secciones con refuerzo transversal

$\frac{v_u}{f'_c}$	$\epsilon_s = 1.000$									
	≤ -0.20	≤ -0.10	≤ -0.05	≤ 0	≤ 0.125	≤ 0.25	≤ 0.50	≤ 0.75	≤ 1.00	
≤ 0.075	22.3 6.32	20.4 4.75	21.0 4.10	21.8 3.75	24.3 3.24	26.6 2.94	30.3 2.59	33.7 2.38	36.4 2.23	
≤ 0.100	18.1 3.79	20.4 3.38	21.4 3.24	22.5 3.14	24.9 2.91	27.1 2.75	30.8 2.50	34.0 2.32	36.7 2.18	
≤ 0.125	19.9 3.18	21.9 2.99	22.8 2.94	23.7 2.87	25.9 2.74	27.9 2.62	31.4 2.42	34.4 2.26	37.0 2.13	
≤ 0.150	21.6 2.88	23.3 2.79	24.2 2.78	25.0 2.72	26.9 2.60	28.8 2.52	32.1 2.36	34.9 2.21	37.3 2.08	
≤ 0.175	23.2 2.73	24.7 2.66	25.5 2.65	26.2 2.60	28.0 2.52	29.7 2.44	32.7 2.28	35.2 2.14	36.8 1.96	
≤ 0.200	24.7 2.63	26.1 2.59	26.7 2.52	27.4 2.51	29.0 2.43	30.6 2.37	32.8 2.14	34.5 1.94	36.1 1.79	
≤ 0.225	26.1 2.53	27.3 2.45	27.9 2.42	28.5 2.40	30.0 2.34	30.8 2.14	32.3 1.86	34.0 1.73	35.7 1.64	
≤ 0.250	27.5 2.39	28.6 2.39	29.1 2.33	29.7 2.33	30.6 2.12	31.3 1.93	32.8 1.70	34.3 1.58	35.8 1.50	

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

Si la sección contiene menos del refuerzo transversal mínimo:

$$\epsilon_s = \frac{\left(\frac{|Mu|}{dv} + 0.5Nu + 0.5|Vu| \cot \theta\right)}{Es * As} \quad (3.105)$$

Para lo cual la deformación unitaria inicial no debe ser mayor que 0.002, y los valores de β^* y θ están en la tabla 3.33.

TABLA 3.33 Valores de $\frac{\theta^*}{\beta}$ para secciones con menos de refuerzo transversal mínimo

$\frac{v_u}{f'_c}$	$\epsilon_s = 1000$										
	≤ -0.20	≤ -0.10	≤ -0.05	≤ 0	≤ 0.125	≤ 0.25	≤ 0.50	≤ 0.75	≤ 1.00	≤ 1.50	≤ 2.00
≤ 5	25.4 6.36	25.5 6.06	25.9 5.56	26.4 5.15	27.7 4.41	28.9 3.91	30.9 3.26	32.4 2.86	33.7 2.58	35.6 2.21	37.2 1.96
≤ 10	27.6 5.78	27.6 5.78	28.3 5.38	29.3 4.89	31.6 4.05	33.5 3.52	36.3 2.88	38.4 2.50	40.1 2.23	42.7 1.88	44.7 1.65
≤ 15	29.5 5.34	29.5 5.34	29.7 5.27	31.1 4.75	34.1 3.82	36.5 3.28	39.9 2.64	42.4 2.26	44.4 2.01	47.4 1.68	49.7 1.46
≤ 20	31.2 4.99	31.2 4.99	31.2 4.99	32.3 4.61	36.0 3.65	38.8 3.09	42.7 2.46	45.5 2.09	47.6 1.85	50.9 1.52	53.4 1.31
≤ 30	34.1 4.46	34.1 4.46	34.1 4.46	34.2 4.43	38.9 3.39	42.3 2.82	46.9 2.19	50.1 1.84	52.6 1.60	56.3 1.30	59.0 1.10
≤ 40	36.6 4.06	36.6 4.06	36.6 4.06	36.6 4.06	41.2 3.20	45.0 2.62	50.2 2.00	53.7 1.66	56.3 1.43	60.2 1.14	63.0 0.95
≤ 60	40.8 3.50	40.8 3.50	40.8 3.50	40.8 3.50	44.5 2.92	49.2 2.32	55.1 1.72	58.9 1.40	61.8 1.18	65.8 0.92	68.6 0.75
≤ 80	44.3 3.10	44.3 3.10	44.3 3.10	44.3 3.10	47.1 2.71	52.3 2.11	58.7 1.52	62.8 1.21	65.7 1.01	69.7 0.76	72.4 0.62

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

Espaciamiento máximo del acero transversal

$$v_u = \frac{Vu}{\Phi * b_v * dv} \quad (3.106)$$

Si $v_u < 0.125 f'_c \rightarrow S_{m\acute{a}x} = 0.8dv \leq 60 \text{ cm}$

$$\text{Si } v_u \geq 0.125 f'_c \rightarrow S_{m\acute{a}x} = 0.4d_v \leq 30 \text{ cm}$$

Cortante nominal resistente del acero

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}{s} \quad (3.107)$$

A_v : \u00e1rea del refuerzo transversal, [cm²]

S : espaciamiento del acero transversal, [cm]

θ : \u00c1ngulo de inclinaci\u00f3n de los esfuerzos de compresi\u00f3n diagonal [grados]. Estos esfuerzos se encuentran a 45\u00b0 en elementos comunes de hormig\u00f3n armado.

α : \u00c1ngulo de inclinaci\u00f3n entre el refuerzo transversal y el eje longitudinal [grados]

Cortante nominal resistente

El menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (3.108)$$

$$V_n = 0.25 * f'_c * b_v * d_v + V_p \quad (3.109)$$

Donde:

V_p : componente vertical de la fuerza de preesfuerzo, [T]

V_s : resistencia nominal a cortante proporcionada por el refuerzo de acero para cortante, [T]

V_c : resistencia nominal a cortante proporcionada por el concreto, [T]

Cortante resistente total

$$V_r = \Phi * V_n \quad (3.110)$$

Donde:

V_r : cortante factorado, [T]

V_n : cortante nominal, [T]

Φ : factor de resistencia para corte

Refuerzo transversal m\u00ednimo

$$A_v \geq 0.265 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_v * s}{f_y} \quad (3.111)$$

- **Cuerpo de la pila**

Refuerzo máximo y mínimo para pilas en zonas sísmicas

La cuantía de acero ρ_s en zonas sísmicas según la sección 3.1.11 de este documento debe satisfacer:

$$0.01 \leq \rho_s \leq 0.04$$

Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez

Los efectos de esbeltez en elementos desplazables se desprecian si:

$$\frac{K \cdot L_u}{r} < 22 \quad (3.112)$$

Para elementos que no se desplazan se desprecia los efectos de esbeltez si:

$$\frac{K \cdot L_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (3.113)$$

Donde:

K: factor de longitud efectiva, ver tabla 3.34

L_u : longitud sin apoyo lateral, [cm]

r: radio de giro, [cm]

M_1 y M_2 el menor y mayor momento de extremo respectivamente, [Tm]

TABLA 3.34 Factores de longitud efectiva, K

FACTORES DE LONGITUD EFECTIVA, K						
La geometría de la columna deformada por pandeo se indica en líneas de puntos	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor de K de diseño cuando la estructura se aproxima a las condiciones ideales	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Referencia de las condiciones de vínculo de los extremos						
				Rotación impedida, traslación impedida	Rotación libre, traslación impedida	Rotación impedida, traslación libre
				Rotación libre, traslación libre		

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

Mayoración de los momentos por efecto de esbeltez

$$M_c = \delta_b * M_{2b} + \delta_s * M_{2s} \quad (3.114)$$

Siendo:

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\Phi_K * P_e}} \quad (3.115)$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\Phi_K * \sum P_e}} \quad (3.116)$$

Donde:

P_u : carga axial factorada, [kg, T]

P_e : carga de pandeo de Euler, [kg, T]

$$P_e = \frac{\pi^2 * EI}{(K * L_u)^2} \quad (3.117)$$

Φ_K : factor de reducción de rigidez; 0.75 para elementos de concreto y 1.0 para elementos de acero y aluminio

M_{2b} : momento en el elemento comprimido debido a cargas gravitacionales factoradas que no provocan desplazamiento lateral apreciable, [Tm]

M_{2s} : momento en el elemento comprimido debido a cargas gravitacionales factoradas que provocan desplazamiento lateral apreciable mayor que $L_u/1500$, [Tm]

C_m : se toma generalmente como 1 para elementos no arriostrados.

El valor de EI de debe tomar el mayor valor entre:

$$EI = \frac{E_c * I_g}{1 + \beta_d} \quad (3.118)$$

$$EI = \frac{\frac{E_c * I_g}{5} + E_s * I_s}{1 + \beta_d} \quad (3.119)$$

Donde:

E_c : módulo de elasticidad del hormigón, [kg/cm²]

I_g : momento de inercia de la sección bruta de hormigón respecto al eje centroidal, [cm⁴]

Es: módulo de elasticidad del acero longitudinal, [kg/cm²]

I_s: momento de inercia del acero longitudinal respecto al eje centroidal, [cm⁴]

β_d : relación entre los máximos momentos debido a carga permanente factoradas y el máximo momento debido a la carga total factorada; siempre positivo

Resistencia axial

La capacidad a compresión de elementos de hormigón armado simétricos respecto a ambos ejes principales es:

$$Pr = \Phi * Pn \quad (3.120)$$

Para elementos con armadura en espiral

$$Pn = 0.85 * [0.85 * f'_c * (Ag - As) + f_y * As] \quad (3.121)$$

Para elementos zunchados

$$Pn = 0.80 * [0.85 * f'_c * (Ag - As) + f_y * As] \quad (3.122)$$

Donde:

Pr: resistencia axial factorada, con o sin flexión, [kg, T]

Pn: resistencia axial nominal, con o sin flexión, [kg, T]

Ag: área bruta de la sección, [cm²]

As: área total del acero longitudinal, [cm²]

Φ : factor de resistencia para elementos solicitados a compresión, ver sección 3.4.2

Capacidad de la sección

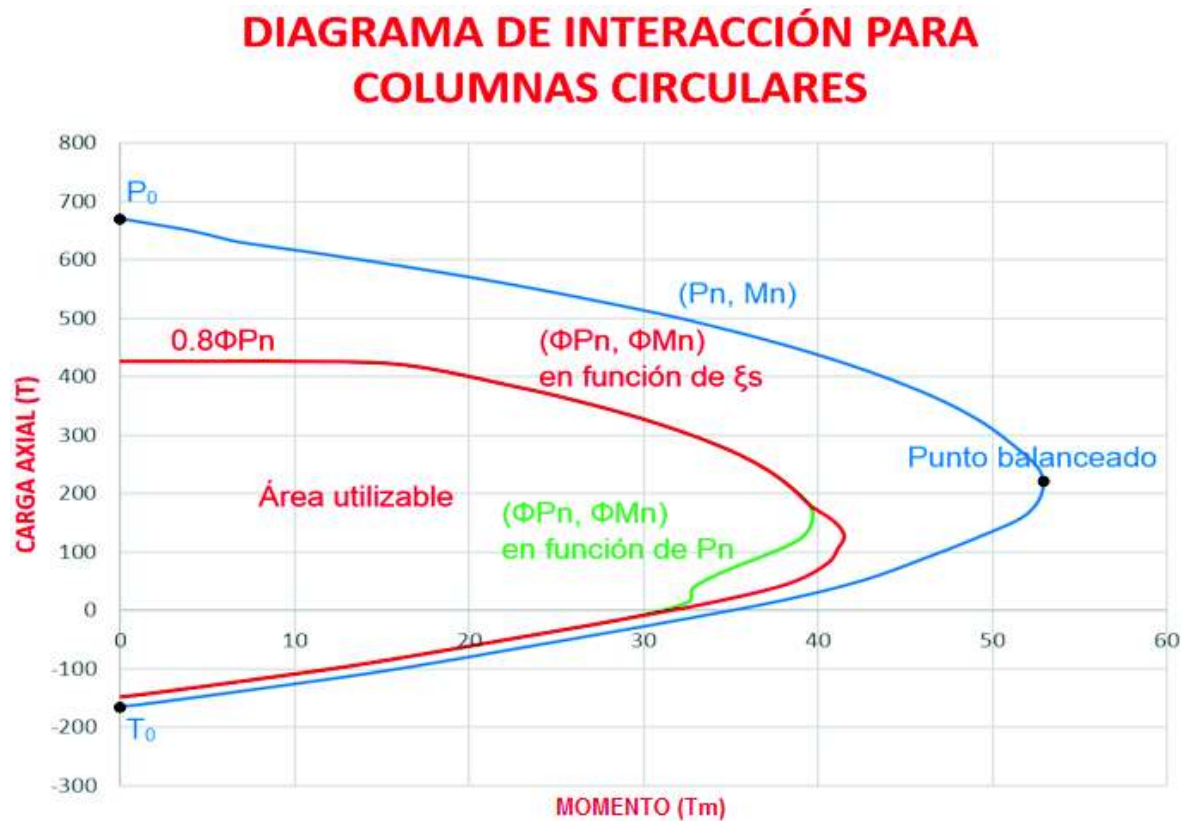
Diagrama de iteración

Indica la capacidad de una columna de hormigón a carga axial y momento combinado según su geometría y cuantía de acero, las solicitaciones últimas (Pu, Mu) deben estar dentro del área utilizable para que el diseño sea aceptado.

En la figura 3.32, la curva en color azul corresponde a la capacidad nominal (Pn, Mn) de la columna a flexo-compresión, el punto P₀ es la capacidad nominal a compresión sin presencia de momento y el punto T₀ es la capacidad nominal a

tensión sin presencia de momento. En el punto balanceado se da la deformación máxima del hormigón (ξ_c) y la deformación máxima del acero (ξ_s) simultáneamente y es el punto donde se presenta el máximo momento resistente ($M_b=M_r$) de la columna (McCormac & Brown, 2011).

FIGURA 3.32 Diagrama de iteración de una columna



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Según la (American Concrete Institute (318-14), 2014), los factores de resistencia Φ están dados por 2 casos:

1) En función de la deformación del acero (ξ_s), la cual se muestra en la curva roja de la figura 3.32.

- si $\xi_s \leq -0.005 \rightarrow \phi = 0.9$
- si $\xi_s \geq -0.002 \rightarrow \phi = 0.75$
- si $-0.005 < \xi_s < -0.002 \rightarrow \phi = -50 * \xi_s + 0.65$

2) En función de la carga axial nominal (P_n), la cual se muestra en la curva verde de la figura 3.32.

- si $P_n \leq 0 \rightarrow \phi = 0.9$
- si $P_n \geq 0.1 * f'_c * A_g \rightarrow \phi = 0.75$
- si $0 < P_n < 0.1 * f'_c * A_g \rightarrow \phi = 0.75 + 0.15 * \frac{0.1 * f'_c * A_g - P_n}{0.1 * f'_c * A_g}$

Flexión biaxial

Si la carga axial factorada es mayor o igual que $0.1 * \phi * f'_c * A_g$:

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{\phi * P_0} \quad (3.123)$$

$$P_0 = 0.85 * f'_c * (A_g - A_s) + f_y * A_s \quad (3.124)$$

Si la carga axial factorada es menor que $0.1 * \phi * f'_c * A_g$:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1 \quad (3.125)$$

Donde:

P_{rxy} : resistencia axial factorada en flexión biaxial, [T]

P_{rx} : resistencia axial factorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_y es la única presente, [T]

P_{ry} : resistencia axial factorada determinada sobre la base de que la excentricidad e_x es la única presente, [T]

M_{ux} : momento factorado aplicado respecto del eje X, [Tm]

M_{uy} : momento factorado aplicado respecto del eje Y, [Tm]

M_{rx} : momento resistente para falla balanceada del eje X, [Tm]

M_{ry} : momento resistente para falla balanceada del eje Y, [Tm]

P_u : fuerza axial factorada aplicada, [T]

e_x : excentricidad de la fuerza axial factorada aplicada en la dirección X, [m]

e_y : excentricidad de la fuerza axial factorada aplicada en la dirección Y, [m]

$$e_x = \frac{M_{uy}}{P_u} \quad (3.126)$$

$$e_y = \frac{M_{ux}}{P_u} \quad (3.127)$$

La resistencia axial factorada P_{rx} y P_{ry} no se debe tomar mayor que P_r dado por la resistencia axial obtenida por la ecuación 3.120.

Diseño a corte

Para pilas los cortantes últimos se debe determinar de acuerdo con la capacidad de los elementos, es decir, el cortante que acompaña al momento balanceado (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

Secciones circulares

Área efectiva para cortante:

$$dv = D - 2rec \quad (3.128)$$

$$A_e = \frac{\pi}{4} * dv^2 \quad (3.129)$$

Donde:

dv: peralte efectivo para corte, [m]

D: diámetro de la sección, [m]

Corte nominal resistente del concreto:

$$V_c = 0.265 * \beta^* * \sqrt{f'_c} * A_e \quad f'_c \left[\frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \right] \quad (3.130)$$

$$V_c = 0.083 * \beta^* * \sqrt{f'_c} * A_e \quad f'_c [\text{MPa}] \quad (3.130)$$

Para secciones a compresión que tienen al menos el acero mínimo de refuerzo transversal se toma $\beta=2$.

Espaciamiento mínimo del acero transversal:

$$S_{\min} = 1.33 * D_{\text{agregado}}$$

Espaciamiento máximo del acero transversal:

$$S_{\max} = 6 * \Phi < 15 \text{ cm}$$

Cortante nominal resistente del acero se calcula con la ecuación 3.107, con las ecuaciones 3.108 y 3.109 el cálculo del cortante nominal para así con la ecuación 3.110 realizar el cálculo del cortante resistente total, tal como se describió para el cabezal.

Refuerzo transversal mínimo:

$$A_v \geq 0.265 * \sqrt{f'_c} * \frac{D * S}{f_y} \quad (3.131)$$

Secciones rectangulares

Se diseña para cada dirección de la sección por separado en ramas cortas y ramas largas, se aplica el mismo procedimiento para secciones circulares con la diferencia de que el área efectiva para corte se calcula como:

$$d = h - z \quad (3.86)$$

$$A_e = b * d \quad (3.132)$$

Donde:

h: altura de la sección, [cm]

d: peralte efectivo, [cm]

b: base de la sección, [cm]

Refuerzo transversal para confinamiento en rótulas plásticas

Espaciamiento máximo del acero transversal para confinamiento

$$S_{m\acute{a}x} = 4 \text{ pulg} = 10.16 \text{ cm}$$

Secciones circulares

Según la (NORMA AASHTO LRFD, 2014), para una columna circular en zonas sísmicas, la cuantía volumétrica de refuerzo espiral, ρ_s , debe satisfacer:

$$\rho_s \geq 0.12 \frac{f'_c}{f_y} \quad (3.133)$$

La norma AASHTO como referencia para el diseño cita la (American Concrete Institute (318-14), 2014), según esta norma el área de refuerzo transversal, A_{sh} , para una columna circular es el mayor valor entre:

$$A_{sh} = \frac{0.45 f'_c d_v S}{4 f_y} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (3.134)$$

$$A_{sh} = \frac{0.12 f'_c d_v S}{4 f_y} \quad (3.135)$$

Donde:

Ash: área de refuerzo transversal para confinamiento, [cm²]

s: espaciamiento vertical de los estribos, [cm]

h_c: dimensión del núcleo de la columna en la dirección considerada, [cm]

A_c: área de confinamiento, igual al área de corte efectivo A_e, [cm²]

A_g: área bruta de la columna, [cm²]

f'_c: resistencia del hormigón, [kg/cm²]

f_y: resistencia del acero, [kg/cm²]

Secciones rectangulares

Se diseña cada dirección por separado, el área de refuerzo transversal, Ash, según la (NORMA AASHTO LRFD, 2014) debe ser el mayor valor entre:

$$Ash = 0.3 * s * h_c * \frac{f'_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (3.136)$$

$$Ash = 0.12 * s * h_c * \frac{f'_c}{f_y} \quad (3.137)$$

Donde:

Ash: área de refuerzo transversal para confinamiento, [mm²]

s: espaciamiento vertical de los estribos, [mm]

h_c: dimensión del núcleo de la columna en la dirección considerada, [mm]

A_c: área de confinamiento, [mm²]

A_g: área bruta de la columna, [mm²]

f'_c: resistencia del hormigón, [MPa]

f_y: resistencia del acero, [MPa]

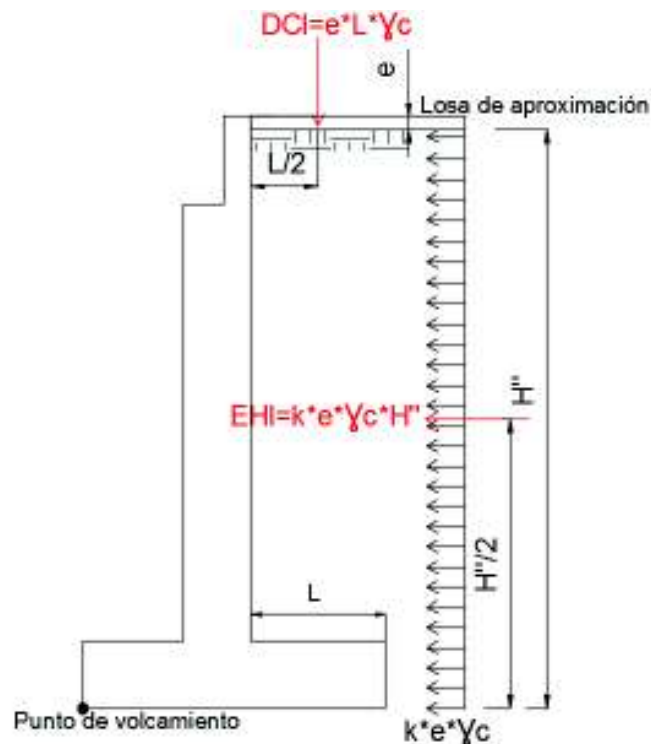
3.4.8 DISEÑO DE ESTRIBOS

3.4.8.1 Cargas verticales

Las cargas actuantes sobre el estribo dependen de las condiciones del proyecto, a continuación, se enlistan las cargas verticales que generalmente están en los diseños de estribos de hormigón armado.

- Peso propio de la superestructura DCs
- Peso propio del asfalto DW
- Peso propio del estribo DCe
- Peso propio de la losa de transición o aproche DCI

FIGURA 3.33 Cargas debido a la losa de transición o aproche



Fuente: (Rodríguez Serquén , 2016)

Donde:

DCI: peso propio de la losa de aproche, [T/m]

EHI: empuje producido por la losa de aproche, [T/m]

k : coeficiente de presión lateral, k_0 suelos en reposo, k_a suelos que alcancen condiciones activas, ecuaciones descritas en el cálculo de empuje de tierras.

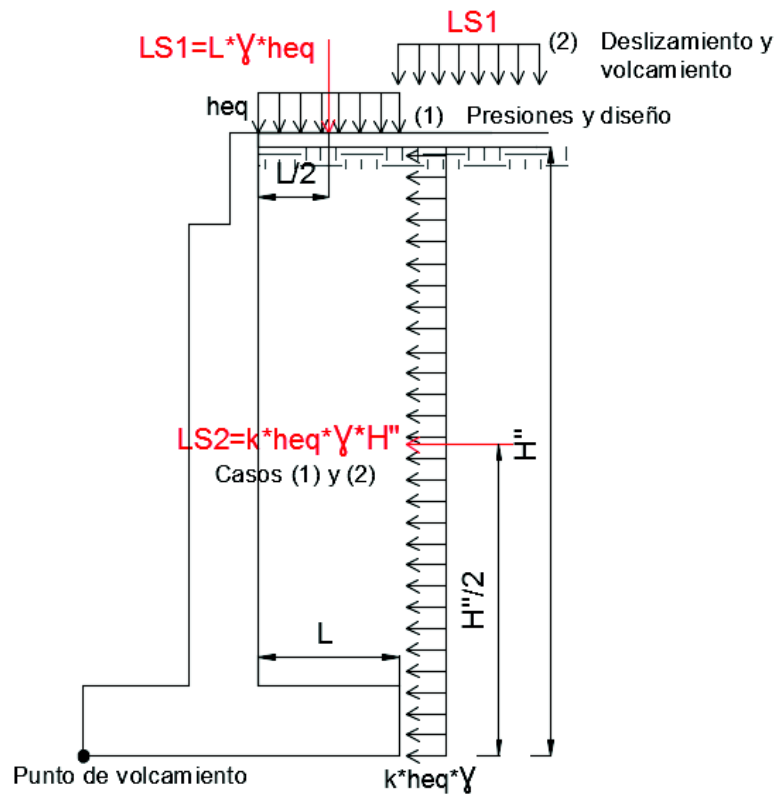
e : espesor de la losa, [m]

γ_c : peso específico del concreto, [T/m³]

- Presión vertical de peso propio del relleno EV
- Carga viva en la superestructura más impacto LL+IM
- Sobrecarga por carga viva en el suelo LS1

La sobrecarga de carga viva se aplica cuando se espera cargas vehiculares sobre el suelo de relleno a una distancia igual a la mitad de la longitud de apoyo (L) detrás de la cara posterior del muro (NORMA AASHTO LRFD, 2014). En la figura 3.34 se muestra la forma de aplicación de la sobrecarga por carga viva.

FIGURA 3.34 Aplicación de la sobrecarga por carga viva LS



FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

Donde:

LS1: sobrecarga por carga viva, [T/m]

LS2: empuje producido por sobrecarga por carga viva, [T/m]

k: coeficiente de presión lateral, k_0 suelos en reposo, k_a suelos que alcancen condiciones activas, ecuaciones descritas en el cálculo de empuje de tierras.

γ : peso específico del suelo, [T/m³]

h_{eq} : altura equivalente debido a carga vehicular, tablas 3.35 y 3.36

TABLA 3.35 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Altura del estribo (m)	h_{eq} (m)
1.5	1.2
3.0	0.9
≥ 6.0	0.6

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

TABLA 3.36 Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre muros de contención paralelos al tráfico

Altura del muro de contención (m)	h_{eq} (m)	
	Distancia desde el respaldo del muro al borde del tráfico	
	0.0m	$\geq 0.3m$
1.5	1.5	0.6
3.0	1.0	0.6
≥ 6.0	0.6	0.6

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

La componente vertical de la carga por sobrecarga viva se desestima cuando se realiza el chequeo al volcamiento y deslizamiento debido a que causan resistencia a estos efectos, se toma en cuenta en el cálculo de presiones y diseño estructural (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

3.4.8.2 Cargas horizontales

A continuación, se enlistan las cargas horizontales que generalmente estarán en los diseños de estribos de hormigón armado.

- Empuje lateral del suelo EH

Los estribos son generalmente muros de contención de tierra, el diseño óptimo de estos elementos requiere la estimación de las presiones de tierra, que se calcularán partiendo de la mecánica de suelos. Los valores de los coeficientes de presión lateral del suelo están basados en la teoría de Coulomb que considera la fricción entre el suelo y el muro, algo que no se considera hipotéticamente en la Teoría de Rankine (Braja M. Das, 2001).

Empuje lateral en reposo

Cuando un muro no cede en absoluto respecto a la masa del suelo, es decir presenta una deformación horizontal nula (Braja M. Das, 2001). El coeficiente de empuje lateral en reposo se determina:

Para suelos normalmente consolidados, terreno nivelado y muro vertical:

$$k_o = 1 - \sin \phi_f \quad (3.139)$$

Para suelos sobreconsolidados:

$$k_o = (1 - \sin \phi_f) * ORC^{\sin \phi_f} \quad (3.140)$$

Donde:

ϕ_f : ángulo de fricción interna (dato brindado por laboratorio de la prueba de corte directo)

OCR: Relación de sobreconsolidación

Presión lateral estática del terreno

Presión lateral activa

De darse desplazamiento, la presión que ejerce el suelo sobre el muro se conoce como presión activa y se calcula con la siguiente expresión:

$$E_a = \frac{1}{2} * k_a * \gamma * H'^2 \quad (3.141)$$

Donde:

γ : peso unitario del suelo, [T/m³]

H'' : altura del estribo que recibe la acción del terreno, [m]

k_a : coeficiente de presión lateral activa del suelo

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f)}{\sin^2\theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) \sin(\phi_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (3.142)$$

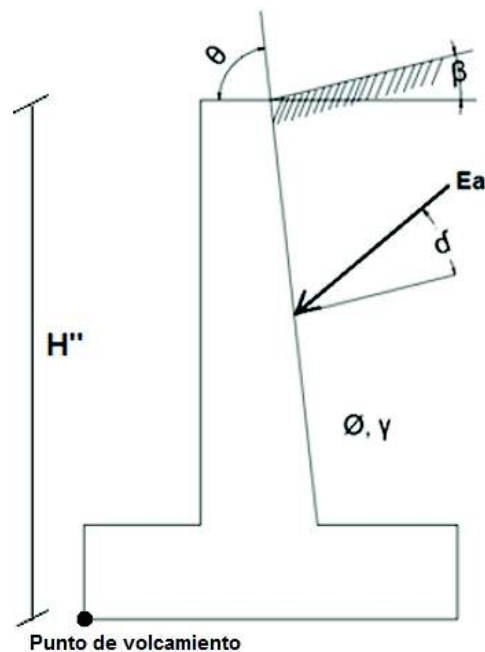
Donde:

θ : ángulo de respaldo del muro respecto a la horizontal, [grados]

δ : ángulo entre el estribo y el suelo de relleno (Tabla 3.11.5.3-1 sugerida por AASHTO LRFD 2014 de la sección 3.11, Anexo 1), [grados]

β : ángulo del suelo de relleno con la horizontal, [grados]

FIGURA 3.35 Notación utilizada para el cálculo de presión activa de tierra



FUENTE: (Braja M. Das, 2001)

Para suelos cohesivos el cálculo de la presión lateral activa del suelo se realiza mediante la ecuación:

$$E_a = k_a * \gamma * H'' + 2c\sqrt{k_a} \quad (3.143)$$

Donde:

c : cohesión del suelo

Presión lateral pasiva

La presión pasiva es la que ejerce el muro sobre el suelo y se puede calcular con la siguiente expresión:

$$E_p = \frac{1}{2} * k_p * \gamma * h^2 \quad (3.144)$$

Donde:

h: profundidad debajo de la superficie del muro, [m]

k_p : coeficiente de presión lateral pasiva del suelo

$$k_p = \frac{\sin^2(\theta - \phi_f)}{\sin^2\theta \sin(\theta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) \sin(\phi_f + \beta)}{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (3.145)$$

Si el ángulo entre el estribo y el suelo (δ) toma valores mayores a la mitad del ángulo de fricción interna (ϕ_f) no es válido utilizar esta expresión puesto que brinda valores crecientes de E_p ya que la superficie de falla real se aleja considerablemente de la superficie de falla teórica, por lo que los valores de k_p se toman del Anexo 2 para muros verticales e inclinados con relleno horizontal y del Anexo 3 para muros verticales con relleno inclinado (NORMA AASHTO LRFD, 2014):

Para suelos cohesivos el cálculo de la presión lateral pasiva del suelo se realiza mediante la ecuación:

$$E_p = k_p * \gamma * h + 2c\sqrt{k_p} \quad (3.146)$$

Si la presión pasiva no está asegurada debido a socavaciones, erosiones, excavaciones o cualquier acto que no demuestre la permanencia de este terreno no se considera en el análisis.

Presión del terreno considerando el efecto sísmico

La teoría de Coulomb para el cálculo de presiones activas se amplía para tomar las fuerzas generadas por sismo que se determinan con el método pseudoestático Mononobe Okabe, mismo que desarrolla una presión de fluido estática equivalente para modelar la presión sísmica del terreno. Para el cálculo de presión incluyendo el efecto sísmico se utiliza la siguiente ecuación:

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * k_{AE} * \gamma * H''^2 \quad (3.147)$$

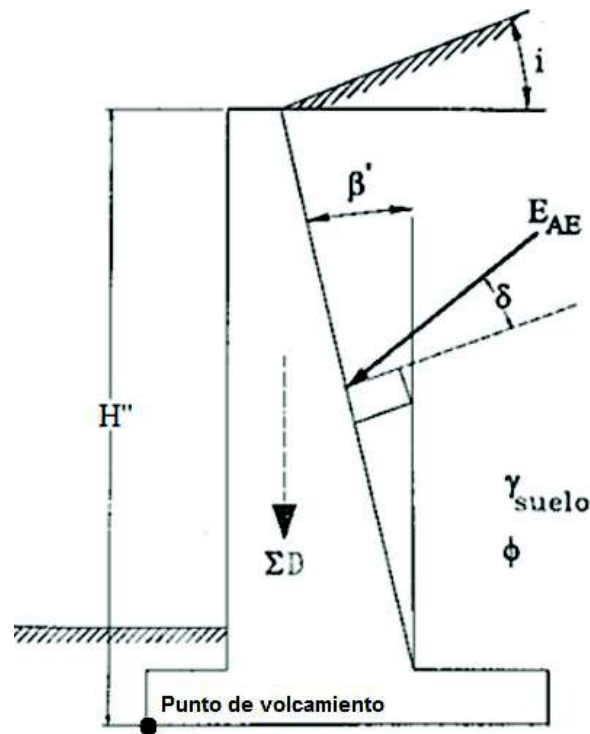
Donde:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi_f - \theta' - \beta')}{\cos \theta' \cos^2 \beta' \cos(\delta + \beta' + \theta') * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) \sin(\phi_f - \theta' - i)}{\cos(\delta + \beta' + \theta') \cos(i - \beta')}} \right]^2} \quad (3.148)$$

i: ángulo del suelo de relleno con la horizontal, [grados]

β' : ángulo de inclinación del muro con la vertical, [grados]

FIGURA 3.36 Notación utilizada para el cálculo de presiones de tierra considerando el efecto sísmico



FUENTE: (Vallecilla Bahena, 2006)

$$\theta' = \arctan\left(\frac{kh}{1-kv}\right) \quad (3.149)$$

kh: coeficiente de aceleración horizontal

kv: coeficiente de aceleración vertical

Para el cálculo de presión del terreno considerando el efecto sísmico kh se calcula en función de la aceleración máxima del terreno mientras que kv es cero (NORMA

AASHTO LRFD, 2014). El valor de k_h está en función de PGA, $k_{h0}=PGA \cdot F_{pga}$, en suelos tipo A y B $k_{h0}=1.2 \cdot PGA \cdot F_{pga}$. El valor de k_{h0} debe reducirse para tomar en cuenta la deformación permitida del muro, para desplazamientos entre 2.5cm-5cm o más (muros de gravedad, voladizo, etc.) se utiliza un $k_h=0.5 \cdot k_{h0}$ (Rodriguez Serquén , 2016).

La presión E_{AE} considera la presión lateral del terreno más el efecto sísmico, por lo tanto, la fuerza de acción sísmica es:

$$\Delta_E = E_{AE} - E_a \quad (3.150)$$

La ubicación de la resultante del empuje estático activo E_a del suelo es a $H''/3$, el empuje dinámico del terreno Δ_E se podría considerar que está ubicado a $0.6H''$, varios diseñadores ubican en $0.5H''$ como una fuerza uniformemente distribuida (Rodriguez Serquén , 2016).

Para la estimación del empuje pasivo considerando el efecto sísmico se hace mediante una espiral logarítmica, no se debe utilizar el método Mononobe Okabe puesto que, se debe tomar la fricción del estribo con el suelo, la falla no lineal que se da en el suelo debido a la presión pasiva y los efectos inerciales de la vibración del terreno para los estribos que se introducen más de 1.5m; para estribos que se introducen menos de 1.5m el cálculo de presión pasiva se realiza como se describe en la sección 3 de la AASHTO LRFD 2014 debido que los efectos inerciales de la vibración del terreno son pequeños.

A falta de investigaciones o directriz específica en cuanto a la presión sísmica pasiva se puede utilizar un ángulo de interfaz del muro (δ) igual a $2/3$ del ángulo de fricción del suelo (NORMA AASHTO LRFD, 2014). Por lo que en el Anexo 4 se presentan valores de k_{PE} para la presión sísmica pasiva tomando en consideración la fricción del estribo con el suelo y la falla no lineal del suelo debido a presión pasiva tomando un ángulo de interfaz del muro igual a $2/3$ del ángulo de fricción del suelo.

- Empuje de tierra por losa de aproximación EHI

- Sobrecarga de carga viva LS2
- Fuerza inercial del estribo PIR

$$PIR = kh * (W_W + W_S) \quad (3.151)$$

Donde:

kh: coeficiente de aceleración horizontal

W_W : peso del muro, [T]

W_S : peso del suelo sobre el muro, [T]

La fuerza total a aplicarse en el estribo considerando la presión sísmica y del terreno debe ser combinando PIR y E_{AE} .

Tomando el mayor resultado de:

- 100% E_{AE} + 50%PIR
- 50% $E_{AE} \geq E_a$ + PIR

- Fuerzas de sismo EQ

Valores obtenidos del cálculo de fuerzas sísmicas.

- Fuerzas de viento WS, WL

Aplicar la metodología del análisis de carga de viento, sección 3.2 de este documento.

- Fuerza de frenado BR
- Cargas CR, BH, TU
- Colisión de vehículos CT
- Cargas hidráulicas WA

Aplicar la metodología de la influencia de ríos, sección 3.3 de este documento.

3.4.8.3 Estados límites aplicables y combinaciones de carga

Tal como se describe en la sección 3.4.1 de este documento.

3.4.8.4 Revisión de la estabilidad del estribo al volcamiento y al deslizamiento

En las secciones 11.5.3 y 11.5.4 de la AASHTO LRFD 2014 indica que el chequeo del estribo al deslizamiento y al vuelco se lo hace para los estados límite de Resistencia y Evento Extremo.

- Volcamiento

Se realiza un chequeo del volcamiento respecto a la punta del estribo, el factor de seguridad al volcamiento debe ser mayor a 2 (Braja M. Das, 2001).

Se calcula de la siguiente manera:

$$FS_{\text{volcamiento}} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

Donde:

$\sum M_R$: sumatoria de momentos respecto a la punta que tienden a resistir el momento

$\sum M_O$: sumatoria de momento respecto a la punta que tienden a voltear el muro

La resultante de las fuerzas debe tener cierta excentricidad permitida con referencia al punto de donde se realiza el chequeo al vuelco (punta del estribo).

Para el estado límite de resistencia debe estar dentro de los dos tercios de la mitad de la base ($e \leq \frac{B}{3}$), de ser suelo rocoso debe estar dentro de nueve décimos de la mitad de la base ($e \leq \frac{9}{20}B$). Para el estado límite de evento extremo si se utiliza un $\gamma_{EQ} = 0$ debe estar dentro de los dos tercios de la mitad de la base ($e \leq \frac{B}{3}$), y si se utiliza un $\gamma_{EQ} = 1.0$ debe estar dentro de ocho décimos de la mitad de la base ($e \leq \frac{2}{5}B$), para valores de $0 \leq \gamma_{EQ} \leq 1.0$ se debe interpolar (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

- Deslizamiento

Se realiza un chequeo al deslizamiento de la base del estribo, el factor de seguridad al deslizamiento debe ser mayor a 1.5 (Braja M. Das, 2001).

Se calcula de la siguiente manera:

$$FS_{\text{deslizamiento}} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d}$$

Donde:

$\sum F_R$: sumatoria de las fuerzas horizontales resistentes al deslizamiento

$\sum F_d$: sumatoria de las fuerzas horizontales de empuje

Según la sección 10.6.3.4 de la AASHTO LRFD 2014 la resistencia al deslizamiento se calcula con la ecuación 3.152, y debe ser igual o mayor a la carga aplicada horizontal total.

$$R_R = \varphi_\tau R_\tau + \varphi_{Ep} R_{Ep} \quad (3.152)$$

$\varphi_\tau R_\tau$ corresponde a una componente friccional y $\varphi_{Ep} R_{Ep}$ corresponde a la presión pasiva.

Donde:

φ_τ : factor de resistencia al corte suelo-cimiento

R_τ : resistencia nominal al deslizamiento suelo-cimiento, [T]

φ_{Ep} : factor de resistencia para la presión pasiva

R_{Ep} : resistencia nominal pasiva del suelo, [T]

Para suelos no cohesivos:

$$R_\tau = V(\tan \delta) \quad (3.153)$$

Donde:

V: fuerza total vertical, [T]

$\tan \delta$: $\tan \emptyset$: hormigón vaciado en el suelo

$0.8 \tan \emptyset$: hormigón prefabricado

Para el estado límite de resistencia φ_τ y φ_{Ep} se toman de la tabla 3.37 mientras que para el estado límite de evento extremo los dos factores toman el valor de 1.

Si la presión pasiva no está asegurada debido a socavaciones, erosiones, excavaciones o cualquier acto que no demuestre la permanencia de este terreno

$\phi_{Ep} = 0$ para los estados límites de resistencia y evento extremo (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

TABLA 3.37 Factores de resistencia para resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales, valores de ϕ_{τ} y ϕ_{Ep} para estado límite de resistencia

		Método/Suelo/Condición	Factor de resistencia
Capacidad de carga	ϕ_b	Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT	0.45
		Métodos Semi-empíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Zapatas sobre roca	0.45
		Pruebas de carga con placa	0.55
Deslizamiento	ϕ_{τ}	Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
		Concreto fundido in situ sobre arena	0.80
		Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	ϕ_{φ}	Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

FUENTE: (NORMA AASHTO LRFD, 2014)

3.4.8.5 Diseño de la armadura del estribo

- **Pantalla**

El acero de flexión, el acero por contracción y temperatura, la limitación de fisuración por distribución de armadura y el diseño a corte se realiza tal como se describe para la viga cabezal de la pila en la sección 3.4.7.4.

CAPÍTULO 4

EJEMPLOS DE CÁLCULO

4.1 EJEMPLO DE CÁLCULO DE SUBESTRUCTURA DE UN PUNTE PARA UN INTERCAMBIADOR

Diseñar la subestructura de un puente viga losa de hormigón armado para un intercambiador de 36m, en Ambato, con las siguientes características:

- Con vientos iguales o menores a 24,6km/h
- Peso específico del concreto 2.447 T/m³, resistencia a la compresión 305 kg/cm², módulo de elasticidad 2.91*10⁶ T/m² (Borja Salazar & Taípe Anasi, 2017)
- Fluencia del acero 4200 kg/cm², módulo de elasticidad del acero 2.04*10⁷ T/m² (Borja Salazar & Taípe Anasi, 2017)
- Suelo tipo B, no cohesivo, peso unitario del suelo 1.7 T/m³, ángulo de fricción interna $\theta = 30^\circ$, ángulo entre el estribo y el suelo de relleno $\delta = 25^\circ$ (tomado del Anexo 1).
- El puente está clasificado en la categoría “otros” de la (NORMA AASHTO LRFD, 2014) y es de dos vanos con una pila intermedia como se muestra en la figura 4.1, por lo tanto, se aplica el método elástico unimodal para el cálculo de las fuerzas sísmicas provenientes de la superestructura. El factor de reducción de fuerza sísmica R según la sección 3.1.5.7 de este documento es:

R=2 para muros y R=3 para pilas tipo columnas.

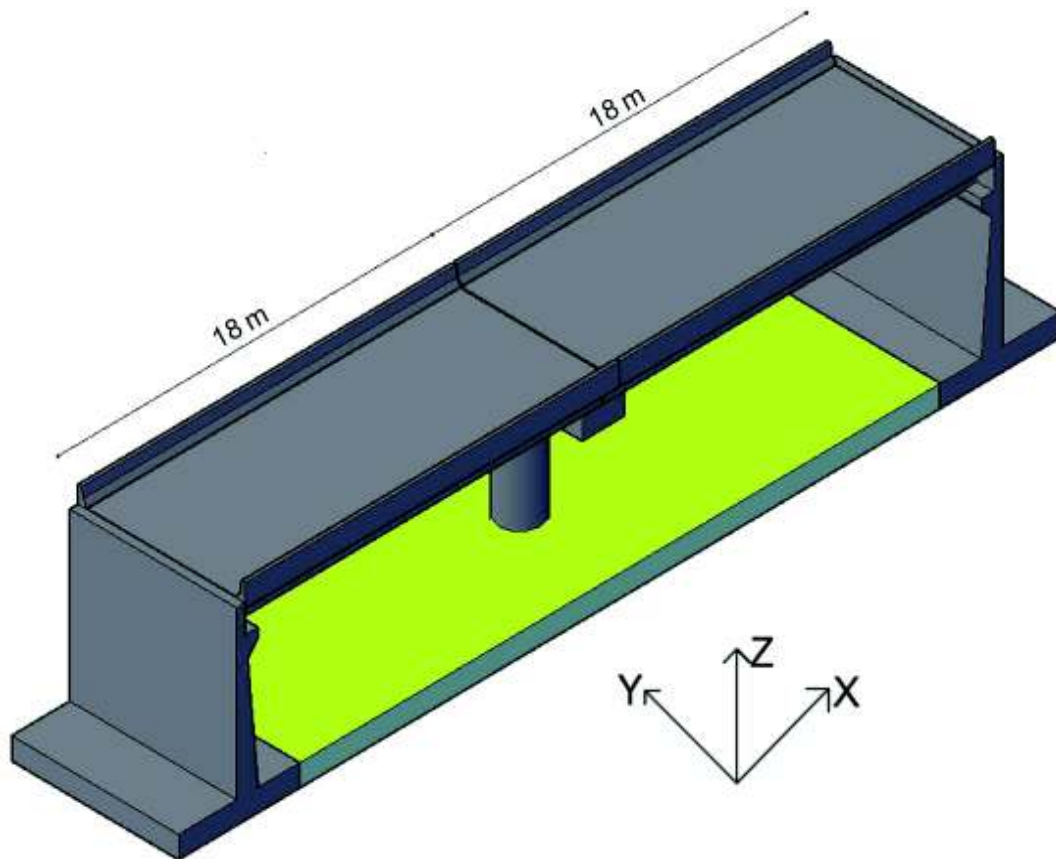
- El diseño y detalle del puente es convencional y es un puente típico con niveles convencionales de redundancia, por lo tanto.

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = 1$$

- Peso de la barrera tipo New Jersey 0.47 T/m. Con un área de su sección transversal de 0.191 m².

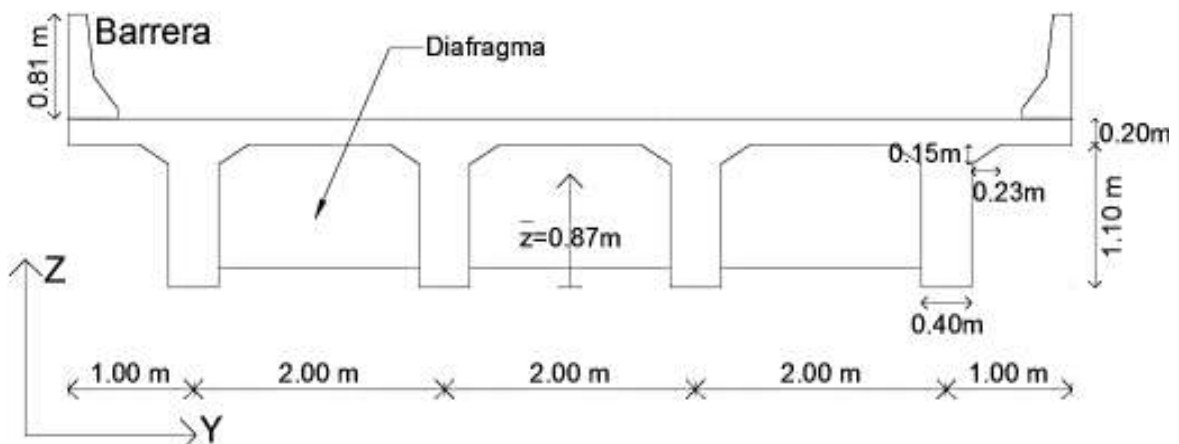
- Para cada vano en su tablero hay tres diafragmas de $0.25\text{m} \times 0.95\text{m} \times 4.8\text{m}$.

FIGURA 4.1 Vista isométrica del ejemplo de puente para un intercambiador



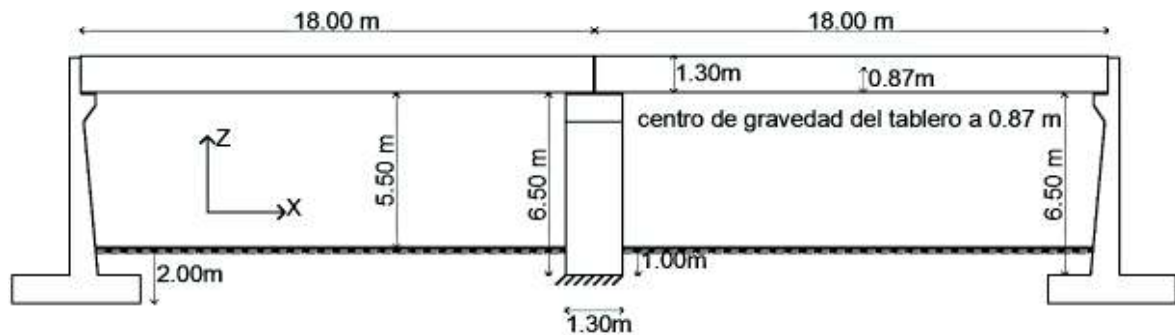
ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

FIGURA 4.2 Vista transversal del tablero del ejemplo de puente para un intercambiador (plano Y-Z)



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

FIGURA 4.3 Vista longitudinal del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

4.1.1 PRE-DIMENSIONAMIENTO

4.1.1.1 Pila

Tomando en cuenta el gálibo de 5.50m para puentes para intercambiadores, asumiendo 1m desde la superficie del suelo a la base del cuerpo de la pila se tiene el pre-dimensionamiento como se muestra en la figura 4.4.

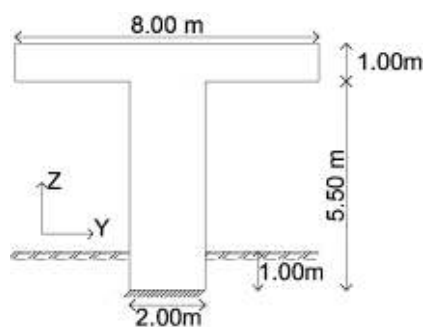
- Diámetro recomendado para la pila

$$D = (H * L)^{0.1} = (6.5 * 18)^{0.1} = 1.61\text{m} \rightarrow \text{Se toma } D = 2\text{m}$$

- Viga cabezal

La base de la viga cabezal es igual al diámetro de la columna y su altura se recomienda sea mayor a 1 metro para cumplir con solicitaciones de flexión y corte, por tanto: $b = 2\text{ m}$; $h = 1\text{ m}$

FIGURA 4.4 Vista transversal de la pila del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

La base se coloca empotrada debido a que el alcance de esta tesis no abarca el diseño de la cimentación.

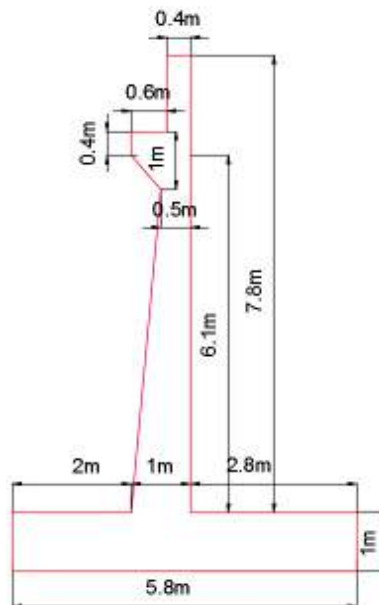
4.1.1.2 Estribo

Estribo de hormigón de concreto armado en voladizo.

Gálibo (puente para un intercambiador):	5.5m
Superestructura:	1.3m
Superficie del suelo a la base de la zapata:	2.0m
Por lo tanto, H:	8.8.m

Si bien el pre-dimensionamiento se realiza en base a la figura 3.31 algunas dimensiones se toman mayores para prever que el estribo pase el chequeo a corte o que pase el chequeo al volcamiento, por lo tanto, el estribo tendría las siguientes dimensiones:

FIGURA 4.5 Pre-dimensionamiento de estribos del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Para el cálculo de la longitud de soporte mínima se tiene:

$$N = (200 + 0.0017 L + 0.0067H)(1 + 0.000125 S^2)$$

L = 18000 mm (Longitud del tablero)

H = 6500mm (Altura de pila adyacente)

S = 5.19° (Ángulo de la cara del estribo $\tan s = \frac{0.5}{5.5}$)

$$\begin{aligned} N_{\text{mín}} &= (200 + 0.0017 (18000) + 0.0067(6500))(1 + 0.000125 (5.19)^2) \\ &= 275.07\text{mm} = 27.6\text{cm} \end{aligned}$$

∴ N = 60cm OK

4.1.2 CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS

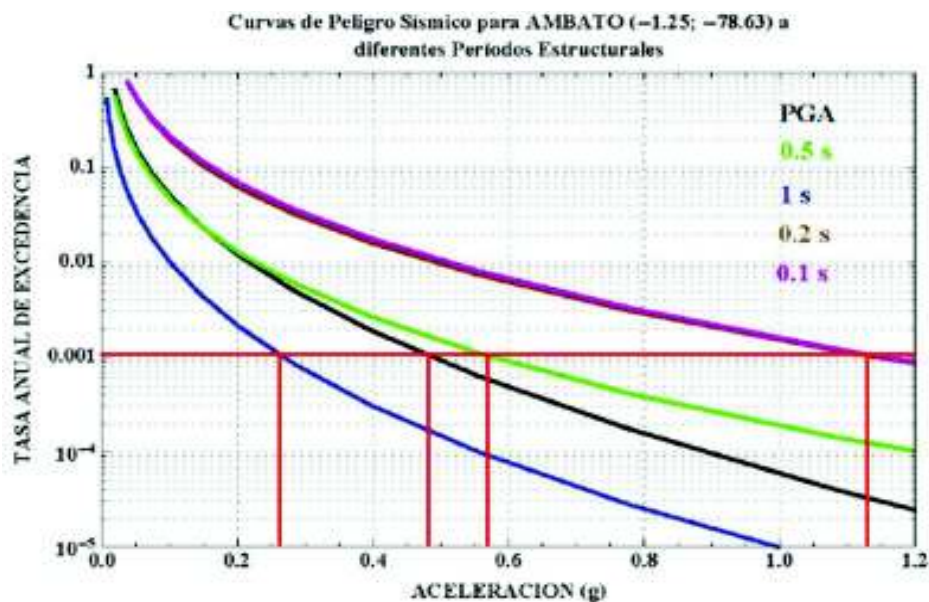
Se aplica la metodología del análisis sísmico, sección 3.1 de este documento.

Espectro de respuesta para Ambato

Se usa la curva de peligro sísmico para Ambato tomado de la (NEC-SE-DS, 2015) como se muestra en la figura 4.6 y se procede a obtener el espectro de aceleraciones para Ambato para un período de retorno de 1000 años como se observa en la figura 4.7.

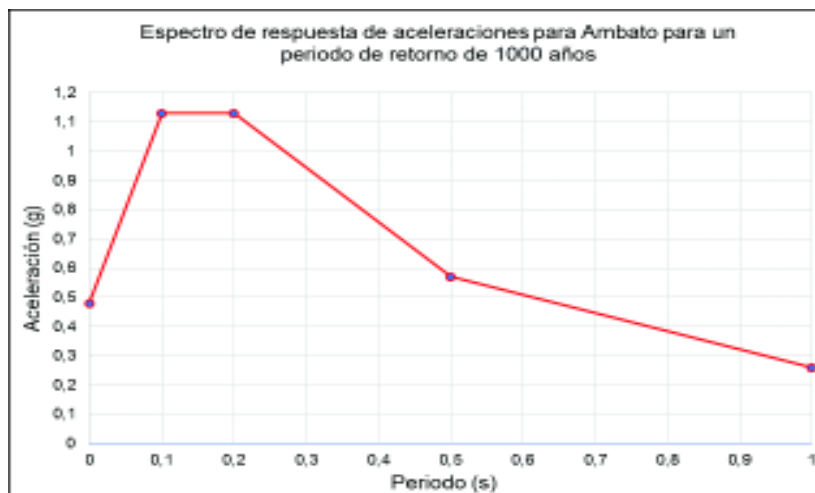
$$T_r = 1000 \text{ años} \rightarrow \lambda = \frac{1}{T} = \frac{1}{1000} = 0.001$$

FIGURA 4.6 Curva de Peligro Sísmico para Ambato



FUENTE: (NEC-SE-DS, 2015)

FIGURA 4.7 Espectro de respuesta de aceleraciones para Ambato para un período de retorno de 1000 años



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

TABLA 4.1 Tabla de apoyo para la elaboración del espectro de respuesta de aceleraciones para Ambato para un período de retorno de 1000 años

T (s)	Aceleración (g)
0	0.48
0.1	1.13
0.2	1.13
0.5	0.57
1	0.26

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

El valor de PGA es 0.48g, para cálculos posteriores se necesita el valor del factor de sitio denominado F_{pga} , que está en función del tipo de suelo, para este caso el suelo es tipo B y con el valor de PGA, según la tabla 3.5 el $F_{pga}=1$.

Debido a que en el ejemplo se describe que el suelo es tipo B el espectro de respuesta de la figura 4.7 es utilizable tal como se presenta, de tratarse de un tipo del suelo diferente al tipo B se debe realizar un estudio de la determinación del espectro de respuesta de manera tal que considere esta afectación debido al tipo de suelo.

Cargas muertas provenientes de la superestructura (ver figura 4.2)

$$\text{Peso de vigas} = 4 * 0,4 * 1,1 * 2,447 = 4,31 \frac{T}{m}$$

$$\text{Peso de 8 cartelas} = 8 * \frac{0.15 * 0.23}{2} * 2.447 = 0.34 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso de la losa} = 8 * 0.2 * 2.447 = 3.92 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso de barreras} = 2 * 0.47 = 0.94 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso de los diafragmas} = 0.25 * 0.95 * 4.8 * 2.447 * \frac{3}{18} = 0.46 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso carpeta asfáltica} = 0.05 * 8 * 2.25 = 0.9 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

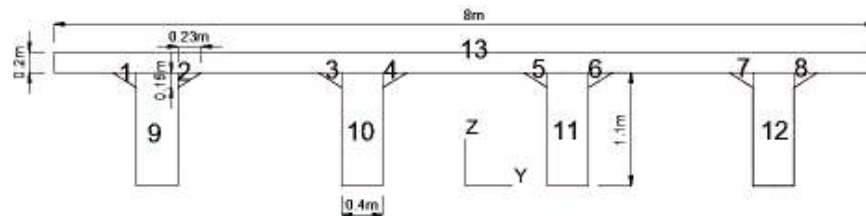
Peso total de la superestructura:

$$w(x) = 4.31 + 0.34 + 3.92 + 0.94 + 0.46 + 0.9 = 10.87 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Esta carga muerta es la utilizada en el cálculo de las fuerzas sísmicas provenientes de la superestructura.

Cálculo de la inercia I_{ZZ} del tablero del puente

FIGURA 4.8 Corte de la superestructura para el cálculo de la inercia I_{ZZ}



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

TABLA 4.2 Tabla de apoyo para el cálculo de la inercia I_{ZZ} de la superestructura

Sección	A: área	z	A*z	y	A*y	A*y ²	lz _{cg}
1	0.0173	1.05	0.0181	-3.28	-0.0565	0.1852	5E-05
2	0.0173	1.05	0.0181	-2.72	-0.0470	0.1279	5E-05
3	0.0173	1.05	0.0181	-1.28	-0.0220	0.0281	5E-05
4	0.0173	1.05	0.0181	-0.72	-0.0125	0.0090	5E-05
5	0.0173	1.05	0.0181	0.72	0.0125	0.0090	5E-05
6	0.0173	1.05	0.0181	1.28	0.0220	0.0281	5E-05
7	0.0173	1.05	0.0181	2.72	0.0470	0.1279	5E-05
8	0.0173	1.05	0.0181	3.28	0.0565	0.1852	5E-05
9	0.4400	0.55	0.2420	-3.00	-1.3200	3.9600	0.0059
10	0.4400	0.55	0.2420	-1.00	-0.4400	0.4400	0.0059
11	0.4400	0.55	0.2420	1.00	0.4400	0.4400	0.0059
12	0.4400	0.55	0.2420	3.00	1.3200	3.9600	0.0059
13	1.6000	1.20	1.9200	0.00	0.0000	0.0000	8.5333
Σ	3.4980		3.0329		0.0000	9.5006	8.5572

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$I_{z_{cg} \text{ viga}} = \frac{1.1 * 0.4^3}{12} = 0.0059 \text{ m}^4$$

$$I_{z_{cg} \text{ cartela}} = \frac{0.15 * 0.23^3}{36} = 0.00005 \text{ m}^4$$

$$\bar{z} = \frac{A * z}{A} = \frac{3.0329}{3.4980} = 0.87 \text{ m}$$

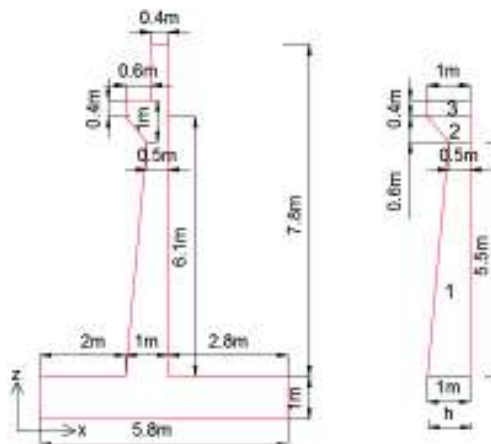
$$I_{zz} = A * y^2 + I_{z_{cg}} = 9.5006 + 8.5572 = 18.06 \text{ m}^4$$

4.1.2.1 Fuerza sísmica longitudinal

Rigidez del estribo en la dirección longitudinal I_{YY}

El pre-dimensionamiento del estribo se muestra en la sección 4.1.1.2 de este documento.

FIGURA 4.9 Vista XZ del estribo y de las áreas consideradas para el cálculo de la rigidez del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Cálculo del área e inercia de la sección 1:

$$h = az + b; \text{ Ec. de la recta}$$

$$h = 1 \rightarrow z = 0; \quad h = 0.5 \rightarrow z = 5.5$$

$$1 = 0 + b \rightarrow b = 1$$

$$0.5 = 5.5 * a + 1 \rightarrow a = -\frac{1}{11}$$

$$h = -\frac{z}{11} + 1; \text{ Ec. de la recta}$$

$$I_{YY1} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{8 * \left(-\frac{z}{11} + 1\right)^3}{12} = \frac{2}{3} \left(-\frac{z}{11} + 1\right)^3 \text{ m}^4$$

$$A1 = b * h = 8 * \left(-\frac{z}{11} + 1\right) \text{ m}^2$$

Cálculo del área e inercia de la sección 2:

$$h = 0.5 \rightarrow z = 5.5; \quad h = 1 \rightarrow z = 6.1$$

$$0.5 = 5.5 * a + b$$

$$1 = 6.1 * a + b$$

$$a = \frac{5}{6}; \quad b = -\frac{49}{12}$$

$$h = \frac{5}{6}z - \frac{49}{12}$$

$$I_{YY2} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{8 * \left(\frac{5}{6}z - \frac{49}{12}\right)^3}{12} = \frac{2}{3} \left(\frac{5}{6}z - \frac{49}{12}\right)^3 \text{ m}^4$$

$$A2 = b * h = 8 * \left(\frac{5}{6}z - \frac{49}{12}\right) \text{ m}^2$$

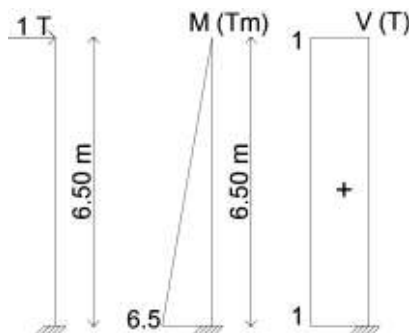
Cálculo del área e inercia de la sección 3:

$$I_{YY3} = \frac{8 * 1^3}{12} = \frac{2}{3} \text{ m}^4$$

$$A3 = 8 * 1 = 8 \text{ m}^2$$

A continuación, se presenta la figura 4.10 con el diagrama de cortante y momento sobre el estribo debido a la carga unitaria aplicada.

FIGURA 4.10 Diagrama de corte y momento por carga unitaria sobre el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Ecuación del momento y del corte debido por carga unitaria:

$$M = 6.5 - z; \quad V = 1$$

Deformación del estribo por la carga unitaria:

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{est}} &= \Sigma \int_0^L \frac{M * m}{EI} dz + f \Sigma \int_0^L \frac{V * v}{GA} dz \\ \Delta_{\text{est}} &= \int_0^{5.5} \frac{(6.5 - z)^2}{2.91 * 10^6 * \frac{2}{3} \left(-\frac{z}{11} + 1\right)^3} dz \\ &\quad + \int_{5.5}^{6.1} \frac{(6.5 - z)^2}{2.91 * 10^6 * \frac{2}{3} \left(\frac{5}{6}z - \frac{49}{12}\right)^3} dz + \int_{6.1}^{6.5} \frac{(6.5 - z)^2}{2.91 * 10^6 * \frac{2}{3}} dz \\ &\quad + 1.2 \int_0^{5.5} \frac{1^2}{1.21 * 10^6 * 8 * \left(-\frac{z}{11} + 1\right)} dz \\ &\quad + 1.2 \int_{5.5}^{6.1} \frac{1^2}{1.21 * 10^6 * 8 * \left(\frac{5}{6}z - \frac{49}{12}\right)} dz + 1.2 \int_{6.1}^{6.5} \frac{1^2}{1.21 * 10^6 * 8} dz \\ \Delta_{\text{est}} &= 8.8172 * 10^{-5} \text{ m} \end{aligned}$$

La rigidez del estribo está dada por:

$$K_{\text{est}} = \frac{P}{\Delta_{\text{est}}} = \frac{1}{8.8172 * 10^{-5}} = 11341.5 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Fuerza sísmica sobre el estribo en la dirección longitudinal del puente

Carga unitaria distribuida:

$$P_0 = 1 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Fuerza aplicada sobre el estribo debido a la carga unitaria:

$$F = L * P_0 = 18 \text{ m} * 1 \frac{\text{T}}{\text{m}} = 18 \text{ T}$$

Deformación del estribo debido a la fuerza F:

$$u_s = \frac{F}{K_{\text{est}}} = \frac{18}{11341.5} = 0.001587 \text{ m}$$

Cálculo del parámetro α :

$$\alpha = L * u_s = 18 * 0.001587 = 0.028568 \text{ m}^2$$

Cálculo del parámetro β :

$$\beta = L * w_{(x)} * u_s = 18 * 10.87 * 0.001587 = 0.310512 \text{ Tm}$$

Cálculo del parámetro Υ :

$$\Upsilon = L * w_{(x)} * u_s^2 = 18 * 10.87 * 0.001587^2 = 4.93 * 10^{-4} \text{ Tm}^2$$

Cálculo del período de vibración:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Upsilon}{p_0 g \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{4.93 * 10^{-4}}{1 * 9.8 * 0.028568}} = 0.26 \text{ seg}$$

Máxima aceleración $S_a = C_{sm}$:

De acuerdo con el espectro de respuesta, figura 4.7, se tiene que para $T = 0.26$ s, la aceleración es $S_a = 1.02g$.

Cálculo de la fuerza sísmica estática equivalente:

$$p_e(x) = \frac{\beta S_a}{\Upsilon} w_{(x)} u_s = \frac{0.310512 * 1.02}{4.93 * 10^{-4}} * 10.87 * 0.001587 = 11.08 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Fuerza sísmica y fuerza de diseño longitudinal sobre el estribo:

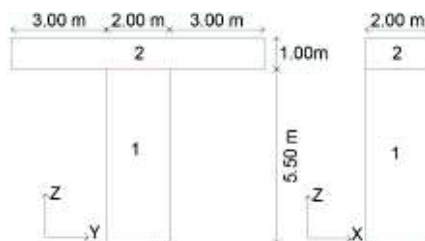
$$F_{\text{sísmica}} = p_e(x) * L = 11.08 * 18 = 199.44 \text{ T}$$

$$F_{\text{diseño}} = \frac{F_{\text{sísmica}}}{R} = \frac{199.44}{2} = 99.72 \text{ T}$$

Rigidez longitudinal de la pila

El pre-dimensionamiento se muestra en la sección 4.1.1.2 de este documento.

FIGURA 4.11 Vistas en elevación de la pila del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Cálculo del área e inercia de la sección 1:

$$I_{YY1} = \frac{\pi * R^4}{4} = \frac{\pi * 1^4}{4} = \frac{\pi}{4} \text{ m}^4$$

$$A1 = \pi * R^2 = \pi * 1^2 = \pi \text{ m}^2$$

Cálculo del área e inercia de la sección 2:

$$I_{YY2} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{8 * 2^3}{12} = \frac{16}{3} \text{ m}^4$$

$$A2 = b * h = 8 * 2 = 16 \text{ m}^2$$

Ecuación del momento y del corte debido por carga unitaria son las mismas calculadas para el caso del estribo.

$$M = 6.5 - z; \quad V = 1$$

Deformación de la pila por la carga unitaria:

$$\Delta_{pila} = \Sigma \int_0^L \frac{M * m}{EI} dz + f \Sigma \int_0^L \frac{V * v}{GA} dz; \quad f_{circular} = \frac{10}{9}; \quad f_{rectangular} = 1.2$$

$$\Delta_{pila} = \int_0^{5.5} \frac{(6.5 - z)^2}{2.91 * 10^6 * \frac{\pi}{4}} dz + \int_{5.5}^{6.5} \frac{(6.5 - z)^2}{2.91 * 10^6 * \frac{16}{3}} dz +$$

$$+ \frac{10}{9} \int_0^{5.5} \frac{1^2}{1.21 * 10^6 * \pi} dz + 1.2 \int_{5.5}^{6.5} \frac{1^2}{1.21 * 10^6 * 16} dz$$

$$\Delta_{pila} = 4.1598 * 10^{-5} \text{ m}$$

La rigidez longitudinal de la pila está dada por:

$$K_{pila} = \frac{P}{\Delta_{pila}} = \frac{1}{4.1598 * 10^{-5}} = 24039.4 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Fuerza sísmica sobre la pila en la dirección longitudinal del puente

Carga unitaria distribuida:

$$P_o = 1 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Fuerza aplicada sobre la pila debido a la carga unitaria:

$$F = L * P_o = 18 * 1 = 18 \text{ T}$$

Deformación de la pila debido a la fuerza F:

$$u_s = \frac{F}{K_{pila}} = \frac{18}{24039.4} = 7.49 * 10^{-4} \text{ m}$$

Cálculo del parámetro α :

$$\alpha = L * u_s = 18 * 7.49 * 10^{-4} = 0.013482 \text{ m}^2$$

Cálculo del parámetro β :

$$\beta = L * w_{(x)} * u_s = 18 * 10.87 * 7.49 * 10^{-4} = 0.146549 \text{ T * m}$$

Cálculo del parámetro γ :

$$\gamma = L * w_{(x)} * u_s^2 = 18 * 10.87 * (7.49 * 10^{-4})^2 = 1.0977 * 10^{-4} \text{ T * m}^2$$

Cálculo del período de vibración:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 g \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{1.0977 * 10^{-4}}{1 * 9.8 * 0.013482}} = 0.18 \text{ seg}$$

Máxima aceleración $S_a = C_{sm}$:

De acuerdo con el espectro de respuesta, figura 4.7, se tiene que para $T = 0.18$ s, la aceleración es $S_a = 1.13$ g.

Cálculo de la fuerza sísmica estática equivalente:

$$pe(x) = \frac{\beta S_a}{\gamma} w_{(x)} u_s = \frac{0.146549 * 1.13}{1.0977 * 10^{-4}} * 10.87 * 7.49 * 10^{-4} = 12.28 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Fuerza sísmica y fuerza de diseño longitudinal sobre la pila:

$$F_{sismica} = pe(x) * L = 12.28 * 18 = 221.04 \text{ T}$$

$$F_{diseño} = \frac{F_{sismica}}{R} = \frac{221.04}{3} = 73.68 \text{ T}$$

4.1.2.2 Fuerza sísmica transversal

Rigidez transversal de la pila

Cálculo del área e inercia de la sección 1:

$$I_{xx1} = \frac{\pi * R^4}{4} = \frac{\pi * 1^4}{4} = \frac{\pi}{4} \text{ m}^4$$

$$A1 = \pi * R^2 = \pi * 1^2 = \pi \text{ m}^2$$

Cálculo del área e inercia de la sección 2:

$$I_{xx2} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{2 * 8^3}{12} = \frac{256}{3} \text{ m}^4$$

$$A2 = b * h = 8 * 2 = 16 \text{ m}^2$$

Ecuación del momento y del corte debido por carga unitaria son las mismas calculadas para el caso del estribo.

$$M = 6.5 - z; \quad V = 1$$

Deformación de la pila por la carga unitaria:

$$\Delta_{pila} = \Sigma \int_0^L \frac{M * m}{EI} dz + f \Sigma \int_0^L \frac{V * v}{GA} dz; \quad f_{circular} = \frac{10}{9}; \quad f_{rectangular} = 1.2$$

$$\Delta_{pila} = \int_0^{5.5} \frac{(6.5 - z)^2}{2.91 * 10^6 * \frac{\pi}{4}} dz + \int_{5.5}^{6.5} \frac{(6.5 - z)^2}{2.91 * 10^6 * \frac{256}{3}} dz +$$

$$+ \frac{10}{9} \int_0^{5.5} \frac{1^2}{1.21 * 10^6 * \pi} dz + 1.2 \int_{5.5}^{6.5} \frac{1^2}{1.21 * 10^6 * 16} dz$$

$$\Delta_{pila} = 4.2 * 10^{-5} \text{ m}$$

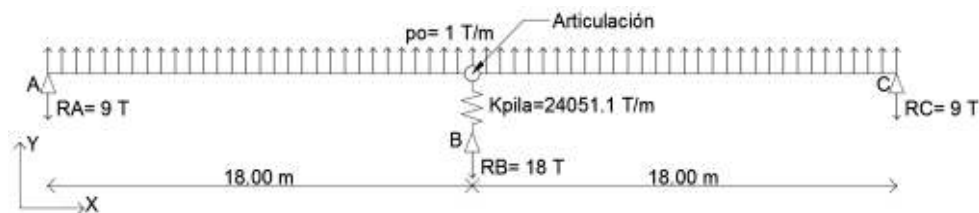
La rigidez transversal de la pila está dada por:

$$K_{pila} = \frac{P}{\Delta_{pila}} = \frac{1}{4.2 * 10^{-5}} = 24051.1 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Fuerzas sísmicas transversales

Cálculo del desplazamiento transversal debido a la carga unitaria p_0 :

FIGURA 4.12 Esquema elástico para el cálculo de las fuerzas sísmicas transversales del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Deformación de la pila:

$$d_{\text{pila}} = \frac{RB}{K_{\text{pila}}} = \frac{18}{24051.1} = 0.000748 \text{ m}$$

Ecuación del momento flector ($0 < x < 18 \text{ m}$):

$$M = 9x - \frac{x^2}{2}$$

Ecuación diferencial de la elástica:

$$EIy'' = -M = \frac{x^2}{2} - 9x$$

$$EIy' = \frac{x^3}{6} - \frac{9x^2}{2} + c_1$$

$$EIy = \frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + c_1x + c_2$$

Condiciones de borde:

Para $x = 0 \rightarrow y = 0$; para $x = 18 \rightarrow y = d_{\text{pila}}$

Satisfaciendo estas condiciones se tiene que $c_2 = 0$; $c_1 = 2427.93$

Por lo tanto, la ecuación de la deformada elástica para ($0 < x < 18 \text{ m}$) es la siguiente:

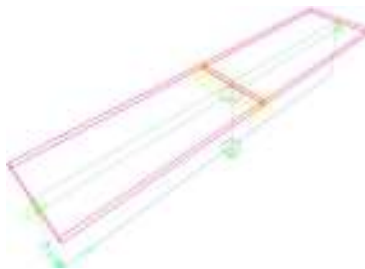
$$y = u_s(x) = \frac{1}{EI} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 2427.93x \right)$$

Donde:

$$EI = 2.91 * 10^6 * 18.06 = 5.255 * 10^7 \text{ Tm}^2$$

Comprobación de la deformación transversal mediante el software SAP 2000:

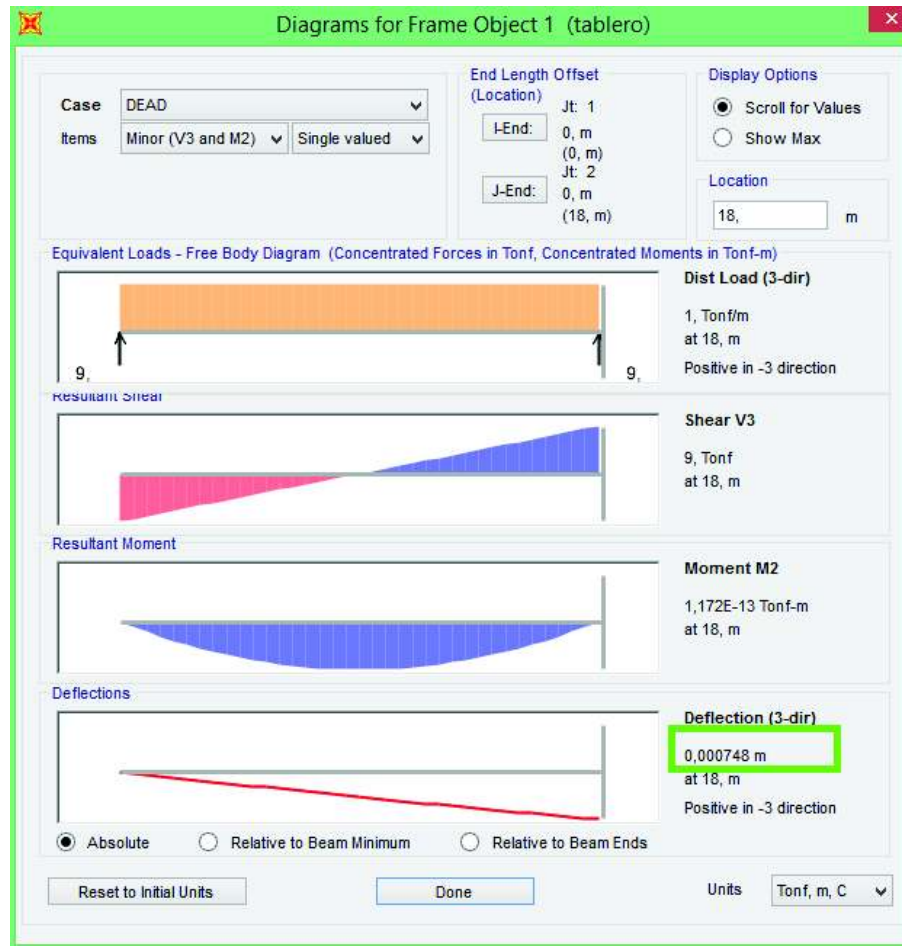
FIGURA 4.13 Modelo ingresado al software SAP 2000 del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

En el programa se chequeó que coincidan la deformada $d_{pila} = 0.000748$ m con la deformación dada por el programa a $x=18$ m, lo cual esta sustentado en la figura 4.14 que se muestra a continuación.

FIGURA 4.14 Diagrama de carga, corte, momento y deformada para el tramo de 0 a 18 m del ejemplo de puentes para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Cálculo del parámetro sísmico α :

$$\alpha = \int_0^L u_s(x) dx = 2 \int_0^{18} \frac{1}{5.255 * 10^7} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 2427.93x \right) dx = 0.014071 \text{ m}$$

Cálculo del parámetro sísmico β :

$$\beta = \int_0^L w(x) u_s(x) dx = 2 \int_0^{18} 10.87 * \frac{1}{5.255 * 10^7} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 2427.93x \right) dx$$

$$\beta = 0.152952 \text{ T * m}$$

Cálculo del parámetro sísmico Υ :

$$\Upsilon = \int_0^L w(x) (u_s(x))^2 dx = 2 \int_0^{18} 10.87 \left(\frac{1}{5.255 * 10^7} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 2427.93x \right) \right)^2 dx$$

$$\Upsilon = 7.806972 * 10^{-5} \text{ T} * \text{m}^2$$

Período de vibración del puente:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Upsilon}{p_0 g \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{7.806972 * 10^{-5}}{1 * 9.8 * 0.014071}} = 0.15 \text{ seg}$$

Máxima aceleración $S_a = C_{sm}$:

De acuerdo con el espectro de respuesta, figura 4.7, se tiene que para $T = 0.15\text{s}$ la aceleración es $S_a = 1.13 \text{ g}$.

Cálculo de la fuerza sísmica estática equivalente:

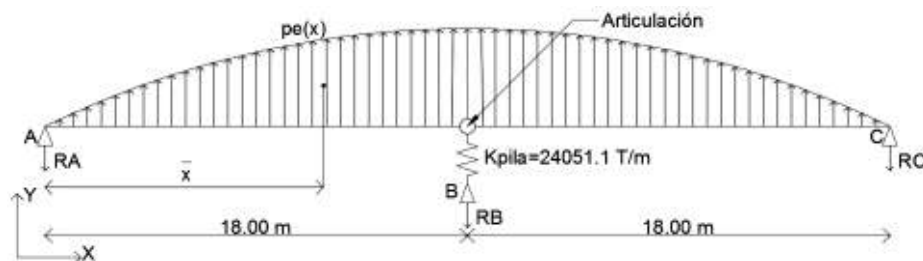
$$p_e(x) = \frac{\beta S_a}{\Upsilon} w(x) u_s(x)$$

$$p_e(x) = \frac{0.152952 * 1.13}{7.806972 * 10^{-5}} * 10.87 * \frac{1}{5.255 * 10^7} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 2427.93x \right)$$

$$p_e(x) = 4.579392 * 10^{-4} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 2427.93x \right) \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

La ecuación $p_e(x)$ representa la carga transversal elástica que actúa sobre el puente como se muestra en la figura 4.15. Las reacciones R_A , R_B , R_C son las fuerzas sísmicas que deben resistir los estribos y la pila del puente.

FIGURA 4.15 Carga transversal elástica equivalente sobre el puente del ejemplo para intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Fuerza puntual equivalente:

$$F_{\text{equivalente}} = \int_0^L pe(x)dx$$

$$F_{\text{equivalente}} = 2 \int_0^{18} 4.579392 * 10^{-4} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 2427.93x \right) dx$$

$$F_{\text{equivalente}} = 338.61 \text{ T}$$

Centroide del diagrama de carga en ($0 < x < 18$):

$$\bar{x} = \frac{\int x * dA}{A}; dA = y * dx$$

$$\bar{x} = \frac{\int_0^{18} x * 4.579392 * 10^{-4} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 2427.93x \right) dx}{\int_0^{18} 4.579392 * 10^{-4} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 2427.93x \right) dx}$$

$$\bar{x} = 11.87 \text{ m}$$

Cálculo de la reacción RA:

$$\Sigma MB = 0; \text{ Del lado izquierdo}$$

$$RA * 18 = \frac{338.61}{2} * (18 - 11.87)$$

$$RA = 57.66 \text{ T} = RC$$

Cálculo de la reacción RB:

$$\Sigma MC = 0$$

$$57.66 * 36 + RB * 18 = 338.61 * 18$$

$$RB = 223.29 \text{ T}$$

Fuerza sísmica y fuerza de diseño transversal sobre el estribo:

$$F_{\text{sísmica}} = RA = 57.66 \text{ T}$$

$$F_{\text{diseño}} = \frac{F_{\text{sísmica}}}{R} = \frac{57.66}{2} = 28.83 \text{ T}$$

Fuerza sísmica y fuerza de diseño transversal sobre la pila:

$$F_{\text{sísmica}} = RB = 223.29 \text{ T}$$

$$F_{\text{diseño}} = \frac{F_{\text{sísmica}}}{R} = \frac{223.29}{3} = 74.43 \text{ T}$$

4.1.3 DISEÑO DE LA PILA

4.1.3.1 Cargas verticales

- Peso propio de la pila DC

Determinación de la carga muerta debido al peso propio de la pila:

Cabezal de la pila = $2 * 1 * 8 * 2.447 = 39.15 \text{ T}$

Pila = $\pi * 1^2 * 5.5 * 2.447 = 42.28 \text{ T}$

Peso total $W = 39.15 + 42.28 = 81.43 \text{ T}$

- Peso propio de la superestructura DC

Reacciones en la viga interior:

Se toma de la tesis de (Borja Salazar & Taípe Anasi, 2017) las siguientes cargas para la viga interior:

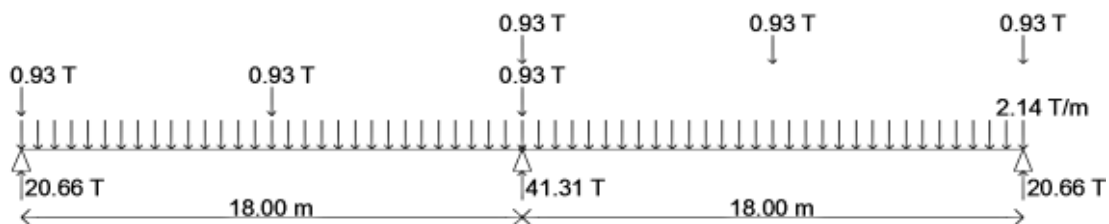
$$W_{DC} = 2.14 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$P_{\text{Diafragma}} = 0.93 \text{ T}$$

$$W_{\text{asf}} = 0.225 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Reacciones por carga muerta:

FIGURA 4.16 Reacciones en la viga interior debido a carga muerta



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

La reacción debido a carga muerta en la viga interior sobre la pila es 41.31 T y es la reacción debido al peso propio de la superestructura en esta viga.

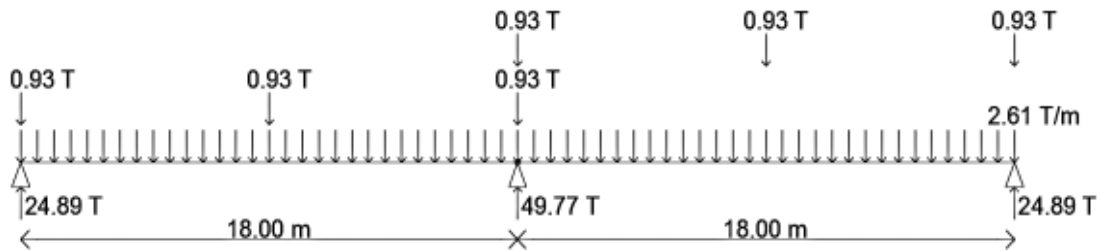
Se toma de la tesis de (Borja Salazar & Taípe Anasi, 2017) las siguientes cargas para la viga exterior:

$$W_{DC} = 2.61 \frac{T}{m}$$

$$P_{\text{Diafragma}} = 0.93 T$$

$$W_{\text{asf}} = 0.225 \frac{T}{m}$$

FIGURA 4.17 Reacciones en la viga exterior debido a carga muerta

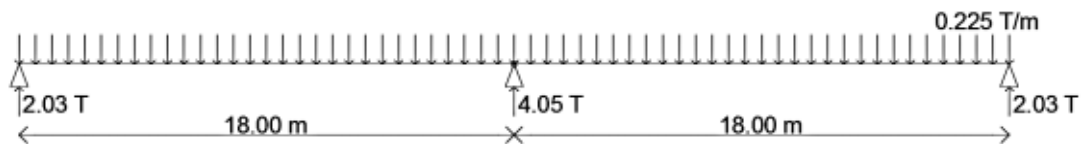


ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

La reacción debido a carga muerta en la viga exterior sobre la pila es 49.77 T y es la reacción debido al peso propio de la superestructura en esta viga.

- Peso propio del asfalto DW

FIGURA 4.18 Reacciones en la viga interior por carga de superficie de rodadura



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Reacción debido a carga por superficie de rodadura en la viga interior = 4.05 T

Las reacciones por superficie de rodadura sobre la viga exterior es la misma que el caso de la viga interior.

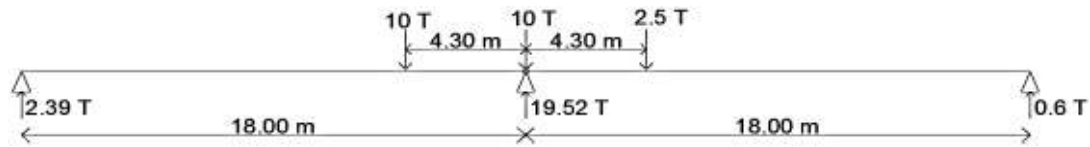
- Carga viva en la superestructura más impacto LL+IM

Reacciones en las vigas del tablero por carga de camión:

Por simplicidad se asume que el caso crítico para la pila es que el eje intermedio del camión se encuentre aplicado directamente sobre la pila.

Se considera el paso solo de una rueda de cada eje y se obtiene la reacción en la pila, luego se la ubica en la sección transversal del puente.

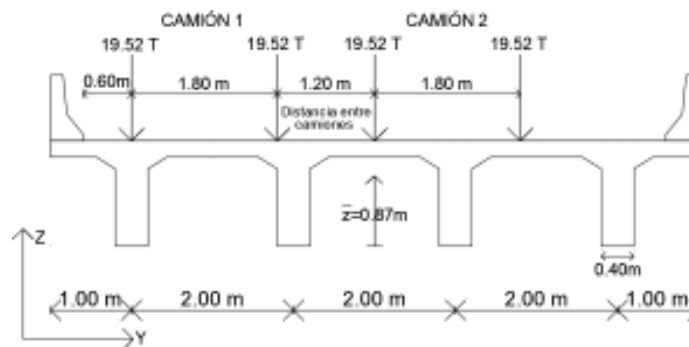
FIGURA 4.19 Reacciones por cada rueda debido al paso del camión de diseño



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

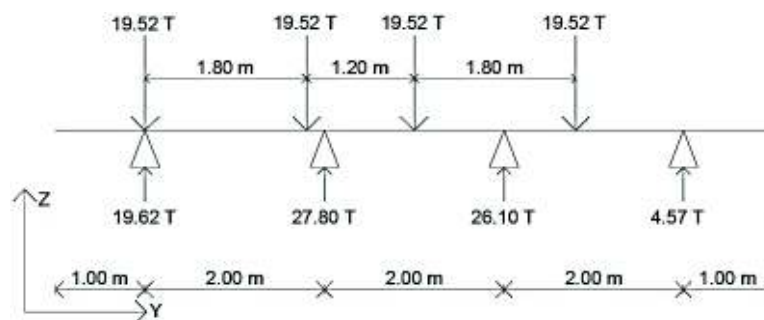
La rueda más cercana a la barrera puede acercarse una distancia mínima de 0.6 metros (NORMA AASHTO LRFD, 2014). Por lo tanto, las reacciones máximas en las vigas del tablero se obtienen de las posiciones de las cargas vivas que produce la máxima excentricidad como se muestra en las figuras 4.20 y 4.21

FIGURA 4.20 Posiciones de las cargas vivas del camión que producen la máxima excentricidad



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

FIGURA 4.21 Reacciones en las vigas del tablero por carga viva del camión

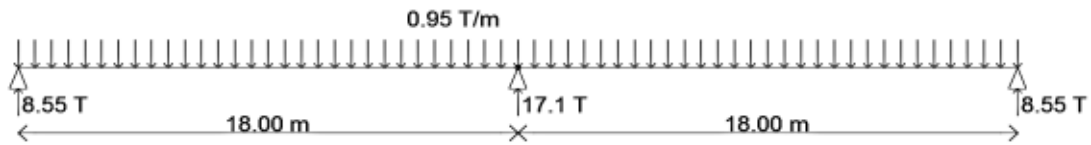


ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Se supone que la misma excentricidad se produce en el lado derecho del tablero, por lo tanto, la reacción producida por el camión en las vigas exteriores es de 19.62 T y en las vigas interiores es de 27.80 T.

Reacciones producidas por la carga de carril:

FIGURA 4.22 Reacciones en la viga interior debido a la carga de carril



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Reacción debido a carga de carril = 17.1 T

Reacciones debido a cargas vivas más impacto LL+IM:

- Viga exterior

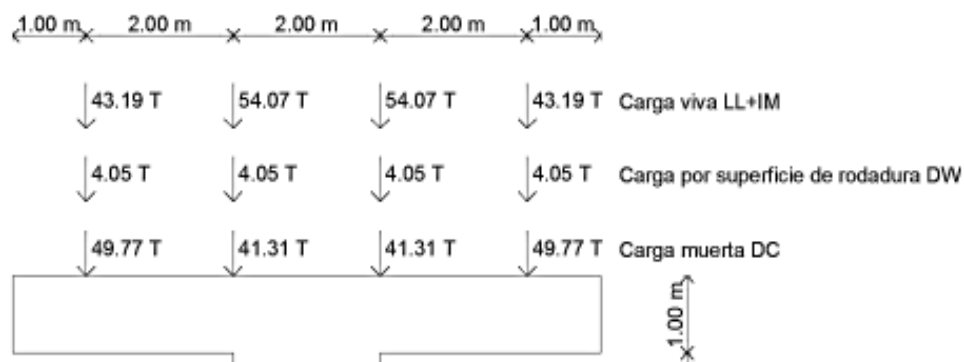
$$LL + IM = 19.62 * 1.33 + 17.1 = 43.19 \text{ T}$$

- Viga interior

$$LL + IM = 27.80 * 1.33 + 17.1 = 54.07 \text{ T}$$

Las cargas verticales que recibe el cabezal de la pila son las reacciones de las vigas interiores y exteriores como se muestra en la figura 4.23.

FIGURA 4.23 Carga vertical puntual proveniente de la superestructura sobre el cabezal de la pila del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Para el diseño del cabezal es conveniente tener las cargas verticales repartidas como se muestra en la figura 4.24 las cuales se obtiene sumando las cargas puntuales y dividiendo para la longitud del cabezal.

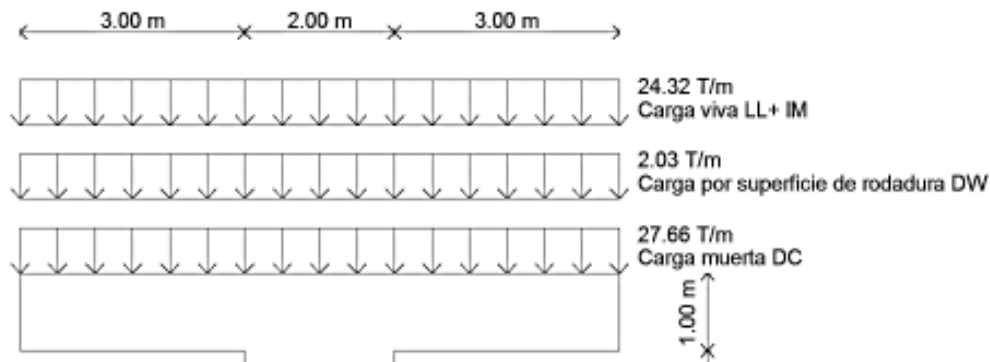
En el caso de la carga muerta DC se le añadió el peso propio del cabezal quedando de la siguiente manera:

$$DC = \frac{2 * 49.77}{8} + \frac{2 * 41.31}{8} + 1 * 2 * 2.447 = 27.66 \frac{T}{m}$$

$$DW = \frac{4.05 * 4}{8} = 2.03 \frac{T}{m}$$

$$LL + IM = \frac{2 * 43.19 + 2 * 54.07}{8} = 24.32 \frac{T}{m}$$

FIGURA 4.24 Carga vertical repartidas sobre el cabezal de la pila del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

4.1.3.2 Cargas horizontales

- Fuerza de frenado BR

Se calcula con los carriles que transportan tráfico en la misma dirección, de suceder que los dos carriles en un futuro transporten tráfico en la misma dirección, o en la actualidad que un camión adelante al otro y ambos frenen en el puente, se tiene:

$$BR1 = 0.25(45 T) * 2vías * 1 = 22.5 T$$

$$BR1 = 0.25 * \text{peso del camión} * \# \text{ carriles} * \text{factor de presencia múltiple}$$

$$BR2 = 0.25(25.5 T) * 2vías * 1 = 12.75 T$$

$$BR2 = 0.25 * \text{peso del tándem} * \# \text{ carriles} * \text{factor de presencia múltiple}$$

$$BR3 = 0.05 \left(45 T + \left(0.95 \frac{T}{m} * 18m \right) \right) * 2vías * 1 = 6.21 T$$

$$BR3 = 0.05 * (\text{peso del camión más peso del carril}) * \# \text{ carriles}$$

* factor de presencia múltiple

$$BR4 = 0.05 \left(25.5 T + \left(0.95 \frac{T}{m} * 18m \right) \right) * 2vías * 1 = 4.26 T$$

$$BR4 = 0.05 * (\text{peso del tándem más el peso del carril}) * \# \text{ carriles}$$

* factor de presencia múltiple

Las vigas son biarticuladas en la pila y en el estribo, por lo que ambos recibirán fuerza de frenado. Como simplificación consideramos que la carga de carril tributa 18m la pila y 9m los estribos.

La fuerza de frenado más crítica es de BR=22.5 T, tanto para el estribo como para la pila y esta aplicada a 1.8m desde la calzada en la dirección longitudinal del puente.

La fuerza de frenado esta aplicada a una distancia desde la base de la pila igual a:

$$Z = 6.5 + 1.3 + 1.8 = 9.6 \text{ m}$$

- Fuerzas de viento WS, WL

La norma (NORMA AASHTO LRFD, 2014) toma una velocidad de viento base igual 160 km/h a una altura de 9.15 metros para emplearlo en su método de cálculos de fuerzas de viento. En Ecuador esa velocidad está alrededor de 75 km/h según la NEC-15 por lo que para el cálculo de estas cargas nos regiremos a la sección 3.2.1.2 de este documento. Por lo tanto la relación $\frac{V_{DZ}}{V_B}$ es igual a 1, entonces según la ecuación 3.47 se toma que la presión de diseño es igual a la presión base.

Para la superestructura, WS

Si son puentes viga losa con tramos menores a 38m y la altura máxima es 9.15m sobre el nivel del terreno o agua, se toma para presión de viento transversal 245 kg/m² y para longitudinal 60 kg/m².

Área de la superestructura sobre la que actua el viento:

Se considera que en el sentido transversal el viento actua sobre el tablero del puente y la barrea, la carga esta aplicada en el centro del Área.

$$A = \text{longitud del tramo adyacente mayor} * h_{\text{superestructura}}$$

$$A = 18 * 1.3 = 23.4 \text{ m}^2 \text{ (Sentido longitudinal)}$$

$$A = 18 * (1.3 + 0.81) = 37.98 \text{ m}^2 \text{ (Sentido transversal)}$$

Fuerza por viento sobre la superestructura en el sentido longitudinal del puente:

$$WS_{lon} = A * P_D \text{ (Sección 3.2.1.2 de este documento)}$$

$$WS_{lon} = 23.4 * \frac{60}{1000}$$

$$WS_{lon} = 1.4 \text{ T}$$

Esta carga WS_{lon} esta aplicada a una distancia desde la base de la pila igual a:

$$Z = 6.5 + \frac{1.3}{2} = 7.15 \text{ m}$$

Fuerza por viento sobre la superestructura en el sentido transversal del puente:

$$WS_{tran} = A * P_D \text{ (Sección 3.2.1.2 de este documento)}$$

$$WS_{tran} = 37.98 * \frac{245}{1000}$$

$$WS_{tran} = 9.31 \text{ T}$$

Esta carga WS_{tran} esta aplicada a una distancia desde la base de la pila igual a:

$$Z = 6.5 + \frac{1.3 + 0.81}{2} = 7.56 \text{ m}$$

Para la subestructura, WS

Las fuerzas transversales y longitudinales por viento sobre la subestructura se calculan con una presión de viento de base igual a 195 kg/m^2 , según la sección 3.2.1.2 de este documento.

Área de la pila sobre la que actua el viento en el sentido longitudinal del puente:

$$A = A_{columna} + A_{cabezal}$$

$$A = 2 * 4.5 + 8 * 1 = 17 \text{ m}^2$$

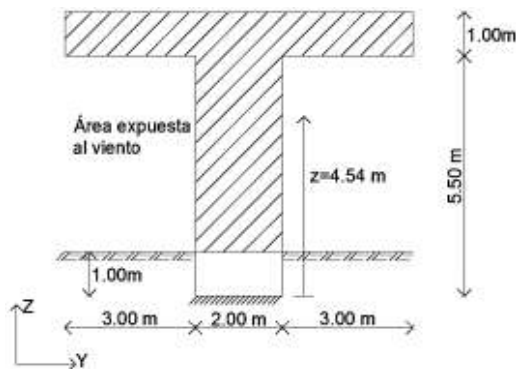
Fuerza por viento sobre la subestructura en el sentido longitudinal del puente:

$$WS_{lon} = 17 * \frac{195}{1000} = 3.32 \text{ T}$$

Esta carga WS_{lon} esta aplicada a una distacia desde la base de la pila igual a:

$$\bar{z} = 1 + \frac{4.5 * 2 * \frac{4.5}{2} + 8 * 1 * (4.5 + 0.5)}{4.5 * 2 + 8 * 1} = 4.54 \text{ m}$$

FIGURA 4.25 Área expuesta al viento en la dirección longitudinal sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. y Suntasig S., 2018)

Área de la pila sobre la que actúa el viento en el sentido transversal del puente:

$$A = A_{\text{columna}} + A_{\text{cabezal}}$$

$$A = 2 * 4.5 + 2 * 1 = 11 \text{ m}^2$$

Fuerza por viento sobre la subestructura en el sentido transversal del puente:

$$WS_{\text{tran}} = 11 * \frac{195}{1000} = 2.15 \text{ T}$$

Esta carga WS_{tran} está aplicada a una distancia desde la base de la pila igual a:

$$Z = 1 + \frac{5.5}{2} = 3.75 \text{ m}$$

Fuerza por viento sobre los vehículos WL

En la sección 3.2.1.3. de este documento se describe el cálculo de ésta fuerza, se toma los valores de 150 kg/m en sentido longitudinal y 60 kg/m en sentido transversal y esta aplicada a 1.8 metros sobre la calzada (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

$$WL_{\text{long}} = \frac{60 * 18}{1000} = 1.08 \text{ T}$$

$$WL_{\text{trans}} = \frac{150 * 18}{1000} = 2.7 \text{ T}$$

Estas cargas WL_{long} y WL_{trans} están aplicadas a una distancia desde la base de la pila igual a:

$$Z = 6.5 + 1.3 + 1.8 = 9.6 \text{ m}$$

- Fuerzas de sismo EQ

Centro de gravedad de la pila, donde V es el volumen:

$$\bar{z} = \frac{\sum(V * \bar{z})}{\sum V} = \frac{2 * 1 * 8 * \left(5.5 + \frac{1}{2}\right) + \pi * 1^2 * 5.5 * \frac{5.5}{2}}{2 * 1 * 8 + \pi * 1^2 * 5.5} = 4.31 \text{ m}$$

Fuerza sísmica proveniente de la inercia de la pila

PGA = 0.48 (Sección 4.1.2)

$F_{pga} = 1$ (Tabla 3.5)

Suelo tipo B $\therefore k_h = 1.2 * 0.5 * PGA * F_{pga}$

$$k_h = 1.2 * 0.5 * 0.48 * 1 = 0.29$$

Con $k_h = 0.29$ y $W = 81.43 \text{ T}$ (peso de la pila, Sección 4.1.3.1)

$$F_{s\acute{m}ica} = k_h * W = 0.29 * 81.43 = 23.61 \text{ T}$$

Esta fuerza sísmica se aplica en el centro de gravedad de la pila en las dos direcciones.

Fuerza sísmica debido a la superestructura

La fuerza sísmica proveniente de la superestructura se las calculó en la sección 4.1.2 de este documento y actúan en el centro de gravedad del tablero.

Fuerza sísmica y fuerza de diseño longitudinal sobre la pila:

$$F_{s\acute{m}ica} = pe(x) * L = 12.28 * 18 = 221.04 \text{ T}$$

$$F_{dise\acute{n}o} = \frac{F_{s\acute{m}ica}}{R} = \frac{221.04}{3} = 73.68 \text{ T}$$

Fuerza sísmica y fuerza de diseño transversal sobre la pila:

$$F_{s\acute{m}ica} = RB = 223.29 \text{ T}$$

$$F_{dise\acute{n}o} = \frac{F_{s\acute{m}ica}}{R} = \frac{223.29}{3} = 74.43 \text{ T}$$

Estas fuerzas se aplican en el centro de gravedad de la superestructura y a una distancia desde la base de la pila igual a:

$$Z = 6.5 + 0.87 = 7.37 \text{ m}$$

- Cargas CR, BH, TU

“Mediante investigaciones anteriores se ha demostrado que, para tipos de estructura comunes no es necesario evaluar la redistribución de las fuerzas como resultado del flujo plástico y de la retracción” (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

- Colisión de vehículos CT

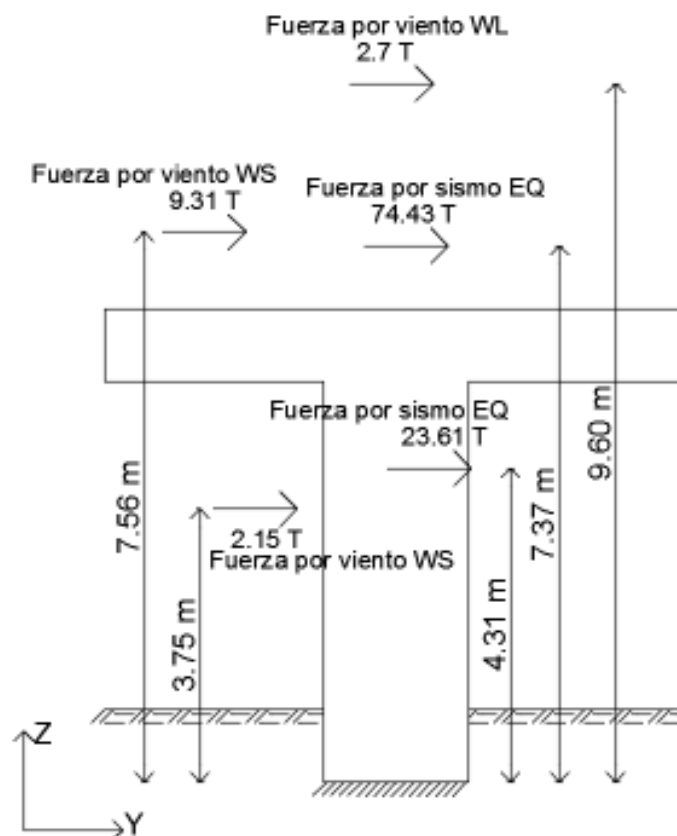
Se considera que la estructura tiene barreras anti-choques.

- Cargas hidráulicas WA

No se considera cargas hidráulicas debido a que es un ejemplo de puente para intercambiador.

A continuación, se muestra en la figura 4.26 un esquema con las fuerzas horizontales actuantes en la pila en el plano Z-Y.

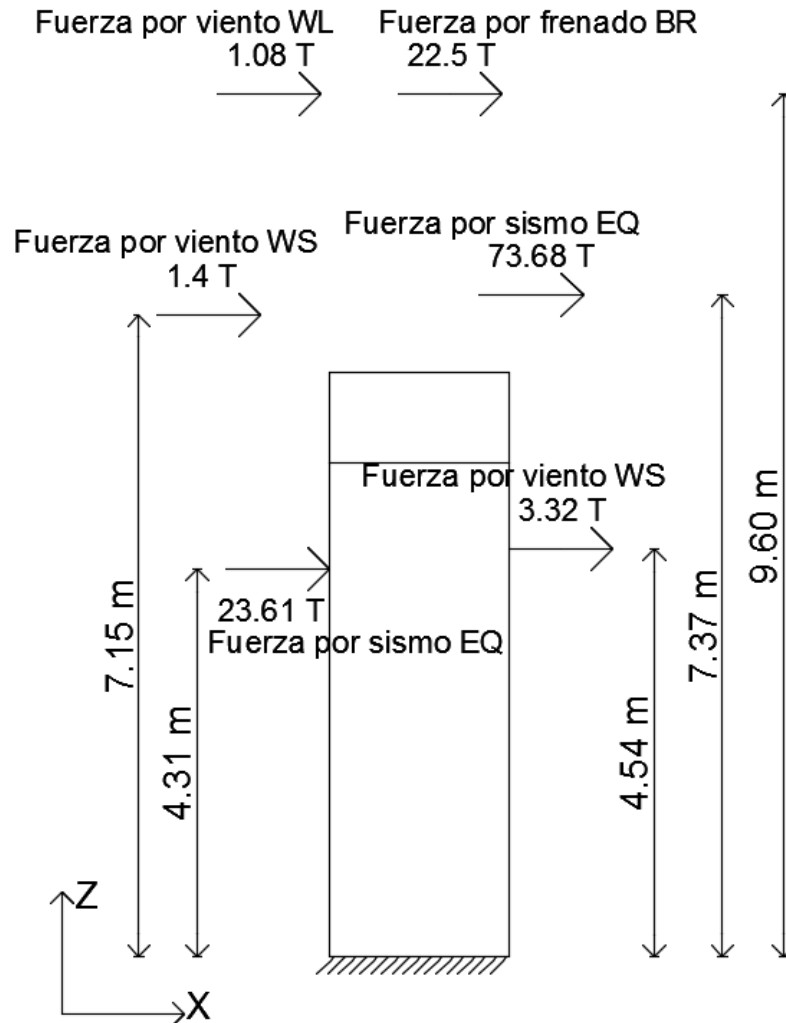
FIGURA 4.26 Fuerzas horizontales sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador en el plano Y-Z



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Y en la figura 4.27 se representan las fuerzas horizontales actuantes en la pila en el plano X-Z

FIGURA 4.27 Fuerzas horizontales sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador en el plano X-Z



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

4.1.3.3 Estados límites aplicables y combinaciones de carga

Las combinaciones de carga aplicados al ejemplo son los estados límites de Resistencia I y V, Evento extremo I y Servicio I.

A continuación, se presenta el resumen de las cargas aplicadas sobre la pila con sus respectivos factores de carga de acuerdo con los estados límites descritos en la sección 3.4.1 de este documento.

TABLA 4.3 Resumen de cargas verticales sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador

RESUMEN DE CARGAS VERTICALES					
TIPO	CARGA (T/m)	FACTOR DE CARGA γ			
		RESISTENCIA I	RESISTENCIA V	EXTREMO I	SERVICIO I
DC	27.66	1.25	1.25	1.25	1
DW	2.03	1.5	1.5	1.5	1
LL+IM	24.32	1.75	1.35	0.5	1

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

TABLA 4.4 Resumen de cargas horizontales sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador en el plano Y-Z

RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES PLANO Y-Z					
TIPO	CARGAS (T)	FACTOR DE CARGA γ			
		RESISTENCIA I	RESISTENCIA V	EXTREMO I	SERVICIO I
WL	2.7	0	1	0	1
WS	9.31	0	0.4	0	0.3
WS	2.15	0	0.4	0	0.3
EQ	74.43	0	0	1	0
EQ	23.61	0	0	1	0

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

TABLA 4.5 Resumen de cargas horizontales sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador en el plano X-Z

RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES PLANO X-Z					
TIPO	CARGAS (T)	FACTOR DE CARGA γ			
		RESISTENCIA I	RESISTENCIA V	EXTREMO I	SERVICIO I
BR	22.5	1.75	1.35	0.5	1
WL	1.08	0	1	0	1
WS	1.4	0	0.4	0	0.3
WS	3.32	0	0.4	0	0.3
EQ	73.68	0	0	1	0
EQ	23.61	0	0	1	0

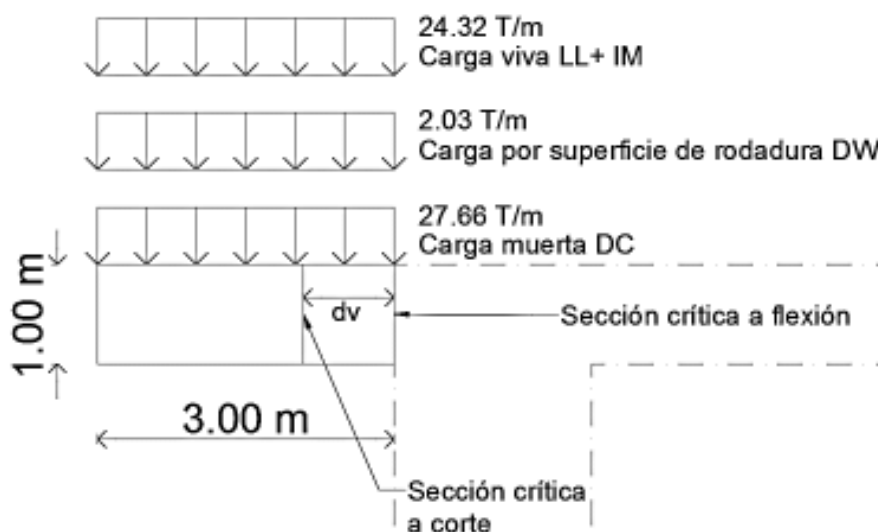
ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

4.1.3.4 Diseño de la armadura

- **Cabezal**

Las cargas que intervienen en el diseño del cabezal son únicamente las cargas verticales y se lleva a cabo en la sección de la cara de la columna.

FIGURA 4.28 Sección de diseño de la viga cabezal del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Acero de flexión

Cálculo del momento último negativo:

TABLA 4.6 Momentos últimos para el diseño de la viga cabezal del ejemplo de puente para un intercambiador

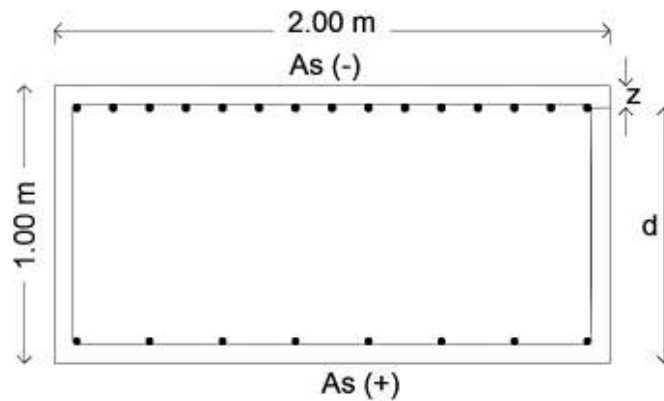
MOMENTOS ULTIMOS SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES							
ESTADOS LÍMITES	TIPO	CARGA (T/m)	CARGA EQUIV. (T)	γ	Y (m)	M (Tm)	Mu (Tm)
RESISTENCIA I	DC	27.66	82.98	1.25	1.5	155.59	360.81
	DW	2.03	6.09	1.5	1.5	13.70	
	LL+IM	24.32	72.96	1.75	1.5	191.52	
RESISTENCIA V	DC	27.66	82.98	1.25	1.5	155.59	317.03
	DW	2.03	6.09	1.5	1.5	13.70	
	LL+IM	24.32	72.96	1.35	1.5	147.74	
EXTREMO I	DC	27.66	82.98	1.25	1.5	155.59	224.01
	DW	2.03	6.09	1.5	1.5	13.70	
	LL+IM	24.32	72.96	0.5	1.5	54.72	
SERVICIO I	DC	27.66	82.98	1	1.5	124.47	243.05
	DW	2.03	6.09	1	1.5	9.14	
	LL+IM	24.32	72.96	1	1.5	109.44	

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

El momento ultimo más crítico está dado por el estado límite de resistencia I y es igual a 360.81 Tm, tomando en cuenta que $n = n_D * n_R * n_I = 1$.

La sección pre-dimensionada para la viga cabezal se muestra en la figura 4.29, en dicha sección se muestra la cantidad de acero y recubrimiento que se estima para la sección y posteriormente se comprueba dichos valores.

FIGURA 4.29 Sección del cabezal con el acero a flexión propuesto del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Usando varilla de 32 mm y estribos de 12 mm

$$z = \text{rec} + \phi_{\text{est}} + \frac{\phi}{2} = 5 + 1.2 + \frac{3.2}{2} = 7.8 \text{ cm}$$

rec = 5 cm para subestructuras

$$d = h - z = 100 - 7.8 = 92.2 \text{ cm}$$

Capacidad a flexión de la sección supuesta:

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

$$a = \frac{As * 4200}{0.85 * 305 * 200}$$

$$M_n = \phi * As * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

El M_n debe ser al menos igual M_u , se tiene:

$$360.81 * 10^5 = 0.9 * As * 4200 \left(92.2 - \frac{a}{2}\right)$$

$$\phi = 0.9 \text{ (ver sección 3.4.2)}$$

Al resolver el sistema de ecuaciones se tiene:

$$a = 8.81 \text{ cm}$$

$$A_s = 108.72 \text{ cm}^2$$

Cantidad de varillas:

$$\text{Usando } 14\emptyset 32 \text{ mm} \rightarrow A_s = \pi \left(\frac{3.2}{2} \right)^2 * 14 = 112.60 \text{ cm}^2 > 108.72 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

Momento nominal Mn:

$$M_n = 0.9 * 112.60 * 4200 \left(92.2 - \frac{8.81}{2} \right) * \frac{1}{10^5} = 373.68 \text{ Tm} > M_u = 360.81 \text{ Tm OK!}$$

Acero máximo

En la (NORMA AASHTO LRFD, 2014) no se especifica un límite para el acero máximo.

Acero mínimo

El menor valor entre:

- M_{cr}

$$f_r = 2.01 * \sqrt{f'_c} = 2.01 * \sqrt{305} = 35.1 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{b * h^2}{6} = \frac{200 * 100^2}{6} = 333333.33 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} = 1.1 * f_r * S = 1.1 * 35.1 * 333333.33 = 128.7 \text{ Tm}$$

- 1.33 M_u

$$1.33 * M_u = 1.33 * 360.81 = 479.88 \text{ Tm}$$

El menor valor es M_{cr}=128.7 Tm y el momento nominal es M_n= 373.68 Tm, por lo tanto, nuestra cuantía de acero es mayor a la cuantía mínima OK!

Acero positivo

Como en la sección de la viga cabezal no actúa un momento positivo, la cuantía de acero positivo se toma como la cuantía mínima para resistir el momento M_{cr}=128.7 Tm.

$$A_s = \frac{M_{cr}}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{128.7 * 10^5}{0.9 * 4200 * \left(92 - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{A_s * 4200}{0.85 * 305 * 200}$$

$$a = 3.05 \text{ cm}$$

$$A_{s_{\text{positivo}}} = 37.63 \text{ cm}^2 \rightarrow 8\Phi 25 \text{ mm}$$

Acero por contracción y temperatura

$$A_{s_{\text{tem}}} = \frac{756 * b * h}{4200 * 2 * (b + h)}$$

$$A_{s_{\text{tem}}} = \frac{756 * 200 * 100}{4200 * 2(200 + 100)} = 6.0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$2.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 6.0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 12.70 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \text{ OK!}$$

El espacio es: $S = h - 2 * z = 1 - 2 * 0.078 = 0.84 \text{ m}$

$$A_{s_{\text{tem}}} = 6.0 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * 0.84 \text{ m} = 5.06 \text{ cm}^2 \text{ (Cada cara)}$$

Usamos $4\Phi 14 \text{ mm} = 6.16 \text{ cm}^2 > 5.06 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$

Separación máxima del acero de contracción y temperatura

$$S_{\text{máx}} = 3 * t = 3 * 100 = 300 \text{ cm y } S_{\text{máx}} = 45 \text{ cm}$$

Separación del acero de contracción y temperatura real:

$$S = \frac{84}{3} = 28 \text{ cm} < 45 \text{ cm OK!}$$

Limitación de fisuración por distribución de armadura

El momento último del estado de servicio I se muestra en la tabla 4.6 y es igual a:

$$M_s = 243.05 \text{ Tm}$$

Ubicación del eje neutro:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 * 10^7}{2.91 * 10^6} = 7$$

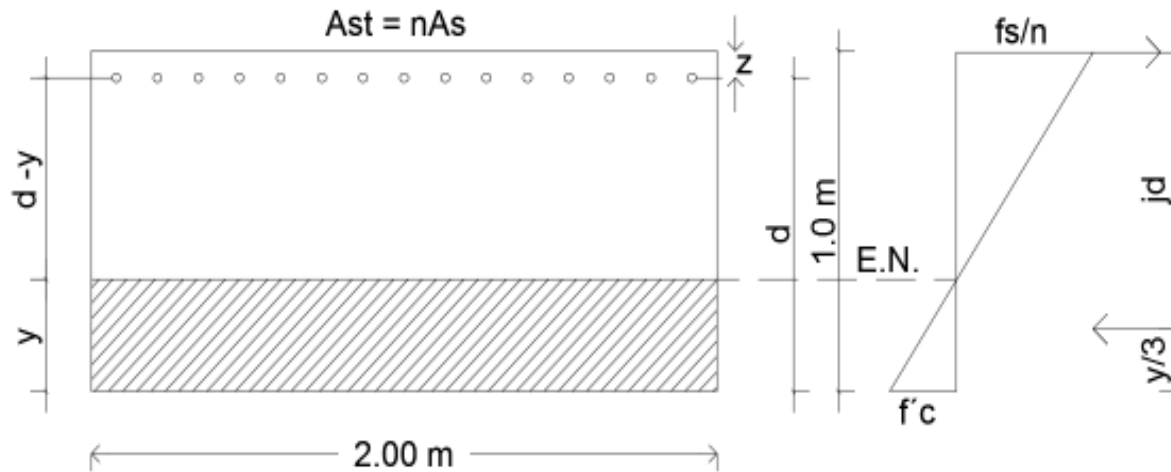
Área de acero transformada:

$$A_{st} = n * A_s$$

$$A_{st} = 7 * 112.60$$

$$A_{st} = 788.2 \text{ cm}^2$$

FIGURA 4.30 Sección de ayuda para el chequeo a fisuramiento del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Momento respecto del eje neutro para determinar y:

$$b * y * \left(\frac{y}{2}\right) = A_{st} * (d - y)$$

$$200 * y * \left(\frac{y}{2}\right) = 788.2 * (92.2 - y)$$

$$y = 23.30 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio:

$$jd = d - \frac{y}{3} = 92.2 - \frac{23.30}{3} = 80.55 \text{ cm}$$

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(jd) * A_s}$$

$$f_{ss} = \frac{243.05 * 10^5}{80.55 * 112.60} = 2679.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo del acero bajo cargas de servicio debe ser menor o igual a $0.6f_y$.

$$f_{ss} \leq 0.6 * f_y$$

$$f_{ss} \leq 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$2679.73 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ No Cumple!}$$

Aumentamos el valor de A_s

$$\text{Si: } A_s = 15\Phi 32 \text{ mm} = 120.64 \text{ cm}^2$$

Área de acero transformada:

$$A_{st} = n * A_s$$

$$A_{st} = 7 * 120.64$$

$$A_{st} = 844.48 \text{ cm}^2$$

Momento respecto del eje neutro para determinar y :

$$b * y * \left(\frac{y}{2}\right) = A_{st} * (d - y)$$

$$200 * y * \left(\frac{y}{2}\right) = 844.48 * (92.2 - y)$$

$$y = 24 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio:

$$jd = d - \frac{y}{3} = 92.2 - \frac{24}{3} = 84.2 \text{ cm}$$

$$f_{ss} = \frac{M_s}{(jd) * A_s} = \frac{243.05 * 10^5}{84.2 * 120.64}$$

$$f_{ss} = 2392.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

El esfuerzo del acero bajo cargas de servicio debe ser menor o igual a $0.6f_y$.

$$f_{ss} \leq 0.6 * f_y$$

$$f_{ss} \leq 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$2392.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \text{ Ok Cumple!}$$

Separación máxima de la armadura:

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

$$\beta_s = 1 + \frac{7.8}{0.7 * (100 - 7.8)} = 1.12$$

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{125000 * Y_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2d_c$$

$Y_e = 0.75$ por su condición de subestructura

$$S_{m\acute{a}x} = \frac{125000 * 0.75}{1.12 * 2392.72} - 2 * 7.8 = 19.38 \text{ cm}$$

Separación de la armadura a flexión:

$$S = \frac{b - 2 * z}{\#var - 1} = \frac{200 - 2 * 7.8}{15 - 1} = 13.17 \text{ cm} < 19.38 \text{ cm OK!}$$

Limitación de la fisuración del alma

$$A_{sk} \geq 0.1 * (d_l - 76) \leq \frac{A_s}{4}; d_l = d$$

$$A_{sk} = 0.1 * (92.2 - 76) = 1.62 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Ask requerido por cara:

$$A_{sk} = 1.62 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * 1 \text{ m} = 1.62 \text{ cm}^2 \leq \frac{120.64 \text{ cm}^2}{4} = 30.16 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

Suministrando el acero por contracción y temperatura antes calculado:

$$4\Phi 14 \text{ mm} = 6.16 \text{ cm}^2 > 1.62 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

Diseño a corte

El cortante último está dado por el estado límite de Resistencia I y es de 205.05 T.

Peralte de corte efectivo

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

$$a = \frac{120.64 * 4200}{0.85 * 305 * 200} = 9.77 \text{ cm}$$

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

$$dv = 92.2 - \frac{9.77}{2} = 87.32 \text{ cm}$$

$$0.9 * d_e = 0.9 * 92.2 = 82.98 \text{ cm OK!}$$

$$0.72 * h = 0.72 * 100 = 72 \text{ cm OK!}$$

La sección crítica de corte se ubica a una distancia dv desde la cara del apoyo. Por esta razón la sección crítica estará a 87.32cm de la cara de la pila y a 212.68cm del extremo del cabezal.

Cálculo del corte último en la sección crítica del cabezal:

TABLA 4.7 Cortes últimos para el diseño de la viga cabezal del ejemplo de puente para un intercambiador

CORTES ULTIMOS SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES						
ESTADOS LÍMITES	TIPO	CARGA (T/m)	V SECCIÓN CRÍTICA (T)	γ	Vu (T)	Vu (T)
RESISTENCIA I	DC	27.66	58.83	1.25	73.53	170.53
	DW	2.03	4.32	1.5	6.48	
	LL+IM	24.32	51.72	1.75	90.52	
RESISTENCIA V	DC	27.66	58.83	1.25	73.53	149.84
	DW	2.03	4.32	1.5	6.48	
	LL+IM	24.32	51.72	1.35	69.83	
EXTREMO I	DC	27.66	58.83	1.25	73.53	105.87
	DW	2.03	4.32	1.5	6.48	
	LL+IM	24.32	51.72	0.5	25.86	
SERVICIO I	DC	27.66	58.83	1	58.83	114.87
	DW	2.03	4.32	1	4.32	
	LL+IM	24.32	51.72	1	51.72	

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

El corte último está dado por el estado límite de Resistencia I y es igual a 170.53T.

Corte nominal resistente del concreto

$$V_c = 0.265 * \beta^* * \sqrt{f'_c} * b_v * dv; \beta^* = 2$$

$$V_c = 0.265 * 2 * \sqrt{305} * 200 * 87.32 * \frac{1}{1000} = 161.45 \text{ T}$$

Espaciamiento máximo del acero transversal

$$v_u = \frac{V_u}{\Phi * b_v * d_v} = \frac{170.53 * 1000}{0.9 * 200 * 87.32} = 10.85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Si } v_u < 0.125 * f'_c \rightarrow S_{\text{máx}} = 0.8d_v \leq 60 \text{ cm}$$

$$\text{Si } v_u \geq 0.125 * f'_c \rightarrow S_{\text{máx}} = 0.4d_v \leq 30 \text{ cm}$$

$$v_u = 10.85 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0.125 * 305 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 38.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S_{\text{máx}} = 0.8 * d_v = 0.8 * 87.32 = 69.86 \text{ cm} \rightarrow S_{\text{máx}} = 60 \text{ cm}$$

Cortante nominal resistente del acero

$$V_r = V_u$$

$$V_s = \frac{V_r - \Phi * V_c}{\Phi} = \frac{170.53 - 0.9 * 161.45}{0.9} = 28.03 \text{ T}$$

Asumiendo estribos de $\Phi 12$ mm con una separación $S = 20$ cm

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot\theta + \cot\alpha) * \sin\alpha}{S}; \theta = 45^\circ; \alpha = 90^\circ$$

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

$$28.03 * 1000 = \frac{A_v * 4200 * 87.32}{20}$$

$$A_v = 1.53 \text{ cm}^2$$

Usando 2 ramas $\Phi 12$ mm = $2.26 \text{ cm}^2 > 1.53 \text{ cm}^2$ OK!

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{S} = \frac{2.26 * 4200 * 87.32}{20} * \frac{1}{1000} = 41.44 \text{ T}$$

Cortante nominal resistente

El menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s = 161.45 + 41.44 = 202.89 \text{ T}$$

$$V_n = 0.25 * f'_c * b_v * d_v = 0.25 * 305 * 200 * 87.32 * \frac{1}{1000} = 1331.63 \text{ T}$$

Por lo tanto, $V_n = 202.89 \text{ T}$

Cortante resistente total

$$V_r = \Phi * V_n = 0.9 * 202.89 = 182.60 \text{ T} > 170.53 \text{ T OK!}$$

$$\Phi = 0.9 \text{ (ver sección 3.4.2)}$$

Refuerzo transversal mínimo

$$A_v \geq 0.265 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_v * S}{f_y}$$

$$A_{v \text{ mín}} = 0.265 * \sqrt{305} * \frac{200 * 20}{4200} = 4.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ mín}} = 4.41 \text{ cm}^2 > 2.26 \text{ cm}^2 \text{ No Cumple!}$$

El acero a corte que rige el diseño es el acero mínimo.

$$\text{Usando } A_v = 4\emptyset 12 \text{ mm} = 4.52 \text{ cm}^2 > 4.41 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

Detalles del refuerzo

Según como se especifica en la sección 3.4.4.

- Acero longitudinal

El acero longitudinal debe terminar en un gancho a 90° más una prolongación de 12 veces el diámetro, se tiene;

$$L_{\text{gancho}} = 1\emptyset + 12\emptyset = 1 * 3.2 + 12 * 3.2 = 41.6 \text{ cm} \approx 42 \text{ cm}$$

La separación máxima de las barras es de 15cm, el acero negativo cumple y no se hace esta consideración en el acero positivo debido a que no actúa un momento positivo en el cabezal.

- Acero para cortante

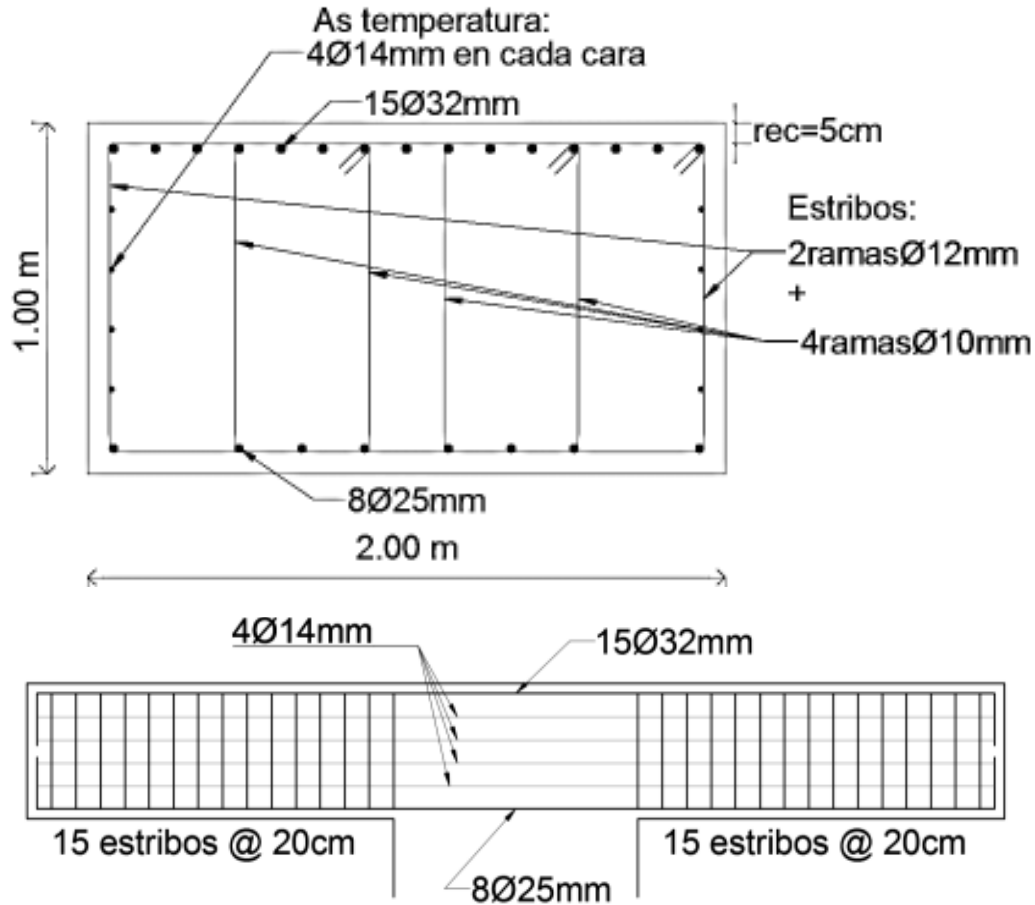
Los estribos deben estar doblados en los extremos a 135°, más una longitud de 6 veces el diámetro, se tiene:

$$L_{\text{gancho}} = 1\emptyset + 6\emptyset = 1 * 1.2 + 6 * 1.2 = 8.4 \text{ cm} \approx 8.5 \text{ cm}$$

Las barras de los estribos en la sección transversal deben estar a una separación máxima de 36cm por lo que es necesario agregar 2 ramas como se muestra en la figura 4.31 adoptando el siguiente armado:

$$A_v = 2 \text{ ramas } \varnothing 12 \text{ mm} + 4 \text{ ramas } \varnothing 10 \text{ mm}$$

FIGURA 4.31 Sección final diseñada de la viga cabezal de la pila del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

- **Cuerpo de la pila**

Diseño a flexión biaxial del cuerpo de la pila

El diseño de la pila se lo hace en sección de la base ya que a ella llega los máximos momentos y cortantes.

Acciones últimas sobre la base de la columna

Peso propio de la pila DC = 81.43 T

Peso de la superestructura DC = $49.77 * 2 + 41.31 * 2 = 182.16$ T

Peso del asfalto DW = $4.05 * 4 = 16.2$ T

Carga viva más impacto LL+IM = $43.19 * 2 + 54.07 * 2 = 194.52$ T

TABLA 4.8 Carga axial ultima sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador

CARGA AXIAL ÚLTIMA SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES					
ESTADOS LÍMITES	TIPO	CARGA (T)	Y	Pu (T)	ΣPu (T)
RESISTENCIA I	DC	81.43	1.25	101.7875	694.20
	DC	182.16	1.25	227.7	
	DW	16.2	1.5	24.3	
	LL+IM	194.52	1.75	340.41	
RESISTENCIA V	DC	81.43	1.25	101.7875	616.39
	DC	182.16	1.25	227.7	
	DW	16.2	1.5	24.3	
	LL+IM	194.52	1.35	262.602	
EXTREMO I	DC	81.43	1.25	101.7875	451.05
	DC	182.16	1.25	227.7	
	DW	16.2	1.5	24.3	
	LL+IM	194.52	0.5	97.26	
SERVICIO I	DC	81.43	1	81.43	474.31
	DC	182.16	1	182.16	
	DW	16.2	1	16.2	
	LL+IM	194.52	1	194.52	

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

TABLA 4.9 Momentos últimos según los estados límites sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador (plano Y-Z)

MOMENTOS ULTIMOS SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES EN EL PLANO Y-Z						
ESTADOS LÍMITES	TIPO	CARGA (T)	Y	Z (m)	M (Tm)	Mu (Tm)
RESISTENCIA I	WL	2.7	0	9.6	0.00	0.00
	WS	9.31	0	7.56	0.00	
	WS	2.15	0	3.75	0.00	
	EQ	74.43	0	7.37	0.00	
	EQ	23.61	0	4.31	0.00	
RESISTENCIA V	WL	2.7	1	9.6	25.92	57.30
	WS	9.31	0.4	7.56	28.15	
	WS	2.15	0.4	3.75	3.23	
	EQ	74.43	0	7.37	0.00	
	EQ	23.61	0	4.31	0.00	
EXTREMO I	WL	2.7	0	9.6	0.00	650.31
	WS	9.31	0	7.56	0.00	
	WS	2.15	0	3.75	0.00	
	EQ	74.43	1	7.37	548.55	
	EQ	23.61	1	4.31	101.76	
SERVICIO I	WL	2.7	1	9.6	25.92	49.45
	WS	9.31	0.3	7.56	21.12	
	WS	2.15	0.3	3.75	2.42	
	EQ	74.43	0	7.37	0.00	
	EQ	23.61	0	4.31	0.00	

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

TABLA 4.10 Momentos últimos según los estados límites sobre la pila del ejemplo de puente para un intercambiador (plano X-Z)

MOMENTOS ULTIMOS SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES EN EL PLANO X-Z						
ESTADOS LÍMITES	TIPO	CARGA (T)	γ	Z (m)	M (Tm)	Mu (Tm)
RESISTENCIA I	BR	22.5	1.75	9.6	378.00	378.00
	WL	1.08	0	9.6	0.00	
	WS	1.4	0	7.15	0.00	
	WS	3.32	0	4.54	0.00	
	EQ	73.68	0	7.37	0.00	
	EQ	23.61	0	4.31	0.00	
RESISTENCIA V	BR	22.5	1.35	9.6	291.60	312.00
	WL	1.08	1	9.6	10.37	
	WS	1.4	0.4	7.15	4.00	
	WS	3.32	0.4	4.54	6.03	
	EQ	73.68	0	7.37	0.00	
	EQ	23.61	0	4.31	0.00	
EXTREMO I	BR	22.5	0.5	9.6	108.00	752.78
	WL	1.08	0	9.6	0.00	
	WS	1.4	0	7.15	0.00	
	WS	3.32	0	4.54	0.00	
	EQ	73.68	1	7.37	543.02	
	EQ	23.61	1	4.31	101.76	
SERVICIO I	BR	22.5	1	9.6	216.00	233.89
	WL	1.08	1	9.6	10.37	
	WS	1.4	0.3	7.15	3.00	
	WS	3.32	0.3	4.54	4.52	
	EQ	73.68	0	7.37	0.00	
	EQ	23.61	0	4.31	0.00	

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Realmente hay que calcular todas las combinaciones de carga siendo la más desfavorable la que resulte la mayor cantidad de acero.

Al analizar las 4 combinaciones, la que corresponde a evento extremo I da unos momentos muy superiores a las demás e incluso más del doble. Por esta razón, para el diseño de la pila, solo se hacen los cálculos para la combinación de evento extremo I por considerarse que es ampliamente la más desfavorable.

$$P_u = 451.05 \text{ T}$$

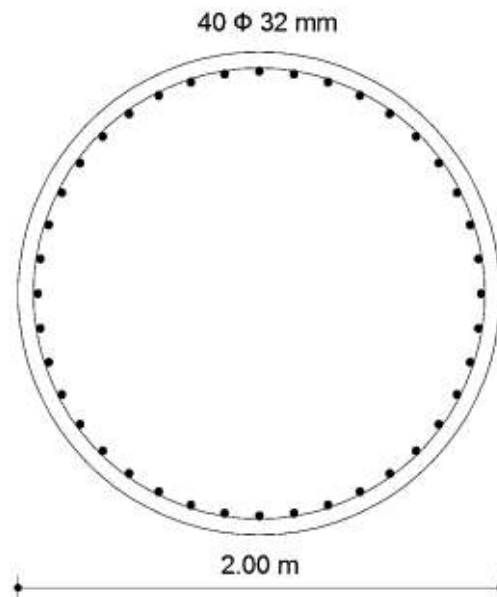
$$M_u = 650.31 \text{ Tm; Eje X (plano Y - Z)}$$

$$M_u = 752.78 \text{ Tm; Eje Y (plano X - Z)}$$

Columna propuesta

Se propone el siguiente armado para la sección de la pila:

FIGURA 4.32 Sección de la columna y acero propuesto del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

recubrimiento: $r = 5 \text{ cm}$

$$A_g = \frac{\pi * 200^2}{4}$$

$$A_g = 31415.93 \text{ cm}^2$$

Se propone $\rho_s = 1\%$ de A_g en acero longitudinal

$$A_s = 1\%A_g$$

$$A_s = 0.01 * 31415.93 = 314.16 \text{ cm}^2$$

Si $A_s = 40 \Phi 32 \text{ mm} \rightarrow A_s = 321.70 \text{ cm}^2 > 314.16 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_g}$$

$$\rho_s = \frac{321.70}{31415.93} = 0.01024$$

Refuerzos mínimo y máximo a flexo-compresión en zonas sísmicas

$$0.01 \leq \rho_s \leq 0.04$$

$$0.01 < 0.01024 < 0.04 \text{ OK!}$$

Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez

Esbeltez de la columna en el plano Y-Z:

$K = 2.1$ Columna empotrada en un extremo (Tabla 3.34)

$$r = 0.25 * D = 0.25 * 200 = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{K * L}{r} = \frac{2.1 * 650}{50} = 27.3 > 22 \rightarrow \text{Columna esbelta}$$

Esbeltez de la columna en el plano X-Z:

$K = 2.1$ Columna empotrada en un extremo

$$\frac{K * L}{r} = \frac{2.1 * 650}{50} = 27.3 > 22 \rightarrow \text{Columna esbelta}$$

Mayoración de los momentos por efecto de esbeltez

Plano Y-Z:

$$\beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = \frac{0}{650.31} = 0$$

$M_{du} = 0$ (no existe momento sobre el cuerpo de la pila debido a cargas permanentes)

$$I_g = \frac{\pi r^4}{4} = \frac{\pi * 100^4}{4} = 7.854 * 10^7 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{E_c * I_g}{1 + \beta_d} = \frac{290.709 * 10^3 * 7.854 * 10^7}{1 + 0} = 9.13 * 10^{12} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 * EI}{(K L_u)^2} = \frac{\pi^2 * 9.13 * 10^{12}}{(2.1 * 650)^2} * \frac{1}{1000} = 48377.5 \text{ T}$$

$C_m = 1$ (Elemento no arriostrado)

$\phi_K = 0.75$ (Elemento de concreto)

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_K * P_e}} = \frac{1}{1 - \frac{451.05}{0.75 * 48377.5}} = 1.01 > 1.0 \text{ OK!}$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_K * \sum P_e}} = \frac{1}{1 - \frac{451.05}{0.75 * 48377.5}} = 1.01 > 1.0 \text{ OK!}$$

Por simplicidad se toma P_u y P_e , en vez de $\sum P_u$ y $\sum P_e$

$$M_{cp} = \delta_b * M_{2b} + \delta_s * M_{2s} = 1.01 * (M_{2b} + M_{2s})$$

$$M_{cp} = 1.01(650.31) = 656.81 \text{ Tm}$$

Plano X-Z:

Como $K=2.1$ es el mismo valor en los dos planos el cálculo se repite, por lo tanto, se tiene:

$$M_{ct} = \delta_b * M_{2b} + \delta_b * M_{2s} = 1.01 * (M_{2b} + M_{2s})$$

$$M_{ct} = 1.01(752.78) = 760.31 \text{ Tm}$$

Solicitaciones últimas:

$$M_u = \sqrt{M_{cp}^2 + M_{ct}^2}$$

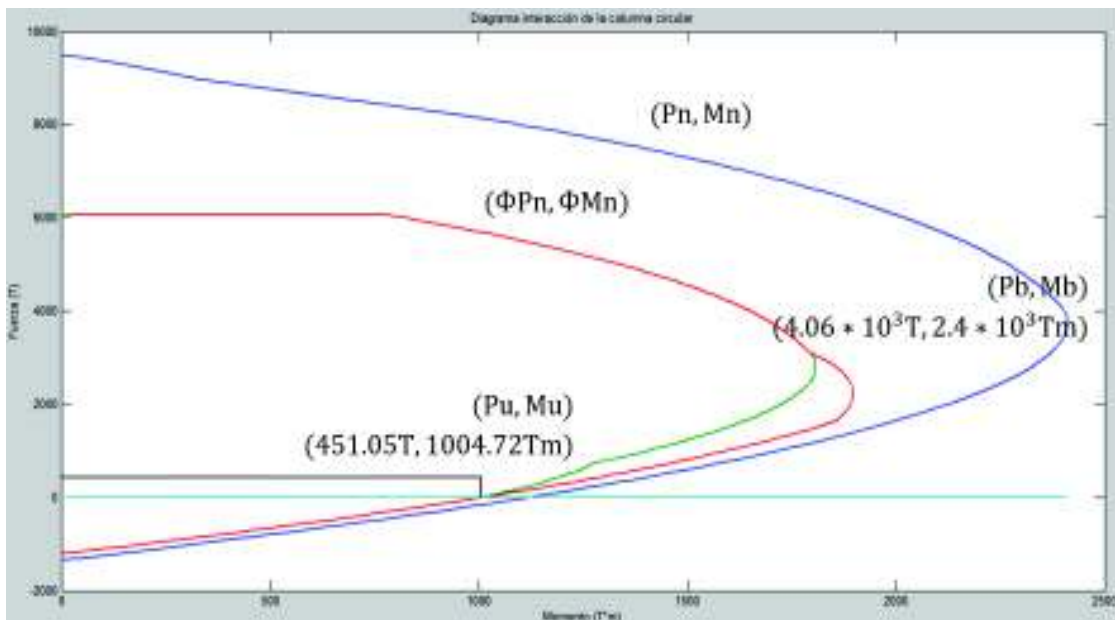
$$M_u = \sqrt{656.81^2 + 760.31^2} = 1004.72 \text{ Tm}$$

La carga axial última es la misma que se obtiene para la combinación de evento extremo I y no se modifica por efecto de esbeltez.

$$P_u = 451.05 \text{ T}$$

Capacidad de la sección

FIGURA 4.33 Diagrama de iteración de la columna circular (Pn vs Mn) del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

El código para estimar el diagrama de iteración de una columna circular de acuerdo con las consideraciones del (American Concrete Institute (318-14), 2014) se presenta en el Anexo 5.

En el diagrama de iteración de la columna circular, figura 4.33, se tiene que $P_u=451.05T$ y $M_u=1004.72Tm$, están dentro de la zona de resistencia por lo que la propuesta de acero y geometría de la columna es adecuada.

Flexión biaxial

$$0.1 * \Phi * f'_c * A_g = 0.1 * 0.75 * 305 * 31415.93 * \frac{1}{1000} = 718.64 T$$

Como $718.64 T > 451.05 T$, se usa:

$$\frac{M_{u_x}}{M_{r_x}} + \frac{M_{u_y}}{M_{r_y}} \leq 1$$

M_r = Momento resistente para fallo balanceado

$$\frac{M_u}{M_r} = \frac{1004.72}{2.4 * 10^3} = 0.42 < 1 \text{ OK!}$$

Diseño a cortante del cuerpo de la pila

Cortante ultimo:

$$M_b = 2400 Tm \text{ (Momento balanceado de la columna)}$$

$$V_u = \frac{M_b}{L}$$

$$V_u = \frac{2400}{6.5} = 369.23 T$$

Área efectiva para cortante (sección circular):

$$d_v = D - 2r_{ec} = 200 - 2 * 5 = 190cm$$

$$A_e = \frac{\pi}{4} * d_v^2$$

$$A_e = \frac{\pi * 190^2}{4} = 28352.9 \text{ cm}^2$$

Corte nominal resistente del concreto:

$$V_c = 0.265 * \beta^* * \sqrt{f'_c} * A_e$$

$$\beta^* = 2 \text{ (Elemento sometido a compresión con acero a corte)}$$

$$V_c = 0.265 * 2 * \sqrt{305} * 28352.9 * \frac{1}{1000} = 262.44 \text{ T}$$

Espaciamiento mínimo del acero transversal:

$$S_{\min} = 1.33 * D_{\text{agregado}}; D_{\text{agregado}} = \frac{3}{4} \text{ pulg} = 1.91 \text{ cm}$$

$$S_{\min} = 1.33 * 1.91 = 2.54 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo del acero transversal:

$$S_{\max} = 6 * \Phi = 6 * 3.2 = 19.2 \text{ cm} < 15 \text{ cm No Cumple!}$$

$$S_{\max} = 15 \text{ cm}$$

Cortante nominal resistente del acero:

$$\text{Asumiendo 1 estribo } \Phi 12\text{mm} \rightarrow A_v = 2 * 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$S = 10 \text{ cm}$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v (\cot\theta + \cot\alpha)}{S}; \theta = 45^\circ; \alpha = 90^\circ$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{S} = \frac{2.26 * 4200 * 190}{10} * \frac{1}{1000} = 180.35 \text{ T}$$

Cortante nominal resistente:

El menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s = 262.44 + 180.35 = 442.79 \text{ T}$$

$$V_n = 0.25 * f'_c * A_e = 0.25 * 305 * 28352.9 * \frac{1}{1000} = 2161.91 \text{ T}$$

$$\text{Luego } V_n = 442.79 \text{ T}$$

Cortante resistente total:

$$V_r = \Phi * V_n = 0.9 * 442.79 = 398.51 \text{ T} > 369.27 \text{ T OK!}$$

$$\Phi = 0.9 \text{ (ver sección 3.4.2)}$$

Refuerzo transversal mínimo:

$$A_v \geq 0.265 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_v * S}{f_y}$$

$$A_{v \min} = 0.265 * \sqrt{305} * \frac{200 * 10}{4200} = 2.20 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ m\u00edn}} = 2.20 \text{ cm}^2 < 2.26 \text{ cm}^2 \text{ OK!}$$

Refuerzo transversal para confinamiento en r\u00f3tulas pl\u00e1sticas

Espaciamiento m\u00e1ximo del acero transversal para confinamiento:

$$S_{\text{m\u00e1x}} = 4 \text{ pulg} = 10.16 \text{ cm}$$

Espaciamiento tomado para el c\u00e1culo:

Con el fin de comparar con el acero para corte se toma el mismo $S=10 \text{ cm}$.

Acero transversal para confinamiento:

Se toma el m\u00e1ximo valor entre:

$$A_{sh} = \frac{0,45 * f'_c * d_v * S}{4 * f_y} \left(\frac{A_g}{A_e} - 1 \right) = \frac{0,45 * 305 * 190 * 10}{4 * 4200} \left(\frac{31415,93}{28352,9} - 1 \right) = 1.68 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = \frac{0,12 * f'_c * d_v * S}{4 * f_y} = \frac{0,12 * 305 * 190 * 10}{4 * 4200} = 4.14 \text{ cm}^2$$

Se toma $A_{sh} = 4.14 \text{ cm}^2 = 2 \text{ estribos } \Phi 12\text{mm} @ 10 \text{ cm}$

Como $A_{sh} = 4.14 \text{ cm}^2 > A_v = 2.26 \text{ cm}^2$ se toma el A_{sh} como acero transversal para la columna.

Detalles del acero en el cuerpo de la pila

Seg\u00fan como se especifica en la secci\u00f3n 3.4.4.

- Acero longitudinal

El acero longitudinal debe terminar en un gancho a 90° m\u00e1s una prolongaci\u00f3n de:

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{100 * 3.2}{\sqrt{30}} = 58.42 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

La separaci\u00f3n m\u00e1xima de las barras de una secci\u00f3n circular es de 20cm en arco.

$$\theta = \frac{360^\circ}{\#varras} = \frac{360^\circ}{40} = 9^\circ = 0.157 \text{ rad}$$

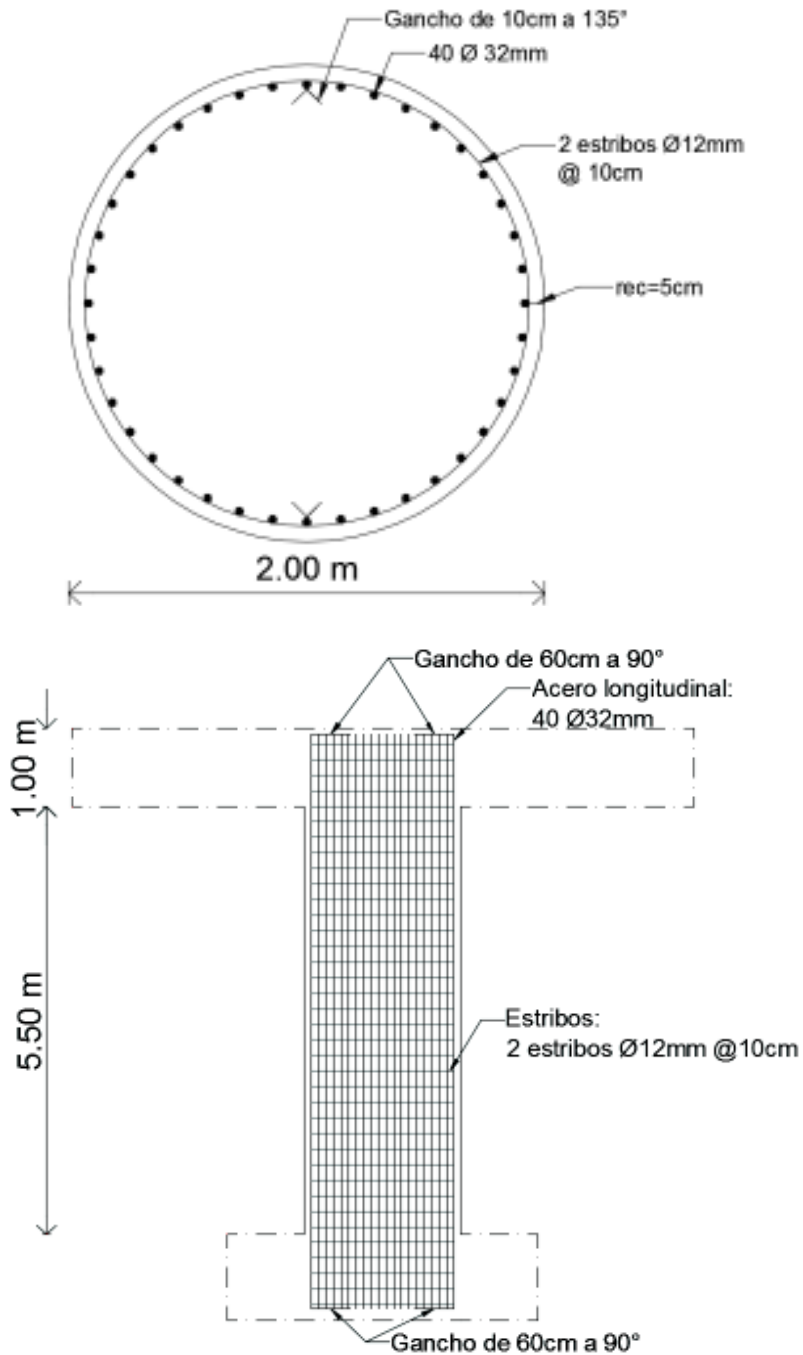
$$s = \frac{D}{2} * \theta - \phi = \frac{200}{2} * 0.157 - 3.2 = 12.5 \text{ cm} < 20 \text{ cm OK!}$$

- Acero para cortante

Los estribos deben estar doblados en los extremos a 135° , más una longitud de 6 veces el diámetro, se tiene:

$$L_{\text{gancho}} = 1\phi + 6\phi = 1 * 1.2 + 6 * 1.2 = 8.4 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

FIGURA 4.34 Sección final diseñada de la columna del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

4.1.4 DISEÑO DE LOS ESTRIBOS

4.1.4.1 Cargas verticales

Para un metro lineal de estribo

- Peso propio de la superestructura

$$DCs = (W(x) - \text{peso asfalto}) * \frac{9\text{m}}{8\text{m}} = 9.97 \frac{\text{T}}{\text{m}} * \frac{9\text{m}}{8\text{m}} = 11.22 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

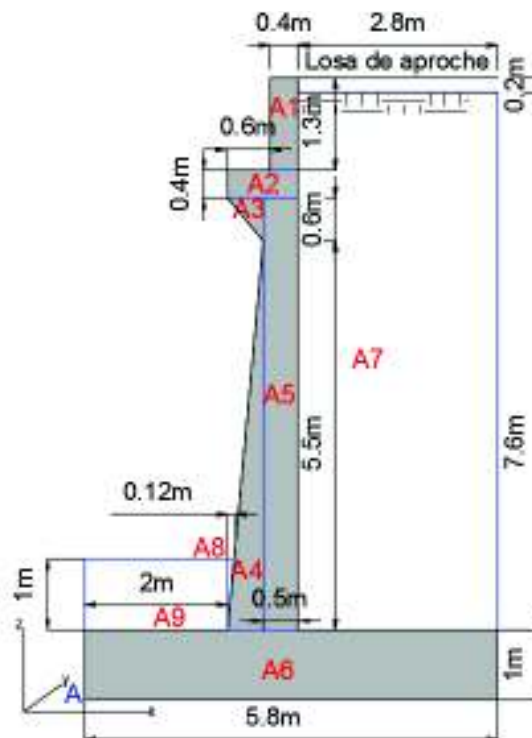
- Peso propio del asfalto

$$DW = 0.9 \frac{\text{T}}{\text{m}} * \frac{9\text{m}}{8\text{m}} = 1.01 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

- Peso propio del estribo

Para el cálculo del peso propio del estribo y del peso propio del relleno se proceden a dividir en secciones el estribo como se muestra en la figura 4.35, en base a esta representación se realizan los cálculos respectivos en las tablas 4.11 y 4.12.

FIGURA 4.35 Secciones para el cálculo del peso propio del estribo y del peso propio del relleno del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

TABLA 4.11 Cálculo del peso propio del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador

$\gamma = 2.447 \text{ T/m}^3$

Sección	A(m ²)	DC(T/m)	x _A (m)	z _A (m)	DC*x _A (Tm/m)	DC*z _A (Tm/m)
A1	0.52	1.27	2.80	8.15	3.56	10.37
A2	0.40	0.98	2.50	7.30	2.45	7.15
A3	0.15	0.37	2.33	7.00	0.86	2.57
A4	1.38	3.36	2.33	2.83	7.85	9.53
A5	3.05	7.46	2.75	4.05	20.52	30.23
A6	5.80	14.19	2.90	0.50	41.16	7.10
Σ		27.64			76.40	66.94

$$x = \frac{\sum DC \cdot x_A}{DC} = 2.76$$

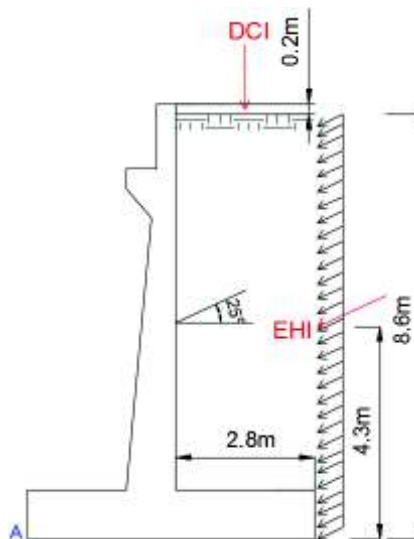
$$z = \frac{\sum DC \cdot z_A}{DC} = 2.42$$

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$DCe = 27.64 \frac{T}{m}$$

- Peso propio de la losa de transición o aperoche DCI

FIGURA 4.36 Representación de carga por peso propio de la losa de transición o aperoche del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$DCI = 0.20m \cdot 2.8m \cdot 2.447 \frac{T}{m^3} = 1.37 \frac{T}{m}$$

$$EHI_z = EHI * \sin(25)$$

- Presión vertical de peso propio del relleno EV

TABLA 4.12 Cálculo del peso propio del relleno por metro lineal de estribo del ejemplo de puente para un intercambiador

$$\gamma = 1.7 \quad T/m^3$$

Sección	A(m ²)	EV(T/m)	x _A (m)	z _A (m)	EV*x _A (Tm/m)	EV*z _A (Tm/m)
A7	21.28	36.18	4.40	4.80	159.17	173.64
A8	0.06	0.10	2.04	1.67	0.21	0.17
A9	2.00	3.40	1.00	1.50	3.40	5.10
Σ		39.68			162.78	178.91

$$X = \frac{\sum EV * x_A}{EV} = 4.10$$

$$Z = \frac{\sum EV * z_A}{EV} = 4.51$$

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

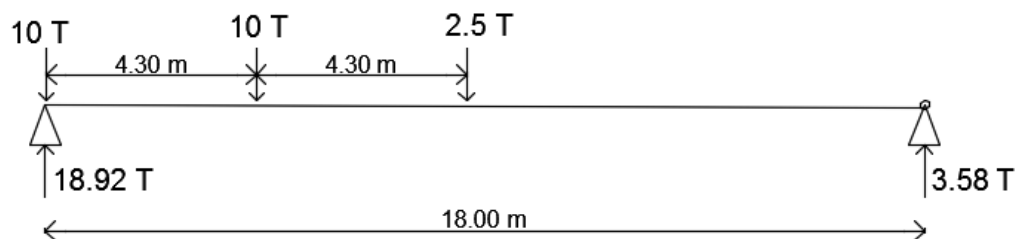
$$EV = 39.68 \frac{T}{m}$$

- Carga viva en la superestructura LL

Reacciones por camión, si la vía es de dos carriles y en cada carril existe un camión que viaja en el sentido contrario, el caso más crítico será:

Se calcula con los carriles que transportan tráfico en la misma dirección, de suceder que los dos carriles en un futuro transporten tráfico en la misma dirección, o en la actualidad que un camión adelante al otro.

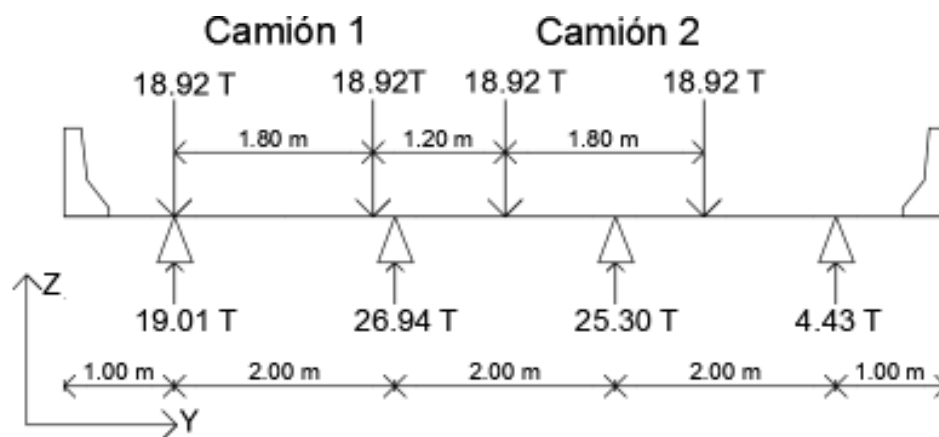
FIGURA 4.37 Cálculo de reacciones de camión caso crítico para el estribo



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Entonces la posición de las cargas vivas en los que se produce mayor excentricidad se puede observar en la figura 4.38, según la AASHTO LRFD 2014 desde la baranda existe una separación de 0.60m para que el camión empiece a circular, se procede al cálculo de reacción para cada viga.

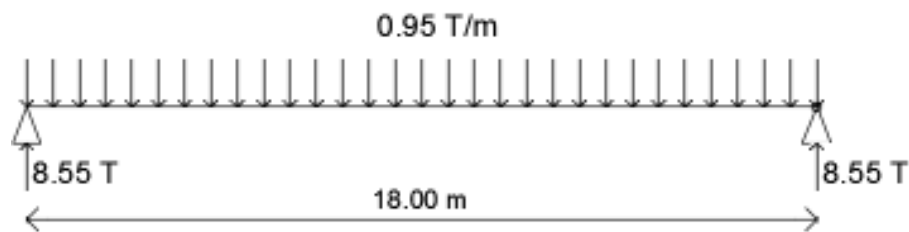
FIGURA 4.38 Cálculo de reacciones de camión por viga caso crítico para el estribo



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Luego de obtener la reacción mas crítica se calcula las reacciones por carga de carril como se muestra en la figura 4.39 para obtener la carga viva.

FIGURA 4.39 Cálculo de reacciones por carga de carril para el estribo



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

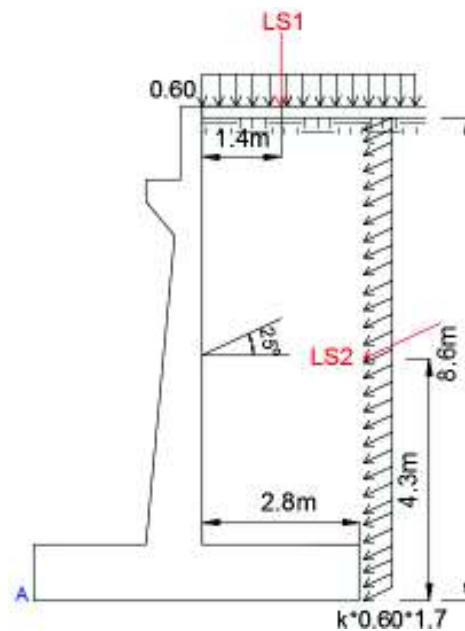
Entonces:

$$LL + IM = (26.94 * 1.33) + 8.55 = 44.38T \text{ por viga} \therefore \frac{44.38T}{2m} = 22.19 \frac{T}{m}$$

- Sobrecarga de la carga viva LS1

El estribo tiene H=8.8m entonces según tabla 3.35 el heq=0.60cm. Por lo tanto, la sobrecarga de la carga viva se calcula como se muestra en la figura 4.40, además se señala la ubicación de la carga.

FIGURA 4.40 Representación de sobrecarga de la carga viva del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$LS_1 = 2.8\text{m} * 1.7 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} * 0.6\text{m} = 2.86 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$LS_{2z} = LS_2 * \sin(25)$$

4.1.4.2 Cargas horizontales

Para un metro lineal de estribo

- Empuje lateral del suelo EH

Presión lateral activa

$\phi_f = 30^\circ$; ángulo de fricción interna del suelo

$\delta = 25^\circ$; ángulo para el empuje entre el estribo y el suelo de relleno

$\beta = 0^\circ$; ángulo de suelo de relleno con la horizontal según geometría en figura 4.35

$\theta = 90^\circ$; ángulo del respaldo del muro con la horizontal según geometría en figura 4.35

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f)}{\sin^2\theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) \sin(\phi_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2}$$

$$k_a = \frac{\sin^2(120)}{\sin^2(90) \sin(65) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(55) \sin(30)}{\sin(65) \sin(90)}} \right]^2} = 0.2959$$

$$E_a = \frac{1}{2} * 0.2959 * 1.7 \frac{T}{m^3} * (8.6m)^2 = 18.60 \frac{T}{m}$$

$$E_{ax} = E_a * \cos(25) = 16.86 \frac{T}{m}$$

Ubicada en un tercio de la altura, $\frac{8.6m}{3}$, es decir en z a 2.87m desde A, como se observa en la figura 4.41.

$$E_{az} = E_a * \sin(25) = 7.86 \frac{T}{m}$$

Ubicada en x a 5.80m desde A, es decir tras el talón del estribo, como se observa en la figura 4.41.

Presión lateral considerando el efecto sísmico

Suelo tipo B $\therefore kh = 1.2 * 0.5 * kh_0$; $kh = 1.2 * 0.5 * PGA * Fpgn = 0.29$

$$\phi_f = 30^\circ$$

$$\delta = 25^\circ$$

$i = 0^\circ$; ángulo de suelo de relleno con la horizontal según geometría en figura 4.35

$\beta' = 0^\circ$; ángulo de inclinación del muro con la vertical según geometría en figura 4.35

$$\theta' = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

$$\theta' = \arctan\left(\frac{0.29}{1 - 0}\right) = 16.17^\circ$$

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi_f - \theta' - \beta')}{\cos \theta' \cos^2 \beta' \cos(\delta + \beta' + \theta') * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) \sin(\phi_f - \theta' - i)}{\cos(\delta + \beta' + \theta') \cos(i - \beta')}} \right]^2}$$

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(13.83)}{\cos(16.17) \cos^2(0) \cos(41.17) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(55) \sin(13.83)}{\cos(41.17) \cos(0)}} \right]^2} = 0.5719$$

Presión activa más presión por efecto sísmico

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * 0.5717 * 1.7 \frac{T}{m^3} * (8.6m)^2 = 35.95 \frac{T}{m}$$

$$E_{AEx} = E_{AE} * \cos(25) = 32.58 \frac{T}{m}$$

$$E_{AEz} = E_{AE} * \sin(25) = 15.19 \frac{T}{m}$$

Por lo que para obtener la presión por efecto sísmico se aplica la ecuación 3.150.

Para x:

$$\Delta E_x = 32.58 \frac{T}{m} - 16.86 \frac{T}{m} = 15.72 \frac{T}{m}$$

Ubicada en la mitad de altura, $\frac{8.6m}{2}$, es decir en z a 4.3m desde A, como se observa en la figura 4.41.

Para z:

$$\Delta E_z = 15.19 \frac{T}{m} - 7.86 \frac{T}{m} = 7.33 \frac{T}{m}$$

Ubicada en x a 5.80m desde A, es decir tras el talón del estribo, como se observa en la figura 4.41.

- Empuje de tierra por losa de transición o aproche EHI

Tal como se representa en la figura 4.36.

$$EHI = 8.6m * k * 2.447 \frac{T}{m^3} * 0.2m = k * 4.21 \frac{T}{m}$$

$$k = k_a = 0.2959 \therefore EHI = 1.25 \frac{T}{m}$$

$$EHI_x = EHI * \cos(25) = 1.13 \frac{T}{m}$$

$$EHI_z = EHI * \sin(25) = 0.53 \frac{T}{m}$$

- Sobrecarga de carga viva LS2

Tal como se representa en la figura 4.40.

$$LS_2 = 8.6m * k * 1.7 \frac{T}{m^3} * 0.6m = k * 8.77 \frac{T}{m}$$

$$k = k_a = 0.2959 \therefore LS_2 = 2.60 \frac{T}{m}$$

$$LS_{2x} = LS_2 * \cos(25) = 2.35 \frac{T}{m}$$

$$LS_{2z} = LS_2 * \sin(25) = 1.10 \frac{T}{m}$$

- Fuerza inercial del estribo PIR

Para el cálculo de la fuerza inercial se necesita el peso del estribo más el suelo para lo que se elabora la tabla 4.13 como apoyo para el cálculo de los pesos.

TABLA 4.13 Cálculo de W_w y W_s para determinar la fuerza inercial del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador

Sección	A(m ²)	DC(T/m)	xA (m)	zA(m)	DC*xA (Tm/m)	DC*zA (Tm/m)
A1	0.52	1.27	2.80	8.15	3.56	10.37
A2	0.40	0.98	2.50	7.30	2.45	7.15
A3	0.15	0.37	2.33	6.90	0.86	2.53
A4	1.38	3.36	2.33	2.83	7.85	9.53
A5	3.05	7.46	2.75	4.05	20.52	30.23
A6	5.80	14.19	2.90	0.50	41.16	7.10
A7	21.28	36.18	4.40	4.80	159.17	173.64
A8	0.06	0.10	2.04	1.67	0.21	0.17
A9	2.00	3.40	1.00	1.50	3.40	5.10
Σ		67.32			239.18	245.82

$$X = \frac{\sum DC * x_A}{DC} = 3.55$$

$$Z = \frac{\sum DC * z_A}{DC} = 3.65$$

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$PIR = kh * (W_w + W_s)$$

$$PIR = 0.29 * \left(67.32 \frac{T}{m}\right) = 19.52 \frac{T}{m}$$

Para considerar las cargas se aplica el mayor resultado de las siguientes expresiones:

- 100% E_{AE} + 50%PIR

$$32.58 \frac{T}{m} + 0.5 * \left(19.52 \frac{T}{m}\right) = 42.34 \frac{T}{m}$$

$$- (50\%E_{AE} \geq E_a) + \text{PIR}$$

$$16.86 \frac{T}{m} + 19.52 \frac{T}{m} = 36.38 \frac{T}{m}$$

Entonces se considera la primera expresión, tomando el 50% de la fuerza inercial del estribo: $0.5\text{PIR} = 9.76 \frac{T}{m}$

- Fuerzas de sismo EQ

En el cálculo de fuerzas sísmicas se obtuvo que la fuerza sísmica de diseño longitudinal del estribo es:

$$F_{\text{diseño}} = \frac{F_{\text{sísmica}}}{R} = \frac{199.44}{2} = 99.72 \text{ T}$$

Por metro lineal de estribo:

$$\text{EQ} = \frac{99.72\text{T}}{8\text{m}}$$

$$\text{EQ} = 12.47 \frac{T}{m} \text{ (ubicada en CG del tablero, plano XZ)}$$

- Fuerzas de viento WS, WL

Para la superestructura

Las fuerzas por viento sobre las superestructura que toma el estribo es la mitad de la fuerza que toma la pila central, por lo tanto:

Fuerza por viento sobre la superestructura en el sentido transversal del puente:

$$\text{WS}_{\text{tran}} = \frac{9.31\text{T}}{2} = 4.66 \text{ T}$$

Ubicada en z a 8.56m desde A, $(8.8\text{m} + 0.81\text{m}) - \frac{1.3\text{m} + 0.81\text{m}}{2} = 8.56\text{m}$

Fuerza por viento sobre la superestructura en el sentido longitudinal del puente:

$$\text{WS}_{\text{lon}} = \frac{1.4\text{T}}{2} = 0.7 \text{ T}$$

La carga a considerarse para el diseño del estribo es:

$$\text{WS}_{\text{lon}} = \frac{0.7 \text{ T}}{8 \text{ m}} = 0.09 \frac{T}{m}$$

(Ubicada en z en la mitad de la superficie expuesta del tablero, plano XZ)

La longitud en z de la superficie expuesta del tablero es 1.3m, se ubica en z a 8.15m desde A, $8.8\text{m} - \frac{1.3\text{m}}{2} = 8.15\text{m}$, como se observa en la figura 4.41.

Para la subestructura

Las fuerzas transversales y longitudinales a aplicar en la subestructura se calculan con una presión de viento de $P_d = 195 \text{ kg/m}^2$. El área de aplicación del viento se considera desde el nivel natural del terreno y se aplica en el centroide de cada área.

Área del estribo sobre el que actúa el viento en el sentido longitudinal del puente:

$$A = b * h$$

$$A = 8 * 5.5 = 44 \text{ m}^2$$

Fuerza por viento sobre la subestructura en el sentido longitudinal del puente:

$$WSe_{lon} = 44 * \frac{195}{1000} = 8.58 \text{ T}$$

El área del estribo sobre el que actúa el viento en el sentido transversal del puente se calcula en base a la figura 4.35, actúa en el área comprendida por las secciones A2, A3, A4 y A5, los valores pueden observarse en la tabla 4.11, por lo tanto:

$$A = 0.40 + 0.15 + 1.38 + 3.05 = 4.98 \text{ m}^2$$

Fuerza por viento sobre la subestructura en el sentido transversal del puente:

$$WSe_{tran} = 4.98 * \frac{195}{1000} = 0.97 \text{ T}$$

La carga a considerarse para el diseño del estribo es:

$$WSe_{lon} = \frac{8.58\text{T}}{8\text{m}} = 1.07 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

(Ubicada en z en la mitad de la superficie expuesta del tablero, plano XZ)

La longitud en z de la superficie expuesta del estribo es 5.5m, se ubica en z a 3.75m desde A, $\frac{5.5\text{m}}{2} + 1\text{m}$, como se observa en la figura 4.41.

Sobre los vehículos

Tranversalmente

$$WL = 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 9\text{m} = 1350\text{kg} * \frac{1\text{T}}{1000\text{kg}} = 1.35\text{T}$$

Longitudinalmente

$$WL = 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 9\text{m} = 540\text{kg} * \frac{1\text{T}}{1000\text{kg}} = 0.54\text{T}$$

La carga a considerarse para el diseño del estribo es:

$$WL = \frac{0.54 \text{ T}}{8\text{m}} = 0.07 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

- Fuerza de frenado BR

La fuerza de frenado mayor es el 25% del peso del camión, se calculó para la pila,

$$BR = \frac{22.5 \text{ T}}{8\text{m}} = 2.81 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

- Cargas CR, BH, TU

Investigaciones han probado que para estructuras comunes no es necesario evaluar la redistribución de las fuerzas como resultado del flujo plástico y de la retracción (AASHTO, 2014).

- Colisión sobre vehículos

Se considera que la estructura tiene barreras anti-choques.

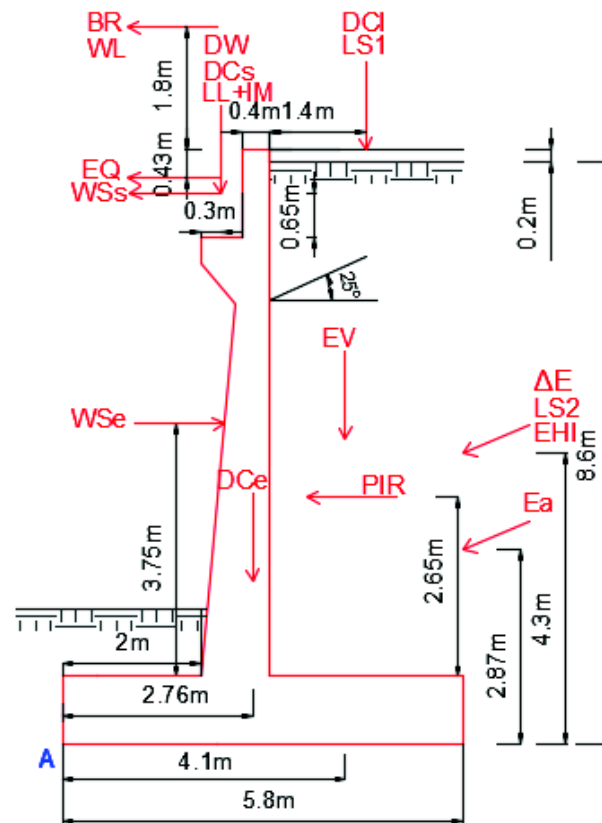
A continuación, se presenta la tabla 4.14 y la figura 4.41 con las cargas actuantes en el estribo, tanto verticales y horizontales.

TABLA 4.14 Valores de cargas verticales y horizontales actuantes en el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador

FUERZAS VERTICALES			FUERZAS HORIZONTALES		
CARGA	TIPO	(T/m)	CARGA	TIPO	(T/m)
DCs	DC	11.22	Eax	EH	16.86
DW	DW	1.01	ΔEx	EQ	15.72
DCe	DC	27.64	EHlx	EH	1.13
DCI	DC	1.37	LS2x	LS	2.35
EV	EV	39.68	0.5PIR	EQ	9.76
LL+IM	LL+IM	22.19	EQ	EQ	12.47
LS1	LS	2.86	WSs	WS	0.09
Eaz	EH	7.86	WSe	WS	-1.07
ΔEz	EQ	7.33	WL	WL	0.07
EHlz	EH	0.53	BR	BR	2.81
LS2z	LS	1.10			

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

FIGURA 4.41 Esquema de cargas actuantes en el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

4.1.4.3 Estados límites aplicables y combinaciones de carga

Para este caso se aplican los estados límites Resistencia I, Resistencia V, Extremo I y Servicio I.

La definición de los factores de carga se realiza de la siguiente manera: de la tabla 3.25 se tienen los factores de carga para cada estado límite aplicable, con ayuda de la tabla 3.26 se determina el valor del factor por carga permanente γ_p . En la sección 11.8.6 de la AASHTO LRFD 2014 se describe que para muros en voladizo debe tomarse un factor de $\gamma_{EQ} = 1$.

Para realizar las combinaciones de carga se va a establecer dos casos, de manera que se establezcan las condiciones críticas:

Caso (a)

Para el chequeo a vuelco y deslizamiento se utilizaran los valores de máximos de los factores de carga para las cargas desestabilizadoras y los valores mínimos para las cargas estabilizadoras generando la condición más crítica. Tal como se presenta en la tabla 4.15 y 4.16.

TABLA 4.15 Factores de carga para cargas verticales en el estribo, caso (a) del ejemplo de puente para un intercambiador

FUERZAS VERTICALES			Factores de carga			
CARGA	TIPO	(T/m)	Resistencia la	Resistencia Va	Extremo la	Servicio la
DCs	DC	11.22	0.90	0.90	0.90	1.00
DW	DW	1.01	0.65	0.65	0.65	1.00
DCe	DC	27.64	0.90	0.90	0.90	1.00
DCI	DC	1.37	0.90	0.90	0.90	1.00
EV	EV	39.68	1.00	1.00	1.00	1.00
LL+IM	LL+IM	22.19	1.75	1.35	1.00	1.00
LS1	LS	2.86	1.75	1.35	1.00	1.00
Eaz	EH	7.86	0.90	0.90	0.90	1.00
ΔE_z	EQ	7.33	0.00	0.00	1.00	0.00
EHlz	EH	0.53	0.90	0.90	0.90	1.00
LS2z	LS	1.10	1.75	1.35	1.00	1.00

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

TABLA 4.16 Factores de carga para cargas horizontales en el estribo, caso (a) del ejemplo de puente para un intercambiador

FUERZAS HORIZONTALES			Factores de carga			
CARGA	TIPO	(T/m)	Resistencia la	Resistencia Va	Extremo la	Servicio la
Eax	EH	16.86	1.50	1.50	1.50	1.00
ΔE_x	EQ	15.72	0.00	0.00	1.00	0.00
EHlx	EH	1.13	1.50	1.50	1.50	1.00
LS2x	LS	2.35	1.75	1.35	1.00	1.00
0.5PIR	EQ	9.76	0.00	0.00	1.00	0.00
EQ	EQ	12.47	0.00	0.00	1.00	0.00
WSs	WS	0.09	0.00	0.00	0.00	0.00
WSe	WS	-1.07	0.00	0.00	0.00	0.00
WL	WL	0.07	0.00	1.00	0.00	1.00
BR	BR	2.81	1.75	1.35	1.00	1.00

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Caso (b)

Para el diseño se considera valores máximos de los factores de carga para las cargas verticales y horizontales y generar condiciones críticas. Tal como se presenta en la tabla 4.17 y 4.18.

TABLA 4.17 Factores de carga para cargas verticales en el estribo, caso (b) del ejemplo de puente para un intercambiador

FUERZAS VERTICALES			Factores de carga			
CARGA	TIPO	(T/m)	Resistencia lb	Resistencia Vb	Extremo lb	Servicio lb
DCs	DC	11.22	1.25	1.25	1.25	1.00
DW	DW	1.01	1.50	1.50	1.50	1.00
DCe	DC	27.64	1.25	1.25	1.25	1.00
DCI	DC	1.37	1.25	1.25	1.25	1.00
EV	EV	39.68	1.35	1.35	1.35	1.00
LL+IM	LL+IM	22.19	1.75	1.35	1.00	1.00
LS1	LS	2.86	1.75	1.35	1.00	1.00
Eaz	EH	7.86	1.50	1.50	1.50	1.00
ΔE_z	EQ	7.33	0.00	0.00	1.00	0.00
EHlz	EH	0.53	1.50	1.50	1.50	1.00
LS2z	LS	1.10	1.75	1.35	1.00	1.00

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

TABLA 4.18 Factores de carga para cargas horizontales en el estribo, caso (b) del ejemplo de puente para un intercambiador

FUERZAS HORIZONTALES			Factores de carga			
CARGA	TIPO	(T/m)	Resistencia lb	Resistencia Vb	Extremo lb	Servicio lb
Eax	EH	16.86	1.50	1.50	1.50	1.00
ΔE_x	EQ	15.72	0.00	0.00	1.00	0.00
EHlx	EH	1.13	1.50	1.50	1.50	1.00
LS2x	LS	2.35	1.75	1.35	1.00	1.00
0.5PIR	EQ	9.76	0.00	0.00	1.00	0.00
EQ	EQ	12.47	0.00	0.00	1.00	0.00
WSs	WS	0.09	0.00	0.40	0.00	0.30
WSe	WS	-1.07	0.00	0.40	0.00	0.30
WL	WL	0.07	0.00	1.00	0.00	1.00
BR	BR	2.81	1.75	1.35	1.00	1.00

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

4.1.4.4 Revisión de la estabilidad al volcamiento y deslizamiento

Volcamiento

El chequeo al vuelco se lo realiza con referencia al punto A (punta del estribo), como se puede observar en la figura 4.41.

A continuación se presentan las cargas horizontales y verticales con sus respectivos brazos de palanca:

TABLA 4.19 Cargas y momentos en el estribo con respecto al punto A del ejemplo de puente para un intercambiador

FUERZAS VERTICALES					FUERZAS HORIZONTALES				
CARGA	TIPO	(T/m)	x_A (m)	Mx_A	CARGA	TIPO	(T/m)	z_A (m)	Mz_A
DCs	DC	11.22	2.30	25.81	Eax	EH	16.86	2.87	48.33
DW	DW	1.01	2.30	2.32	ΔEx	EQ	15.72	4.30	67.60
DCe	DC	27.64	2.76	76.29	EHlx	EH	1.13	4.30	4.86
DCi	DC	1.37	4.40	6.03	LS2x	LS	2.35	4.30	10.11
EV	EV	39.68	4.10	162.69	0.5PIR	EQ	9.76	3.65	35.62
LL+IM	LL+IM	22.19	2.30	51.04	EQ	EQ	12.47	8.37	104.37
Eaz	EH	7.86	5.80	45.59	WSs	WS	0.09	8.15	0.73
ΔEz	EQ	7.33	5.80	42.51	WSe	WS	-1.07	4.75	-5.08
EHlz	EH	0.53	5.80	3.07	WL	WL	0.07	10.60	0.72
LS2z	LS	1.10	5.80	6.38	BR	BR	2.81	10.60	29.79

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Para el chequeo al volcamiento se procede a la aplicación de los casos (a) y (b) y poder evaluar las situaciones críticas, se lo realiza para los estados límite aplicables excepto el estado límite de Servicio I.

Se presentan tablas por facilidad con las combinaciones de carga, la tabla 4.20 para cargas estabilizadoras (verticales), la tabla 4.21 para momentos estabilizadores.

TABLA 4.20 Combinaciones de cargas estabilizadoras para estados límite aplicables en el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador

	DCs	DW	DCe	DCi	EV	LL+IM	Eaz	ΔEz	EHlz	LS2z	ΣV
V (T)	11.22	1.01	27.64	1.37	39.68	22.19	7.86	7.33	0.53	1.10	119.93
Resistencia Ia	0.90	0.65	0.90	0.90	1.00	1.75	0.90	0.00	0.90	1.75	124.85
	10.10	0.66	24.88	1.23	39.68	38.83	7.07	0.00	0.48	1.93	
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.75	1.50	0.00	1.50	1.75	158.71
	14.03	1.52	34.55	1.71	53.57	38.83	11.79	0.00	0.80	1.93	
Resistencia Va	0.90	0.65	0.90	0.90	1.00	1.35	0.90	0.00	0.90	1.35	115.54
	10.10	0.66	24.88	1.23	39.68	29.96	7.07	0.00	0.48	1.49	
Resistencia Vb	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.35	1.50	0.00	1.50	1.35	149.40
	14.03	1.52	34.55	1.71	53.57	29.96	11.79	0.00	0.80	1.49	
Extremo Ia	0.90	0.65	0.90	0.90	1.00	1.00	0.90	1.00	0.90	1.00	114.71
	10.10	0.66	24.88	1.23	39.68	22.19	7.07	7.33	0.48	1.10	
Extremo Ib	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	148.58
	14.03	1.52	34.55	1.71	53.57	22.19	11.79	7.33	0.80	1.10	

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

TABLA 4.21 Combinaciones de momentos estabilizadores para estados límite aplicables en el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador

	DCs	DW	DCe	DCI	EV	LL+IM	Eaz	ΔE_z	EHlz	LS2z	ΣM_v
Mv (Tm)	25.81	2.32	76.29	6.03	162.69	51.04	45.59	42.51	3.07	6.38	421.73
Resistencia Ia	0.90	0.65	0.90	0.90	1.00	1.75	0.90	0.00	0.90	1.75	405.78
	23.23	1.51	68.66	5.43	162.69	89.31	41.03	0.00	2.77	11.17	
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.75	1.50	0.00	1.50	1.75	531.74
	32.26	3.48	95.36	7.54	219.63	89.31	68.38	0.00	4.61	11.17	
Resistencia Va	0.90	0.65	0.90	0.90	1.00	1.35	0.90	0.00	0.90	1.35	382.82
	23.23	1.51	68.66	5.43	162.69	68.90	41.03	0.00	2.77	8.61	
Resistencia Vb	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.35	1.50	0.00	1.50	1.35	508.77
	32.26	3.48	95.36	7.54	219.63	68.90	68.38	0.00	4.61	8.61	
Extremo Ia	0.90	0.65	0.90	0.90	1.00	1.00	0.90	1.00	0.90	1.00	405.23
	23.23	1.51	68.66	5.43	162.69	51.04	41.03	42.51	2.77	6.38	
Extremo Ib	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	531.19
	32.26	3.48	95.36	7.54	219.63	51.04	68.38	42.51	4.61	6.38	

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Y las tablas 4.22 para cargas desestabilizadoras (horizontales) y 4.23 para momentos desestabilizadores.

TABLA 4.22 Combinaciones de cargas desestabilizadoras para estados límite aplicables en el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador

	Eax	ΔE_x	EHlx	LS2x	0.5PIR	EQ	WSs	WSe	WL	BR	ΣH
H (T)	16.86	15.72	1.13	2.35	9.76	12.47	0.09	-1.07	0.07	2.81	60.19
Resistencia Ia	1.50	0.00	1.50	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75	36.02
	25.29	0.00	1.70	4.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.92	
Resistencia Ib	1.50	0.00	1.50	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75	36.02
	25.29	0.00	1.70	4.11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.92	
Resistencia Va	1.50	0.00	1.50	1.35	0.00	0.00	0.40	0.00	1.00	1.35	34.05
	25.29	0.00	1.70	3.17	0.00	0.00	0.04	0.00	0.07	3.79	
Resistencia Vb	1.50	0.00	1.50	1.35	0.00	0.00	0.40	0.00	1.00	1.35	34.05
	25.29	0.00	1.70	3.17	0.00	0.00	0.04	0.00	0.07	3.79	
Extremo Ia	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	70.10
	25.29	15.72	1.70	2.35	9.76	12.47	0.00	0.00	0.00	2.81	
Extremo Ib	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	70.10
	25.29	15.72	1.70	2.35	9.76	12.47	0.00	0.00	0.00	2.81	

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

TABLA 4.23 Combinaciones de momentos desestabilizadores para estados límite aplicables en el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador

	Eax	ΔEx	EHlx	LS2x	0.5PIR	EQ	WSs	WSe	WL	BR	ΣMh
Mh (Tm)	48.33	67.60	4.86	10.11	35.62	104.37	0.73	-5.08	0.72	29.79	297.04
Resistencia Ia	1.50	0.00	1.50	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75	149.60
	72.50	0.00	7.29	17.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	52.13	
Resistencia Ib	1.50	0.00	1.50	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75	149.60
	72.50	0.00	7.29	17.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	52.13	
Resistencia Va	1.50	0.00	1.50	1.35	0.00	0.00	0.40	0.40	1.00	1.35	132.62
	72.50	0.00	7.29	13.64	0.00	0.00	0.29	-2.03	0.72	40.21	
Resistencia Vb	1.50	0.00	1.50	1.35	0.00	0.00	0.40	0.40	1.00	1.35	132.62
	72.50	0.00	7.29	13.64	0.00	0.00	0.29	-2.03	0.72	40.21	
Extremo Ia	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	327.27
	72.50	67.60	7.29	10.11	35.62	104.37	0.00	0.00	0.00	29.79	
Extremo Ib	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	327.27
	72.50	67.60	7.29	10.11	35.62	104.37	0.00	0.00	0.00	29.79	

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Para comprobar que el estribo pase el chequeo al volcamiento se debe comprobar que la excentricidad de la resultante sea menor que la excentricidad máxima en cada uno de los estados límite como se puede observar en la tabla 4.24.

TABLA 4.24 Chequeo al volcamiento del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador

Estado límite	V (T/m)	Mv (Tm/m)	Mh (Tm/m)	$xO = \frac{Mv - Mh}{V}$ (m)	A	B	A ≤ B
					$e = \frac{B}{2} - xO$ (m)	$e_{m\acute{a}x}$ (m)	
Resistencia Ia	124.85	405.78	149.60	2.05	0.85	1.93	OK
Resistencia Ib	158.71	531.74	149.60	2.41	0.49	1.93	OK
Resistencia Va	115.54	382.82	132.62	2.17	0.73	1.93	OK
Resistencia Vb	149.40	508.77	132.62	2.52	0.38	1.93	OK
Extremo Ia	114.71	405.23	327.27	0.68	2.22	2.32	OK
Extremo Ib	148.58	531.19	327.27	1.37	1.53	2.32	OK

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Como ya se explicó la excentricidad máxima para los estados límites es:

Estado límite de resistencia:

$$e_{m\acute{a}x} = \frac{B}{3} = \frac{5.8m}{3} = 1.93m$$

Estado límite de evento extremo:

$$e_{\text{máx}} = \frac{2 * B}{5} = \frac{2 * 5.8\text{m}}{5} = 2.32\text{m}$$

Deslizamiento

Se realiza el chequeo al deslizamiento en la base del estribo, comprobando que la fuerza actuante sea menor que la fuerza resistente a calcularse con la ecuación 3.153.

Vale aclarar que en el cálculo no se incluye la componente de la presión pasiva del terreno debido a que no se asegura la permanencia de este suelo por socavación, deslizamiento, excavación u otro efecto sobre el mismo para el ejemplo, por lo tanto se tiene:

$$R_R = \varphi_{\tau} V(\tan \delta)$$

$\varphi_{\tau} = 1$ para el estado límite de resistencia según la tabla 3.37 y el mismo valor de 1 para el estado límite de evento extremo.

$$\tan \delta = \tan 25 = 0.47$$

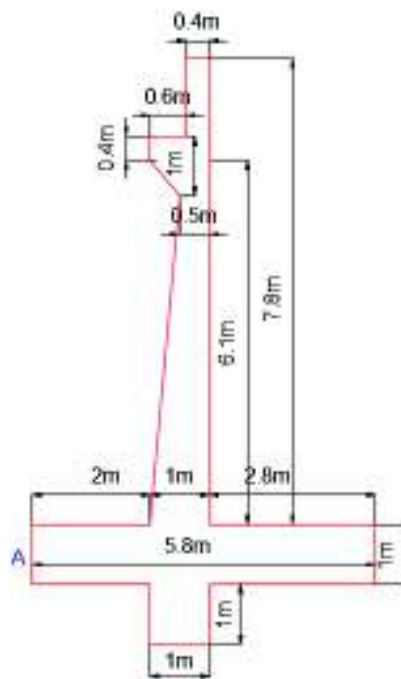
TABLA 4.25 Chequeo al deslizamiento de la base del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador

Estado límite	V (T/m)	Resistente	Actuante	Actuante < Resistente
		R_R (T/m)	H(T/m)	
Resistencia Ia	124.85	58.68	36.02	OK
Resistencia Ib	158.71	74.60	36.02	OK
Resistencia Va	115.54	54.30	34.05	OK
Resistencia Vb	149.40	70.22	34.05	OK
Extremo Ia	114.71	53.92	70.10	NO CUMPLE
Extremo Ib	148.58	69.83	70.10	NO CUMPLE

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

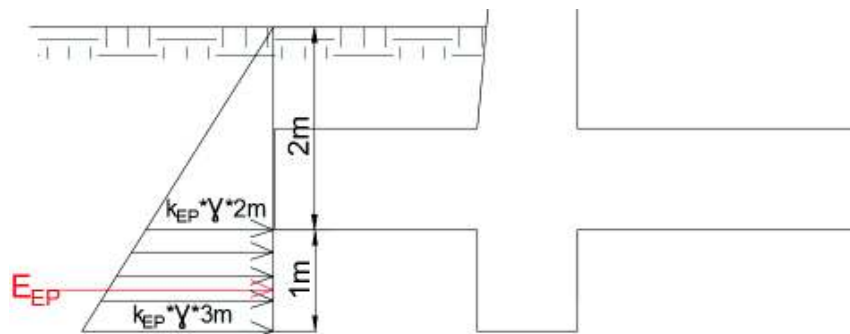
En los estadoa límite de **Evento Extremo Ia** y **Evento Extremo Ib** no cumplen la condición de que la carga resistente sea menor a la carga actuante, por lo que la solución es aumentar un diente de 1m*1m, luego se procede el cálculo de la carga pasiva solo en el diente, como se observa en la figura 4.44, k_{EP} es el coeficiente por carga pasiva considerando el efecto sísmico.

FIGURA 4.42 Estribo con diente para evitar el deslizamiento en la base del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

FIGURA 4.43 Representación de presión pasiva en el diente del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$k_{EP} = 3.9 \text{ (según Anexo 4, } \frac{c\gamma}{H} = 0 \text{ y } kh = 0.29)$$

Por lo tanto:

$$E_{EP} = R_{EP} = \frac{1}{2} * \left[\left(3.9 * 1.7 \frac{T}{m^3} * 3m \right) + \left(3.9 * 1.7 \frac{T}{m^3} * 2m \right) \right] * 1m = 16.58 \frac{T}{m}$$

$$R_R = \varphi_{\tau} R_{\tau} + \varphi_{EP} R_{EP}$$

Evento Extremo Ia

$$R_R = 53.92 \frac{T}{m} + 16.58 \frac{T}{m} = 70.50 \frac{T}{m} > 70.10 \frac{T}{m} \quad \text{OK!}$$

Evento Extremo Ib

$$R_R = 69.83 \frac{T}{m} + 16.58 \frac{T}{m} = 86.41 \frac{T}{m} > 70.10 \frac{T}{m} \quad \text{OK!}$$

4.1.4.5 Diseño de la armadura

Pantalla

Primero se debe definir las cargas que actúan en la pantalla, para ello se toma como referencia la figura 4.44, donde se indica el punto P en la base de la pantalla para definir los respectivos brazos de palanca.

- Empuje lateral del suelo EH

Empuje activo

$$E_a = \frac{1}{2} * 0.2959 * 1.7 \frac{T}{m^3} * (7.6m)^2 = 14.53 \frac{T}{m}$$

$E_{ax} = E_a * \cos(25) = 13.17 \frac{T}{m}$ (ubicada en un tercio de la altura de la pantalla, $\frac{7.6m}{3}$, es decir en z a 2.53m desde P, como se observa en la figura 4.44)

Empuje por efecto sísmico

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * 0.5719 * 1.7 \frac{T}{m^3} * (7.6m)^2 = 28.08 \frac{T}{m}$$

$$E_{AEx} = E_{AE} * \cos(25) = 25.45 \frac{T}{m}$$

$\Delta E_x = 25.45 \frac{T}{m} - 13.17 \frac{T}{m} = 12.28 \frac{T}{m}$ (ubicada en la mitad de la altura de la pantalla, $\frac{7.6m}{2}$, es decir en z a 3.8m desde P, como se observa en la figura 4.44)

- Empuje de tierra por losa de aproximación EHI

$$EHI = 7.6m * 0.2959 * 2.447 \frac{T}{m^3} * 0.2m = 1.10 \frac{T}{m}$$

$EHI_x = EHI * \cos(25) = 1.00 \frac{T}{m}$ (ubicada en la mitad de la altura de la pantalla, $\frac{7.6m}{2}$, es decir en z a 3.8m desde P, como se observa en la figura 4.44)

- Sobrecarga de carga viva LS2

$$LS_2 = 7.6m * 0.2959 * 1.7 \frac{T}{m^3} * 0.6m = 2.29 \frac{T}{m}$$

$LS_{2x} = LS_2 * \cos(25) = 2.08 \frac{T}{m}$ (ubicada en la mitad de la altura de la pantalla, $\frac{7.6m}{2}$, es decir en z a 3.8m desde P, como se observa en la figura 4.44)

- Fuerza inercial del estribo PIR

Para el diseño se calcula la fuerza inercial del estribo sin incluir la masa del suelo, por lo tanto:

TABLA 4.26 Cálculo del peso de la pantalla del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador en base a la figura 4.35.

		$\gamma = 2.447 \quad T/m^3$				
Sección	A(m ²)	DC(T/m)	x _A (m)	z _A (m)	DC*x _A (Tm/m)	DC*z _A (Tm/m)
A1	0.52	1.27	2.80	8.15	3.56	10.37
A2	0.40	0.98	2.50	7.30	2.45	7.15
A3	0.15	0.37	2.33	7.00	0.86	2.57
A4	1.38	3.36	2.33	2.83	7.85	9.53
A5	3.05	7.46	2.75	4.05	20.52	30.23
Σ		13.45			35.24	59.84

$$x = \frac{\Sigma DC * x_A}{DC} = 2.62$$

$$z = \frac{\Sigma DC * z_A}{DC} = 4.45$$

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$PIR = kh * (W_{Wpantalla})$$

$$PIR = 0.29 * 13.45 \frac{T}{m} = 3.90 \frac{T}{m}$$

- 100% E_{AE} + 50%PIR

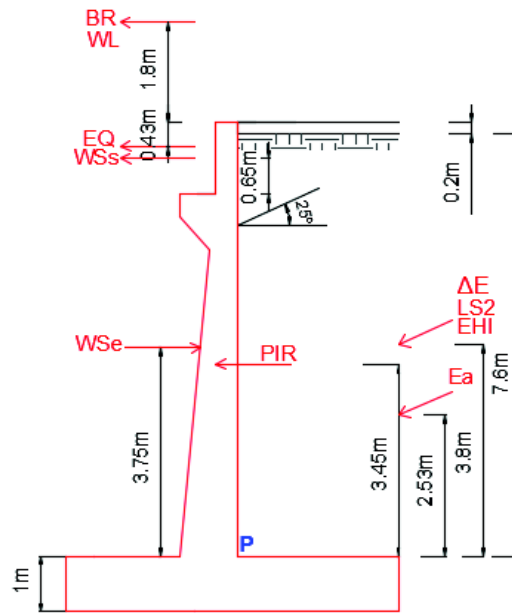
$$25.45 \frac{T}{m} + 0.5 * \left(3.90 \frac{T}{m} \right) = 27.40 \frac{T}{m}$$

- (50%E_{AE} ≥ E_a) + PIR

$$13.17 \frac{T}{m} + 3.90 \frac{T}{m} = 17.07 \frac{T}{m}$$

Por lo tanto, se considera $0.5\text{PIR} = 1.95 \frac{T}{m}$ (ubicado en z a 3.45m desde P, resultante de Z calculado en la tabla 4.26 menos 1m de cimentación)

FIGURA 4.44 Cargas actuantes en el estribo para el diseño de la pantalla del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

En la tabla 4.27 se muestra las cargas a considerar en el diseño con el momento que generan en la pantalla y los factores de carga para diseño, caso (b).

TABLA 4.27 Fuerzas y factores de carga para el diseño de la pantalla del ejemplo de puente para un intercambiador

CARGA	TIPO	(T/m)	Z_p (m)	M_p (Tm/m)	Factores de carga			
					Resistencia lb	Resistencia Vb	Extremo lb	Servicio lb
Eax	EH	13.17	2.53	33.36	1.50	1.50	1.50	1.00
ΔE_x	EQ	12.28	3.80	46.66	0.00	0.00	1.00	0.00
EHlx	EH	1.00	3.80	3.80	1.50	1.50	1.50	1.00
LS2x	LS	2.08	3.80	7.90	1.75	1.35	1.00	1.00
0.5PIR	EQ	1.95	3.45	6.73	0.00	0.00	1.00	0.00
EQ	EQ	12.47	7.37	91.90	0.00	0.00	1.00	0.00
WSs	WS	0.09	7.15	0.64	0.00	0.40	0.00	0.30
WSe	WS	-1.07	3.75	-4.01	0.00	0.40	0.00	0.30
WL	WL	0.07	9.60	0.65	0.00	1.00	0.00	1.00
BR	BR	2.81	9.60	26.98	1.75	1.35	1.00	1.00

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Entonces los momentos actuantes en la pantalla debido a las combinaciones de carga para cada estado límite son los que se muestran en la tabla 4.28.

TABLA 4.28 Momentos en la pantalla del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador

CARGA	TIPO	(Tm/m)	Mu (Tm/m)			
			Resistencia lb	Resistencia Vb	Extremo lb	Servicio lb
Eax	EH	33.36	50.05	50.05	50.05	33.36
ΔEx	EQ	46.66	0.00	0.00	46.66	0.00
EHlx	EH	3.80	5.70	5.70	5.70	3.80
LS2x	LS	7.90	13.83	10.67	7.90	7.90
0.5PIR	EQ	6.73	0.00	0.00	6.73	0.00
EQ	EQ	91.90	0.00	0.00	91.90	0.00
WSs	WS	0.64	0.00	0.26	0.00	0.19
WSe	WS	-4.01	0.00	-1.61	0.00	-1.20
WL	WL	0.65	0.00	0.65	0.00	0.65
BR	BR	26.98	47.21	36.42	26.98	26.98
			116.79	102.13	235.92	71.68

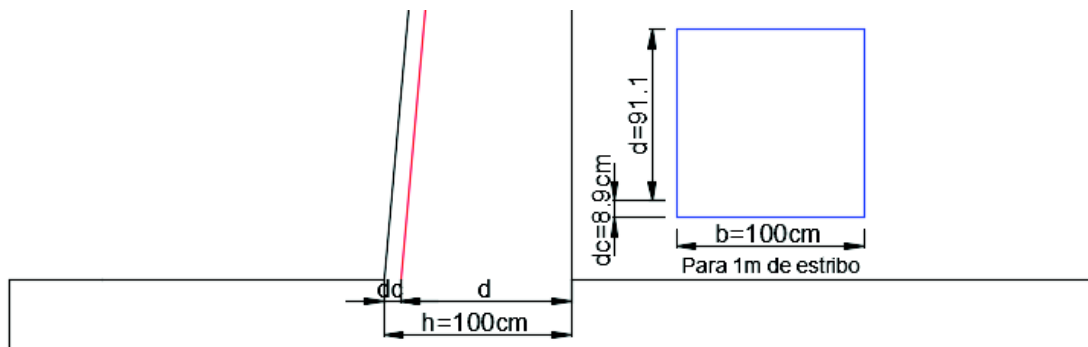
ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Acero por flexión

Entonces el mayor momento se presenta en el estado límite **Evento Extremo lb**.

$$M_u = 235.92 \frac{Tm}{m} \quad \text{con } \varnothing = 28mm$$

FIGURA 4.45 Dimensiones en la base de la pantalla del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador para determinar el acero a flexión



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Recubrimiento igual a 7.5cm según tabla 3.29.

$$d_c = r + \frac{\varnothing}{2} = 7.5\text{cm} + 1.4\text{cm} = 8.9\text{cm}$$

$$d = h - dc = 100\text{cm} - 8.9\text{cm} = 91.1\text{cm}$$

$$a = \frac{As * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 305 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100\text{cm}}$$

$$As = \frac{235.92 * 10^5 \text{ kg cm}}{1 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(91.1\text{cm} - \frac{a}{2}\right)}$$

$$\frac{a * 0.85 * 305 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100\text{cm}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = \frac{235.92 * 10^5 \text{ kg cm}}{1 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(91.1\text{cm} - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = 10.61\text{cm}$$

$$As = \frac{235.92 * 10^5 \text{ kg cm}}{1 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(91.1\text{cm} - \frac{10.61\text{cm}}{2}\right)} = 65.47 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$s = \frac{6.16 \text{ cm}^2}{65.47 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} = 9 \text{ cm}$$

Ø28mm @9cm

Acero máximo

En la sección 5.7.3.3.1 de la AASHTO LRFD 2014 no se limita este valor.

Acero mínimo

En la sección 5.7.3.3.2 de la AASHTO LRFD 2014 describe que el acero de refuerzo calculado debe resistir el menor valor de:

- 1.33Mu

$$1.33 * 235.92 \text{ Tm} = 313.77 \text{ Tm}$$

- Mcr, para hormigón armado

$$Mcr = 1.1 * fr * S; \quad fr = 2.01\sqrt{f'_c}; \quad S = \frac{b * h^2}{6}$$

$$Mcr = 1.1 * 2.01 \sqrt{305 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \frac{100\text{cm} * 100^2\text{cm}^2}{6} = 64.36 \text{ Tm}$$

El menor valor es 64.36Tm, 65.47cm² resiste un momento de 235.92Tm, como 64.36Tm < 235.92Tm entonces es satisfactorio el acero calculado.

Ø28mm @9cm

Acero por contracción y temperatura

$$A_g = \frac{(b_1 + b_2)}{2} * h'$$

$$A_g = \frac{(100 + 50)}{2} * 550 = 41250 \text{ cm}^2$$

$$\text{Perímetro} = b_1 + b_2 + h' + \sqrt{(h')^2 + (b_1 - b_2)^2}$$

$$\text{Perímetro} = 100 + 50 + 550 + \sqrt{550^2 + 50^2} = 1252.27 \text{ cm}$$

$$A_{S_{\text{temperatura}}} = \frac{756 * A_g}{4200 * \text{perímetro}}$$

$$A_{S_{\text{temperatura}}} = \frac{756 * 41250}{1252.27 * 4200}$$

$$A_{S_{\text{temperatura}}} = 5.93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$2.73 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 5.93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 12.70 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{OK!}$$

Usando Ø = 14mm

$$\#varillas = \frac{5.93 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * 8\text{m}}{1.54 \text{ cm}^2} = \frac{47.44}{1.54} \cong 31$$

$$s = \frac{b}{\#varillas} = \frac{785\text{cm}}{31} = 25 \text{ cm}$$

Ø14mm @25cm

$$s_{\text{máx}} = 3t = 3 * 50\text{cm} = 150\text{cm}$$

$$s_{\text{máx}} = 45\text{cm}$$

El $s_{\text{máx}}$ es 45cm, 25cm < 45cm OK!

El acero de temperatura se colocará en cara opuesta al relleno en los dos sentidos y además perpendicular al acero principal de la pantalla.

Limitación de fisuración por distribución de armadura

Para la revisión a fisuración por distribución de la armadura aplica el estado límite Servicio I

TABLA 4.29 Factores de carga para el estado límite de Servicio Ib del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador

CARGA	TIPO	M _p (Tm/m)	Factor de carga	
			Servicio Ib	Servicio Ib
Eax	EH	33.36	1.00	33.36
ΔEx	EQ	46.66	0.00	0.00
EHlx	EH	3.80	1.00	3.80
LS2x	LS	7.90	1.00	7.90
0.5PIR	EQ	6.73	0.00	0.00
EQ	EQ	91.90	0.00	0.00
WSs	WS	0.64	0.30	0.19
WSe	WS	-4.01	0.30	-1.20
WL	WL	0.65	1.00	0.65
BR	BR	26.98	1.00	26.98
Mu (Tm/m)				71.68

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Para un ancho tributario de 9cm, el momento por estado límite de servicio es:

$$M_s = 71.68 \frac{Tm}{m} * 0.09m = 6.45 Tm$$

FIGURA 4.46 Distribución del acero de flexión en el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador



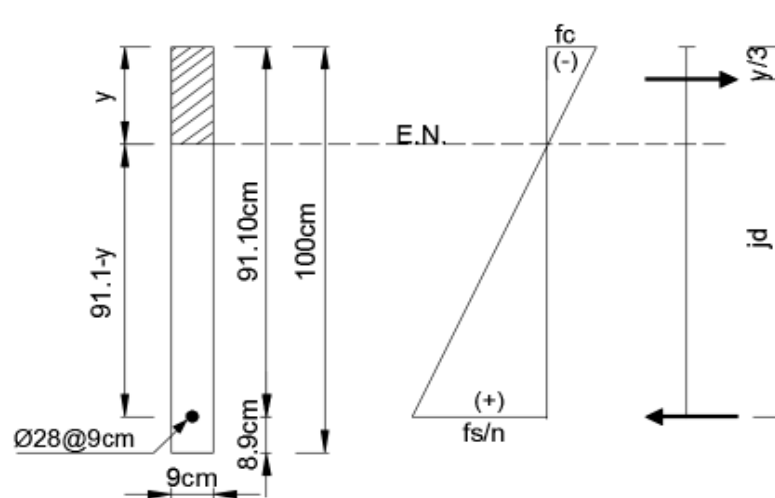
ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Ubicación del eje neutro

$$E_s = 2.04 * 10^7 \frac{T}{m^2}, \quad E_c = 2.91 * 10^6 \frac{T}{m^2} \quad \therefore n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 * 10^7 \frac{T}{m^2}}{2.91 * 10^6 \frac{T}{m^2}} = 7$$

$$A_{s_t} = 7 * 6.16 \text{cm}^2 = 43.12 \text{cm}^2$$

FIGURA 4.47 Esquema guía para ubicación del eje neutro del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$9y * \left(\frac{y}{2}\right) = 43.12 * (91.10 - y)$$

$$y = 25.14 \text{cm}$$

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - \frac{y}{3} = 91.10 \text{cm} - \frac{25.14}{3} \text{cm} = 82.72 \text{cm}$$

El esfuerzo del acero es:

$$f_{ss} = \frac{M_s}{jd * A_s} = \frac{6.45 * 10^5}{82.72 * 6.16} = 1265.81 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0.6 * f_y = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Por lo tanto } f_{ss} = 1265.81 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Separación máxima de la armadura

$$S_{\text{máx}} = \frac{125000 Y_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2dc$$

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7(h - dc)} = 1 + \frac{8.9}{0.7(100 - 8.9)} = 1.14$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{125000 * 0.75}{1.14 * 1265.81} - 2 * 8.9 = 47\text{cm} > 9\text{cm} \text{ OK!}$$

Diseño a corte

Las fuerzas actuantes en la pantalla debido a las combinaciones de carga para cada estado límite son los que se muestran en la tabla 4.30.

TABLA 4.30 Fuerzas en la pantalla para el estribo del ejemplo de puente para un intercambiador

CARGA	TIPO	(T/m)	Vu (T/m)			
			Resistencia lb	Resistencia Vb	Extremo lb	Servicio lb
Eax	EH	13.17	19.76	19.76	19.76	13.17
ΔEx	EQ	12.28	0.00	0.00	12.28	0.00
EHlx	EH	1.00	1.50	1.50	1.50	1.00
LS2x	LS	2.08	3.64	2.81	2.08	2.08
0.5PIR	EQ	1.95	0.00	0.00	1.95	0.00
EQ	EQ	12.47	0.00	0.00	12.47	0.00
WSs	WS	0.09	0.00	0.04	0.00	0.03
WSe	WS	-1.07	0.00	-0.43	0.00	-0.32
WL	WL	0.07	0.00	0.07	0.00	0.07
BR	BR	2.81	4.92	3.79	2.81	2.81
			29.81	27.53	52.85	18.83

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

El mayor cortante se presenta en el estado límite **Evento Extremo lb** $V_u = 52.85 \frac{T}{m}$

En muros de contención normalmente el cortante no gobierna, pero es necesario realizar el chequeo para revisar el espesor de la pantalla y establecer si se necesita o no armadura transversal (Rodríguez Serquén , 2016).

Si la fuerza de reacción en dirección del corte comprime el extremo (apoyo) la sección crítica de corte es a d_v desde la cara del apoyo. Donde d_v es la distancia entre las resultantes de fuerzas de la flexión conocida como distancia de corte efectivo, no puede ser menor que el valor mayor entre $0,72h$ o $0,9d$ (NORMA

AASHTO LRFD, 2014). De otra manera la sección de diseño se toma en la cara interna del apoyo.

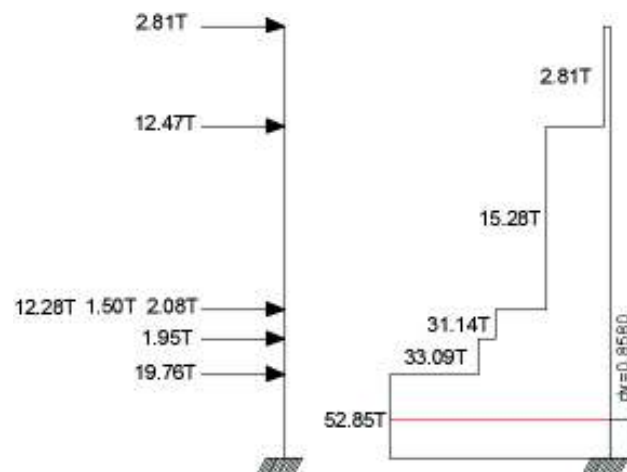
$$d_v = d - \frac{a}{2} = 91.1\text{cm} - \frac{10.61}{2}\text{cm} = 85.80\text{cm}$$

$$0.72 * 100\text{cm} = 72\text{cm} < 85.80\text{cm OK!}$$

$$0.9 * 91.10\text{cm} = 81.99 < 85.80\text{cm OK!}$$

A una distancia igual a d_v el $V_u = 52.85 \frac{\text{T}}{\text{m}}$ según la figura 4.49.

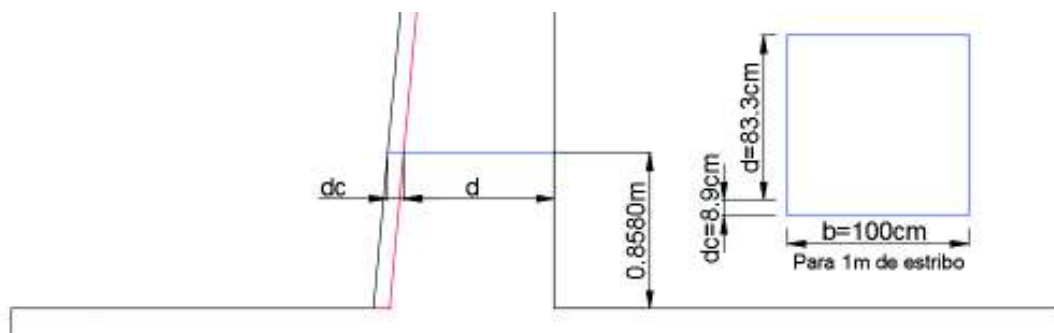
FIGURA 4.48 Diagrama de corte del estribo para Evento Extremo Ib del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Por lo tanto la sección a la distancia d_v es:

FIGURA 4.49 Sección crítica de corte del estribo del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$dv = 83.3\text{cm} - \frac{10.61}{2} = 78\text{cm}$$

$$0.72 * 92.2\text{cm} = 66.38\text{cm} < 78\text{cm OK!}$$

$$0.9 * 83.3\text{cm} = 74.97 < 78\text{cm OK!}$$

Para concreto no preesforzado se tiene:

$$V_{n1} = 0.25 * 305 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100\text{cm} * 78\text{cm} = 594.75\text{T}$$

$$V_{n2} = V_c$$

Y para V_{n2} se tiene que $\beta^* = 2$

Por lo tanto:

$$V_{n2} = 0.265 * 2 * \sqrt{305 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 100\text{cm} * 78\text{cm} = 72.20\text{T}$$

El menor valor entre V_{n1} y V_{n2} es:

$$V_{n2} = 72.20\text{T}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$V_r = \phi V_{n2}$, $\phi = 1$ estado límite de evento extremo.

$$52.85\text{T} < 72.20\text{T} \text{ OK!}$$

Longitud de desarrollo

Acero a tracción

- Diámetro 14mm

$$l_{db} = \frac{0.02A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.02 * 153.94 * 420}{\sqrt{30}} = 35.28\text{cm}$$

$$l_{db} > 30\text{cm} \text{ OK!}$$

$$0.06d_b f_y = 0.06 * 14 * 420 = 23.68\text{cm} \therefore l_{db} = 35.28\text{cm}$$

Factores de modificación: aumento 1.4, disminución 0.8, por lo tanto, 1.12. Por lo tanto, la longitud de desarrollo es $l_d = 35.28\text{cm} * 1.12 = 40\text{cm}$

- Diámetro 28mm

$$l_{db} = \frac{0.02A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.02 * 615.75 * 420}{\sqrt{30}} = 94.43\text{cm}$$

$l_{db} > 30\text{cm}$ OK!

$$0.06d_b f_y = 0.06 * 28 * 420 = 70.56\text{cm} \therefore l_{db} = 94.43\text{cm}$$

Factores de modificación: aumento 1.4, disminución 0.8, por lo tanto, 1.12. Por lo tanto, la longitud de desarrollo es $l_d = 94.43\text{cm} * 1.12 = 106\text{cm}$

Acero a compresión

- Diámetro 14mm

$$l_{db} \geq \frac{0.24d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.24 * 14 * 420}{\sqrt{30}} = 25.76\text{cm}$$

$$l_{db} \geq 0.044d_b f_y = 0.044 * 14 * 420 = 25.87\text{cm}$$

$$\therefore l_{db} = 30\text{cm}$$

La longitud de desarrollo es $l_d = 30\text{cm}$

- Diámetro 28mm

$$l_{db} \geq \frac{0.24d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.24 * 28 * 420}{\sqrt{30}} = 51.53\text{cm}$$

$$l_{db} \geq 0.044d_b f_y = 0.044 * 28 * 420 = 51.74\text{cm}$$

$$\therefore l_{db} = 55\text{cm}$$

La longitud de desarrollo es $l_d = 55\text{cm}$

Ganchos

- Diámetro 14 mm

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{100 * 14}{\sqrt{30}} = 25.56\text{cm}$$

Factores de modificación: 0.7 y 1.3, por lo tanto, 0.91. Por lo tanto, la longitud de desarrollo es $l_d = 25.56\text{cm} * 0.91 = 25\text{cm}$

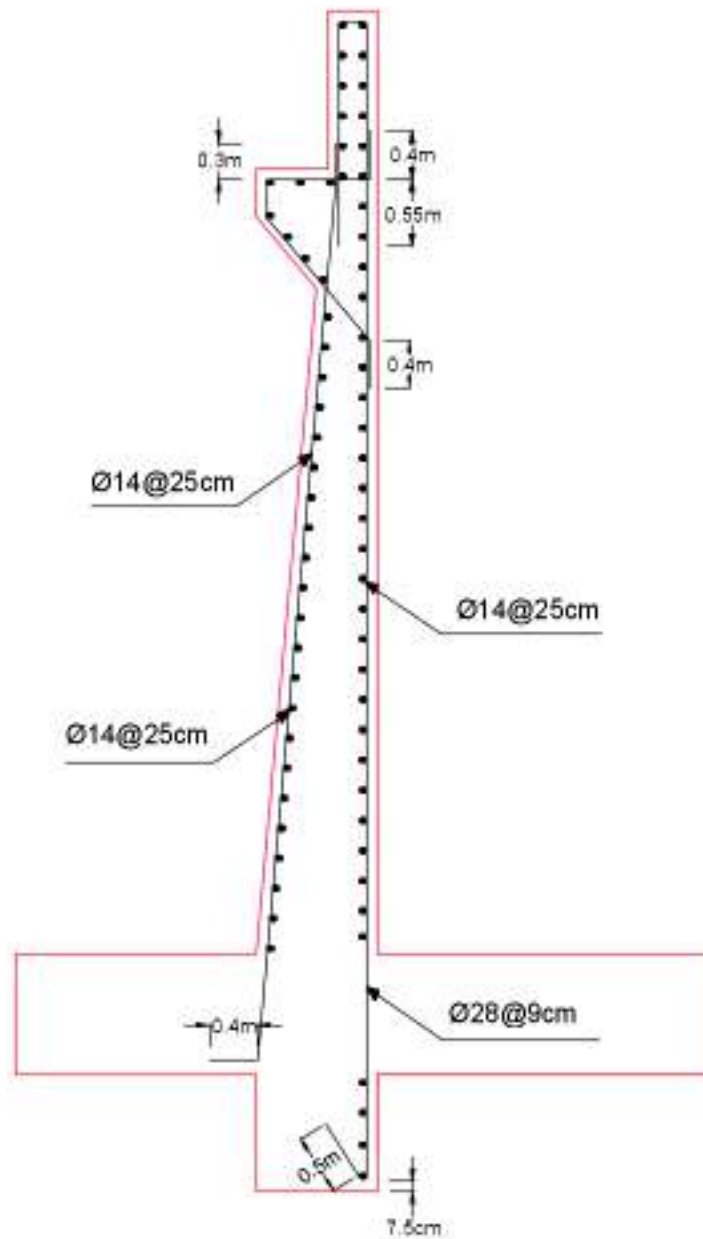
- Diámetro 28 mm

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{100 * 28}{\sqrt{30}} = 51.12\text{cm}$$

Factores de modificación: 0.7 y 1.3, por lo tanto 0.91. Por lo tanto, la longitud de desarrollo es $l_d = 51.12\text{cm} * 0.91 = 50\text{cm}$

Po lo tanto, en la figura 4.50 se presenta el estribo armado.

FIGURA 4.50 Estribo armado del ejemplo de puente para un intercambiador



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

4.2 EJEMPLO DE CÁLCULO DE SUBESTRUCTURA DE UN PUENTE SOBRE UN RÍO

Diseñar la subestructura de un puente viga losa de hormigón armado de 54m sobre un río, en Riobamba, con las siguientes características:

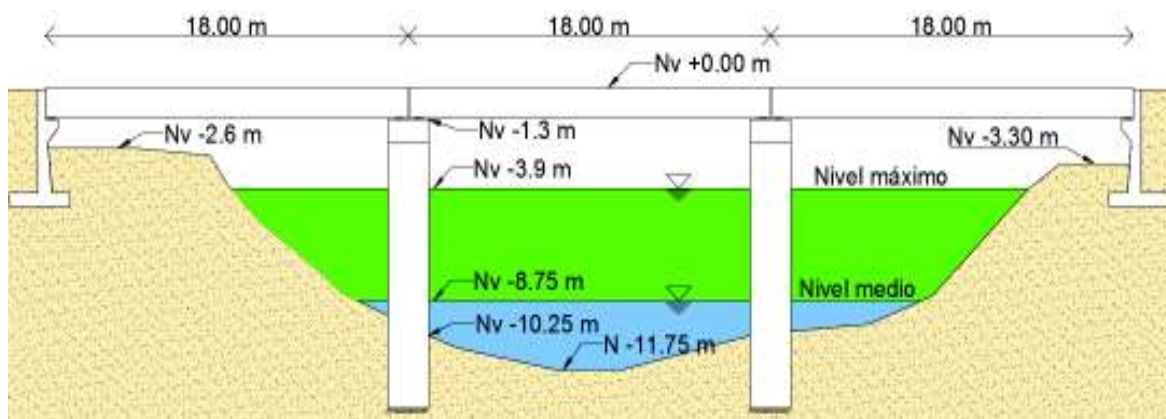
- Con vientos iguales o menores a 24,6km/h
- Peso específico del concreto 2.447 T/m^3 , resistencia a la compresión 305 kg/cm^2 , módulo de elasticidad $2.91 \cdot 10^6 \text{ T/m}^2$ (Borja Salazar & Taípe Anasi, 2017)
- Fluencia del acero 4200 kg/cm^2 , módulo de elasticidad del acero $2.04 \cdot 10^7 \text{ T/m}^2$ (Borja Salazar & Taípe Anasi, 2017)
- Suelo tipo B, no cohesivo, peso unitario del suelo 1.7 T/m^3 , ángulo de fricción interna $\theta = 30^\circ$, ángulo entre el estribo y el suelo de relleno $\delta = 20^\circ$ tomado del Anexo 1
- El puente es de tres vanos con dos pilas intermedias, lo que representan tres tramos de 18m de longitud como se muestra en la figura 4.51. Según la configuración geométrica, condiciones de masa y rigidez el puente puede entrar como puente regular de la categoría “otros” de la (NORMA AASHTO LRFD, 2014), por lo que para la determinación de las fuerzas sísmicas podría ser aplicables el método elástico unimodal, pero como ejemplo práctico se considera que el puente está clasificado como regular en la categoría “esencial” de la (NORMA AASHTO LRFD, 2014), por lo tanto, se aplicará el método elástico multimodal para el cálculo de las fuerzas sísmicas provenientes de la superestructura, para comparación también se determinaran las fuerzas sísmicas por el método elástico unimodal.
- El factor de reducción de fuerza sísmica R según la sección 3.1.5.7 de este documento es: $R=1.5$ para muros y $R=2$ para pilas tipo columnas.
- La geometría del tablero es la misma que se presenta en el ejemplo de cálculo de puente para un intercambiador, sección 4.1 de este documento, la vista transversal se presenta en la figura 4.2.

- Peso de la barrera tipo New Jersey 0.47 T/m. Con un área de su sección transversal de 0.191 m².
- El diseño y detalle del puente es convencional y es un puente típico con niveles convencionales de redundancia, por lo tanto:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = 1$$

- Se impone la sección de río presentada en la figura 4.51 para la realización del ejemplo. La parte azul corresponde al nivel medio de la corriente y la parte azul más la parte verde corresponde al nivel máximo de la corriente.

FIGURA 4.51 Vista longitudinal impuesta para el ejemplo de un puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

- Características hidráulicas del nivel medio de la corriente del río, nivel -8.75 m según la figura 4.51.

Caudal medio adoptado:

$$Q_{\text{medio}} = 60 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Pendiente de la superficie del cauce adoptado

$$I = 1\%$$

De la sección de río impuesta para el ejemplo se calcula el área y el perímetro mojado de la sección transversal hasta el nivel medio de la corriente. Corresponde con la parte azul de figura 4.51.

Área de la sección transversal:

$$A = 50.16 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado:

$$P_{\text{mojado}} = 28.88 \text{ m}$$

Velocidad media de la corriente:

$$V_m = \frac{Q}{A} = \frac{60}{50.16} = 1.2 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Coefficiente de Manning:

$$R = \frac{A}{\text{perímetro mojado}} = \frac{50.16}{28.88} = 1.74 \text{ m}$$

$$V_m = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}}$$

$$1.2 = \frac{1}{n} * 1.74^{\frac{2}{3}} * 0.01^{\frac{1}{2}}$$

$n = 0.12$ (Coeficiente de rugosidad de Manning)

- Características hidráulicas del nivel máximo de la corriente del río, nivel - 3.9m según la figura 4.51.

De la sección de río impuesta para el ejemplo se calcula el área y el perímetro mojado de la sección transversal hasta el nivel máximo de la corriente. Corresponde con la parte azul más la parte verde de la figura 4.51.

Área de la sección transversal:

$$A = 216.43 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado:

$$P_{\text{mojado}} = 44.13 \text{ m}$$

Velocidad media de la corriente:

$$V_m = \frac{1}{n} * R^{\frac{2}{3}} * I^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{0.12} * \left(\frac{216.43}{44.13} \right)^{\frac{2}{3}} * 0.01^{\frac{1}{2}} = 2.41 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Caudal máximo:

$$Q_{\text{máx}} = A * V_m = 216.43 * 2.41 = 521.6 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

4.2.1 PRE-DIMENSIONAMIENTO

4.2.1.1 Pilas

- Socavación local en pilas

Para pre-dimensionar las pilas es necesario estimar la altura de socavación local en la pila para calcular el nivel de cimentación.

Nivel del lecho del río en las pilas = -10.25 m

Nivel medio del agua = -8.75 m

$$y = 10.25 - 8.75 = 1.5 \text{ m}$$

$$Fr = \frac{V_m}{\sqrt{g * y}} = \frac{1.2}{\sqrt{9.81 * 1.5}} = 0.31$$

La profundidad de erosión (ds) se calcula por:

$$ds = 2 * y * k_1 * k_2 * k_3 * k_4 * \left(\frac{a}{y}\right)^{0.65} * Fr^{0.43}$$

$$k_1 = 1 \rightarrow \text{Tabla 3.21}$$

$$k_2 = 1 \rightarrow \text{Tabla 3.22}$$

$$k_3 = 1.1 \rightarrow \text{Tabla 3.23}$$

$$k_4 = 1 \rightarrow \text{Sección 3.3.4.1}$$

$$ds = 2 * 1.5 * 1 * 1 * 1.1 * 1 * \left(\frac{2}{1.5}\right)^{0.65} * 0.31^{0.43} = 2.4 \text{ m}$$

- Gálibo

Nivel en la parte inferior de la superestructura = -1.3 m

Nivel máximo del agua = -3.9 m

$$\text{Gálibo} = 3.9 - 1.3 = 2.6 > 1.5 \text{ m Ok!}$$

- Altura máxima del nivel de agua en las pilas

$$y_{\text{máx}} = 10.25 - 3.9 = 6.35 \text{ m}$$

- Profundidad de cimentación

Según (Rodríguez Serquén , 2016), el nivel de la cimentación (Df) debe estar al menos 1 metro por debajo de la altura de socavación calculada.

$$Df = ds + 1\text{m} = 2.4\text{m} + 1\text{m} = 3.4\text{m}$$

- Altura total de la pila

$$H = \text{Gálibo} + y_{\text{máx}} + Df = 2.6 + 6.35 + 3.4 = 12.35 \text{ m}$$

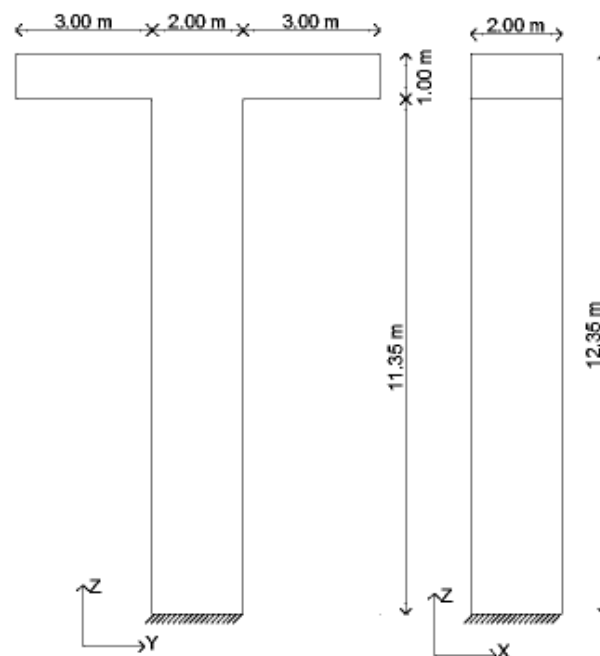
- Diámetro recomendado

$$D = (H * L)^{0.1} = (12.35 * 18)^{0.1} = 1.72 \text{ m} \rightarrow \text{Se toma } D = 2 \text{ m}$$

- Viga cabezal

La base de la viga cabezal es igual al diámetro de la columna y su altura se recomienda sea mayor o igual a 1 metro para cumplir con solicitaciones de flexión y corte. Por lo tanto: $b = 2 \text{ m}$; $h = 1 \text{ m}$

FIGURA 4.52 Pre-dimensionamiento de las pilas para el puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

4.2.1.2 Estribos

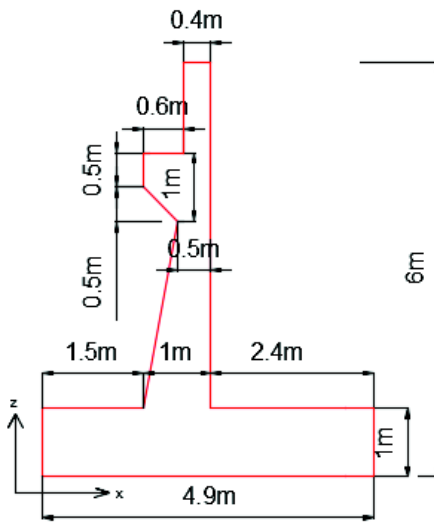
Estribo de hormigón de concreto armado en voladizo.

Gálibo mínimo (puente sobre un río, desde calado máx.):	1.5m
Superestructura:	1.3m
Superficie del suelo a base de la zapata:	2.5m
Por lo tanto, H:	5.3m

Se adopta H=6m por condiciones de perfil del río

Si bien el pre-dimensionamiento se realiza en base a la figura 3.31 algunas dimensiones se toman mayores para prever que el estribo pase el chequeo a corte y el chequeo al volcamiento, por lo tanto, el estribo tendría las siguientes dimensiones:

FIGURA 4.53 Pre-dimensionamiento de estribos para ejemplo del cálculo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Para el cálculo de la longitud de soporte mínima se tiene:

$$N = (200 + 0.0017 L + 0.0067H)(1 + 0.000125 S^2)$$

L = 18000 mm (Longitud del tablero)

H = 12350mm (Altura de la pila)

$$S = 10.49^\circ \left(\text{Ángulo de la cara del estribo } \tan s = \frac{0.5}{2.7} \right)$$

$$\begin{aligned} N_{\text{mín}} &= (200 + 0.0017 (18000) + 0.0067(12350))(1 + 0.000125 (10.49)^2) \\ &= 317.66\text{mm} = 31.8\text{cm} \end{aligned}$$

$$\therefore N = 60\text{cm OK}$$

4.2.2 CÁLCULO DE FUERZAS SÍSMICAS

Aplicar metodología del análisis sísmico, sección 3.1 de este documento.

Espectro de respuesta para Riobamba

Se usa la curva de peligro sísmico para Riobamba tomado de la (NEC-SE-DS, 2015) como se muestra en la figura 4.54 y se procede a obtener el espectro de aceleraciones para Riobamba para un período de retorno de 1000 años como se observa en la figura 4.55

$$Tr = 1000 \text{ años} \rightarrow \lambda = \frac{1}{T} = \frac{1}{1000} = 0.001$$

FIGURA 4.54 Curva de Peligro Sísmico para Riobamba

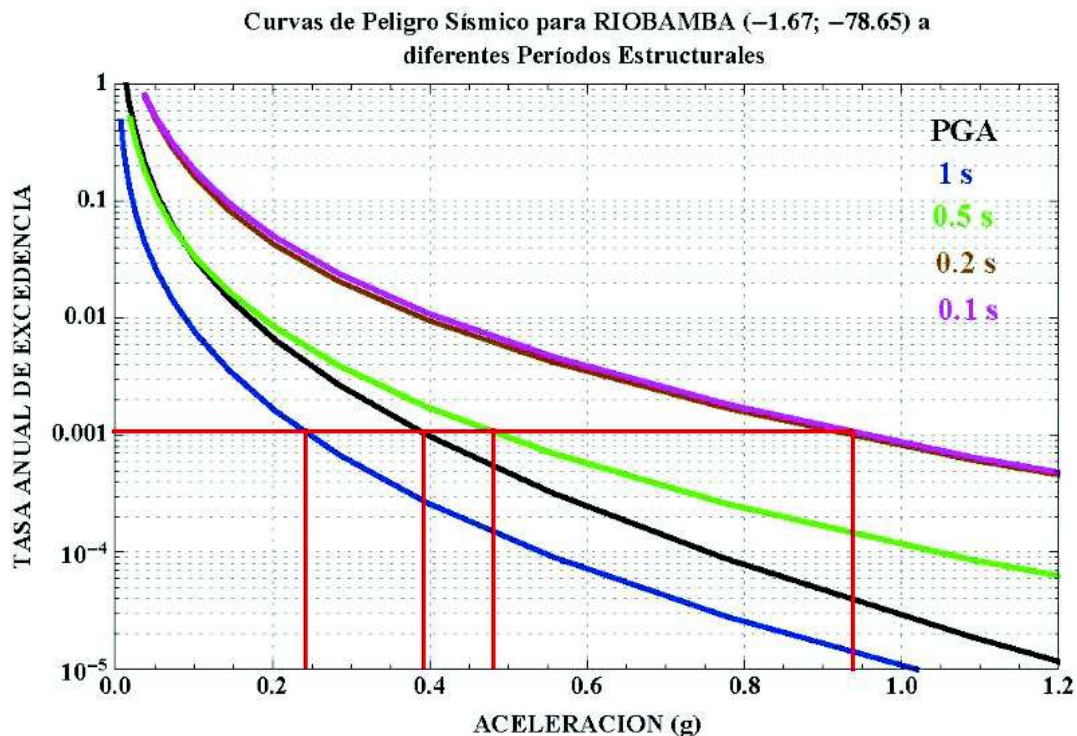
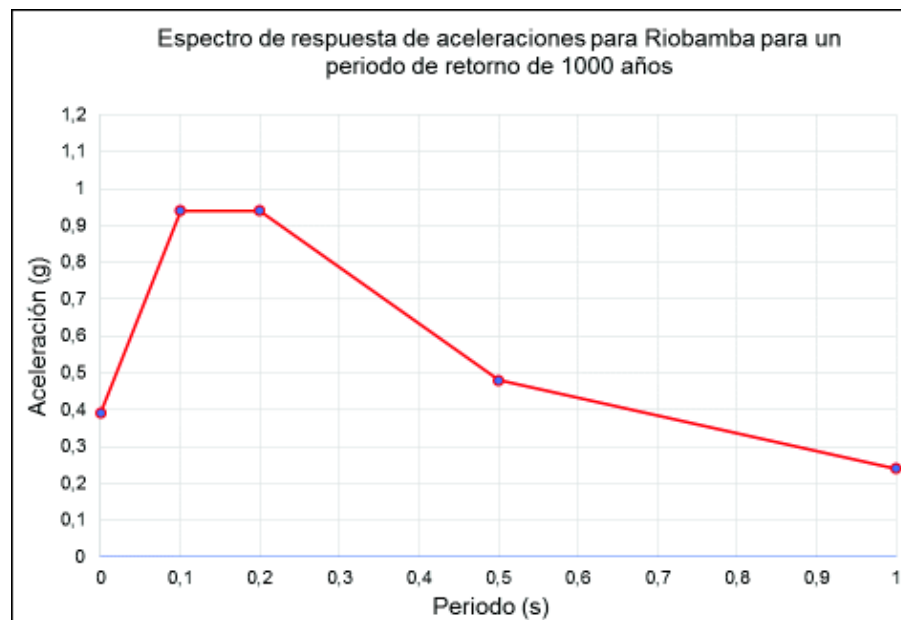


FIGURA 4.55 Espectro de respuesta de aceleraciones para Riobamba para un período de retorno de 1000 años



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

TABLA 4.31 Tabla de apoyo para la elaboración del espectro de respuesta de aceleraciones para Riobamba para un período de retorno de 1000 años

T (s)	Aceleración (g)
0	0.39
0.1	0.94
0.2	0.94
0.5	0.48
1	0.24

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

* El valor de PGA es 0.39g, para cálculos posteriores se necesita el valor del factor de sitio denominado F_{pga} , que está en función del tipo de suelo, para este caso suelo tipo B, y el valor de PGA, según la tabla 3.5 el $F_{pga}=1$.

Debido a que en el ejemplo se describe que el suelo es tipo B el espectro de respuesta de la figura 4.7 es utilizable tal como se presenta, de tratarse de un tipo del suelo diferente al tipo B se debe realizar un estudio de la determinación del espectro de respuesta de manera tal que considere esta afectación debido al tipo de suelo.

Cargas muertas provenientes de la superestructura

La superestructura a considerarse para este ejemplo es la misma que del ejemplo anterior por lo que se mantiene la carga muerta de la superestructura incluida carga de peso propio de asfalto:

$$w(x) = 10.87 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Cálculo de la inercia I_{ZZ} del tablero del puente

Además, como ya se indicó el tablero es el mismo, por lo que la inercia I_{ZZ} del tablero del puente es:

$$I_{ZZ} = 18.06 \text{ m}^4$$

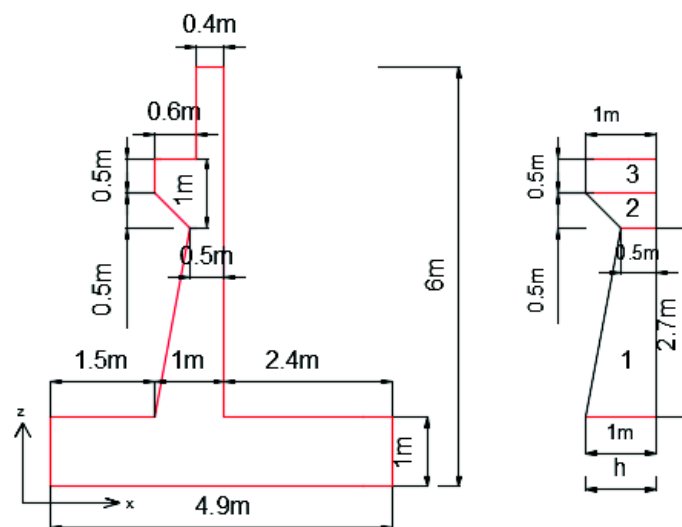
4.2.2.1 Fuerza sísmica longitudinal

Rigidez del estribo en la dirección longitudinal I_{YY}

El pre-dimensionamiento del estribo se muestra en la sección 4.2.1.2 de este documento.

A continuación, se presenta una la figura 4.56 con las dimensiones del estribo para la determinación de la rigidez longitudinal.

FIGURA 4.56 Vista XZ del estribo del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Cálculo del área e inercia de la sección 1:

$$h = az + b; \text{ Ec. de la recta}$$

$$h = 1. \rightarrow z = 0$$

$$h = 0.5 \rightarrow z = 2.7$$

$$1 = 0 + b \rightarrow b = 1$$

$$0.5 = 2.7 * a + 1 \rightarrow a = -\frac{5}{27}$$

$$h = -\frac{5z}{27} + 1; \text{ Ec. de la recta}$$

$$I_{YY1} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{8 * \left(-\frac{5z}{27} + 1\right)^3}{12} = \frac{2}{3} \left(-\frac{5z}{27} + 1\right)^3 \text{ m}^4$$

$$A1 = b * h = 8 * \left(-\frac{5z}{27} + 1\right) \text{ m}^2$$

Cálculo del área e inercia de la sección 2:

$$h = 0.5 \rightarrow z = 2.7$$

$$h = 1 \rightarrow z = 3.2$$

$$0.5 = 2.7 * a + b$$

$$1 = 3.2 * a + b$$

$$a = 1; \quad b = -\frac{11}{5}$$

$$h = z - \frac{11}{5}; \text{ Ec. de la recta}$$

$$I_{YY2} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{8 * \left(z - \frac{11}{5}\right)^3}{12} = \frac{2}{3} \left(z - \frac{11}{5}\right)^3 \text{ m}^4$$

$$A2 = b * h = 8 * \left(z - \frac{11}{5}\right) \text{ m}^2$$

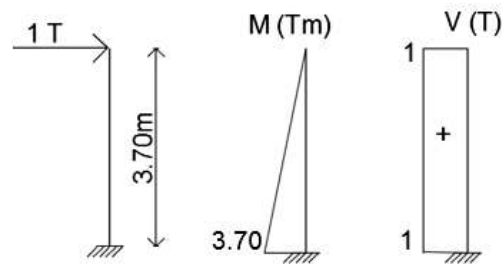
Cálculo del área e inercia de la sección 3:

$$I_{YY3} = \frac{8 * 1^3}{12} = \frac{2}{3} \text{ m}^4$$

$$A3 = 8 * 1 = 8 \text{ m}^2$$

A continuación, se presenta la figura 4.57 con el diagrama de cortante y momento sobre el estribo debido a la carga unitaria aplicada.

FIGURA 4.57 Diagrama de corte y momento por carga unitaria sobre el estribo para puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Ecuación del momento y del corte debido por carga unitaria

$$M = 3.7 - z$$

$$V = 1$$

Deformación del estribo por la carga unitaria:

$$\Delta_{\text{est}} = \Sigma \int_0^L \frac{M * m}{EI} dz + f \Sigma \int_0^L \frac{V * v}{GA} dz$$

$$\Delta_{\text{est}} = \int_0^{2.7} \frac{(3.7 - z)^2}{2.91 * 10^6 * \frac{2}{3} \left(-\frac{5z}{27} + 1\right)^3} dz$$

$$+ \int_{2.7}^{3.2} \frac{(3.7 - z)^2}{2.91 * 10^6 * \frac{2}{3} \left(z - \frac{11}{5}\right)^3} dz + \int_{3.2}^{3.7} \frac{(3.7 - z)^2}{2.91 * 10^6 * \frac{2}{3}} dz$$

$$+ 1.2 \int_0^{2.7} \frac{1^2}{1.21 * 10^6 * 8 * \left(-\frac{5z}{27} + 1\right)} dz$$

$$+ 1.2 \int_{2.7}^{3.2} \frac{1^2}{1.21 * 10^6 * 8 * \left(z - \frac{11}{5}\right)} dz + 1.2 \int_{3.2}^{3.7} \frac{1^2}{1.21 * 10^6 * 8} dz$$

$$\Delta_{\text{est}} = 1.819605 * 10^{-5} \text{ m}$$

La rigidez del estribo está dada por:

$$K_{\text{est}} = \frac{P}{\Delta_{\text{est}}} = \frac{1}{1.819605 * 10^{-5}} = 54957 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Fuerza sísmica sobre el estribo en la dirección longitudinal del puente

Carga unitaria distribuida:

$$P_o = 1 \frac{T}{m}$$

Fuerza aplicada sobre el estribo debido a la carga unitaria:

$$F = L * P_o = 18 \text{ m} * 1 \frac{T}{m} = 18 \text{ T}$$

Deformación del estribo debido a la fuerza F:

$$u_s = \frac{F}{K_{est}} = \frac{18}{54957} = 3.275289 * 10^{-4} \text{ m}$$

Cálculo del parámetro α :

$$\alpha = L * u_s = 18 * 3.275289 * 10^{-4} = 0.005896 \text{ m}^2$$

Cálculo del parámetro β :

$$\beta = L * w_{(x)} * u_s = 18 * 10.87 * 3.275289 * 10^{-4} = 0.064408 \text{ T} * \text{m}$$

Cálculo del parámetro γ :

$$\gamma = L * w_{(x)} * u_s^2 = 18 * 10.87 * (3.275289 * 10^{-4})^2 = 2.098947 * 10^{-5} \text{ T} * \text{m}^2$$

Cálculo del período de vibración:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_o g \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{2.098947 * 10^{-5}}{1 * 9.8 * 0.005896}} = 0.12 \text{ seg}$$

Máxima aceleración $S_a = C_s m$:

De acuerdo con el espectro de respuesta, figura 4.55, se tiene que para $T = 0.12 \text{ s}$ la aceleración es $S_a = 0.94g$.

Cálculo de la fuerza sísmica estática equivalente:

$$p_e(x) = \frac{\beta S_a}{\gamma} w_{(x)} u_s = \frac{0.064408 * 0.94}{2.098947 * 10^{-5}} * 10.87 * 3.275289 * 10^{-4} = 10.27 \frac{T}{m}$$

Fuerza sísmica y fuerza de diseño longitudinal sobre el estribo:

$$F_{sismica} = p_e(x) * L = 10.27 * 18 = 184.86 \text{ T}$$

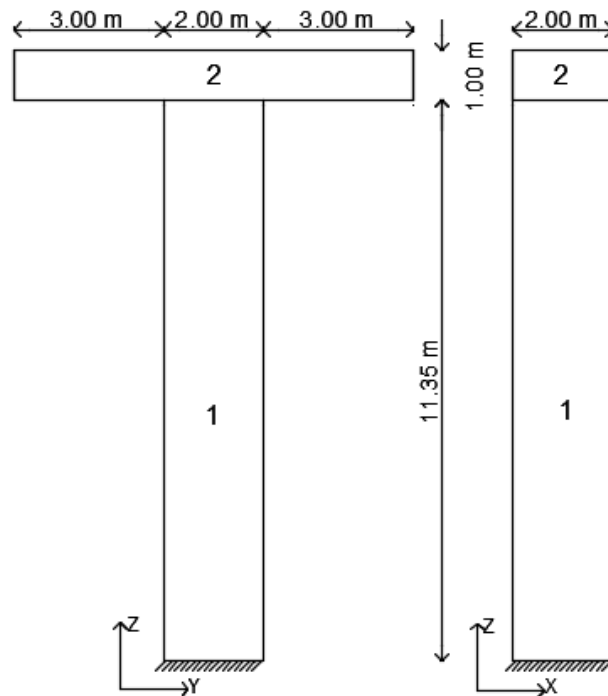
$$F_{diseño} = \frac{F_{sismica}}{R} = \frac{184.86}{1.5} = 123.24 \text{ T}$$

Rigidez de la pila la dirección longitudinal I_{YY}

Para las calcular las rigideces de la pila se presenta la figura 4.58 como ayuda para el cálculo.

El pre-dimensionamiento de la pila se muestra en la sección 4.2.1.1 de este documento.

FIGURA 4.58 Vista XZ de la pila del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Rigidez longitudinal de la pila

Cálculo del área e inercia de la sección 1:

$$I_{YY1} = \frac{\pi * R^4}{4} = \frac{\pi * 1^4}{4} = \frac{\pi}{4} \text{ m}^4$$

$$A1 = \pi * R^2 = \pi * 1^2 = \pi \text{ m}^2$$

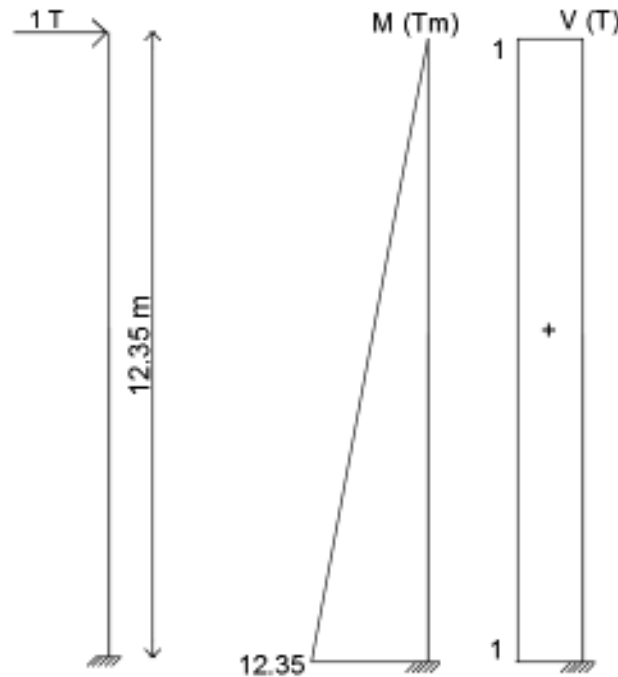
Cálculo del área e inercia de la sección 2:

$$I_{YY2} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{8 * 2^3}{12} = \frac{16}{3} \text{ m}^4$$

$$A2 = b * h = 8 * 2 = 16 \text{ m}^2$$

A continuación, se presenta la figura 4.59 con el diagrama de cortante y momento sobre el estribo debido a la carga unitaria aplicada.

FIGURA 4.59 Diagrama de corte y momento por carga unitaria sobre la pila de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Ecuación del momento y del corte debido por carga unitaria

$$M = 12.35 - z$$

$$V = 1$$

Deformación de la pila por la carga unitaria:

$$\Delta_{\text{pila}} = \Sigma \int_0^L \frac{M * m}{EI} dz + f \Sigma \int_0^L \frac{V * v}{GA} dz; \quad f_{\text{circular}} = \frac{10}{9}; \quad f_{\text{rectangular}} = 1.2$$

$$\begin{aligned} \Delta_{\text{pila}} = & \int_0^{11.35} \frac{(12.35 - z)^2}{2.91 * 10^6 * \frac{\pi}{4}} dz + \int_{11.35}^{12.35} \frac{(12.35 - z)^2}{2.91 * 10^6 * \frac{16}{3}} dz + \\ & + \frac{10}{9} \int_0^{11.35} \frac{1^2}{1.21 * 10^6 * \pi} dz + 1.2 \int_{11.35}^{12.35} \frac{1^2}{1.21 * 10^6 * 16} dz \end{aligned}$$

$$\Delta_{\text{pila}} = 2.7798 * 10^{-4} \text{ m}$$

La rigidez longitudinal de la pila está dada por:

$$K_{pila} = \frac{P}{\Delta_{pila}} = \frac{1}{2.7798 * 10^{-4}} = 3597.38 \frac{T}{m}$$

Fuerza sísmica sobre la pila en la dirección longitudinal del puente

Carga unitaria distribuida:

$$P_o = 1 \frac{T}{m}$$

Fuerza aplicada sobre la pila debido a la carga unitaria:

$$F = L * P_o = 18 \text{ m} * 1 \frac{T}{m} = 18 \text{ T}$$

Deformación de la pila debido a la fuerza F:

$$u_s = \frac{F}{K_{pila}} = \frac{18}{3597.38} = 5.004 * 10^{-3} \text{ m}$$

Cálculo del parámetro α :

$$\alpha = L * u_s = 18 * 5.004 * 10^{-3} = 0.090072 \text{ m}^2$$

Cálculo del parámetro β :

$$\beta = L * w_{(x)} * u_s = 18 * 10.87 * 5.004 * 10^{-3} = 0.979083 \text{ Tm}$$

Cálculo del parámetro Υ :

$$\Upsilon = L * w_{(x)} * u_s^2 = 18 * 10.87 * (5.004 * 10^{-3})^2 = 4.8993 * 10^{-3} \text{ Tm}^2$$

Cálculo del período de vibración:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Upsilon}{p_o g \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{4.8993 * 10^{-3}}{1 * 9.8 * 0.090072}} = 0.47 \text{ seg}$$

Máxima aceleración $S_a = C s m$:

De acuerdo con el espectro de respuesta, figura 4.55, se tiene que para $T = 0.47 \text{ s}$ la aceleración es $S_a = 0.51 g$.

Cálculo de la fuerza sísmica estática equivalente:

$$p_e(x) = \frac{\beta S_a}{\Upsilon} w_{(x)} u_s = \frac{0.979083 * 0.51}{4.8993 * 10^{-3}} * 10.87 * 5.004 * 10^{-3} = 5.54 \frac{T}{m}$$

Fuerza sísmica y fuerza de diseño longitudinal sobre la pila:

$$F_{\text{sismica}} = p_e(x) * L = 5.54 * 18 = 99.72 \text{ T}$$

$$F_{\text{diseño}} = \frac{F_{\text{sismica}}}{R} = \frac{99.72}{2} = 49.86 \text{ T}$$

4.2.2.2 Fuerza sísmica transversal

MÉTODO ELÁSTICO UNIMODAL

Rigidez transversal de la pila

Cálculo del área e inercia de la sección 1:

$$I_{XX1} = \frac{\pi * R^4}{4} = \frac{\pi * 1^4}{4} = \frac{\pi}{4} \text{ m}^4$$

$$A1 = \pi * R^2 = \pi * 1^2 = \pi \text{ m}^2$$

Cálculo del área e inercia de la sección 2:

$$I_{XX2} = \frac{b * h^3}{12} = \frac{2 * 8^3}{12} = \frac{256}{3} \text{ m}^4$$

$$A2 = b * h = 8 * 2 = 16 \text{ m}^2$$

Ecuación del momento y del corte debido por carga unitaria son las mismas calculadas para el caso del estribo.

$$M = 12.35 - z$$

$$V = 1$$

Deformación de la pila por la carga unitaria:

$$\Delta_{\text{pila}} = \Sigma \int_0^L \frac{M * m}{EI} dz + f \Sigma \int_0^L \frac{V * v}{GA} dz; f_{\text{circular}} = \frac{10}{9}; f_{\text{rectangular}} = 1.2$$

$$\Delta_{\text{pila}} = \int_0^{11.35} \frac{(12.35 - z)^2}{2.91 * 10^6 * \frac{\pi}{4}} dz + \int_{11.35}^{12.35} \frac{(12.35 - z)^2}{2.91 * 10^6 * \frac{256}{3}} dz +$$

$$+ \frac{10}{9} \int_0^{11.35} \frac{1^2}{1.21 * 10^6 * \pi} dz + 1.2 \int_{11.35}^{12.35} \frac{1^2}{1.21 * 10^6 * 16} dz$$

$$\Delta_{\text{pila}} = 2.7796 * 10^{-4} \text{ m}$$

La rigidez transversal de la pila está dada por:

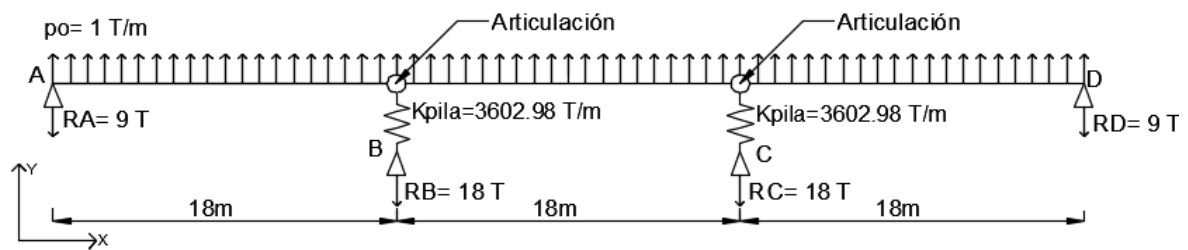
$$K_{\text{pila}} = \frac{P}{\Delta_{\text{pila}}}$$

$$K_{\text{pila}} = \frac{1}{2.7796 * 10^{-4}} = 3597.64 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Fuerzas sísmicas transversales

Cálculo del desplazamiento transversal debido a la carga p_0 :

FIGURA 4.60 Esquema elástico para el cálculo de las fuerzas sísmicas transversales del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Deformación de la pila:

$$d_{\text{pila}} = \frac{R_B}{K_{\text{pila}}} = \frac{18}{3597.64} = 5.003 * 10^{-3} \text{ m}$$

Ecuación del momento flector:

- Primer tramo: $0 < x < 18 \text{ m}$

$$M = 9x - \frac{x^2}{2}$$

- Segundo tramo: $18 < x < 36 \text{ m}$

$$M = 27x - 324 + \frac{x^2}{2}$$

- Tercer tramo: $36 < x < 54 \text{ m}$

$$M = 45x - 972 + \frac{x^2}{2}$$

Ecuación diferencial de la elástica:

- Primer tramo: $0 \text{ m} < x < 18 \text{ m}$

$$EIy'' = -M = \frac{x^2}{2} - 9x$$

$$EIy' = \frac{x^3}{6} - \frac{9x^2}{2} + c_1$$

$$EIy = \frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + c_1x + c_2$$

- Segundo tramo: $18m < x < 36m$

$$EIy'' = -M = \frac{x^2}{2} - 27x + 324$$

$$EIy' = \frac{x^3}{6} - \frac{27x^2}{2} + 324x + c_3$$

$$EIy = \frac{x^4}{24} - \frac{9x^3}{2} + 162x^2 + c_3x + c_4$$

- Tercer tramo: $36m < x < 54m$

$$EIy'' = -M = \frac{x^2}{2} - 45x + 972$$

$$EIy' = \frac{x^3}{6} - \frac{45x^2}{2} + 972x + c_5$$

$$EIy = \frac{x^4}{24} - \frac{15x^3}{2} + 486x^2 + c_5x + c_6$$

Condiciones de borde:

$$\text{Con: } EI = 2.91 \cdot 10^6 \cdot 18.06 = 5.255 \cdot 10^7 \text{ T} \cdot \text{m}^2$$

- Primer tramo: $0m < x < 18m$

Para $x = 0 \rightarrow y = 0$; para $x = 18 \rightarrow y = d_{pila}$

Satisfaciendo estas condiciones se tiene que $c_2 = 0$; $c_1 = 14849$

Por lo tanto, la ecuación de la deformada elástica para $(0m < x < 18m)$ es la siguiente:

$$y = u_s(x) = \frac{1}{EI} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 14849x \right)$$

- Segundo tramo $18m < x < 36m$

Para $x = 18 \rightarrow y = d_{pila}$; para $x = 36 \rightarrow y = d_{pila}$

Satisfaciendo estas condiciones se tiene que $c_3 = -2187$; $c_4 = 271656$

Por lo tanto, la ecuación de la deformada elástica para ($18\text{m} < x < 36\text{ m}$) es la siguiente:

$$y = u_s(x) = \frac{1}{EI} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{9x^3}{2} + 162x^2 - 2187x + 271656 \right)$$

- Tercer tramo: $36\text{m} < x < 54\text{ m}$

Para $x = 36 \rightarrow y = d_{\text{pila}}$; para $x = 54 \rightarrow y = 0$

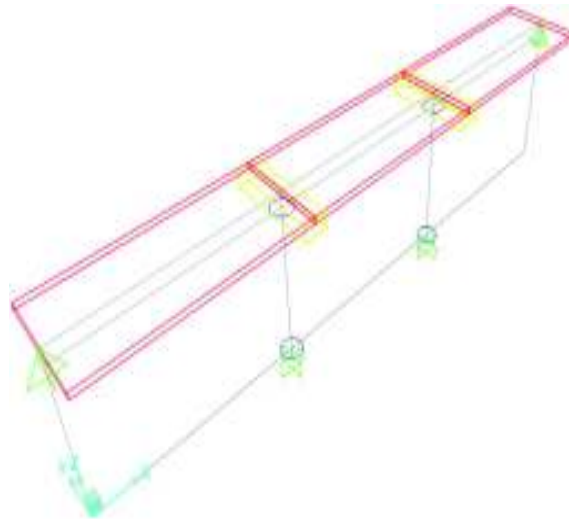
Satisfaciendo estas condiciones se tiene que $c_5 = -27971$; $c_6 = 919944$

Por lo tanto, la ecuación de la deformada elástica para ($36\text{m} < x < 54\text{ m}$) es la siguiente:

$$y = u_s(x) = \frac{1}{EI} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{15x^3}{2} + 486x^2 - 27971x + 919944 \right)$$

Comprobación de la deformación transversal mediante el software SAP 2000:

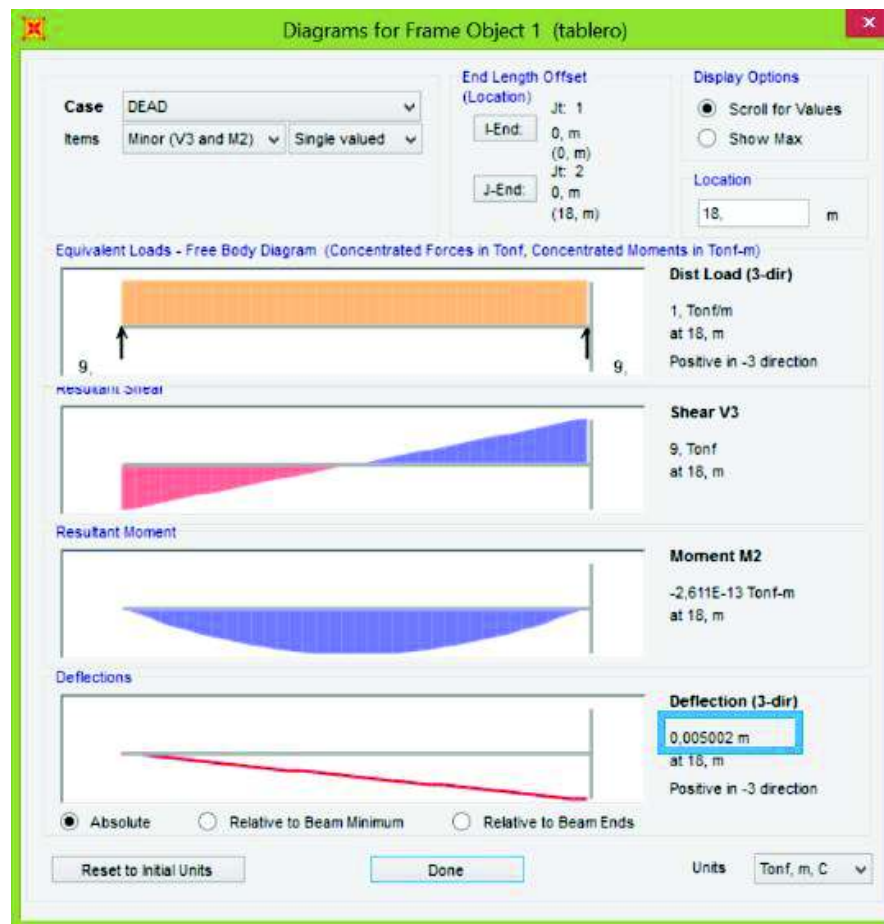
FIGURA 4.61 Modelo ingresado en el software SAP 2000 del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

En el programa se chequeó que coincidieran la deformada $d_{\text{pila}} = 0.005\text{ m}$ con la deformación dada por el programa a $x=18\text{ m}$, lo cual está sustentado en la figura 4.62 que se muestra a continuación.

FIGURA 4.62 Diagrama de carga, corte, momento y deformada para el tramo de 0 a 18 m del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Cálculo del parámetro sísmico α :

$$\alpha = \int_0^L u_s(x) dx$$

$$\alpha = \frac{1}{5.255 * 10^7} * \left(\int_0^{18} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 14849x \right) dx + \int_{18}^{36} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{9x^3}{2} + 162x^2 - 2187x + 271656 \right) dx + \int_{36}^{54} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{15x^3}{2} + 486x^2 - 27971x + 919944 \right) dx \right)$$

$$\alpha = 0.18101m$$

Cálculo del parámetro sísmico β :

$$\beta = \int_0^L w(x) u_s(x) dx$$

$$\beta = \frac{10.87}{5.255 * 10^7} * \left(\begin{array}{l} \int_0^{18} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 14849x \right) dx \\ + \int_{18}^{36} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{9x^3}{2} + 162x^2 - 2187x + 271656 \right) dx \\ + \int_{36}^{54} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{15x^3}{2} + 486x^2 - 27971x + 919944 \right) dx \end{array} \right)$$

$$\beta = 1.96758 \text{ Tm}$$

Cálculo del parámetro sísmico Υ :

$$\Upsilon = \int_0^L w(x) (u_s(x))^2 dx$$

$$= 10.87 * \left(\begin{array}{l} \int_0^{18} \left(\frac{1}{5.255 * 10^7} * \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 14849x \right) \right)^2 dx \\ + \int_{18}^{36} \left(\frac{1}{5.255 * 10^7} * \left(\frac{x^4}{24} - \frac{9x^3}{2} + 162x^2 - 2187x + 271656 \right) \right)^2 dx \\ + \int_{36}^{54} \left(\frac{1}{5.255 * 10^7} * \left(\frac{x^4}{24} - \frac{15x^3}{2} + 486x^2 - 27971x + 919944 \right) \right)^2 dx \end{array} \right)$$

$$\Upsilon = 8.22769 * 10^{-3} \text{ Tm}^2$$

Período de vibración del puente:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\Upsilon}{p_0 g \alpha}} = 2\pi \sqrt{\frac{8.22769 * 10^{-3}}{1 * 9.8 * 0.18101}} = 0.43 \text{ seg}$$

Máxima aceleración $S_a = C_s m$:

De acuerdo con el espectro de respuesta, figura 4.55, se tiene que para $T = 0.43s$ la aceleración es $S_a = 0.59g$.

Cálculo de la fuerza sísmica estática equivalente:

$$p_e(x) = \frac{\beta S_a}{\Upsilon} w(x) u_s(x)$$

- Primer tramo: $0m < x < 18m$

$$pe(x) = \frac{1.96758 * 0.59 * 10.87}{8.22769 * 10^{-3} * 5.255 * 10^7} * \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 14849x \right)$$

$$pe(x) = 2.91852 * 10^{-5} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 14849x \right) \frac{T}{m}$$

- Segundo tramo: $18m < x < 36m$

$$pe(x) = \frac{1.96758 * 0.59 * 10.87}{8.22769 * 10^{-3} * 5.255 * 10^7} * \left(\frac{x^4}{24} - \frac{9x^3}{2} + 162x^2 - 2187x + 271656 \right)$$

$$pe(x) = 2.91852 * 10^{-5} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{9x^3}{2} + 162x^2 - 2187x + 271656x \right) \frac{T}{m}$$

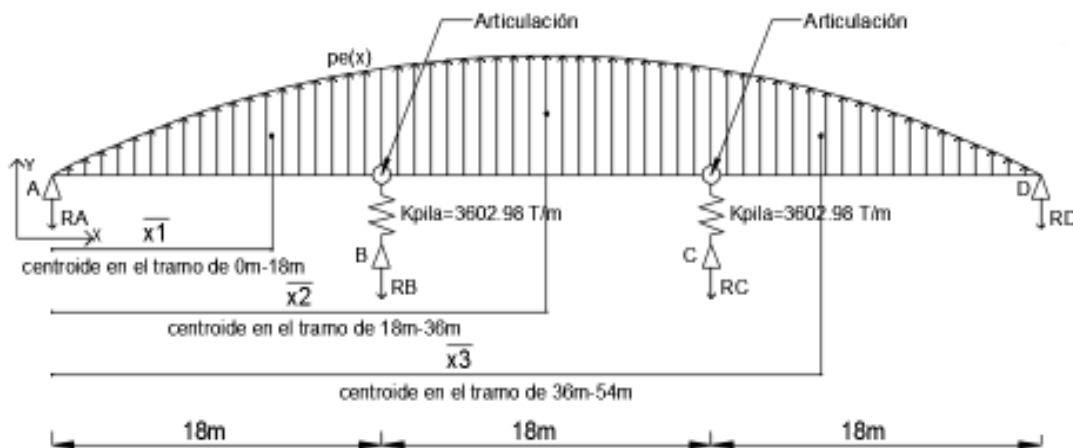
- Tercer tramo: $36m < x < 54m$

$$pe(x) = \frac{1.96758 * 0.59 * 10.87}{8.22769 * 10^{-3} * 5.255 * 10^7} * \left(\frac{x^4}{24} - \frac{15x^3}{2} + 486x^2 - 27971x + 919944 \right)$$

$$pe(x) = 2.91852 * 10^{-5} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{15x^3}{2} + 486x^2 - 27971x + 919944 \right) \frac{T}{m}$$

La ecuación $pe(x)$ representa la carga transversal elástica que actúa sobre el puente como se muestra en la figura 4.63. Las reacciones RA , RB , RC y RD son las fuerzas símicas que deben resistir los estribos y las pilas del puente, también se señala el centroide de carga en cada tramo cuyo valor en x es calculado posteriormente.

FIGURA 4.63 Carga transversal elástica equivalente en el ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Fuerza puntual equivalente:

$$F_{\text{equivalente}} = \int_0^L p e(x) dx$$

- Primer tramo $0m < x < 18m$

$$F_{\text{equivalente}} = 2.91852 * 10^{-5} * \left(\int_0^{18} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 14849x \right) dx \right) = 69.52 \text{ T}$$

- Segundo tramo: $18m < x < 36m$

$$F_{\text{equivalente}} = 2.91852 * 10^{-5} * \left(\int_{18}^{36} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{9x^3}{2} + 162x^2 - 2187x + 271656 \right) dx \right)$$

$$F_2 = 138.57 \text{ T}$$

- Tercer tramo: $36m < x < 54m$

$$F_{\text{equivalente}} = 2.91852 * 10^{-5} * \left(\int_{36}^{54} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{15x^3}{2} + 486x^2 - 27971x + 919944 \right) dx \right)$$

$$F_3 = 69.52 \text{ T}$$

Centroide del diagrama de carga:

$$\bar{x} = \frac{\int x * dA}{A}; \quad dA = y * dx$$

- Primer tramo $0m < x < 18m$

$$\bar{x} = \frac{2.91852 * 10^{-5} * \left(\int_0^{18} \left(x * \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 14849x \right) \right) dx \right)}{2.91852 * 10^{-5} * \left(\int_0^{18} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{3x^3}{2} + 14849x \right) dx \right)} = 11.98m$$

- Segundo tramo: $18m < x < 36m$

$$\bar{x} = \frac{2.91852 * 10^{-5} * \left(\int_{18}^{36} \left(x * \left(\frac{x^4}{24} - \frac{9x^3}{2} + 162x^2 - 2187x + 271656 \right) \right) dx \right)}{2.91852 * 10^{-5} * \left(\int_{18}^{36} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{9x^3}{2} + 162x^2 - 2187x + 271656 \right) dx \right)}$$

$$\bar{x}_2 = 27 \text{ m}$$

- Tercer tramo: $36m < x < 54m$

$$\bar{x} = \frac{2.91852 * 10^{-5} * \left(\int_{36}^{54} \left(x * \left(\frac{x^4}{24} - \frac{15x^3}{2} + 486x^2 - 27971x + 919944 \right) \right) dx \right)}{2.91852 * 10^{-5} * \left(\int_{36}^{54} \left(\frac{x^4}{24} - \frac{15x^3}{2} + 486x^2 - 27971x + 919944 \right) dx \right)}$$

$$\bar{x}_3 = 42.02 \text{ m}$$

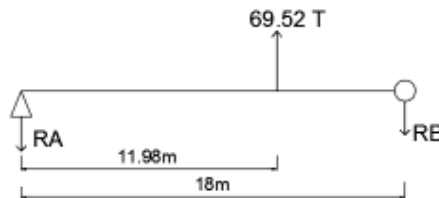
Cálculo de reacciones:

Se procede a hacer el cálculo de reacciones por tramo:

- Primer tramo $0\text{m} < x < 18\text{m}$

Para R_A y R_{B_i} :

FIGURA 4.64 Esquema para el cálculo de reacciones del primer tramo



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$\sum M_A = 0$$

$$69.52 * 11.98 = R_{B_i} * 18$$

$$R_{B_i} = 46.27 \text{ T}$$

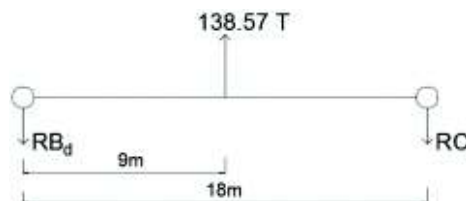
$$\sum F_y = 0$$

$$R_A + R_{B_i} = 69.52\text{T} \therefore R_A = 23.25 \text{ T}$$

- Segundo tramo: $18\text{m} < x < 36\text{m}$

Para R_{B_d} y R_{C_i} :

FIGURA 4.65 Esquema para el cálculo de reacciones del segundo tramo



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

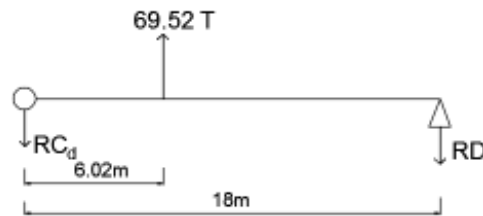
$$\sum F_y = 0$$

$$RB_d = RC_i = \frac{138.57}{2} = 69.29 \text{ T}$$

- Tercer tramo: $36\text{m} < x < 54\text{m}$

Para RC_d y RD :

FIGURA 4.66 Esquema para el cálculo de reacciones del tercer tramo



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$\sum M_{RC_d} = 0$$

$$69.52 * 6.02 = RD * 18$$

$$RD = 23.25 \text{ T}$$

$$\sum F_y = 0$$

$$RC_d + RD = 69.52 \text{ T}$$

$$\therefore RC_d = 46.27 \text{ T}$$

Po lo tanto se tiene: $RA=RD=23.25\text{T}$ y $RB=RC=115.56\text{T}$

Fuerza sísmica y fuerza de diseño transversal sobre el estribo:

$$F_{\text{sísmica}} = RA = 23.25 \text{ T}$$

$$F_{\text{diseño}} = \frac{F_{\text{sísmica}}}{R} = \frac{23.25}{1.5} = 15.50 \text{ T}$$

Fuerza sísmica y fuerza de diseño transversal sobre la pila:

$$F_{\text{sísmica}} = RB = 115.56 \text{ T}$$

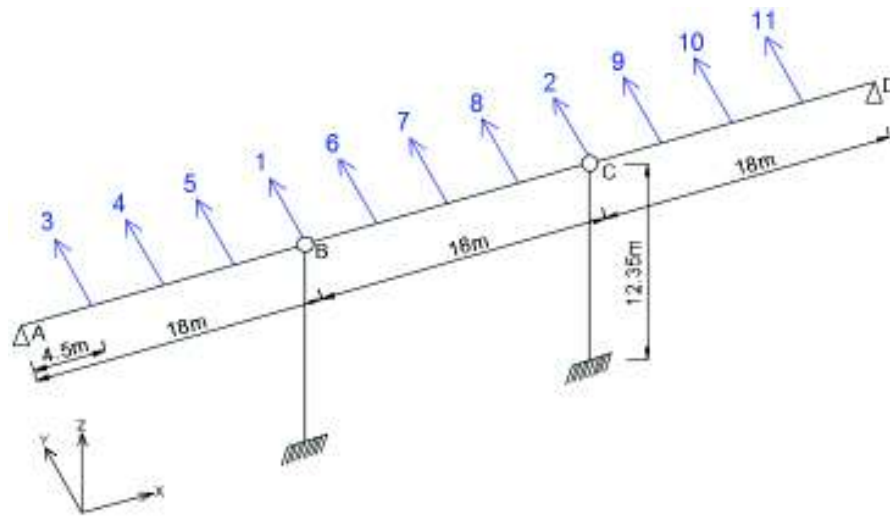
$$F_{\text{diseño}} = \frac{F_{\text{sísmica}}}{R} = \frac{115.56}{2} = 57.78 \text{ T}$$

MÉTODO ELÁSTICO MULTIMODAL

Determinación de la matriz de rigidez

La matriz de rigidez $[K_L]$ se obtiene tal como se describe en el Anexo 6, matriz condensada a los 11 grados de libertad laterales, para mejor comprensión se presenta un esquema en la figura 4.67.

FIGURA 4.67 Esquema de los grados de libertad laterales



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$K_L = \begin{bmatrix} 1857417.80 & 61792.59 & -370755.56 & 1483022.22 & -2100948.15 & -2100948.15 & 1483022.22 & -370755.56 & 0 & 0 & 0 \\ 61792.59 & 1857417.80 & 0 & 0 & 0 & -370755.56 & 1483022.22 & -2100948.15 & -2100948.15 & 1483022.22 & -370755.56 \\ -370755.56 & 0 & 5684918.52 & -5437748.15 & 2224533.33 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1483022.22 & 0 & -5437748.15 & 7909451.85 & -5437748.15 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2100948.15 & 0 & 2224533.33 & -5437748.15 & 5684918.52 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2100948.15 & -370755.56 & 0 & 0 & 0 & 5684918.52 & -5437748.15 & 2224533.33 & 0 & 0 & 0 \\ 1483022.22 & 1483022.22 & 0 & 0 & 0 & -5437748.15 & 7909451.85 & -5437748.15 & 0 & 0 & 0 \\ -370755.56 & -2100948.15 & 0 & 0 & 0 & 2224533.33 & -5437748.15 & 5684918.52 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -2100948.15 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 5684918.52 & -5437748.15 & 2224533.33 \\ 0 & 1483022.22 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -5437748.15 & 7909451.85 & -5437748.15 \\ 0 & -370755.56 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2224533.33 & -5437748.15 & 5684918.52 \end{bmatrix} T/m$$

Determinar matriz de masas

El aporte de masa del tablero a cada grado de libertad se representa en la matriz $[M]$, donde a cada grado de libertad le corresponde la siguiente masa:

$$m = \frac{w(x) * Lv}{g} = \frac{10.87 * 4.5}{9.8} = 4.99 T_{masa}$$

$$M = \begin{bmatrix} 4.99 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 4.99 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 4.99 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 4.99 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4.99 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.99 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.99 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.99 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.99 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.99 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.99 \end{bmatrix}$$

Para obtener las frecuencias angulares se debe aplicar la ecuación 3.11.

$$|[K_L] - \lambda[M]| = 0$$

Donde: $\lambda = \omega^2$

$$\begin{bmatrix} 1857417.80 \cdot \lambda^4 \cdot 4.99 & 61792.59 & -370755.56 & 1483022.22 & -2100948.15 & -2100948.15 & 1483022.22 & -370755.56 & 0 & 0 & 0 \\ 61792.59 & 1857417.80 \cdot \lambda^4 \cdot 4.99 & 0 & 0 & 0 & -370755.56 & 1483022.22 & -2100948.15 & -2100948.15 & 1483022.22 & -370755.56 \\ -370755.56 & 0 & 5684918.52 \cdot \lambda^4 \cdot 4.99 & -5437748.15 & 2224533.332 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 1483022.22 & 0 & -5437748.15 & 7909451.85 \cdot \lambda^4 \cdot 4.99 & -5437748.148 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2100948.15 & 0 & 2224533.33 & -5437748.15 & 5684918.52 \cdot \lambda^4 \cdot 4.99 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -2100948.15 & -370755.56 & 0 & 0 & 0 & 5684918.52 \cdot \lambda^4 \cdot 4.99 & -5437748.15 & 2224533.33 & 0 & 0 & 0 \\ 1483022.22 & 1483022.22 & 0 & 0 & 0 & -5437748.15 & 7909451.85 \cdot \lambda^4 \cdot 4.99 & -5437748.15 & 0 & 0 & 0 \\ -370755.56 & -2100948.15 & 0 & 0 & 0 & 2224533.33 & -5437748.15 & 5684918.52 \cdot \lambda^4 \cdot 4.99 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -2100948.15 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 5684918.52 \cdot \lambda^4 \cdot 4.99 & -5437748.15 & 2224533.33 \\ 0 & 1483022.22 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -5437748.15 & 7909451.85 \cdot \lambda^4 \cdot 4.99 & -5437748.15 \\ 0 & -370755.56 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2224533.33 & -5437748.15 & 5684918.52 \cdot \lambda^4 \cdot 4.99 \end{bmatrix} = 0$$

Las velocidades angulares para cada de grado de libertad son:

$$W(\text{rad/s}) = \begin{cases} 14.68 & 1 \\ 18.50 & 2 \\ 209.44 & 3 \\ 257.51 & 4 \\ 351.02 & 5 \\ 837.76 & 6 \\ 897.60 & 7 \\ 981.75 & 8 \\ 1,745.33 & 9 \\ 1,795.20 & 10 \\ 1,848.00 & 11 \end{cases}$$

Con las velocidades angulares se obtiene los modos de vibración aplicando la ecuación 3.14

$$\{[K] - w^2[M]\} \{\phi\} = \{0\}$$

La matriz modal normalizada a la masa es:

$$\phi_n = \begin{matrix} \text{modo 1} & \text{modo 2} & \text{modo 3} & \text{modo 4} & \text{modo 5} & \text{modo 6} & \text{modo 7} & \text{modo 8} & \text{modo 9} & \text{modo 10} & \text{modo 11} \\ \left[\begin{array}{cccccccccccc} 1.72E-01 & -2.17E-01 & -1.45E-16 & 1.53E-01 & 2.28E-01 & -1.09E-16 & 1.09E-01 & 1.65E-01 & 4.01E-16 & 5.16E-02 & 8.26E-02 \\ 1.72E-01 & 2.17E-01 & 9.51E-17 & -1.53E-01 & 2.28E-01 & 1.18E-16 & 1.09E-01 & -1.65E-01 & -2.93E-16 & -5.16E-02 & 8.26E-02 \\ 4.33E-02 & -5.48E-02 & 1.29E-01 & -1.59E-01 & -1.06E-01 & -1.83E-01 & 2.16E-01 & 1.23E-01 & -1.29E-01 & -1.53E-01 & -8.32E-02 \\ 8.64E-02 & -1.09E-01 & 1.83E-01 & -1.97E-01 & -1.01E-01 & 1.33E-18 & -1.90E-02 & -2.94E-02 & 1.83E-01 & 2.20E-01 & 1.24E-01 \\ 1.29E-01 & -1.63E-01 & 1.29E-01 & -7.41E-02 & 3.27E-02 & 1.83E-01 & -2.00E-01 & -9.54E-02 & -1.29E-01 & -1.60E-01 & -9.41E-02 \\ 1.72E-01 & -1.08E-01 & -1.29E-01 & 8.47E-02 & -7.32E-02 & -1.83E-01 & 1.58E-02 & -2.19E-01 & 1.29E-01 & -7.13E-03 & -1.77E-01 \\ 1.73E-01 & -1.17E-13 & -1.83E-01 & -1.19E-16 & -2.02E-01 & 1.08E-17 & -3.80E-02 & 4.90E-17 & -1.83E-01 & 1.31E-15 & 2.48E-01 \\ 1.72E-01 & 1.08E-01 & -1.29E-01 & -8.47E-02 & -7.32E-02 & 1.83E-01 & 1.58E-02 & 2.19E-01 & 1.29E-01 & 7.13E-03 & -1.77E-01 \\ 1.29E-01 & 1.63E-01 & 1.29E-01 & 7.41E-02 & 3.27E-02 & -1.83E-01 & -2.00E-01 & 9.54E-02 & -1.29E-01 & 1.60E-01 & -9.41E-02 \\ 8.64E-02 & 1.09E-01 & 1.83E-01 & 1.97E-01 & -1.01E-01 & -2.15E-17 & -1.90E-02 & 2.94E-02 & 1.83E-01 & -2.20E-01 & 1.24E-01 \\ 4.33E-02 & 5.48E-02 & 1.29E-01 & 1.59E-01 & -1.06E-01 & 1.83E-01 & 2.16E-01 & -1.23E-01 & -1.29E-01 & 1.53E-01 & -8.32E-02 \end{array} \right. \end{matrix}$$

Con la ecuación 3.13 se obtienen los períodos para cada grado de libertad:

$$\{T\} = \left\{ \frac{2\pi}{w} \right\}$$

$$T(s) = \left\{ \begin{array}{l} 0.4281 \\ 0.3396 \\ 0.0300 \\ 0.0244 \\ 0.0179 \\ 0.0075 \\ 0.0070 \\ 0.0064 \\ 0.0036 \\ 0.0035 \\ 0.0034 \end{array} \right\} \begin{array}{l} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \\ 5 \\ 6 \\ 7 \\ 8 \\ 9 \\ 10 \\ 11 \end{array}$$

Con la figura 4.55 se obtienen las aceleraciones espectrales, S_a , para cada período, luego se obtienen los desplazamientos espectrales, S_d con la ecuación 3.36.

$$PS_a = S_d * w^2$$

$$S_d = \frac{PS_a}{w^2}$$

TABLA 4.32 Valores de T, Sa y Sd

T (s)	Sa (g)	Sd (m)= $\frac{Sa * g}{w^2}$
0.4281	0.5904	2.69E-02
0.3396	0.7261	2.08E-02
0.0300	0.5550	1.24E-04
0.0244	0.5242	7.75E-05
0.0179	0.4885	3.89E-05
0.0075	0.4313	6.02E-06
0.0070	0.4285	5.21E-06
0.0064	0.4252	4.32E-06
0.0036	0.4098	1.32E-06
0.0035	0.4093	1.24E-06
0.0034	0.4087	1.17E-06

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

El factor de participación modal se calcula con la ecuación 3.34:

$$\Gamma = [\phi_n]^T [M] \{i\}$$

Y la masa modal efectiva:

$$m_{ef} = \Gamma^2$$

TABLA 4.33 Valores de Γ y masa modal efectiva

T (s)	Γ	m_{ef}
0.4281	6.88	47.36
0.3396	-4.67E-12	2.18E-23
0.0300	2.20	4.85
0.0244	5.11E-15	2.61E-29
0.0179	-1.20	1.44
0.0075	-6.66E-16	4.44E-31
0.0070	1.03	1.05
0.0064	-5.55E-16	3.08E-31
0.0036	-0.38	0.14
0.0035	1.89E-15	3.56E-30
0.0034	-0.24	0.06

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Desplazamientos modales:

$$\eta_i = |\Gamma_i * Sd|$$

$$\eta_1 = |6.88 * 2.69 * 10^{-2}| = 1.85 * 10^{-1} m$$

$$\eta_2 = |-4.67 * 10^{-12} * 2.08 * 10^{-2}| = 9.71 * 10^{-14} \text{m}$$

$$\eta_3 = |2.20 * 1.24 * 10^{-4}| = 2.73 * 10^{-4} \text{m}$$

$$\eta_4 = |5.11 * 10^{-15} * 7.75 * 10^{-5}| = 3.96 * 10^{-19} \text{m}$$

$$\eta_5 = |-1.20 * 3.89 * 10^{-5}| = 4.67 * 10^{-5} \text{m}$$

$$\eta_6 = |-6.66 * 10^{-16} * 6.02 * 10^{-6}| = 4.01 * 10^{-21} \text{m}$$

$$\eta_7 = |1.03 * 5.21 * 10^{-6}| = 5.34 * 10^{-6} \text{m}$$

$$\eta_8 = |-5.55 * 10^{-16} * 4.32 * 10^{-6}| = 2.40 * 10^{-21} \text{m}$$

$$\eta_9 = |-0.38 * 1.32 * 10^{-6}| = 4.98 * 10^{-7} \text{m}$$

$$\eta_{10} = |1.89 * 10^{-15} * 1.24 * 10^{-6}| = 2.35 * 10^{-21} \text{m}$$

$$\eta_{11} = |-0.24 * 1.17 * 10^{-6}| = 2.80 * 10^{-7} \text{m}$$

Por lo tanto:

$$\eta = \begin{bmatrix} 1.85\text{E-}01 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 9.71\text{E-}14 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2.73\text{E-}04 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 3.96\text{E-}19 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 4.67\text{E-}05 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.01\text{E-}21 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 5.34\text{E-}06 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.40\text{E-}21 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 4.98\text{E-}07 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.35\text{E-}21 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2.80\text{E-}07 \end{bmatrix} \text{m}$$

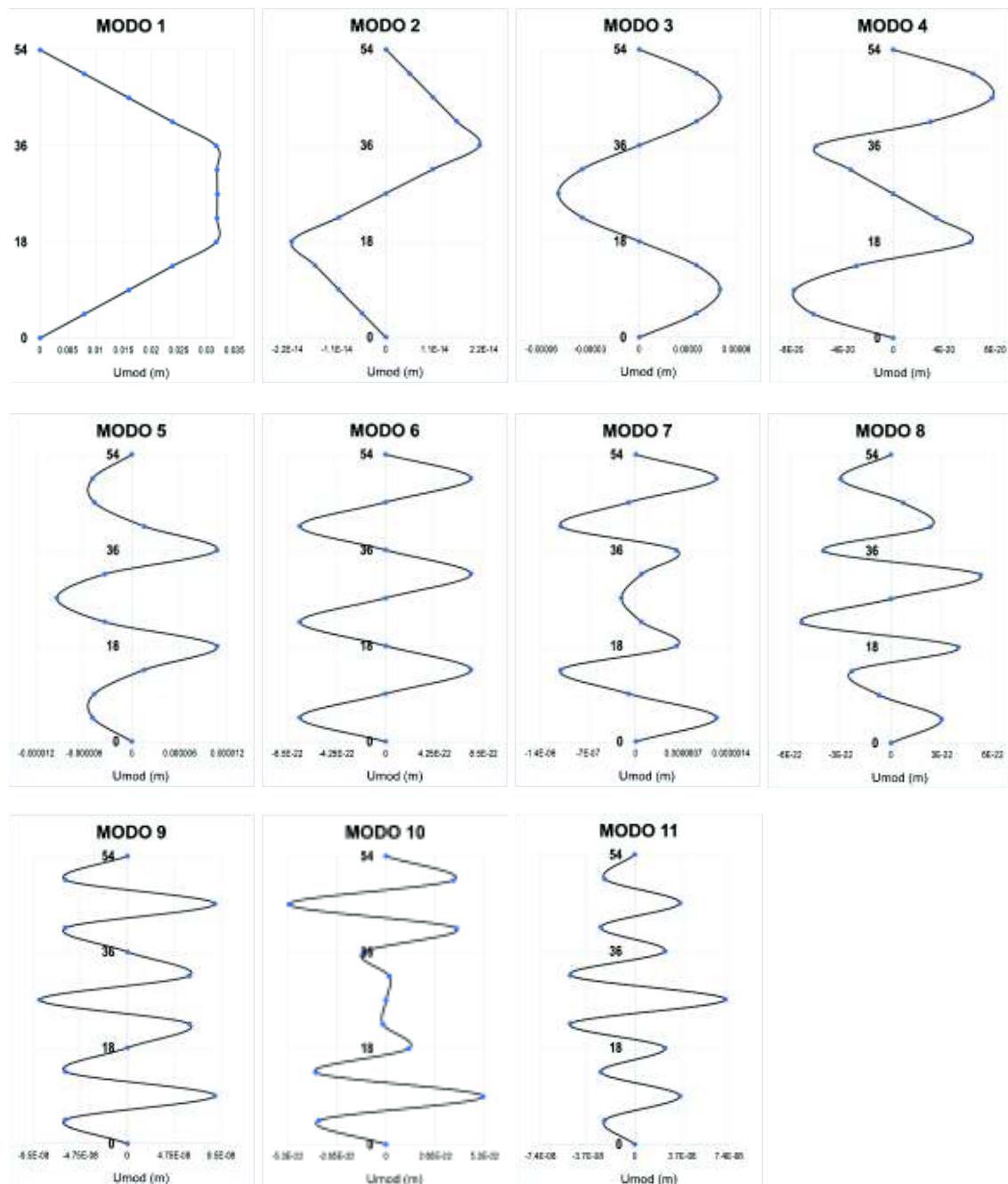
Desplazamientos máximos modales:

$$[U_{\text{mod}}] = [\phi_n][\eta]$$

$$U_{\text{mod}} = \begin{bmatrix} \text{modo 1} & \text{modo 2} & \text{modo 3} & \text{modo 4} & \text{modo 5} & \text{modo 6} & \text{modo 7} & \text{modo 8} & \text{modo 9} & \text{modo 10} & \text{modo 11} \\ 0.03175 & -2.10\text{E-}14 & -3.96\text{E-}20 & 6.05\text{E-}20 & 1.07\text{E-}05 & -4.43\text{E-}37 & 5.99\text{E-}07 & 3.99\text{E-}22 & 1.95\text{E-}22 & 1.22\text{E-}22 & 2.36\text{E-}08 \\ 0.03175 & 2.10\text{E-}14 & 2.59\text{E-}20 & -6.05\text{E-}20 & 1.07\text{E-}05 & 4.79\text{E-}37 & 5.99\text{E-}07 & -3.99\text{E-}22 & -1.42\text{E-}22 & -1.22\text{E-}22 & 2.36\text{E-}08 \\ 0.00800 & -5.32\text{E-}15 & 3.52\text{E-}05 & -6.27\text{E-}20 & -4.95\text{E-}06 & -7.42\text{E-}22 & 1.19\text{E-}06 & 2.99\text{E-}22 & -6.27\text{E-}08 & -3.61\text{E-}22 & -2.38\text{E-}08 \\ 0.01597 & -1.06\text{E-}14 & 4.98\text{E-}05 & -7.79\text{E-}20 & -4.72\text{E-}06 & 5.41\text{E-}39 & -1.04\text{E-}07 & -7.12\text{E-}23 & 8.87\text{E-}08 & 5.21\text{E-}22 & 3.55\text{E-}08 \\ 0.02388 & -1.58\text{E-}14 & 3.52\text{E-}05 & -2.93\text{E-}20 & 1.53\text{E-}06 & 7.42\text{E-}22 & -1.10\text{E-}06 & -2.31\text{E-}22 & -6.27\text{E-}08 & -3.78\text{E-}22 & -2.69\text{E-}08 \\ 0.03188 & -1.05\text{E-}14 & -3.52\text{E-}05 & 3.35\text{E-}20 & -3.42\text{E-}06 & -7.42\text{E-}22 & 8.67\text{E-}08 & -5.30\text{E-}22 & 6.27\text{E-}08 & -1.69\text{E-}23 & -5.07\text{E-}08 \\ 0.03194 & -1.14\text{E-}26 & -4.98\text{E-}05 & -4.70\text{E-}35 & -9.43\text{E-}06 & 4.39\text{E-}38 & -2.08\text{E-}07 & 1.19\text{E-}37 & -8.87\text{E-}08 & 3.09\text{E-}36 & 7.10\text{E-}08 \\ 0.03188 & 1.05\text{E-}14 & -3.52\text{E-}05 & -3.35\text{E-}20 & -3.42\text{E-}06 & 7.42\text{E-}22 & 8.67\text{E-}08 & 5.30\text{E-}22 & 6.27\text{E-}08 & 1.69\text{E-}23 & -5.07\text{E-}08 \\ 0.02388 & 1.58\text{E-}14 & 3.52\text{E-}05 & 2.93\text{E-}20 & 1.53\text{E-}06 & -7.42\text{E-}22 & -1.10\text{E-}06 & 2.31\text{E-}22 & -6.27\text{E-}08 & 3.78\text{E-}22 & -2.69\text{E-}08 \\ 0.01597 & 1.06\text{E-}14 & 4.98\text{E-}05 & 7.79\text{E-}20 & -4.72\text{E-}06 & -8.74\text{E-}38 & -1.04\text{E-}07 & 7.12\text{E-}23 & 8.87\text{E-}08 & -5.21\text{E-}22 & 3.55\text{E-}08 \\ 0.00800 & 5.32\text{E-}15 & 3.52\text{E-}05 & 6.27\text{E-}20 & -4.95\text{E-}06 & 7.42\text{E-}22 & 1.19\text{E-}06 & -2.99\text{E-}22 & -6.27\text{E-}08 & 3.61\text{E-}22 & -2.38\text{E-}08 \end{bmatrix} \text{m}$$

Interpretación de los modos de vibración

FIGURA 4.68 Gráficas de los desplazamientos máximos modales de los 11 modos (distintas escalas en x para mejor visualización):



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Fuerzas inerciales modales:

$$[F_{\text{mod}}] = [K][U_{\text{mod}}]$$

Combinación SRSS

$$\bar{r} = \sqrt{\sum_{i=1}^n r_i^2}$$

$$\mathbf{Fmod}_{SRSS} = \left\{ \begin{array}{l} 34.83 \\ 34.83 \\ 12.87 \\ 20.61 \\ 27.19 \\ 35.22 \\ 36.55 \\ 35.22 \\ 27.19 \\ 20.61 \\ 12.87 \end{array} \right\} T$$

Combinación CQC

$$\bar{r}_o = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n r_{io}^2 * \rho_{ij} * r_{jo}^2}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8 * \xi^2 * (1 + R) * R^{\frac{3}{2}}}{(1 - R^2)^2 + 4 * \xi^2 * R * (1 + R)^2}$$

$$R = \frac{w_i}{w_j}$$

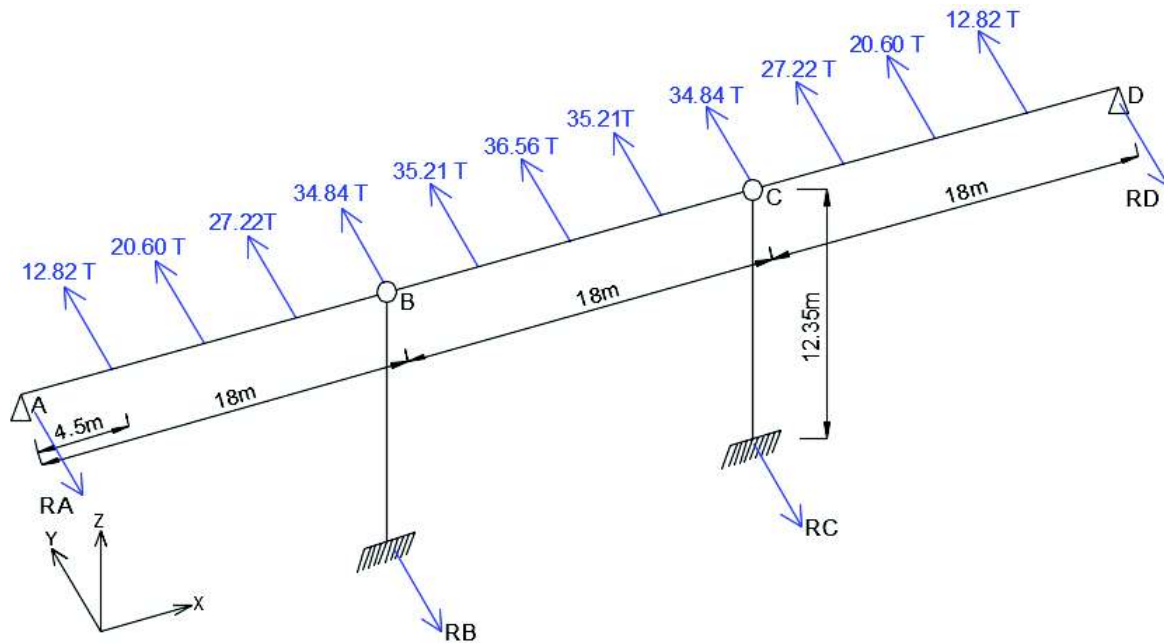
$$\mathbf{Fmod}_{CQC} = \left\{ \begin{array}{l} 34.84 \\ 34.84 \\ 12.82 \\ 20.60 \\ 27.22 \\ 35.21 \\ 36.56 \\ 35.21 \\ 27.22 \\ 20.60 \\ 12.82 \end{array} \right\} T$$

La (NORMA AASHTO LRFD, 2014) describe que la combinación modal debe realizarse con el método CQC por lo tanto las fuerzas modales obtenidas con el método CQC son las fuerzas a utilizar. La combinación CQC está realizada con un

amortiguamiento del 5% para todos los modos de vibración como establece la (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

Cada valor corresponde a la fuerza en cada uno de los 11 grados de libertad laterales de la figura 4.67, por lo que para obtener la fuerza sísmica en los estribos y las pilas se debe utilizar las ecuaciones de equilibrio, para un completo entendimiento se presenta la figura 4.69 con los valores de las fuerzas.

FIGURA 4.69 Esquema de fuerzas por cada grado de libertad



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$\sum M_B = 0$$

$$12.82 * 13.5 + 20.60 * 9 + 27.22 * 4.5 = RA * 18$$

$$RA = RD = 26.72 \text{ T}$$

$$\sum F_y = 0$$

Por simetría: $RB = RC$

$$12.82 * 2 + 20.60 * 2 + 27.22 * 2 + 34.84 * 2 + 35.21 * 2 + 36.56 \\ = RA + RB + RC + RD$$

$$297.94 \text{ T} = RA + RB + RC + RD$$

$$297.94T = 2 * RA + 2 * RC$$

$$\therefore RB = RC = 122.25T$$

Por lo tanto:

Fuerza sísmica y fuerza de diseño transversal sobre el estribo:

$$F_{s\acute{m}ica} = RA = 26.72 T$$

$$F_{dise\acute{n}o} = \frac{F_{s\acute{m}ica}}{R} = \frac{26.72}{1.5} = 17.81 T$$

Fuerza sísmica y fuerza de diseño transversal sobre la pila:

$$F_{s\acute{m}ica} = RB = 122.25 T$$

$$F_{dise\acute{n}o} = \frac{F_{s\acute{m}ica}}{R} = \frac{122.25}{2} = 61.13 T$$

Las fuerzas sísmicas transversales resultantes de los métodos elásticos unimodal y multimodal se asemejan, sin embargo, para el diseño de la subestructura del ejemplo se toman las resultantes del método multimodal dado que es una metodología más completa donde considera el aporte de los modos secundarios de vibración en el puente.

4.2.3 DISEÑO DE LAS PILAS

4.2.3.1 Cargas verticales

- Peso propio de la pila DC

$$\text{Viga cabezal} = 2 * 1 * 8 * 2.447 = 39.15 T$$

$$\text{Columna} = \pi * 1^2 * 11.35 * 2.447 = 87.25 T$$

$$\text{Peso total } W_{pila} = 39.15 + 87.25 = 126.40 T$$

- Peso propio de la superestructura DC

Las vigas son biarticuladas en la pila y en el estribo, además la superestructura del puente sobre un río tratado en este ejemplo es de la misma geometría del puente sobre un intercambiador tratado en la sección 4.2, por lo que las reacciones que

producen las vigas debido a cargas verticales sobre las pilas provenientes de la superestructura son las mismas determinadas en dicha sección.

Reacción sobre la pila debido a carga muerta en la viga interior = 41.31 T

Reacción sobre la pila debido a carga muerta en la viga exterior = 49.77 T

- Peso propio del asfalto

Reacción debido a carga por superficie de rodadura en la viga interior = 4.05 T

- Carga viva en la superestructura más impacto LL+IM

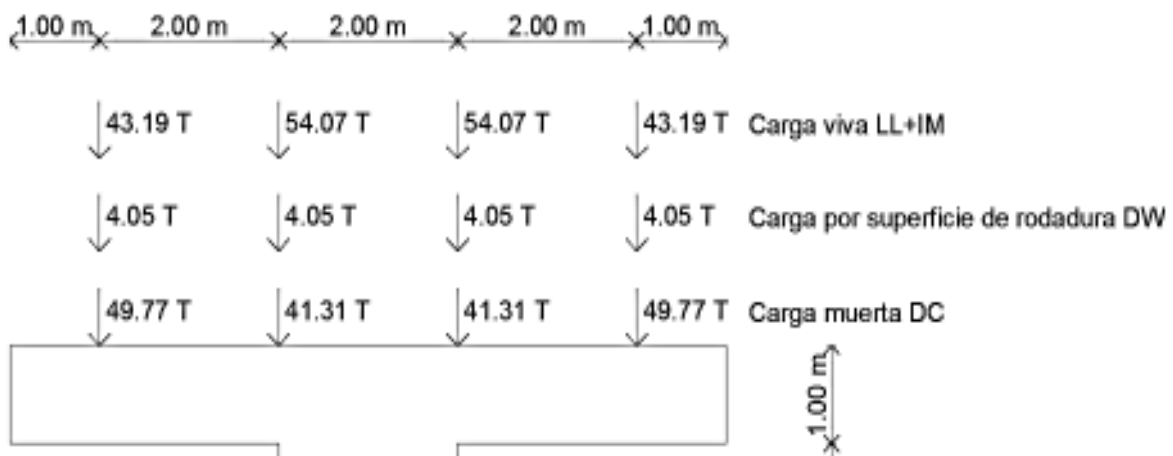
Viga exterior:

$$LL + IM = 43.19 \text{ T}$$

Viga interior:

$$LL + IM = 54.07 \text{ T}$$

FIGURA 4.70 Carga vertical puntual proveniente de la superestructura sobre el cabezal de la pila del puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Para el cálculo de la carga vertical repartida sobre el cabezal de la pila, en el caso de la carga muerta DC se le añadió el peso propio del cabezal quedando de la siguiente manera:

$$DC = \frac{2 * 49.77}{8} + \frac{2 * 41.31}{8} + 1 * 2 * 2.447$$

$$DC = 27.66 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

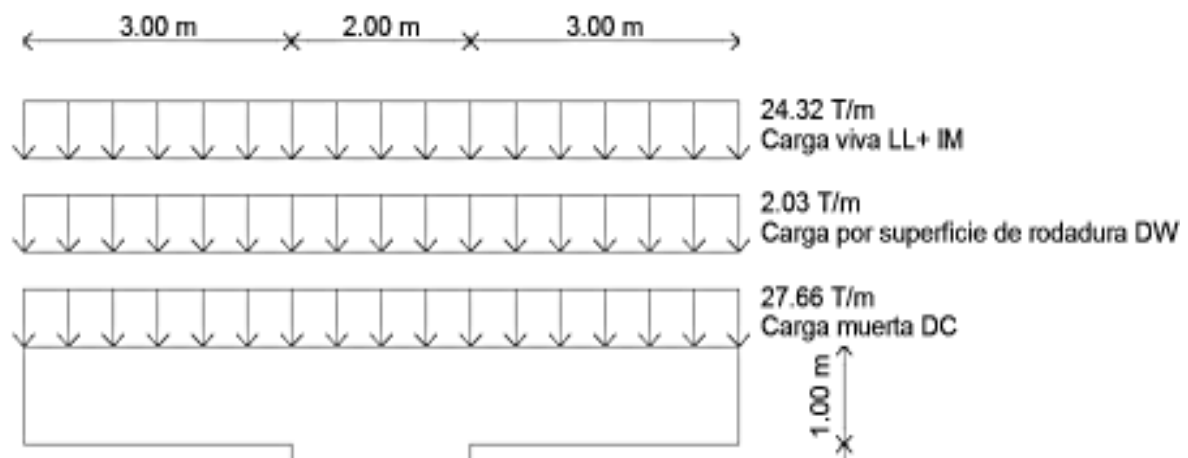
$$DW = \frac{4.05 * 4}{8}$$

$$DW = 2.03 \frac{T}{m}$$

$$LL + IM = \frac{2 * 43.19 + 2 * 54.07}{8}$$

$$LL + IM = 24.32 \frac{T}{m}$$

FIGURA 4.71 Carga vertical distribuida proveniente de la superestructura sobre el cabezal de la pila del puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. y Suntasig S., 2018)

4.2.3.2 Cargas horizontales

- Fuerza de frenado BR

Se calcula con los carriles que transportan tráfico en la misma dirección, de suceder que los dos carriles en un futuro transporten tráfico en la misma dirección se tiene:

$$BR1 = 0.25(45 T) * 2vías * 1 = 22.5 T$$

$$BR1 = 0.25 * \text{peso del camión} * \# \text{ carriles} * \text{factor de presencia múltiple}$$

$$BR2 = 0.25(25.5 T) * 2vías * 1 = 12.75 T$$

$$BR2 = 0.25 * \text{peso del tándem} * \# \text{ carriles} * \text{factor de presencia múltiple}$$

$$BR3 = 0.05 \left(45 T + \left(0.95 \frac{T}{m} * 18m \right) \right) * 2vías * 1 = 6.21 T$$

$$BR3 = 0.05 * (\text{peso del camión más peso del carril}) * \# \text{ carriles}$$

* factor de presencia múltiple

$$BR4 = 0.05 \left(25.5 T + \left(0.95 \frac{T}{m} * 18m \right) \right) * 2vías * 1 = 4.26 T$$

$$BR4 = 0.05 * (\text{peso del tándem más el peso del carril}) * \# \text{ carriles} \\ * \text{factor de presencia múltiple}$$

Las vigas son biarticuladas en la pila y en el estribo, por lo que ambos recibirán fuerza de frenado. Como simplificación consideramos que la carga de carril tributa 18m la pila y 9m los estribos.

La fuerza de frenado más crítica es de BR=22.5 T, tanto para el estribo como para la pila y esta aplicada a 1.8m desde la calzada en la dirección longitudinal del puente.

La fuerza de frenado esta aplicada a una distancia desde la base de la pila igual a:

$$Z = 12.35 + 1.3 + 1.8 = 15.45 \text{ m}$$

- Cargas de viento WS, WL

Se calcula en base a la sección 3.2.1.2 de este documento. La relación $\frac{V_{DZ}}{V_B}$ es igual a 1, entonces según la ecuación 3.47 se toma que la presión de diseño es igual a la presión base.

Para la superestructura, WS

Si son puentes viga losa con tramos menores a 38m y la altura máxima es 9.15m sobre el nivel del terreno o agua, se toma para presión de viento transversal 245 kg/m² y para longitudinal 60 kg/m².

Área de la superestructura sobre la que actúa el viento:

Se considera que en el sentido transversal el viento actúa sobre el tablero del puente y la barrea, la carga esta aplicada en el centro del Área.

$$A = \text{longitud del tramo adyacente mayor} * h_{\text{superestructura}}$$

$$A = 18 * 1.3 = 23.4 \text{ m}^2 \text{ (Sentido longitudinal)}$$

$$A = 18 * (1.3 + 0.81) = 37.98 \text{ m}^2 \text{ (Sentido transversal)}$$

Fuerza por viento sobre la superestructura en el sentido longitudinal del puente:

$$WS_{lon} = A * P_D \text{ (Sección 3.2.1.2 de este documento)}$$

$$WS_{lon} = 23.4 * \frac{60}{1000} = 1.4 \text{ T}$$

Esta carga WS_{lon} esta aplicada a una distancia desde la base de la pila igual a:

$$Z = 12.35 + \frac{1.3}{2} = 13 \text{ m}$$

Fuerza por viento sobre la superestructura en el sentido transversal del puente:

$$WS_{tran} = A * P_D \text{ (Sección 3.2.1.2 de este documento)}$$

$$WS_{tran} = 37.98 * \frac{245}{1000} = 9.31 \text{ T}$$

Esta carga WS_{tran} esta aplicada a una distancia desde la base de la pila igual a:

$$Z = 12.35 + \frac{1.3 + 0.81}{2} = 13.41 \text{ m}$$

Para la subestructura, WS

Las fuerzas transversales y longitudinales por viento sobre la subestructura se calculan con una presión de viento base igual a 195 kg/m^2 .

Área de la pila sobre la que actúa el viento en el sentido longitudinal del puente:

$$A = A_{columna} + A_{cabezal}$$

$$A = 2 * 6.45 + 8 * 1$$

$$A = 20.9 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura de la columna sobre la que actúa el viento} = 8.75 - 1.3 - 1.1 = 6.35 \text{ m}$$

Fuerza por viento sobre la subestructura en el sentido longitudinal del puente:

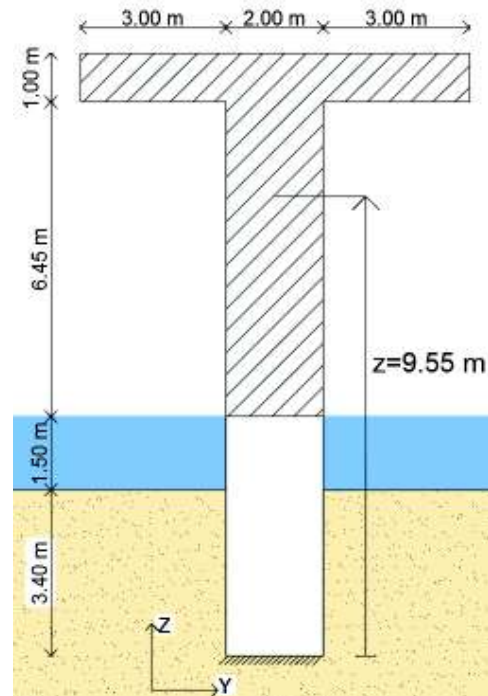
$$WS_{lon} = 20.9 * \frac{195}{1000} = 4.08 \text{ T}$$

Esta carga WS_{lon} esta aplicada a una distancia desde la base de la pila igual a:

$$z = (3.4 + 1.5) + \frac{6.45 * 2 * \frac{6.45}{2} + 8 * 1 * \left(6.45 + \frac{1}{2}\right)}{6.45 * 2 + 8 * 1}$$

$$z = 9.55 \text{ m}$$

FIGURA 4.72 Área expuesta al viento en la dirección longitudinal sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. y Suntasig S., 2018)

Área de la pila sobre la que actúa el viento en el sentido transversal del puente:

$$A = A_{\text{columna}} + A_{\text{cabezal}}$$

$$A = 2 * 6.45 + 2 * 1$$

$$A = 14.9 \text{ m}^2$$

Fuerza por viento sobre la subestructura en el sentido transversal del puente:

$$WS_{\text{tran}} = 14.9 * \frac{195}{1000} = 2.91 \text{ T}$$

Esta carga WS_{tran} está aplicada a una distancia desde la base de la pila igual a:

$$z = (3.4 + 1.5) + \frac{6.45 + 1}{2} = 8.63 \text{ m}$$

Fuerza por viento sobre los vehiculos WL

Según la sección 3.2.1.3 de este documento ésta fuerza toma los valores de 150 kg/m en sentido longitudinal y 60 kg/m en sentido transversal y esta aplicada a 1.8 metros sobre la calzada (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

$$WL_{\text{long}} = \frac{60 * 18}{1000} = 1.08 \text{ T}$$

$$WL_{\text{trans}} = \frac{150 * 18}{1000} = 2.7 \text{ T}$$

Estas cargas WL_{long} y WL_{trans} están aplicadas a una distancia desde la base de la pila igual a:

$$Z = 12.35 + 1.3 + 1.8 = 15.45 \text{ m}$$

- Fuerzas de sismo EQ

Centro de gravedad de la pila, donde V es el volumen:

$$\bar{z} = \frac{\sum V * \bar{z}}{\sum V}$$

$$\bar{z} = \frac{2 * 1.1 * 8 * \left(11.25 + \frac{1.1}{2}\right) + \pi * 1^2 * 11.25 * \frac{11.25}{2}}{2 * 1.1 * 8 + \pi * 1^2 * 11.25}$$

$$\bar{z} = 7.68 \text{ m}$$

Fuerza sísmica proveniente de la inercia de la pila

PGA = 0.39 (Sección 4.2.2)

$F_{\text{pga}} = 1$ (Tabla 3.5)

Suelo tipo B $\therefore k_h = 1.2 * 0.5 * \text{PGA} * F_{\text{pga}}$

$$k_h = 1.2 * 0.5 * 0.39 * 1 = 0.23$$

Con $k_h = 0.23$ y $W = 126.40 \text{ T}$ (peso de la pila, Sección 4.2.3.1)

$$F_{\text{sísmica}} = k_h * W = 0.23 * 126.40 = 29.07 \text{ T}$$

Esta fuerza sísmica se aplica en el centro de gravedad de la pila en las dos direcciones.

Carga hidrodinámica en presencia de sismo

La (NORMA AASHTO LRFD, 2014) dice que para los estados límites de evento extremo se debe usar los niveles de verificación el cual corresponde al nivel máximo del flujo.

$$P_w = C * k_h * \gamma * h$$

$$C = \frac{7}{8} \text{ (Sección 3.3.3.3)}$$

$$P_w = \frac{7}{8} * 0.23 * 1 * 6.35 = 1.28 \frac{T}{m^2}$$

$$F_w = P_w * A_{\text{expuesta}} = 1.28 * 2 * 6.35 = 16.26 T$$

Esta carga se aplica en los dos sentidos y está ubicada a una distancia respecto a la base de la pila igual a:

$$z = 3.4 + 0.415 * h = 3.4 + 0.415 * 6.35 = 6.04 m$$

Fuerza sísmica debido a la superestructura

La fuerza sísmica proveniente de la superestructura se calculó en la sección 4.2.2 de este documento y actúan en el centro de gravedad del tablero.

Fuerza sísmica y fuerza de diseño longitudinal sobre la pila:

$$F_{\text{sísmica}} = p_e(x) * L = 5.54 * 18 = 99.72 T$$

$$F_{\text{diseño}} = \frac{F_{\text{sísmica}}}{R} = \frac{99.72}{2} = 49.86 T$$

Fuerza sísmica y fuerza de diseño transversal sobre la pila:

$$F_{\text{sísmica}} = RB = 122.25 T$$

$$F_{\text{diseño}} = \frac{F_{\text{sísmica}}}{R} = \frac{122.25}{2} = 61.13 T$$

- Cargas CR, BH, TU

“Mediante investigaciones anteriores se ha demostrado que, para tipos de estructura comunes no es necesario evaluar la redistribución de las fuerzas como resultado del flujo plástico y de la retracción” (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

- Colisión de vehículos CT

Se considera que la estructura tiene barreras anti-choques.

- Cargas hidráulicas WA

La presión de la corriente se aplica sobre el área la subestructura expuesta a la misma.

Nivel máximo del flujo

Presión y fuerza longitudinal de la corriente

$$p = 5.1 * 10^{-2} * C_D * v^2$$

$$C_D = 1.4 \rightarrow \text{TABLA 3.19 (Arrastre de sedimentos)}$$

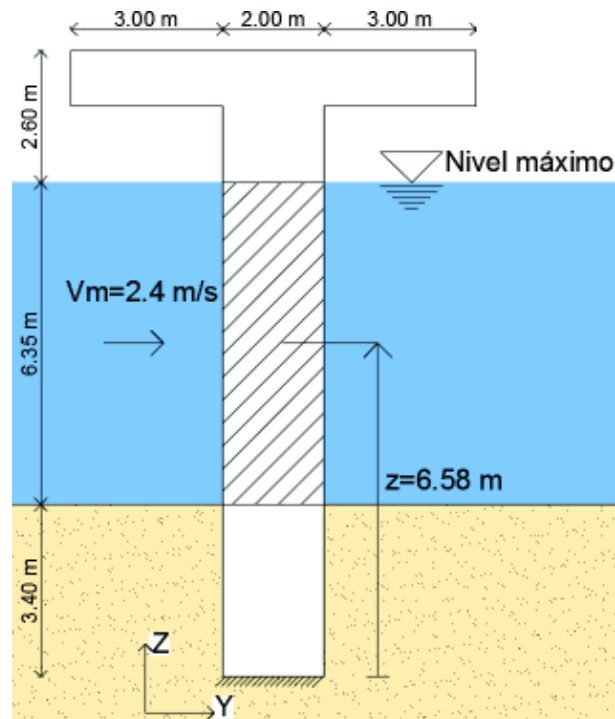
$$p_{lon} = 5.1 * 10^{-2} * 1.4 * 2.41^2 = 0.41 \frac{T}{m^2}$$

$$F_{lon} = 0.41 * 2 * 6.35 = 5.21 T$$

Ubicación de la fuerza longitudinal de la corriente:

$$z = 3.40 + \frac{6.35}{2} = 6.58 m$$

FIGURA 4.73 Esquema para el cálculo de la presión y fuerza de la corriente.



ELABORACIÓN: (Gómez A. y Suntasig S., 2018)

Presión y fuerza transversal a la corriente

Se considera que la dirección del flujo es perpendicular al eje longitudinal del puente.

$$p = 5.1 * 10^{-2} * C_L * v^2$$

$$C_L = 0 \rightarrow \text{Tabla 3.20}$$

$$p_{\text{tran}} = 0 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

Nivel medio del flujo

Presión y fuerza longitudinal de la corriente

$$p = 5.1 * 10^{-2} * C_D * v^2$$

$$C_D = 1.4 \rightarrow \text{TABLA 3.19 (Arrestre de sedimentos)}$$

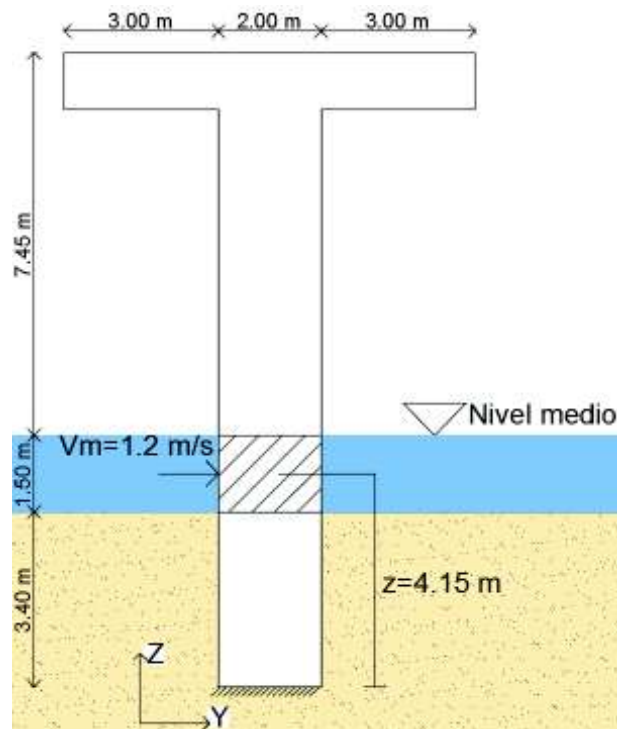
$$p_{\text{lon}} = 5.1 * 10^{-2} * 1.4 * 1.2^2 = 0.10 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

$$F_{\text{lon}} = 0.10 * 2 * 1.5 = 0.3 \text{ T}$$

Ubicación de la fuerza longitudinal de la corriente:

$$z = 3.40 + \frac{1.5}{2} = 4.15 \text{ m}$$

FIGURA 4.74 Esquema para el cálculo de la presión y fuerza de la corriente.



ELABORACIÓN: (Gómez A. y Suntasig S., 2018)

Presión y fuerza transversal a la corriente

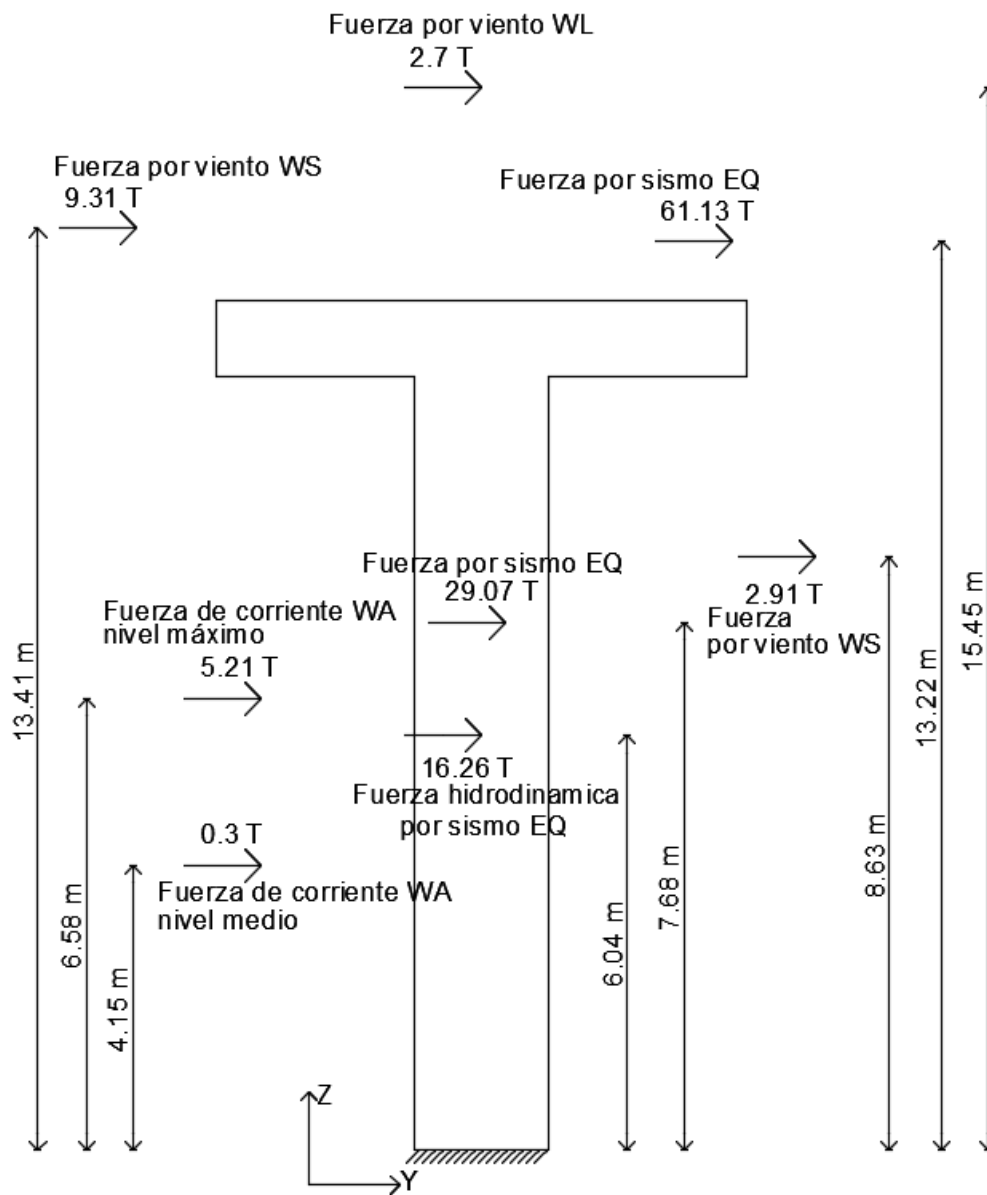
Se considera que la dirección del flujo es perpendicular al eje longitudinal del puente.

$$p = 5.1 \cdot 10^{-2} \cdot C_L \cdot v^2$$

$$C_L = 0 \rightarrow \text{Tabla 3.20}$$

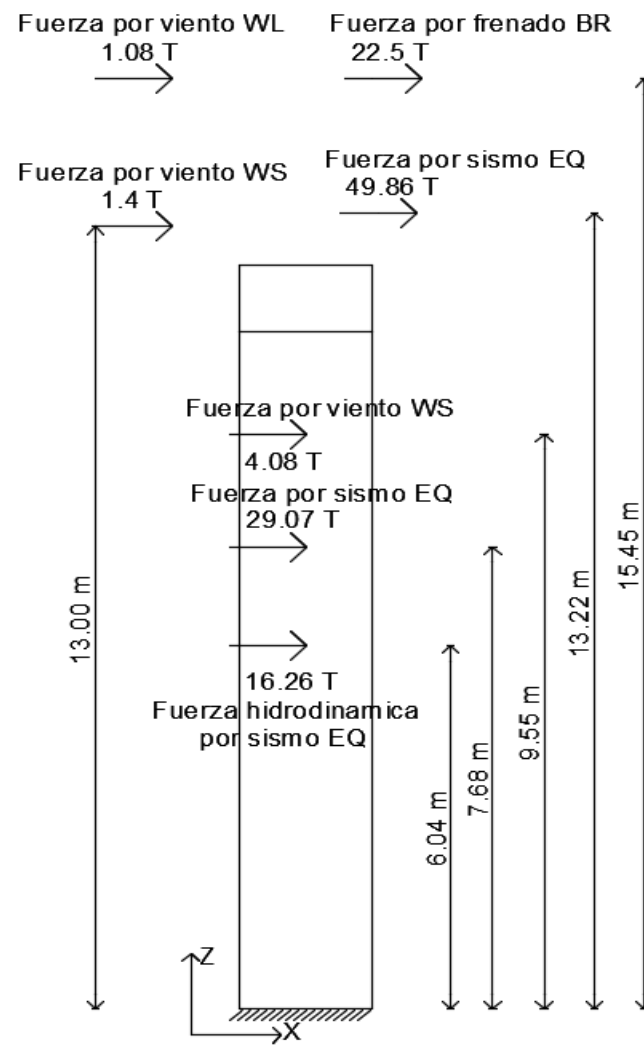
$$p_{\text{tran}} = 0 \frac{\text{T}}{\text{m}^2}$$

FIGURA 4.75 Fuerzas horizontales sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río en el plano Y-Z



ELABORACIÓN: (Gómez A. y Suntasig S., 2018)

FIGURA 4.76 Fuerzas horizontales sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río en el plano X-Z



ELABORACIÓN: (Gómez A. y Suntasig S., 2018)

4.2.3.3 Estados límite aplicables y combinaciones de carga

Las combinaciones de carga aplicados al ejemplo son los estados límites de Resistencia I y V, Evento extremo I y Servicio I.

A continuación, se presenta el resumen de las cargas aplicadas sobre la pila con sus respectivos factores de carga de acuerdo con los estados límites. Se debe tener en cuenta que para el estado límite de evento extremo I, en el caso de las cargas hidráulicas WA, se debe utilizar el nivel máximo de verificación del flujo (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

TABLA 4.34 Resumen de cargas verticales sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río

RESUMEN DE CARGAS VERTICALES					
TIPO	CARGA (T/m)	FACTOR DE CARGA γ			
		RESISTENCIA I	RESISTENCIA V	EXTREMO I	SERVICIO I
DC	27.66	1.25	1.25	1.25	1
DW	2.03	1.5	1.5	1.5	1
LL+IM	24.32	1.75	1.35	0.5	1

ELABORACIÓN: (Gómez A. y Suntasig S., 2018)

TABLA 4.35 Resumen de cargas horizontales sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río en el plano Y-Z

RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES PLANO Y-Z					
TIPO	CARGAS (T)	FACTOR DE CARGA γ			
		RESISTENCIA I	RESISTENCIA V	EXTREMO I	SERVICIO I
WL	2.70	0	1	0	1
WS	9.31	0	0.4	0	0.3
WS	2.91	0	0.4	0	0.3
WA	5.21	0	0	1	0
WA	0.30	1	1	0	1
EQ	61.13	0	0	1	0
EQ	29.07	0	0	1	0
EQ	16.26	0	0	1	0

ELABORACIÓN: (Gómez A. y Suntasig S., 2018)

TABLA 4.36 Resumen de cargas horizontales sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río en el plano X-Z

RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES PLANO X-Z					
TIPO	CARGAS (T)	FACTOR DE CARGA γ			
		RESISTENCIA I	RESISTENCIA V	EXTREMO I	SERVICIO I
BR	22.50	1.75	1.35	0.5	1
WL	1.08	0	1	0	1
WS	1.40	0	0.4	0	0.3
WS	4.08	0	0.4	0	0.3
EQ	49.86	0	0	1	0
EQ	29.07	0	0	1	0
EQ	16.26	0	0	1	0

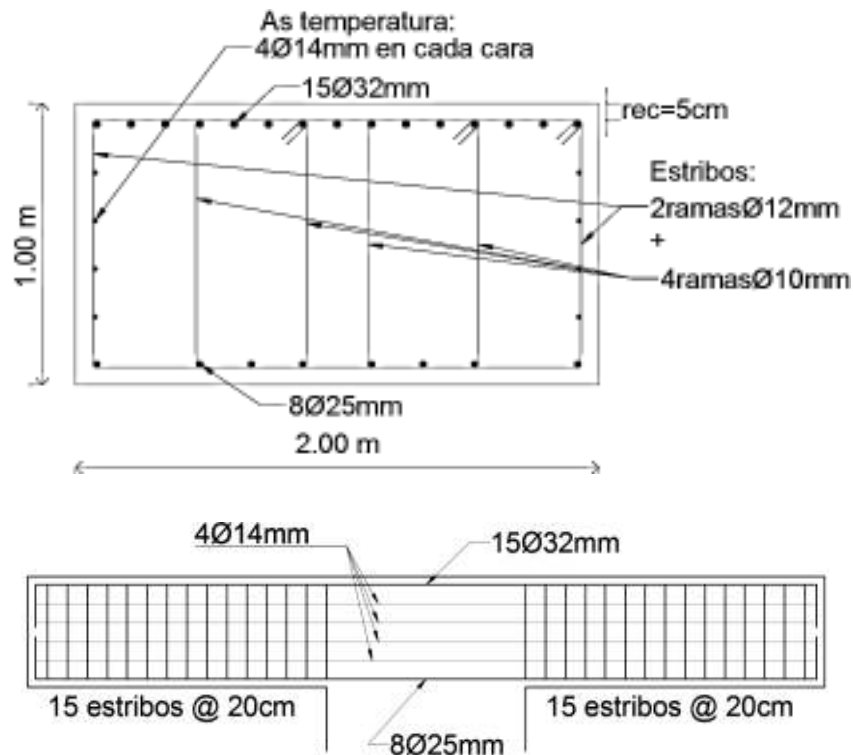
ELABORACIÓN: (Gómez A. y Suntasig S., 2018)

4.2.3.4 Diseño de la armadura

- **Cabezal**

Las dimensiones de la viga cabezal, las cargas sobre la misma y su diseño son las mismas del ejemplo dado en la sección 4.1.3, a continuación, se muestra la sección diseñada tal como se muestra en la sección 4.1.3.4.

FIGURA 4.77 Sección final diseñada de la viga cabezal de la pila del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. y Suntasig S., 2018)

- **Cuerpo de la pila**

Diseño a flexión biaxial del cuerpo de la pila

El diseño de la pila se lo hace en sección de la base ya que a ella llega los máximos momentos y cortantes.

Acciones últimas sobre la base de la columna

Peso propio de la pila DC = 126.40 T

Peso de la superestructura DC = $49.77 * 2 + 41.31 * 2 = 182.16$ T

Peso del asfalto DW = $4.05 * 4 = 16.2$ T

Carga viva más impacto LL+IM = $43.19 * 2 + 54.07 * 2 = 194.52$ T

TABLA 4.37 Carga axial ultima sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río

CARGA AXIAL ÚLTIMA SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES					
ESTADOS LÍMITES	TIPO	CARGA (T)	Y	Pu (T)	ΣPu (T)
RESISTENCIA I	DC	126.4	1.25	158.00	750.41
	DC	182.16	1.25	227.70	
	DW	16.2	1.5	24.30	
	LL+IM	194.52	1.75	340.41	
RESISTENCIA V	DC	126.4	1.25	158.00	672.60
	DC	182.16	1.25	227.70	
	DW	16.2	1.5	24.30	
	LL+IM	194.52	1.35	262.60	
EXTREMO I	DC	126.4	1.25	158.00	507.26
	DC	182.16	1.25	227.70	
	DW	16.2	1.5	24.30	
	LL+IM	194.52	0.5	97.26	
SERVICIO I	DC	126.4	1	126.40	519.28
	DC	182.16	1	182.16	
	DW	16.2	1	16.20	
	LL+IM	194.52	1	194.52	

ELABORACIÓN: (Gómez A. y Suntasig S., 2018)

TABLA 4.38 Momentos últimos según los estados límites sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río (plano Y-Z)

MOMENTOS ULTIMOS SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES EN EL PLANO Y-Z						
ESTADOS LÍMITES	TIPO	CARGA (T)	Y	Z (m)	M (T*m)	Mu (T*m)
RESISTENCIA I	WL	2,70	0	15,45	0,00	1,25
	WS	9,31	0	13,41	0,00	
	WS	2,91	0	8,63	0,00	
	WA	5,21	0	6,58	0,00	
	WA	0,30	1	4,15	1,25	
	EQ	61,13	0	13,22	0,00	
	EQ	29,07	0	7,68	0,00	
	EQ	16,26	0	6,04	0,00	
RESISTENCIA V	WL	2,70	1	15,45	41,72	102,94
	WS	9,31	0,4	13,41	49,94	
	WS	2,91	0,4	8,63	10,05	
	WA	5,21	0	6,58	0,00	
	WA	0,30	1	4,15	1,25	
	EQ	61,13	0	13,22	0,00	
	EQ	29,07	0	7,68	0,00	
	EQ	16,26	0	6,04	0,00	
EXTREMO I	WL	2,70	0	15,45	0,00	1163,89
	WS	9,31	0	13,41	0,00	
	WS	2,91	0	8,63	0,00	
	WA	5,21	1	6,58	34,28	
	WA	0,30	0	4,15	0,00	
	EQ	61,13	1	13,22	808,14	
	EQ	29,07	1	7,68	223,26	
	EQ	16,26	1	6,04	98,21	
SERVICIO I	WL	2,70	1	15,45	41,72	87,95
	WS	9,31	0,3	13,41	37,45	
	WS	2,91	0,3	8,63	7,53	
	WA	5,21	0	6,58	0,00	
	WA	0,30	1	4,15	1,25	
	EQ	61,13	0	13,22	0,00	
	EQ	29,07	0	7,68	0,00	
	EQ	16,26	0	6,04	0,00	

ELABORACIÓN: (Gómez A. y Suntasig S., 2018)

TABLA 4.39 Momentos últimos según los estados límites sobre la pila del ejemplo de puente sobre un río (plano X-Z)

MOMENTOS ULTIMOS SEGÚN LOS ESTADOS LÍMITES EN EL PLANO X-Z						
ESTADOS LÍMITES	TIPO	CARGA (T)	γ	Z (m)	M (T*m)	Mu (T*m)
RESISTENCIA I	BR	22.50	1.75	15.45	608.34	608.34
	WL	1.08	0	15.45	0.00	
	WS	1.40	0	13	0.00	
	WS	4.08	0	9.55	0.00	
	EQ	49.86	0	13.22	0.00	
	EQ	29.07	0	7.68	0.00	
	EQ	16.26	0	6.04	0.00	
RESISTENCIA V	BR	22.50	1.35	15.45	469.29	508.85
	WL	1.08	1	15.45	16.69	
	WS	1.40	0.4	13	7.28	
	WS	4.08	0.4	9.55	15.59	
	EQ	49.86	0	13.22	0.00	
	EQ	29.07	0	7.68	0.00	
	EQ	16.26	0	6.04	0.00	
EXTREMO I	BR	22.50	0.5	15.45	173.81	1154.43
	WL	1.08	0	15.45	0.00	
	WS	1.40	0	13	0.00	
	WS	4.08	0	9.55	0.00	
	EQ	49.86	1	13.22	659.15	
	EQ	29.07	1	7.68	223.26	
	EQ	16.26	1	6.04	98.21	
SERVICIO I	BR	22.50	1	15.45	347.63	381.46
	WL	1.08	1	15.45	16.69	
	WS	1.40	0.3	13	5.46	
	WS	4.08	0.3	9.55	11.69	
	EQ	49.86	0	13.22	0.00	
	EQ	29.07	0	7.68	0.00	
	EQ	16.26	0	6.04	0.00	

ELABORACIÓN: (Gómez A. y Suntasig S., 2018)

Realmente hay que calcular todas las combinaciones de carga siendo la más desfavorable la que resulte la mayor cantidad de acero. Pero si analizamos las 4 combinaciones, la que corresponde a extremo I da unos momentos muy superiores a las demás e incluso más del doble. Por esta razón, para el diseño de la pila, solo se hacen los cálculos para la combinación de extremo I por considerarse que es ampliamente la más desfavorable.

$$P_u = 507.26 \text{ T}$$

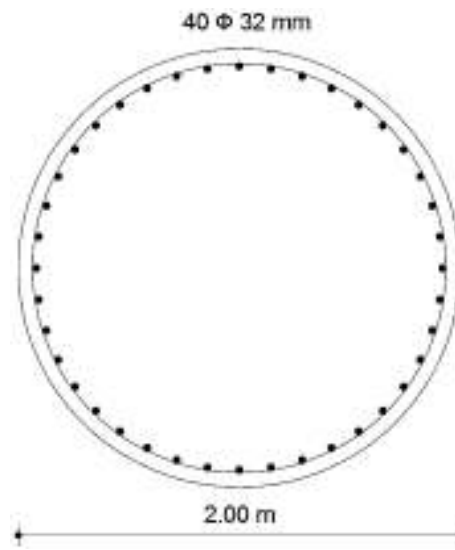
$$M_u = 1163.89 \text{ Tm; Eje X (plano Y - Z)}$$

$$M_u = 1154.43 \text{ Tm; Eje Y (plano X - Z)}$$

Columna propuesta

A continuación, se presenta la figura de la sección armada del cuerpo de la pila propuesta

FIGURA 4.78 Sección de la columna y acero propuesto del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

recubrimiento: $r = 5$ cm

$$A_g = \frac{\pi * 200^2}{4} = 31415.93 \text{ cm}^2$$

Se propone $\rho_s = 1\%$ de A_g en acero longitudinal

$$A_s = 1\%A_g = 0.01 * 31415.93 = 314.16 \text{ cm}^2$$

Si $A_s = 40 \Phi 32 \text{ mm} \rightarrow A_s = 321.70 \text{ cm}^2 > 314.16 \text{ cm}^2$ OK!

$$\rho_s = \frac{A_s}{A_g} = \frac{321.70}{31415.93} = 0.01024$$

Refuerzos mínimo y máximo a flexo-compresión en zonas sísmicas

$$0.01 \leq \rho_s \leq 0.04$$

$$0.01 \leq 0.01024 \leq 0.04 \text{ OK!}$$

Evaluación aproximada de los efectos de esbeltez

Esbeltez de la columna en el plano Z-Y:

$K = 2.1$ Columna empotrada en un extremo

$$r = 0.25 * D = 0.25 * 200 = 50 \text{ cm}$$

$$\frac{K * L}{r} = \frac{2.1 * 1235}{50} = 51.87 \text{ cm} > 22 \text{ cm} \rightarrow \text{Columna esbelta}$$

Esbeltez de la columna en el plano Z-X:

$K = 2.1$ Columna empotrada en un extremo

$$\frac{K * L}{r} = \frac{2.1 * 1235}{50} = 51.87 > 22 \rightarrow \text{Columna esbelta}$$

Mayoración de los momentos por efecto de esbeltez

Plano Y-Z:

$$\beta_d = \frac{M_{du}}{M_u} = \frac{0}{1163.89} = 0$$

$M_{du} = 0$ (no existe momento sobre el cuerpo de la pila debido a cargas permanentes)

$$I_g = \frac{\pi * r^4}{4} = \frac{\pi * 100^4}{4} = 7.854 * 10^7 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{E_c * I_g}{1 + \beta_d} = \frac{290.709 * 10^3 * 7.854 * 10^7}{1 + 0} = 9.1329 * 10^{12} \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$P_e = \frac{\pi^2 * EI}{(K * L_u)^2} = \frac{\pi^2 * 9.1329 * 10^{12}}{(2.1 * 1235)^2} * \frac{1}{1000} = 13401 \text{ T}$$

$C_m = 1$ (Elemento no arriostrado)

$\phi_K = 0.75$ (Elemento de concreto)

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi_K * P_e}} = \frac{1}{1 - \frac{507.26}{0.75 * 13401}} = 1.05 \geq 1.0$$

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi_K * \sum P_e}} = \frac{1}{1 - \frac{507.26}{0.75 * 13401}} = 1.05 \geq 1.0$$

Por simplicidad se toma P_u y P_e , en vez de $\sum P_u$ y $\sum P_e$; según (Rodríguez Serquén, 2016)

$$M_{cp} = \delta_b * M_{2b} + \delta_s * M_{2s} = 1.05 * (M_{2b} + M_{2s}) = 1.05 * (1163.89) = 1222.08 \text{ Tm}$$

Plano X-Z:

$$M_{ct} = \delta_b * M_{2b} + \delta_b * M_{2s} = 1.05 * (M_{2b} + M_{2s}) = 1.05 * (1154.43) = 1212.15 \text{ Tm}$$

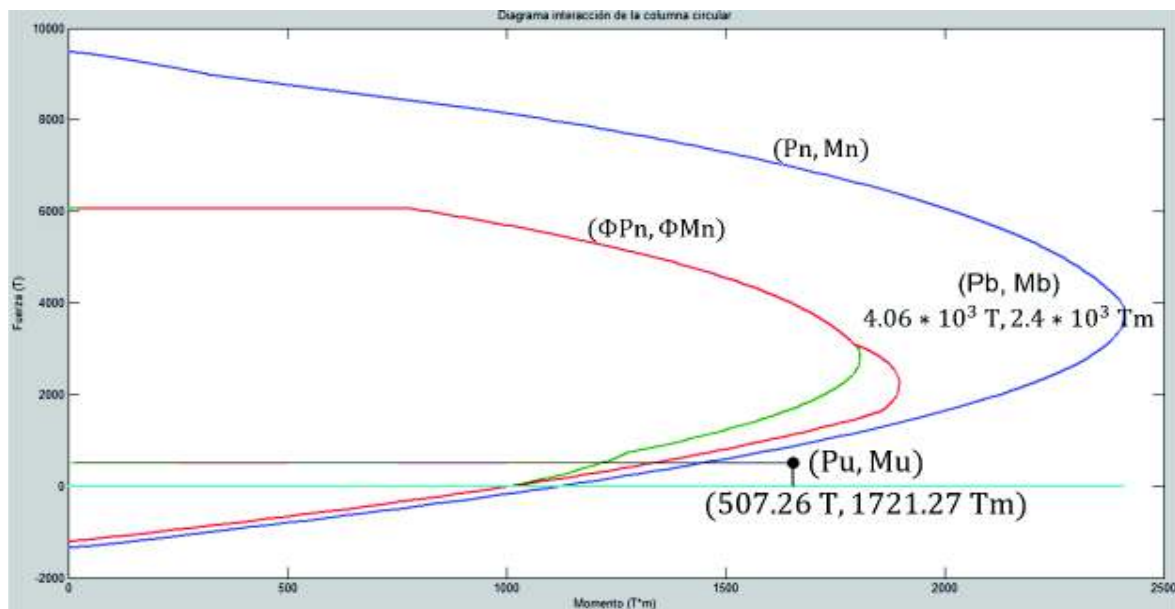
Solicitaciones últimas en la columna, aproximadas a un número entero:

$$M_u = \sqrt{M_{cp}^2 + M_{ct}^2} = \sqrt{1222.08^2 + 1212.15^2} = 1721.27 \text{ Tm}$$

$$P_u = 507.26 \text{ T}$$

Capacidad de la sección

FIGURA 4.79 Diagrama de iteración de la columna circular propuesta (Pn vs Mn) del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

El código para estimar el diagrama de iteración de una columna circular de acuerdo con las consideraciones del (American Concrete Institute (318-14), 2014) se presenta en el Anexo 5.

En el diagrama de iteración de la columna circular, figura 4.79, se tiene que $P_u=507.26\text{T}$ y $M_u=1721.27\text{Tm}$, no están dentro de la zona de resistencia por lo que la propuesta de acero y geometría de la columna no es adecuada para resistir las solicitaciones últimas.

Se propone aumentar la cantidad de acero longitudinal en la columna a $52 \Phi 32\text{mm}$.

$$A_s = 60 \Phi 32 \text{ mm} \rightarrow A_s = 482.55 \text{ cm}^2$$

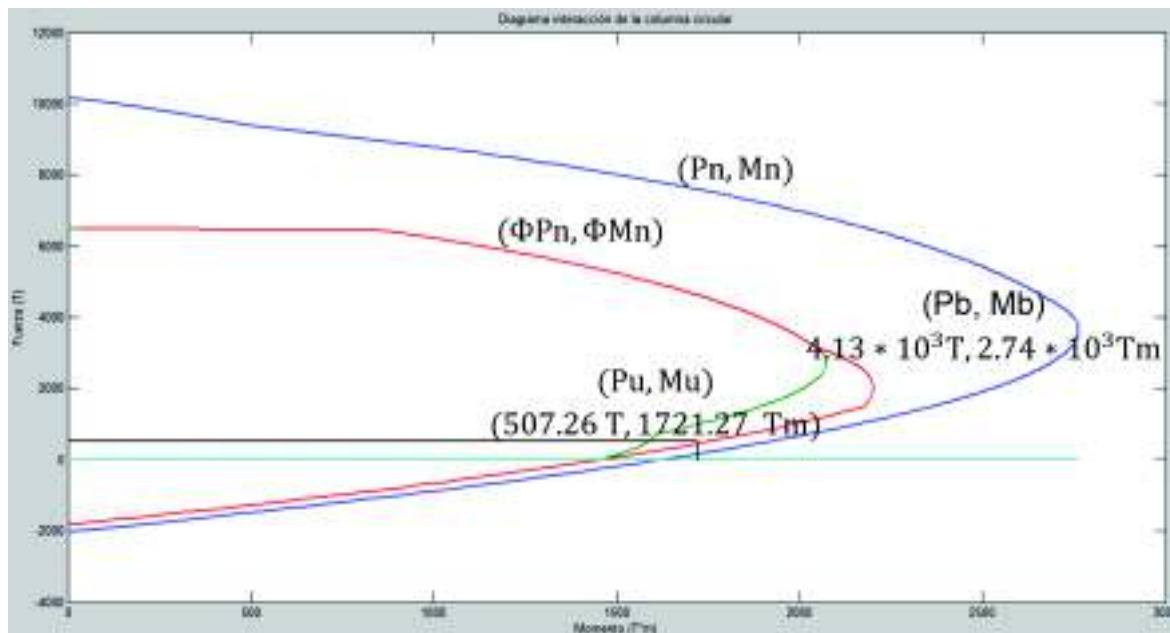
$$\rho_s = \frac{A_s}{A_g} = \frac{482.55}{31415.93} = 0.0154$$

Refuerzos mínimo y máximo a flexo-compresión en zonas sísmicas

$$0.01 \leq \rho_s \leq 0.04$$

$$0.01 \leq 0.0154 \leq 0.04 \text{ OK!}$$

FIGURA 4.80 Diagrama de iteración de la columna circular (Pn vs Mn) del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

En el diagrama de iteración de la columna circular, figura 4.80, se tiene que $P_u=507.26T$ y $M_u=1721.27Tm$, están dentro de la zona de resistencia por lo que la propuesta de acero y geometría de la columna es adecuada para resistir las sollicitaciones últimas.

Flexión biaxial

$$0.1 * \Phi * f'_c * A_g = 0.1 * 0.75 * 305 * 31415.93 * \frac{1}{1000} = 718.64 T$$

Como $718.64 T > 511.20 T$, usamos:

$$\frac{M_{u_x}}{M_{r_x}} + \frac{M_{u_y}}{M_{r_y}} \leq 1$$

$$\frac{M_u}{M_r} = \frac{1721.27}{2.74 * 10^3} = 0.63 < 1 \text{ OK!}$$

Diseño a cortante del cuerpo de la pila

Cortante ultimo:

$$M_b = 2.67 * 10^3 \text{ Tm (Momento balanceado)}$$

$$V_u = \frac{M_b}{L} = \frac{2.74 * 10^3}{12.35} = 221.86 \text{ T}$$

Área efectiva para cortante (sección circular):

$$d_v = D - 2r_{ec} = 200 - 2 * 5 = 190 \text{ cm}$$

$$A_e = \frac{\pi}{4} * d_v^2$$

$$A_e = \frac{\pi * 190^2}{4} = 28352.9 \text{ cm}^2$$

Corte nominal resistente del concreto:

$$V_c = 0.265 * \beta^* * \sqrt{f'_c} * A_e;$$

$$\beta^* = 2 \text{ (Elemento sometido a compresión con acero a corte)}$$

$$V_c = 0.265 * 2 * \sqrt{305} * 28352.9262.44 \text{ T}$$

Espaciamiento mínimo del acero transversal:

$$S_{\min} = 1.33 * D_{\text{agregado}}; D_{\text{agregado}} = \frac{3}{4} \text{ pulg} = 1.91 \text{ cm}$$

$$S_{\min} = 1.33 * 1.91 = 2.54 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo del acero transversal:

$$S_{\max} = 6 * \Phi = 6 * 3.2 = 19.2 \text{ cm} < 15 \text{ cm No Cumple!}$$

$$S_{\max} = 15 \text{ cm}$$

Cortante nominal resistente del acero:

$$V_r = V_u$$

$$V_s = \frac{V_r - \Phi * V_c}{\Phi} = \frac{221.86 - 0.9 * 262.44}{0.9} = -15.93 \text{ T}$$

Como $V_s < 0$ la sección no requiere acero a corte, por lo tanto, se coloca el acero mínimo requerido por la norma (NORMA AASHTO LRFD, 2014).

Refuerzo transversal mínimo:

$$A_v \geq 0.265 * \sqrt{f'_c} * \frac{b_v * S}{f_y}$$

$$A_{v \text{ mín}} = 0.265 * \sqrt{305} * \frac{200 * 8.5}{4200} = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ mín}} = 1.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{v \text{ real}} = \frac{A_{v \text{ mín}}}{2} = \frac{1.87}{2} = 0.94 \text{ cm}^2$$

Si $A_v = 1$ estribo $\Phi 12 \text{ mm} = 2 * 1.13 = 2.26 \text{ cm}^2 > 1.87 \text{ cm}^2$ OK!

Si: $S = 10 \text{ cm}$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v * (\cot\theta + \cot\alpha)}{S}; \theta = 45^\circ; \alpha = 90^\circ$$

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d_v}{S} = \frac{2.26 * 4200 * 190}{10} * \frac{1}{1000} = 180.35 \text{ T}$$

Cortante nominal resistente:

El menor valor entre:

$$V_n = V_c + V_s = 262.44 + 180.35 = 442.79 \text{ T}$$

$$V_n = 0.25 * f'_c * A_e = 0.25 * 305 * 28352.9 * \frac{1}{1000} = 2161.91 \text{ T}$$

Luego $V_n = 442.79 \text{ T}$

Cortante resistente total:

$$V_r = \Phi * V_n = 0.9 * 442.79 = 398.51 \text{ T} > 221.86 \text{ T OK!}$$

$$\Phi = 0.9 \text{ (ver sección 3.4.2)}$$

Refuerzo transversal para confinamiento en rótulas plásticas

Espaciamiento máximo del acero transversal para confinamiento:

$$S_{\text{máx}} = 4 \text{ pulg} = 10.16 \text{ cm}$$

Espaciamiento tomado para el cálculo:

Con el fin de comparar con el acero para corte se toma el mismo $S=10 \text{ cm}$.

Acero transversal para confinamiento:

Se toma el máximo valor entre:

$$A_{sh} = \frac{0,45 * f'_c * d_v * S}{4 * f_y} \left(\frac{A_g}{A_e} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = \frac{0,45 * 305 * 190 * 10}{4 * 4200} \left(\frac{31415,93}{28352,9} - 1 \right) = 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = \frac{0,12 * f'_c * d_v * S}{4 * f_y} = \frac{0,12 * 305 * 190 * 10}{4 * 4200} = 4,14 \text{ cm}^2$$

Se toma $A_{sh} = 4,14 \text{ cm}^2 = 2$ estribos $\Phi 12\text{mm} @ 10 \text{ cm}$

Como $A_{sh} = 4,14 \text{ cm}^2 > A_v = 2,26 \text{ cm}^2$ se toma el A_{sh} como acero transversal para la columna.

Detalles del acero en el cuerpo de la pila

Según como se especifica en la sección 3.4.4.

- Acero longitudinal

El acero longitudinal debe terminar en un gancho a 90° más una prolongación de:

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{100 * 3,2}{\sqrt{30}} = 58,42 \text{ cm} \approx 60 \text{ cm}$$

La separación máxima de las barras de una sección circular es de 20cm en arco.

$$\theta = \frac{360^\circ}{\#barras} = \frac{360^\circ}{60} = 6^\circ = 0,105 \text{ rad}$$

$$s = \frac{D}{2} * \theta - \phi = \frac{200}{2} * 0,112 - 3,2 = 7,3 \text{ cm} < 20 \text{ cm OK!}$$

La longitud de desarrollo debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$l_d = \frac{0,02A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0,02 * (\pi * 16^2) * 420}{\sqrt{30}} = 1233,41 \text{ mm}$$

$$l_d \geq 0,06d_b f_y = 0,06 * 32 * 420 = 806,4 \text{ mm} < 1233,41 \text{ mm OK!}$$

Factor de modificación = 1,2

$$l_d = 1,2 * 1233,41 = 1480,09 \text{ mm}$$

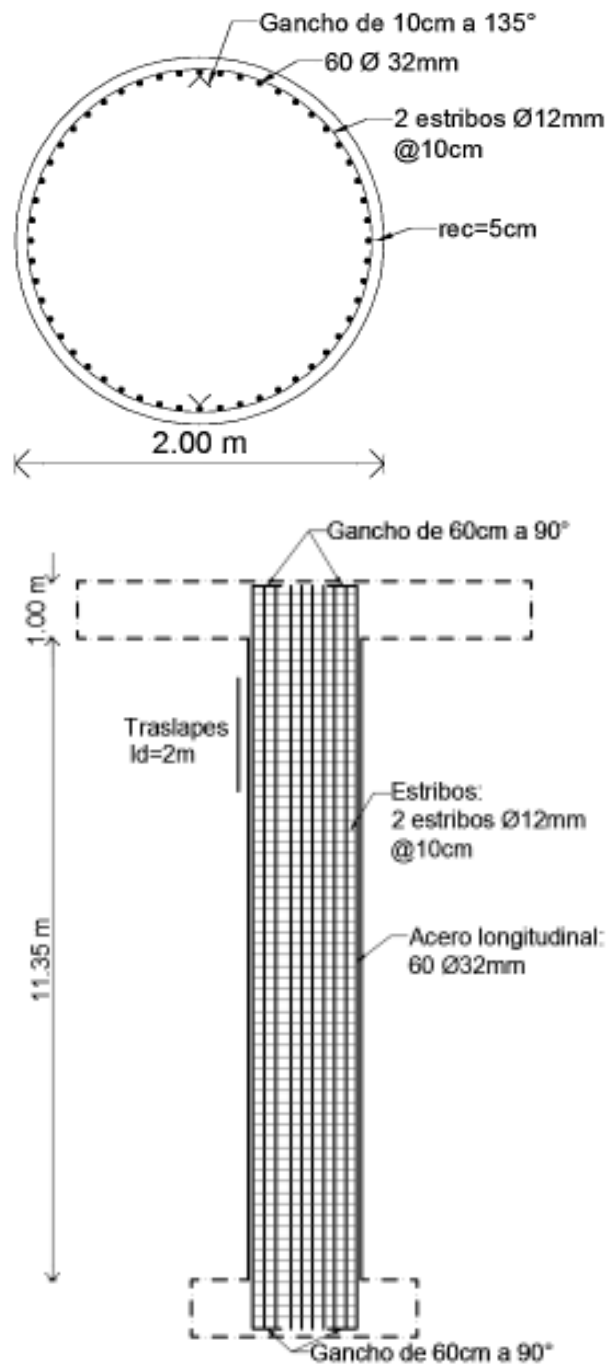
Se toma $l_d = 2 \text{ m}$

- Acero para cortante

Los estribos deben estar doblados en los extremos a 135° , más una longitud de 6 veces el diámetro, se tiene:

$$L_{\text{gancho}} = 1\phi + 6\phi = 1 * 1.2 + 6 * 1.2 = 8.4 \text{ cm} \approx 10 \text{ cm}$$

FIGURA 4.81 Sección final diseñada de la columna del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

4.2.4 DISEÑO DE LOS ESTRIBOS

4.2.4.1 Cargas verticales

Para un metro lineal de estribo

- Peso propio de la superestructura

$$DCs = (W(x) - \text{peso asfalto}) * \frac{9\text{m}}{8\text{m}} = 9.97 \frac{\text{T}}{\text{m}} * \frac{9\text{m}}{8\text{m}} = 11.22 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

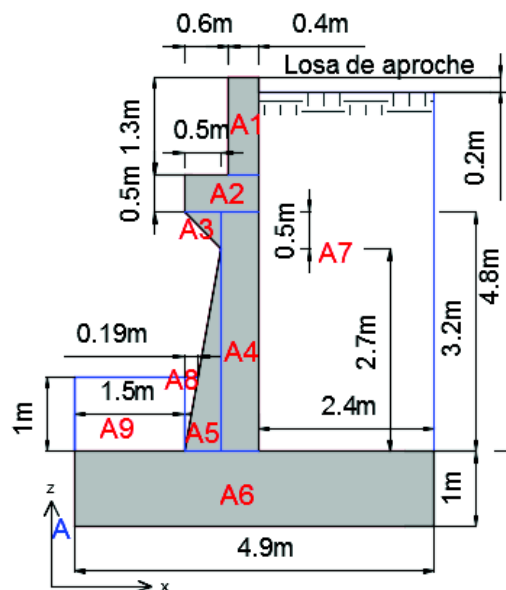
- Peso propio del asfalto

$$DW = 0.9 \frac{\text{T}}{\text{m}} * \frac{9\text{m}}{8\text{m}} = 1.01 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

- Peso propio del estribo

Para el cálculo del peso propio del estribo y del peso propio del relleno se proceden a dividir en secciones sencillas el estribo como se muestra en la figura 4.81, según la figura 4.50 la sección del río se aleja bastante del lugar de emplazamiento de los estribos, pero en la parte delantera del estribo se tomará una altura de suelo 1m sobre la cimentación debido a que puede haber variación de este suelo, en base al esquema se realizan los cálculos respectivos en la tablas 4.40 y 4.41.

FIGURA 4.82 Secciones para el cálculo del peso propio del estribo y del peso propio del relleno del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

TABLA 4.40 Cálculo del peso propio del estribo para ejemplo del cálculo de puente sobre un río

$$\gamma = 2.447 \text{ T/m}^3$$

Sección	A(m ²)	DC(T/m)	x _A (m)	z _A (m)	DC*x _A (Tm/m)	DC*z _A (Tm/m)
A1	0.52	1.27	2.30	5.35	2.93	6.81
A2	0.50	1.22	2.00	4.45	2.45	5.44
A3	0.13	0.31	1.83	4.03	0.56	1.23
A4	0.80	1.96	2.25	2.60	4.40	5.09
A5	0.68	1.65	1.83	1.90	3.03	3.14
A6	4.90	11.99	2.45	0.50	29.38	6.00
Σ		18.40			42.74	27.71

$$X = \frac{\sum DC \cdot x_A}{DC} = 2.32$$

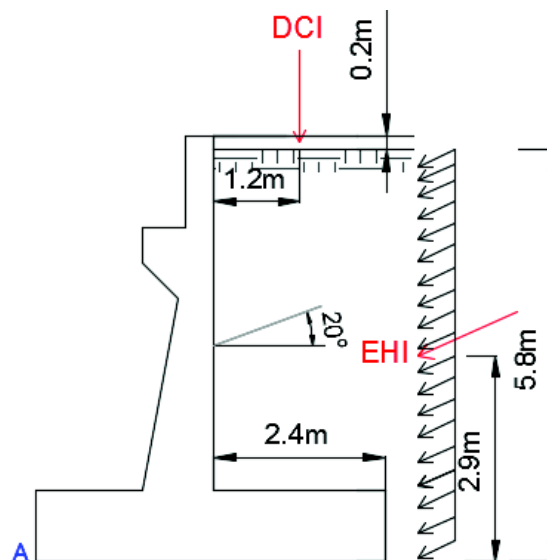
$$Z = \frac{\sum DC \cdot z_A}{DC} = 1.51$$

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$DC_e = 18.40 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

- Peso propio de la losa de transición o aprоче DCI

FIGURA 4.83 Representación de carga por peso propio de la losa de transición o aprоче para ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$DCI = 0.20\text{m} * 2.4\text{m} * 2.447 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} = 1.17 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$EHI_z = EHI * \sin(20)$$

- Presión vertical de peso propio del relleno EV

TABLA 4.41 Cálculo del peso propio del relleno por metro lineal de estribo para ejemplo de puente sobre un río

$\gamma = 1.7 \quad \text{T/m}^3$

Sección	A(m ²)	EV(T/m)	x _A (m)	z _A (m)	EV*x _A (Tm/m)	EV*z _A (Tm/m)
A7	11.52	19.58	3.70	3.40	72.46	66.59
A8	0.10	0.16	1.56	1.67	0.25	0.27
A9	1.50	2.55	0.75	1.50	1.91	3.83
Σ		22.30			74.63	70.68

$$X = \frac{\sum EV * x_A}{EV} = 3.35$$

$$Z = \frac{\sum EV * z_A}{EV} = 3.17$$

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$EV = 22.30 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

- Carga viva en la superestructura LL

Las condiciones críticas para la carga viva son las mismas de ejemplo de puente para un intercambiador, sección 4.1.4.1 de este documento, por lo tanto:

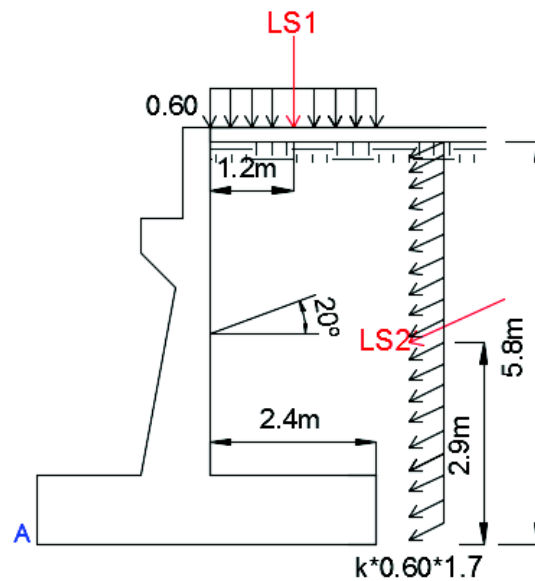
$$LL + IM = 44.38\text{T por viga} \therefore \frac{44.38\text{T}}{2\text{m}} = 22.19 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Se divide entre 2m por ser la separación entre vigas para llevarla a una carga distribuida uniforme.

- Sobrecarga de la carga viva LS1

Si se tiene H=6m entonces según tabla 3.35 el heq=0.60cm. Por lo tanto, la sobrecarga de la carga viva se calcula como se muestra en la figura 4.84.

FIGURA 4.84 Representación de sobrecarga por carga viva del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$LS_1 = 2.4\text{m} * 1.7 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} * 0.6\text{m} = 2.45 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$LS_{2z} = LS_2 * \sin(20)$$

4.2.4.2 Cargas horizontales

Para un metro lineal de estribo

- Empuje lateral del suelo EH

Presión lateral activa

$$\phi_f = 30^\circ$$

$$\delta = 20^\circ$$

$\beta = 0^\circ$; ángulo de suelo de relleno con la horizontal según geometría en figura 4.82

$\theta = 90^\circ$; ángulo del respaldo del muro con la horizontal según geometría en figura 4.82

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi_f)}{\sin^2\theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) \sin(\phi_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2}$$

$$k_a = \frac{\sin^2(120)}{\sin^2(90) \sin(70) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(50) \sin(30)}{\sin(70) \sin(90)}} \right]^2}$$

$$k_a = 0.2069$$

$$E_a = \frac{1}{2} * k_a * \gamma * H'^2$$

$$E_a = \frac{1}{2} * 0.2069 * 1.7 \frac{T}{m^3} * (5.8m)^2 = 5.92 \frac{T}{m}$$

$$E_{ax} = E_a * \cos(20) = 5.56 \frac{T}{m}$$

Ubicada en un tercio de la altura, $\frac{5.8m}{3}$, es decir en z a 1.93m desde A, como se observa en la figura 4.85.

$$E_{az} = E_a * \sin(20) = 2.02 \frac{T}{m}$$

Ubicada en x a 4.9m desde A, es decir tras el talón del estribo, como se observa en la figura 4.85.

Presión lateral considerando el efecto sísmico

Suelo tipo B $\therefore kh = 1.2 * 0.5 * kh_0$; $kh = 1.2 * 0.5 * PGA * F_{pgn} = 0.23$

$$\phi_f = 30^\circ$$

$$\delta = 20^\circ$$

$i = 0^\circ$; ángulo de suelo de relleno con la horizontal según geometría en figura 4.82

$\beta' = 0^\circ$; ángulo de inclinación del muro con la vertical según geometría en figura 4.82

$$\theta' = \arctan\left(\frac{kh}{1 - kv}\right)$$

$$\theta' = \arctan\left(\frac{0.23}{1 - 0}\right) = 12.95^\circ$$

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\phi_f - \theta' - \beta')}{\cos \theta' \cos^2 \beta' \cos(\delta + \beta' + \theta') * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_f + \delta) \sin(\phi_f - \theta' - i)}{\cos(\delta + \beta' + \theta') \cos(i - \beta')}} \right]^2}$$

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(17.05)}{\cos(12.95) \cos^2(0) \cos(32.95) * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(50) \sin(17.05)}{\cos(32.95) \cos(0)}} \right]^2}$$

$$k_{AE} = 0.4854$$

Presión activa más presión por efecto sísmico

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * k_{AE} * \gamma * H'^2$$

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * 0.4854 * 1.7 \frac{T}{m^3} * (5.8m)^2 = 13.88 \frac{T}{m}$$

$$E_{AEx} = E_{AE} * \cos(20) = 13.04 \frac{T}{m}$$

$$E_{AEz} = E_{AE} * \sin(20) = 4.75 \frac{T}{m}$$

Por lo que para obtener la presión por efecto sísmico se aplica la ecuación 3.150.

Para x:

$$\Delta E = E_{AE} - E_a$$

$$\Delta E_x = 13.04 \frac{T}{m} - 5.56 \frac{T}{m} = 7.48 \frac{T}{m}$$

Ubicada en la mitad de altura, $\frac{5.8m}{2}$, es decir en z a 2.9m desde A, como se observa en la figura 4.85.

Para z:

$$\Delta E_z = 4.75 \frac{T}{m} - 2.02 \frac{T}{m} = 2.73 \frac{T}{m}$$

Ubicada en x a 4.90m desde A, es decir tras el talón del estribo, como se observa en la figura 4.85.

- Empuje de tierra por losa de transición o aproche EHI

Tal como se representa en la figura 4.83.

$$EHI = 5.8m * k * 2.447 \frac{T}{m^3} * 0.2m = k * 2.84 \frac{T}{m}$$

$$k = k_a = 0.2069 \therefore EHI = 0.59 \frac{T}{m}$$

$$EHI_x = EHI * \cos(20) = 0.55 \frac{T}{m}$$

$$EHI_z = EHI * \sin(20) = 0.20 \frac{T}{m}$$

- Sobrecarga de carga viva LS2

Tal como se representa en la figura 4.84.

$$LS_2 = 5.8m * k * 1.7 \frac{T}{m^3} * 0.6m = k * 5.92 \frac{T}{m}$$

$$k = k_a = 0.2959 \therefore LS_2 = 1.22 \frac{T}{m}$$

$$LS_{2x} = LS_2 * \cos(20) = 1.15 \frac{T}{m}$$

$$LS_{2z} = LS_2 * \sin(20) = 0.42 \frac{T}{m}$$

- Fuerza inercial del estribo PIR

Se presenta una tabla de apoyo para el cálculo del peso del estribo y del suelo para proceder a la determinación de la fuerza inercial del estribo.

TABLA 4.42 Cálculo de Ww y Ws para determinar la fuerza inercial del estribo del ejemplo de puente sobre un río

Sección	A(m ²)	DC(T/m)	xA (m)	zA(m)	DC*xA (Tm/m)	DC*zA (Tm/m)
A1	0.52	1.27	2.30	5.35	2.93	6.81
A2	0.50	1.22	2.00	4.45	2.45	5.44
A3	0.13	0.31	1.83	4.03	0.56	1.23
A4	0.80	1.96	2.25	2.60	4.40	5.09
A5	0.68	1.65	1.83	1.90	3.03	3.14
A6	4.90	11.99	2.45	0.50	29.38	6.00
A7	11.52	19.58	3.70	3.40	72.46	66.59
A8	0.10	0.16	1.56	1.67	0.25	0.27
A9	1.50	2.55	0.75	1.50	1.91	3.83
Σ		40.70			117.37	98.39

$$x = \frac{\sum DC * x_A}{DC} = 2.88$$

$$z = \frac{\sum DC * z_A}{DC} = 2.42$$

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$\text{PIR} = kh * (W_W + W_S)$$

$$\text{PIR} = 0.23 * \left(40.70 \frac{\text{T}}{\text{m}}\right)$$

$$\text{PIR} = 9.36 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Para considerar las cargas se aplica el mayor resultado de las siguientes expresiones:

$$- 100\% E_{AE} + 50\% \text{PIR}$$

$$13.04 \frac{\text{T}}{\text{m}} + 0.5 * \left(9.36 \frac{\text{T}}{\text{m}}\right) = 17.72 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$$- (50\% E_{AE} \geq E_a) + \text{PIR}$$

$$0.5 * \left(13.04 \frac{\text{T}}{\text{m}}\right) + 9.36 \frac{\text{T}}{\text{m}} = 15.88 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Entonces se considera la primera expresión, tomando el 50% de la fuerza inercial del estribo $0.5 \text{PIR} = 4.68 \frac{\text{T}}{\text{m}}$

- Fuerzas de sismo EQ

En el cálculo de fuerzas sísmicas se obtuvo que la fuerza sísmica de diseño longitudinal del estribo es:

$$F_{\text{diseño}} = \frac{F_{\text{sísmica}}}{R}$$

$$F_{\text{diseño}} = \frac{184.86}{1.5} = 123.24 \text{ T}$$

Por metro lineal de estribo:

$$\text{EQ} = \frac{122.24 \text{ T}}{8 \text{ m}}$$

$$\text{EQ} = 15.41 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Ubicada en el centro de gravedad del tablero.

- Fuerzas de viento WS, WL

Para la superestructura

Las fuerzas en la superestructura longitudinal y transversalmente para la pila y el estribo son las mismas que para el ejemplo de puente sobre un intercambiador, por lo tanto, se tiene la carga a considerar para el diseño del estribo:

$$WS_{s_{lon}} = \frac{0.7 T}{8 m} = 0.09 \frac{T}{m}$$

(Ubicada en z en la mitad de la superficie expuesta del tablero, plano XZ)

La longitud en z de la superficie expuesta del tablero es 1.3m, se ubica en z a 5.35m desde A, $6m - \frac{1.3m}{2}$, como se observa en la figura 4.85.

Para la subestructura

Área del estribo sobre el que actúa el viento en el sentido longitudinal del puente:

$$A = b * h$$

$$A = 8 * 2.7 = 21.6 m^2$$

Fuerza por viento sobre la subestructura en el sentido longitudinal del puente:

$$WSe_{lon} = 21.6 * \frac{195}{1000}$$

$$WSe_{lon} = 4.21 T$$

El área del estribo sobre el que actúa el viento en el sentido transversal del puente se calcula en base a la figura 4.82, actúa en el área comprendida por las secciones A2, A3, A4 y A5, los valores pueden observarse en la tabla 4.40, por lo tanto:

$$A = 0.50 + 0.13 + 0.80 + 0.68 = 2.10 m^2$$

Fuerza por viento sobre la subestructura en el sentido transversal del puente:

$$WSe_{tran} = 2.10 * \frac{195}{1000}$$

$$WSe_{tran} = 0.41 T$$

La carga a considerarse para el diseño del estribo es:

$$WSe_{lon} = \frac{4.21T}{8m} = 0.53 \frac{T}{m}$$

(Ubicada en z en la mitad de la superficie expuesta del tablero, plano XZ)

La longitud en z de la superficie expuesta del estribo es 3.7m, se ubica en z a 2.85m desde A, $\frac{3.7}{2} + 1m$, como se observa en la figura 4.85.

Sobre los vehículos

Tranversalmente

$$WL = 150 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 9\text{m} = 1350\text{kg} * \frac{1\text{T}}{1000\text{kg}} = 1.35\text{T}$$

Longitudinalmente

$$WL = 60 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 9\text{m} = 540\text{kg} * \frac{1\text{T}}{1000\text{kg}} = 0.54\text{T}$$

La carga a considerarse para el diseño del estribo es:

$$WL = \frac{0.54\text{T}}{8\text{m}} = 0.07 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

- Fuerza de frenado BR

La fuerza de frenado mayor es: el 25% del peso del camión, tal como se calculó en la pila:

$$BR = \frac{22.5\text{T}}{8\text{m}}$$

$$BR = 2.81 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

- Cargas CR, BH, TU

Investigaciones han probado que para estructuras comunes no es necesario evaluar la redistribución de las fuerzas como resultado del flujo plástico y de la retracción (AASHTO, 2014).

- Colisión sobre vehículos

No se considera puesto que el puente está emplazado en un río y existen barreras anti-choques.

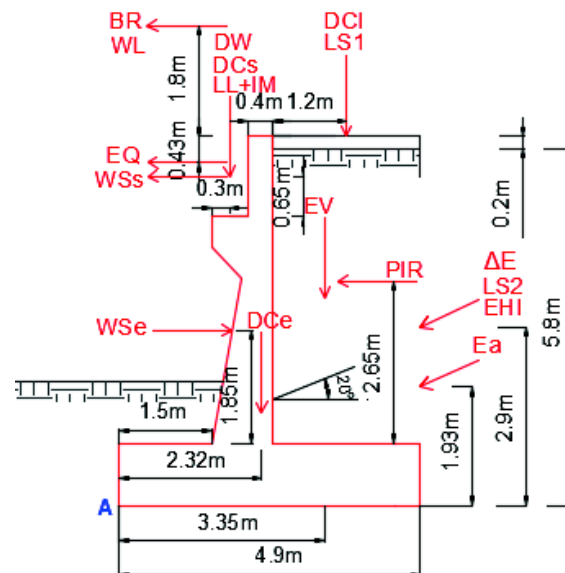
A continuación, se presenta la figura 4.85 y la tabla 4.43 con las cargas actuantes en el estribo.

TABLA 4.43 Valores de cargas veticales y horizontales actuantes en el estribo del ejemplo de puente sobre un río

FUERZAS VERTICALES			FUERZAS HORIZONTALES		
CARGA	TIPO	(T/m)	CARGA	TIPO	(T/m)
DCs	DC	11.22	Eax	EH	5.56
DW	DW	1.01	ΔE_x	EQ	7.48
DCe	DC	18.40	EHlx	EH	0.55
DCI	DC	1.17	LS2x	LS	1.15
EV	EV	22.30	0.5PIR	EQ	4.68
LL+IM	LL+IM	22.19	EQ	EQ	15.41
LS1	LS	2.45	WSs	WS	0.09
Eaz	EH	2.02	WSe	WS	-0.53
ΔE_z	EQ	2.73	WL	WL	0.07
EHlz	EH	0.20	BR	BR	2.81
LS2z	LS	0.42			

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

FIGURA 4.85 Esquema de cargas actuantes en el estribo del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

4.2.4.3 Estados límite aplicables y combinaciones de carga

Para este caso se aplican los estados límites Resistencia I, Resistencia V, Extremo I y Servicio I.

La definición de los factores de carga se realiza de la siguiente manera: de la tabla 3.25 se tienen los factores de carga para cada estado límite aplicable, con ayuda de la tabla 3.26 se determina el valor del factor por carga permanente γ_p .

En la sección 11.8.6 de la AASHTO LRFD 2014 se describe que para muros en voladizo debe tomarse un factor de $\gamma_{EQ} = 1$.

Se establecen dos casos para las combinaciones de carga.

Caso (a),

Chequeo al vuelco y deslizamiento generando un caso crítico donde se utilicen los valores de máximos de los factores de carga para las cargas desestabilizadoras y los valores mínimos para las cargas estabilizadoras.

TABLA 4.44 Factores de carga para cargas verticales y horizontales en el estribo, caso (a) del ejemplo de puente sobre un río

FUERZAS VERTICALES						
CARGA	TIPO	(T/m)	Factores de carga			
			Resistencia la	Resistencia Va	Extremo la	Servicio la
DCs	DC	11.22	0.90	0.90	0.90	1.00
DW	DW	1.01	0.65	0.65	0.65	1.00
DCe	DC	18.40	0.90	0.90	0.90	1.00
DCI	DC	1.17	0.90	0.90	0.90	1.00
EV	EV	22.30	1.00	1.00	1.00	1.00
LL+IM	LL+IM	22.19	1.75	1.35	1.00	1.00
LS1	LS	2.45	1.75	1.35	1.00	1.00
Eaz	EH	2.02	0.90	0.90	0.90	1.00
ΔE_z	EQ	2.73	0.00	0.00	1.00	0.00
EHlz	EH	0.20	0.90	0.90	0.90	1.00
LS2z	LS	0.42	1.75	1.35	1.00	1.00
FUERZAS HORIZONTALES						
CARGA	TIPO	(T/m)	Factores de carga			
			Resistencia la	Resistencia Va	Extremo la	Servicio la
Eax	EH	5.56	1.50	1.50	1.50	1.00
ΔE_x	EQ	7.48	0.00	0.00	1.00	0.00
EHlx	EH	0.55	1.50	1.50	1.50	1.00
LS2x	LS	1.15	1.75	1.35	1.00	1.00
0.5PIR	EQ	4.68	0.00	0.00	1.00	0.00
EQ	EQ	15.41	0.00	0.00	1.00	0.00
WSs	WS	0.09	0.00	0.00	0.00	0.00
WSe	WS	-0.53	0.00	0.00	0.00	0.00
WL	WL	0.07	0.00	1.00	0.00	1.00
BR	BR	2.81	1.75	1.35	1.00	1.00

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Caso (b)

Para el diseño se considera valores máximos de los factores de carga para las cargas verticales y horizontales y generar condiciones críticas.

TABLA 4.45 Factores de carga para cargas verticales y horizontales en el estribo, caso (b) del ejemplo de puente sobre un río

FUERZAS VERTICALES						
CARGA	TIPO	(T/m)	Factores de carga			
			Resistencia lb	Resistencia Vb	Extremo lb	Servicio lb
DCs	DC	11.22	1.25	1.25	1.25	1.00
DW	DW	1.01	1.50	1.50	1.50	1.00
DCe	DC	18.40	1.25	1.25	1.25	1.00
DCI	DC	1.17	1.25	1.25	1.25	1.00
EV	EV	22.30	1.35	1.35	1.35	1.00
LL+IM	LL+IM	22.19	1.75	1.35	1.00	1.00
LS1	LS	2.45	1.75	1.35	1.00	1.00
Eaz	EH	2.02	1.50	1.50	1.50	1.00
ΔE_z	EQ	2.73	0.00	0.00	1.00	0.00
EHlz	EH	0.20	1.50	1.50	1.50	1.00
LS2z	LS	0.42	1.75	1.35	1.00	1.00
FUERZAS HORIZONTALES						
CARGA	TIPO	(T/m)	Factores de carga			
			Resistencia lb	Resistencia Vb	Extremo lb	Servicio lb
Eax	EH	5.56	1.50	1.50	1.50	1.00
ΔE_x	EQ	7.48	0.00	0.00	1.00	0.00
EHlx	EH	0.55	1.50	1.50	1.50	1.00
LS2x	LS	1.15	1.75	1.35	1.00	1.00
0.5PIR	EQ	4.68	0.00	0.00	1.00	0.00
EQ	EQ	15.41	0.00	0.00	1.00	0.00
WSs	WS	0.09	0.00	0.40	0.00	0.30
WSe	WS	-0.53	0.00	0.40	0.00	0.30
WL	WL	0.07	0.00	1.00	0.00	1.00
BR	BR	2.81	1.75	1.35	1.00	1.00

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

4.2.4.4 Revisión de la estabilidad al volcamiento y deslizamiento

Volcamiento

El chequeo al vuelco se realiza con referencia al punto A (punta del estribo), como se puede observar en la figura 4.84, a continuación se presentan las cargas con sus respectivos brazos de palanca:

TABLA 4.46 Cargas y momentos en el estribo con respecto al punto A del ejemplo de puente sobre un río

FUERZAS VERTICALES					FUERZAS HORIZONTALES				
CARGA	TIPO	(T/m)	x_A (m)	Mx_A	CARGA	TIPO	(T/m)	z_A (m)	Mz_A
DCs	DC	11.22	1.80	20.20	Eax	EH	5.56	1.93	10.75
DW	DW	1.01	1.80	1.82	ΔEx	EQ	7.48	2.90	21.69
DCe	DC	18.40	2.32	42.69	EHlx	EH	0.55	2.90	1.60
DCI	DC	1.17	3.70	4.33	LS2x	LS	1.15	2.90	3.34
EV	EV	22.30	3.35	74.71	0.5PIR	EQ	4.68	2.42	11.33
LL+IM	LL+IM	22.19	1.80	39.94	EQ	EQ	15.41	5.57	85.83
Eaz	EH	2.02	4.90	9.90	WSs	WS	0.09	5.35	0.48
ΔEz	EQ	2.73	4.90	13.38	WSe	WS	-0.53	2.85	-1.51
EHlz	EH	0.20	4.90	0.98	WL	WL	0.07	7.80	0.53
LS2z	LS	0.42	4.90	2.06	BR	BR	2.81	7.80	21.92

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Para el chequeo al volcamiento se procede a la aplicación de los casos (a) y (b) y poder evaluar las situaciones críticas, se realiza para los estados límite aplicables excepto el estado límite de Servicio I, se presentan tablas por facilidad con las combinaciones de carga, la tabla 4.47 para cargas estabilizadoras (verticales), la tabla 4.48 para momentos estabilizadores.

TABLA 4.47 Combinaciones de cargas estabilizadoras para estados límite aplicables en el estribo del ejemplo de puente sobre un río

	DCs	DW	Dce	DCI	EV	LL+IM	Eaz	ΔEz	EHlz	LS2z	ΣV
V (T)	11.22	1.01	18.40	1.17	22.30	22.19	2.02	2.73	0.20	0.42	81.66
Resistencia Ia	0.90	0.65	0.90	0.90	1.00	1.75	0.90	0.00	0.90	1.75	92.23
	10.10	0.66	16.56	1.05	22.30	38.83	1.82	0.00	0.18	0.74	
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.75	1.50	0.00	1.50	1.75	113.01
	14.03	1.52	23.00	1.46	30.11	38.83	3.03	0.00	0.30	0.74	
Resistencia Va	0.90	0.65	0.90	0.90	1.00	1.35	0.90	0.00	0.90	1.35	83.19
	10.10	0.66	16.56	1.05	22.30	29.96	1.82	0.00	0.18	0.57	
Resistencia Vb	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.35	1.50	0.00	1.50	1.35	103.96
	14.03	1.52	23.00	1.46	30.11	29.96	3.03	0.00	0.30	0.57	
Extremo Ia	0.90	0.65	0.90	0.90	1.00	1.00	0.90	1.00	0.90	1.00	78.01
	10.10	0.66	16.56	1.05	22.30	22.19	1.82	2.73	0.18	0.42	
Extremo Ib	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	98.78
	14.03	1.52	23.00	1.46	30.11	22.19	3.03	2.73	0.30	0.42	

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

TABLA 4.48 Combinaciones de momentos estabilizadores para estados límite aplicables en el estribo del ejemplo de puente sobre un río

	DCs	DW	Dce	DCI	EV	LL+IM	Eaz	ΔE_z	EHlz	LS2z	ΣM_v
Mv (Tm)	20.20	1.82	42.69	4.33	74.71	39.94	9.90	13.38	0.98	2.06	209.99
Resistencia Ia	0.90	0.65	0.90	0.90	1.00	1.75	0.90	0.00	0.90	1.75	219.67
	18.18	1.18	38.42	3.90	74.71	69.90	8.91	0.00	0.88	3.60	
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.75	1.50	0.00	1.50	1.75	277.41
	25.25	2.73	53.36	5.41	100.85	69.90	14.85	0.00	1.47	3.60	
Resistencia Va	0.90	0.65	0.90	0.90	1.00	1.35	0.90	0.00	0.90	1.35	202.87
	18.18	1.18	38.42	3.90	74.71	53.92	8.91	0.00	0.88	2.78	
Resistencia Vb	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.35	1.50	0.00	1.50	1.35	260.61
	25.25	2.73	53.36	5.41	100.85	53.92	14.85	0.00	1.47	2.78	
Extremo Ia	0.90	0.65	0.90	0.90	1.00	1.00	0.90	1.00	0.90	1.00	201.55
	18.18	1.18	38.42	3.90	74.71	39.94	8.91	13.38	0.88	2.06	
Extremo Ib	1.25	1.50	1.25	1.25	1.35	1.00	1.50	1.00	1.50	1.00	259.29
	25.25	2.73	53.36	5.41	100.85	39.94	14.85	13.38	1.47	2.06	

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Y las tablas 4.49 para cargas desestabilizadoras (horizontales) y la 4.50 para momentos desestabilizadores.

TABLA 4.49 Combinaciones de cargas desestabilizadoras para estados límite aplicables en el estribo del ejemplo de puente sobre un río

	Eax	ΔE_x	EHlx	LS2x	0.5PIR	EQ	WSs	Wse	WL	BR	ΣH
H (T)	5.56	7.48	0.55	1.15	4.68	15.41	0.09	-0.53	0.07	2.81	37.27
Resistencia Ia	1.50	0.00	1.50	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75	16.10
	8.34	0.00	0.83	2.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.92	
Resistencia Ib	1.50	0.00	1.50	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75	16.10
	8.34	0.00	0.83	2.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	4.92	
Resistencia Va	1.50	0.00	1.50	1.35	0.00	0.00	0.40	0.00	1.00	1.35	14.61
	8.34	0.00	0.83	1.55	0.00	0.00	0.04	0.00	0.07	3.79	
Resistencia Vb	1.50	0.00	1.50	1.35	0.00	0.00	0.40	0.00	1.00	1.35	14.61
	8.34	0.00	0.83	1.55	0.00	0.00	0.04	0.00	0.07	3.79	
Extremo Ia	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	40.70
	8.34	7.48	0.83	1.15	4.68	15.41	0.00	0.00	0.00	2.81	
Extremo Ib	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	40.70
	8.34	7.48	0.83	1.15	4.68	15.41	0.00	0.00	0.00	2.81	

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

TABLA 4.50 Combinaciones de momentos desestabilizadores para estados límite aplicables en el estribo del ejemplo de puente sobre un río

	Eax	ΔEx	EHlx	LS2x	0.5PIR	EQ	WSs	Wse	WL	BR	ΣMh
Mh (Tm)	10.75	21.69	1.60	3.34	11.33	85.83	0.48	-1.51	0.53	21.92	155.95
Resistencia Ia	1.50	0.00	1.50	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75	62.71
	16.12	0.00	2.39	5.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	38.36	
Resistencia Ib	1.50	0.00	1.50	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.75	62.71
	16.12	0.00	2.39	5.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	38.36	
Resistencia Va	1.50	0.00	1.50	1.35	0.00	0.00	0.40	0.40	1.00	1.35	52.72
	16.12	0.00	2.39	4.50	0.00	0.00	0.19	-0.60	0.53	29.59	
Resistencia Vb	1.50	0.00	1.50	1.35	0.00	0.00	0.40	0.40	1.00	1.35	52.72
	16.12	0.00	2.39	4.50	0.00	0.00	0.19	-0.60	0.53	29.59	
Extremo Ia	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	162.62
	16.12	21.69	2.39	3.34	11.33	85.83	0.00	0.00	0.00	21.92	
Extremo Ib	1.50	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	162.62
	16.12	21.69	2.39	3.34	11.33	85.83	0.00	0.00	0.00	21.92	

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Para comprobar que el estribo pase el chequeo al volcamiento se debe comprobar que la excentricidad de la resultante sea menor que la excentricidad máxima en cada uno de los estados límite como se puede observar en la tabla 4.51.

TABLA 4.51 Chequeo al volcamiento del estribo del ejemplo de puente sobre un río

Estado límite	V (T/m)	Mv (Tm/m)	Mh (Tm/m)	$xO = \frac{Mv - Mh}{V}$ (m)	A	B	A ≤ B
					$e = \frac{B}{2} - xO$ (m)	$e_{máx}$ (m)	
Resistencia Ia	92.23	219.67	62.71	1.70	0.75	1.63	OK
Resistencia Ib	113.01	277.41	62.71	1.90	0.55	1.63	OK
Resistencia Va	83.19	202.87	52.72	1.80	0.65	1.63	OK
Resistencia Vb	103.96	260.61	52.72	2.00	0.45	1.63	OK
Extremo Ia	78.01	201.55	162.62	0.50	1.95	1.96	OK
Extremo Ib	98.78	259.29	162.62	0.98	1.47	1.96	OK

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Como ya se explicó la excentricidad máxima para los estados límites es:

Estado límite de resistencia:

$$e_{máx} = \frac{B}{3} = \frac{4.9m}{3} = 1.63 \text{ m}$$

Estado límite de evento extremo:

$$e_{\text{máx}} = \frac{2 * B}{5} = \frac{2 * 4.9 \text{ m}}{5} = 1.96 \text{ m}$$

Deslizamiento

Se realiza el chequeo al deslizamiento en la base del estribo, comprobando que la fuerza actuante sea menor que la fuerza resistente a calcularse con la ecuación 3.153.

Vale aclarar que en el cálculo no se incluye la componente de la presión pasiva del terreno debido a que no se asegura la permanencia de este suelo por socavación, deslizamiento, excavación u otro efecto sobre el mismo, en este ejemplo en específico el puente está emplazado en un río por lo que no se garantiza la estabilidad del terreno que ejercería la presión pasiva, por lo tanto se tiene:

$$R_R = \varphi_{\tau} V(\tan \delta)$$

$\varphi_{\tau} = 1$ para el estado límite de resistencia según la tabla 3.37 y el mismo valor de 1 para el estado límite de evento extremo.

$$\tan \delta = \tan 20^{\circ} = 0.36$$

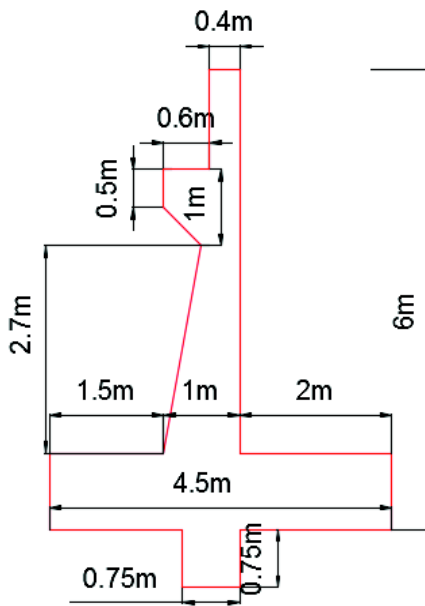
TABLA 4.52 Chequeo al deslizamiento de la base del estribo del ejemplo de puente sobre un río

Estado límite	V (T/m)	Resistente	Actuante	Actuante < Resistente
		R_R (T/m)	H(T/m)	
Resistencia Ia	92.23	33.20	16.10	OK
Resistencia Ib	113.01	40.68	16.10	OK
Resistencia Va	83.19	29.95	14.61	OK
Resistencia Vb	103.96	37.43	14.61	OK
Extremo Ia	78.01	28.08	40.70	NO CUMPLE
Extremo Ib	98.78	35.56	40.70	NO CUMPLE

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

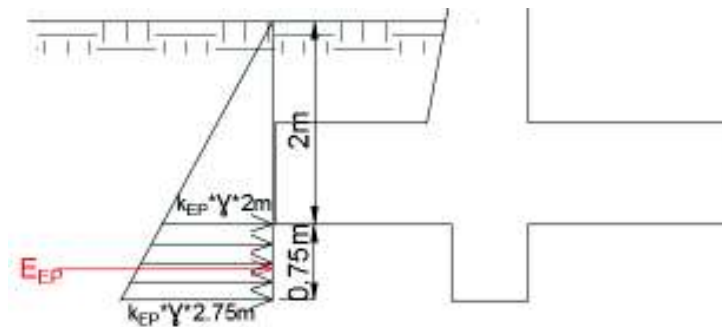
Los estados límite de **Evento Extremo Ia** y **Evento Extremo Ib** no cumplen la condición de que la carga resistente sea menor a la carga actuante, por lo que la solución es aumentar un diente de 0.75m * 0.75m, luego se procede a el cálculo de la carga pasiva solo en el diente, como se observa en la figura 4.87, k_{EP} es el coeficiente por carga pasiva considerando el efecto sísmico.

FIGURA 4.86 Estribo con diente para evitar el deslizamiento en la base del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

FIGURA 4.87 Representación de presión pasiva en el diente del estribo del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$k_{EP} = 4.1 \text{ (según Anexo 4, } \frac{c\gamma}{H} = 0 \text{ y } kh = 0.23)$$

Por lo tanto:

$$E_{EP} = R_{EP} = \frac{1}{2} * \left[\left(4.2 * 1.7 \frac{T}{m^3} * 2.75m \right) + \left(4.2 * 1.7 \frac{T}{m^3} * 2m \right) \right] * 0.75m = 12.72 \frac{T}{m}$$

$$R_R = \varphi_{\tau} R_{\tau} + \varphi_{EP} R_{EP}$$

Evento Extremo la

$$R_R = 28.08 \frac{T}{m} + 12.72 = 40.80 > 40.70 \frac{T}{m} \quad \text{OK}$$

Evento Extremo Ib

$$R_R = 35.56 \frac{T}{m} + 12.72 \frac{T}{m} = 48.28 \frac{T}{m} > 40.70 \frac{T}{m} \quad \text{OK}$$

4.2.4.5 Diseño de la armadura

Pantalla

Primero se debe definir las cargas que actúan en la pantalla, para ello se toma como referencia la figura 4.88, donde se indica el punto P en la base de la pantalla para definir los respectivos brazos de palanca.

- Empuje lateral del suelo EH

Empuje activo

$$E_a = \frac{1}{2} * 0.2069 * 1.7 \frac{T}{m^3} * (4.8m)^2 = 4.05 \frac{T}{m}$$

$E_{ax} = E_a * \cos(20) = 3.81 \frac{T}{m}$ (ubicada en un tercio de la altura de la pantalla, $\frac{4.8m}{3}$, es decir en z a 1.6m desde P, como se observa en la figura 4.88)

Empuje por efecto sísmico

$$E_{AE} = \frac{1}{2} * 0.4854 * 1.7 \frac{T}{m^3} * (4.8m)^2 = 9.51 \frac{T}{m}$$

$$E_{AEx} = E_{AE} * \cos(20) = 8.93 \frac{T}{m}$$

$\Delta E_x = 8.93 \frac{T}{m} - 3.81 \frac{T}{m} = 5.12 \frac{T}{m}$ (ubicada en la mitad de la altura de la pantalla, $\frac{4.8m}{2}$, es decir en z a 2.4m desde P, como se observa en la figura 4.88)

- Empuje de tierra por losa de aproximación EHI

$$EHI = 4.8m * 0.2069 * 2.447 \frac{T}{m^3} * 0.2m = 0.49 \frac{T}{m}$$

$EHI_x = EHI * \cos(20) = 0.46 \frac{T}{m}$ (ubicada en la mitad de la altura de la pantalla, $\frac{4.8m}{2}$, es decir en z a 2.4m desde P, como se observa en la figura 4.88)

- Sobrecarga de carga viva LS2

$$LS_2 = 4.8\text{m} * 0.2069 * 1.7 \frac{\text{T}}{\text{m}^3} * 0.6\text{m} = 1.01 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

$LS_{2x} = LS_2 * \cos(20) = 0.95 \frac{\text{T}}{\text{m}}$ (ubicada en la mitad de la altura de la pantalla, $\frac{4.8\text{m}}{2}$, es decir en z a 2.4m desde P, como se observa en la figura 4.88)

- Fuerza inercial del estribo PIR

Para el diseño se calcula la fuerza inercial del estribo sin incluir la masa del suelo, por lo tanto:

TABLA 4.53 Cálculo del peso de la pantalla del estribo del ejemplo de puente sobre un río en base a la figura 4.81

$\gamma = 2.447 \quad \text{T/m}^3$

Sección	A(m ²)	DC(T/m)	x _A (m)	z _A (m)	DC*x _A (Tm/m)	DC*z _A (Tm/m)
A1	0.52	1.27	2.30	5.35	2.93	6.81
A2	0.50	1.22	2.00	4.45	2.45	5.44
A3	0.13	0.31	1.83	4.03	0.56	1.23
A4	0.80	1.96	2.25	2.60	4.40	5.09
A5	0.68	1.65	1.83	1.90	3.03	3.14
Σ		6.41			13.37	21.71

$$X = \frac{\sum DC * x_A}{DC} = 2.08$$

$$Z = \frac{\sum DC * z_A}{DC} = 3.39$$

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$PIR = kh * (W_{Wpantalla})$$

$$PIR = 0.23 * 6.41 \frac{\text{T}}{\text{m}} = 1.47 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

- 100% E_{AE} + 50%PIR

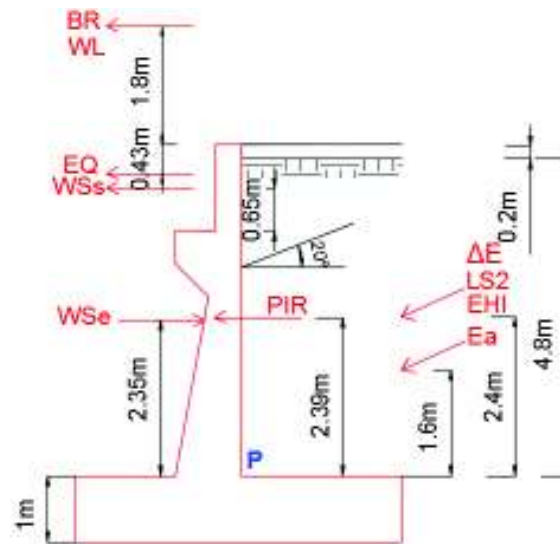
$$8.93 \frac{\text{T}}{\text{m}} + 0.5 * \left(1.47 \frac{\text{T}}{\text{m}} \right) = 9.67 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

- (50%E_{AE} ≥ E_a) + PIR

$$0.5 * \left(8.93 \frac{\text{T}}{\text{m}} \right) + 1.47 \frac{\text{T}}{\text{m}} = 5.94 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Por lo tanto, se considera $0.5\text{PIR} = 0.74 \frac{T}{m}$ (ubicado en z a 2.39m desde P, resultante de Z calculado en la tabla 4.53 menos 1m de cimentación).

FIGURA 4.88 Cargas actuantes en el estribo para el diseño de la pantalla del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Entonces los valores de las cargas a considerarse para el diseño de la pantalla son los que se muestran en la tabla 4.54, además el momento de cada fuerza en la pantalla y los factores de carga para diseño, se aplica el caso (b) para las combinaciones de carga.

TABLA 4.54 Fuerzas y factores de carga para el diseño de la pantalla del ejemplo de puente sobre un río

CARGA	TIPO	(T/m)	Z_p (m)	M_p (Tm/m)	Factores de carga			
					Resistencia lb	Resistencia Vb	Extremo lb	Servicio lb
Eax	EH	3.81	1.60	6.10	1.50	1.50	1.50	1.00
ΔE_x	EQ	5.12	2.40	12.29	0.00	0.00	1.00	0.00
EHIx	EH	0.46	2.40	1.10	1.50	1.50	1.50	1.00
LS2x	LS	0.95	2.40	2.28	1.75	1.35	1.00	1.00
0.5PIR	EQ	0.74	2.39	1.77	0.00	0.00	1.00	0.00
EQ	EQ	15.41	4.57	70.42	0.00	0.00	1.00	0.00
WSs	WS	0.09	4.35	0.39	0.00	0.40	0.00	0.30
WSe	WS	-0.53	1.85	-0.98	0.00	0.40	0.00	0.30
WL	WL	0.07	6.80	0.46	0.00	1.00	0.00	1.00
BR	BR	2.81	6.80	19.11	1.75	1.35	1.00	1.00

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Entonces los momentos actuantes en la pantalla debido a las combinaciones de carga para cada estado límite son los que se muestran en la tabla 4.55.

TABLA 4.55 Momentos en la pantalla del estribo del ejemplo de puente sobre un río

CARGA	TIPO	(Tm/m)	Mu (Tm/m)			
			Resistencia lb	Resistencia Vb	Extremo lb	Servicio lb
Eax	EH	6.10	9.14	9.14	9.14	6.10
ΔEx	EQ	12.29	0.00	0.00	12.29	0.00
EHlx	EH	1.10	1.66	1.66	1.66	1.10
LS2x	LS	2.28	3.99	3.08	2.28	2.28
0.5PIR	EQ	1.77	0.00	0.00	1.77	0.00
EQ	EQ	70.42	0.00	0.00	70.42	0.00
WSs	WS	0.39	0.00	0.16	0.00	0.12
WSe	WS	-0.98	0.00	-0.39	0.00	-0.29
WL	WL	0.46	0.00	0.46	0.00	0.46
BR	BR	19.11	33.44	25.80	19.11	19.11
			48.23	39.90	116.67	28.87

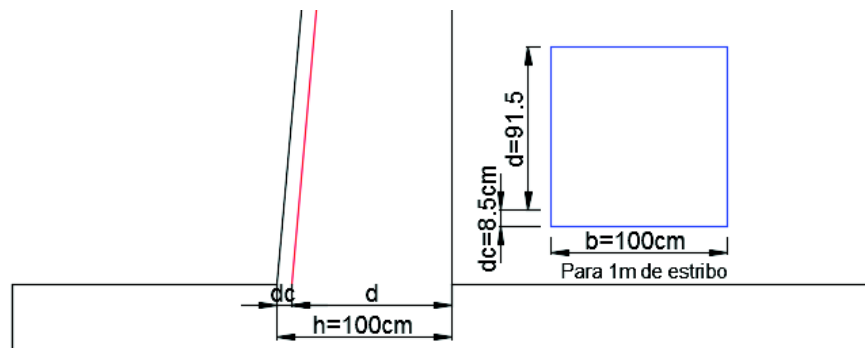
ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Acero por flexión

Entonces el mayor momento se presenta en el estado límite **Evento Extremo lb**.

$$M_u = 116.67 \frac{Tm}{m} \quad \text{con } \varnothing = 20mm$$

FIGURA 4.89 Dimensiones en la base de la pantalla del estribo del ejemplo de puente sobre un río para determinar el acero a flexión



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Recubrimiento igual a 7.5cm según tabla 3.29.

$$d_c = r + \frac{\varnothing}{2} = 7.5\text{cm} + 1\text{cm} = 8.5\text{cm}$$

$$d = h - dc = 100\text{cm} - 8.5\text{cm} = 91.5\text{cm}$$

$$a = \frac{As * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}}{0.85 * 305 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100\text{cm}}$$

$$As = \frac{116.67 * 10^5 \text{ kg cm}}{1 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(91.5\text{cm} - \frac{a}{2}\right)}$$

$$\frac{a * 0.85 * 305 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100\text{cm}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = \frac{116.67 * 10^5 \text{ kg cm}}{1 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(91.5\text{cm} - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = 5.06\text{cm}$$

$$As = \frac{116.67 * 10^5 \text{ kg cm}}{1 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(91.5\text{cm} - \frac{4.97\text{cm}}{2}\right)} = 31.22 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$s = \frac{3.14 \text{ cm}^2}{31.22 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}} = 10\text{cm}$$

Ø20mm @10cm

Acero máximo

En la sección 5.7.3.3.1 de la AASHTO LRFD 2014 no se limita este valor.

Acero mínimo

En la sección 5.7.3.3.2 de la AASHTO LRFD 2014 describe que el acero de refuerzo calculado debe resistir el menor valor de:

- 1.33Mu

$$1.33 * 116.67 \text{ Tm} = 155.17 \text{ Tm}$$

- Mcr, para hormigón armado

$$Mcr = 1.1 * fr * S; \quad fr = 2.01\sqrt{f'c}; \quad S = \frac{b * h^2}{6}$$

$$Mcr = 1.1 * 2.01 \sqrt{305 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * \frac{100\text{cm} * 100^2\text{cm}^2}{6} = 64.36 \text{ Tm}$$

El menor valor es 64.36Tm, 31.22cm² resiste un momento de 116.67Tm, como 64.36Tm < 116.67Tm entonces es satisfactorio el acero calculado.

Ø20mm @10cm

Acero por contracción y temperatura

$$A_g = \frac{(b_1 + b_2)}{2} * h' = \frac{(100 + 50)}{2} * 270 = 20250 \text{ cm}^2$$

$$\text{Perímetro} = b_1 + b_2 + h' + \sqrt{(h')^2 + (b_1 - b_2)^2}$$

$$\text{Perímetro} = 100 + 50 + 550 + \sqrt{550^2 + 50^2} = 609.44 \text{ cm}$$

$$A_{S_{\text{temperatura}}} = \frac{756 * A_g}{4200 * \text{perímetro}}$$

$$A_{S_{\text{temperatura}}} = \frac{756 * 20250}{609.44 * 4200}$$

$$A_{S_{\text{temperatura}}} = 5.98 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$2.73 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 5.98 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < 12.70 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad \text{Ok!}$$

Usando $\emptyset = 14\text{mm}$

$$\#\text{varillas} = \frac{5.98 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} * 8\text{m}}{1.54 \text{ cm}^2} = \frac{47.84}{1.54} \cong 32$$

$$s = \frac{800 - 2 * dc}{\#\text{varillas}} = \frac{783\text{cm}}{31} = 24.5 \text{ cm}$$

Ø14mm @24.5cm

$$s_{\text{máx}} = 3t = 3 * 50\text{cm} = 150\text{cm} \quad s_{\text{máx}} = 45\text{cm}$$

El acero de temperatura se colocará en cara opuesta al relleno en los dos sentidos y además perpendicular al acero principal de la pantalla.

Limitación de fisuración por distribución de armadura

Para la revisión a fisuración por distribución de la armadura aplica el estado límite Servicio I.

TABLA 4.56 Factores de carga para el estado límite de Servicio I_b del estribo del ejemplo de puente sobre un río

CARGA	TIPO	M _p (Tm/m)	Factor de carga	
			Servicio I _b	Servicio I _b
Eax	EH	6.10	1.00	6.10
ΔEx	EQ	12.29	0.00	0.00
EHix	EH	1.10	1.00	1.10
LS2x	LS	2.28	1.00	2.28
0.5PIR	EQ	1.77	0.00	0.00
EQ	EQ	70.42	0.00	0.00
WSs	WS	0.39	0.30	0.12
WSe	WS	-0.98	0.30	-0.29
WL	WL	0.46	1.00	0.46
BR	BR	19.11	1.00	19.11
Mu (Tm/m)				28.87

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Para un ancho tributario de 10cm, el momento por estado límite de servicio es:

$$M_s = 28.87 \frac{Tm}{m} * 0.1m = 2.89 Tm$$

FIGURA 4.90 Distribución del acero de flexión en el estribo del ejemplo de puente sobre un río



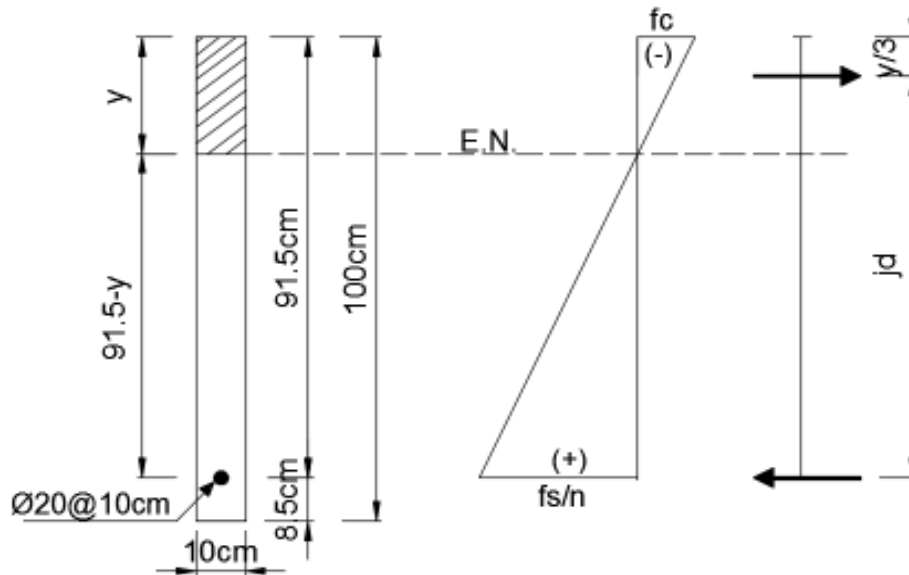
ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Ubicación del eje neutro

$$E_s = 2.04 * 10^7 \frac{T}{m^2}, \quad E_c = 2.91 * 10^6 \frac{T}{m^2} \quad \therefore n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 * 10^7 \frac{T}{m^2}}{2.91 * 10^6 \frac{T}{m^2}} = 7$$

$$A_{s_t} = 7 * 3.14 \text{cm}^2 = 21.98 \text{cm}^2$$

FIGURA 4.91 Esquema guía para ubicación del eje neutro del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$10y * \left(\frac{y}{2}\right) = 21.98 * (91.50 - y)$$

$$y = 17.98 \text{cm}$$

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio

El brazo jd entre las cargas es:

$$jd = d - \frac{y}{3} = 91.50 \text{cm} - \frac{17.98}{3} \text{cm} = 85.51 \text{cm}$$

El esfuerzo del acero es:

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

$$f_{ss} = \frac{2.89 * 10^5}{85.51 * 3.14} = 1076.34 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0.6f_y = 2520 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Por lo tanto $f_{ss} = 1076.34 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Separación máxima de la armadura

$$S_{\text{máx}} = \frac{125000 Y_e}{\beta_s * f_{ss}} - 2dc$$

$$\beta_s = 1 + \frac{dc}{0.7(h - dc)} = 1 + \frac{8.5}{0.7(100 - 8.5)} = 1.13$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{125000 * 0.75}{1.13 * 1076.34} - 2 * 8.5 = 60\text{cm} > 10\text{cm} \text{ OK!}$$

Diseño a corte

Las fuerzas actuantes en la pantalla debido a las combinaciones de carga para cada estado límite son los que se muestran en la tabla 4.57.

TABLA 4.57 Fuerzas en la pantalla para el estribo del ejemplo de puente sobre un río

CARGA	TIPO	(T/m)	Vu (T/m)			
			Resistencia lb	Resistencia Vb	Extremo lb	Servicio lb
Eax	EH	3.81	5.72	5.72	5.72	3.81
ΔEx	EQ	5.12	0.00	0.00	5.12	0.00
EHlx	EH	0.46	0.69	0.69	0.69	0.46
LS2x	LS	0.95	1.66	1.28	0.95	0.95
0.5PIR	EQ	0.74	0.00	0.00	0.74	0.00
EQ	EQ	15.41	0.00	0.00	15.41	0.00
WSs	WS	0.09	0.00	0.04	0.00	0.03
Wse	WS	-0.53	0.00	-0.21	0.00	-0.16
WL	WL	0.07	0.00	0.07	0.00	0.07
BR	BR	2.81	4.92	3.79	2.81	2.81
			12.99	11.37	31.44	7.97

ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

Entonces el mayor cortante se presenta en el estado límite **Evento Extremo lb**

$$Vu = 31.44 \frac{\text{T}}{\text{m}}$$

Se determina dv:

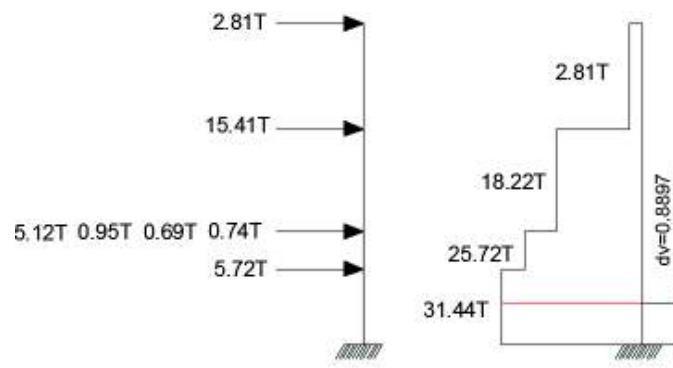
$$dv = d - \frac{a}{2}$$

$$dv = 91.5\text{cm} - \frac{5.06}{2}\text{cm} = 88.97\text{cm}$$

$$0.72 * 100\text{cm} = 72\text{cm} < 88.97\text{cm} \text{ OK!}$$

$$0.9 * 91.50\text{cm} = 82.35 < 88.97\text{cm} \text{ OK!}$$

FIGURA 4.92 Diagrama de corte simplificado para la sección crítica del estribo para Evento Extremo Ib del ejemplo de puente sobre un río

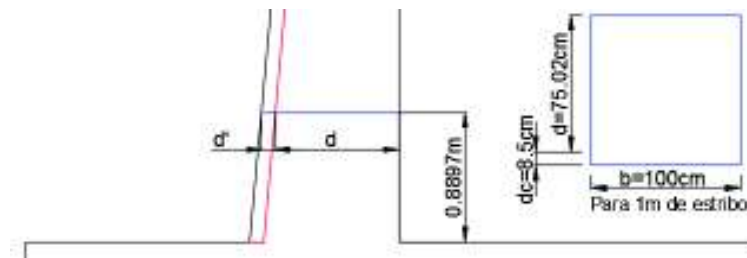


ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

A una distancia igual a dv el $V_u = 31.44 \frac{T}{m}$ según la figura 4.92

Por lo tanto la sección a la distancia dv es:

FIGURA 4.93 Sección crítica de corte del estribo del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

$$dv = 75.02\text{cm} - \frac{5.06}{2}\text{cm} = 72.49\text{cm}$$

$$0.72 * 83.52\text{cm} = 60.13\text{cm} < 72.49\text{cm OK!}$$

$$0.9 * 75.02\text{cm} = 67.52\text{cm} < 72.49\text{cm OK!}$$

Para concreto no preesforzado se tiene:

$$V_{n1} = 0.25 * 305 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 100\text{cm} * 72.49\text{cm} = 552.74\text{T}$$

$$V_{n2} = V_c$$

Y para V_{n2} se tiene que $\beta^* = 2$

Por lo tanto:

$$V_{n2} = 0.265 * 2 * \sqrt{305 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} * 100\text{cm} * 72.49\text{cm} = 67.10\text{T}$$

El menor valor entre V_{n1} y V_{n2} es:

$$V_{n2} = 67.10\text{T}$$

La resistencia del concreto al corte es:

$V_r = \phi V_{n2}$, $\phi = 1$ estado límite de Evento Extremo.

$$31.44\text{T} < 67.10\text{T} \text{ OK!}$$

Longitud de desarrollo

Acero a tracción

- Diámetro 14mm

La longitud de desarrollo es: $l_d = 40\text{cm}$

- Diámetro 20mm

$$l_{db} = \frac{0.02A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.02 * 314.16 * 420}{\sqrt{30}} = 48.18\text{cm}$$

$l_{db} > 30\text{cm}$ OK!

$$0.06d_b f_y = 0.06 * 20 * 420 = 50.4\text{cm}$$

$l_{db} < 50.4\text{cm}$ No cumple $\therefore l_{db} = 50.4$

Factores de modificación: aumento 1.4, disminución 0.8, por lo tanto 1.12. Por lo tanto, la longitud de desarrollo es $l_d = 50.4\text{cm} * 1.12 = 57\text{cm}$

Acero a compresión

- Diámetro 14mm

La longitud de desarrollo es: $l_d = 30\text{cm}$

- Diámetro 20mm

$$l_{db} \geq \frac{0.24d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} = \frac{0.24 * 20 * 420}{\sqrt{30}} = 36.81 \text{ cm}$$

$$l_{db} \geq 0.044d_b f_y = 0.044 * 20 * 420 = 36.96 \text{ cm} \therefore l_{db} = 40 \text{ cm}$$

La longitud de desarrollo es: $l_d = 40 \text{ cm}$

Ganchos

- Diámetro 14 mm

La longitud de desarrollo es: $l_d = 25 \text{ cm}$

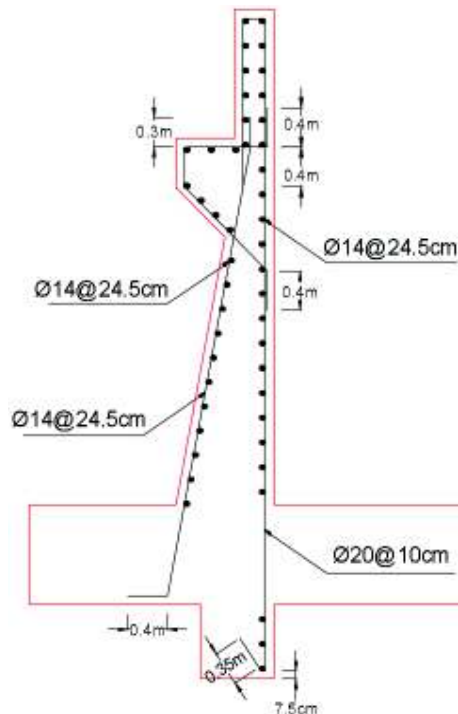
- Diámetro 20 mm

$$l_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} = \frac{100 * 20}{\sqrt{30}} = 36.51 \text{ cm}$$

Factores de modificación: 0.7 y 1.3, por lo tanto 0.91. Por lo tanto la longitud de desarrollo es $l_d = 36.51 \text{ cm} * 0.91 = 35 \text{ cm}$.

Po lo tanto en la figura 4.94 se presenta el estribo armado.

FIGURA 4.94 Estribo armado del ejemplo de puente sobre un río



ELABORACIÓN: (Gómez A. & Suntasig S., 2018)

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- En la actualidad los puentes son de gran importancia debido a que el automóvil ha creado la necesidad de construir puentes como nunca se habían visto. El gran número de accidentes que se producen en los cruces y pasos a nivel estimuló y justificó la construcción de pasos elevados a través de puentes, hoy en día en todas las autopistas modernas los cruces y pasos a nivel son solucionados con este procedimiento.
- Para Ecuador el espectro de respuesta elástico de aceleraciones que presenta la NEC-15 se lo realiza en base al factor de zona sísmica Z , al tipo de suelo del lugar a construirse la estructura y los factores de amplificación del suelo F_a , F_d y F_s . El espectro de respuesta que se describe en la NEC-15 está realizado para un período de retorno de 475 años por lo que no aplica para puentes dado que según la AASHTO para este tipo de estructuras el período de retorno es 1000 años.
- En el análisis sísmico se evidencia que Ecuador no posee un mapa de isoyetas con los PGA, S_s y S_1 de cada zona para un período de retorno de 1000 años, por estas razones, se recurre a las curvas de peligro sísmico dadas por la NEC-15 para generar los espectros de respuestas en aceleración con un período de retorno asociado o una probabilidad de ocurrencia en un cierto período de tiempo.
- Las curvas de peligro sísmico se definen en base a un suelo tipo roca, los factores de amplificación del suelo presentados en la (NEC-SE-DS, 2015) presentan un valor de 1 para suelos tipo B por lo que este tipo de suelo es el que se considera tipo roca para obras de ingeniería civil. Para el caso de los otros tipos de suelo se debe realizar un estudio de factores de amplificación de suelo correspondientes a un período de retorno dado, esto con el fin de adaptar el espectro de respuesta a un tipo de suelo requerido.

- Para el análisis sísmico no se toma en cuenta el amortiguamiento dentro de los sistemas, más bien este parámetro se considera en los espectros de respuesta elaborados en base a las curvas de peligro para las capitales de las provincias del Ecuador. El amortiguamiento introducido dentro de los espectros de respuesta debe ser del 5% para cualquier estructura de puente y es el valor que usa la AASHTO y la NEC-15.
- Al comparar los valores de fuerza sísmica transversales obtenidos con los métodos unimodal y multimodal para el caso del puente sobre un río dada en la sección 4.2.2.2, se observa que las fuerzas son similares, esto sucede debido a que el puente en el ejemplo es uniforme en geometría, masa y rigidez. Sin embargo, para puentes que estén dentro de la categoría esencial el análisis sísmico mínimo se lo debe hacer por el método multimodal.
- Para el cálculo de las cargas de viento, los parámetros utilizados en las normas (ASCE/SEI 7-16, 2016) y la NEC-15 son el resultado de estudios específicos para edificios y otras estructuras donde el viento toma gran importancia que no tienen relación con los parámetros dados por la norma (AASHTO LRFD, 2014). Por lo tanto, con lo expuesto anteriormente se concluye que la única norma adecuada con estudios específicos para el cálculo de las fuerzas de viento en puentes es la (AASHTO LRFD, 2014) la cual se utilizó en este estudio.
- El Ecuador se caracteriza por poseer vientos moderados y generalmente bajos y no tiene problemas debido al viento que afecten a las estructuras a diferencia de países como Estados Unidos, donde se han producido huracanes desastrosos a lo largo de la historia.
- El valor de la carga de viento usando la metodología de cálculo de la AASHTO LRFD 2014 da resultados bastante inferiores en comparación con la carga de sismo. Por lo que para los ejemplos realizados en este documento se podría despreciar debido a que las dos cargas no están presentes en una misma combinación de carga, en los ejemplos realizados se evidencia que las cargas de viento se encuentran únicamente en el estado límite de Resistencia V mientras que las cargas de sismo se encuentran en el estado límite de Evento Extremo I.

- Para puentes sobre ríos, los caudales de diseño deben determinarse en función del período de retorno. Para vías de poca importancia se justifica períodos de retorno de 25 a 50 años, en vías de importancia media 100 años y en vías de gran importancia de 100 a 200 años.
- En el diseño de estribos no debe considerarse la presión pasiva ejercida por el suelo a menos que se garantice la permanencia de este ante efectos de erosión, socavación, excavación, u otras actividades, debido a que su valor no es despreciable y es una carga estabilizadora que de tomarse en cuenta colaboraría con la estabilidad del estribo, proyectaría datos erróneos a futuro debido a que el estribo podría volcarse.
- Para el caso de estribos, la decisión en la selección de los valores máximos o mínimos de los factores de carga se debe realizar en función de generar las condiciones críticas, para el caso de un chequeo de estabilidad, las fuerzas estabilizadoras tomarán los valores mínimos y las fuerzas desestabilizadoras los factores máximos, pero en cambio para el diseño todas las fuerzas actuantes tomarán los valores máximos.
- El trabajo realizado es una guía actualizada con criterios de diseño de pilas y estribos de hormigón armado adaptados a las condiciones de Ecuador, resultado de la interrelación de la norma AASHTO LRFD 2014, la NEC-15 y la NEVI-12.

5.2 RECOMENDACIONES

- Para el emplazamiento de un puente se recomienda que en los cruces de ríos grandes y de importancia se haga un estudio técnico-económico comparativo entre varias alternativas, estos estudios deben proponer soluciones que proporcionen la mejor traza de la carretera contra una traza donde se tenga el emplazamiento óptimo del puente.
- En el análisis sísmico, de requerirse un período de retorno mayor para el diseño de puentes algunas gráficas de las curvas de peligro sísmico de las capitales de Ecuador no son utilizables tal cual están graficadas, por lo que es necesario dar continuación a las gráficas utilizando las ecuaciones de predicción citadas en la NEC-15, para las fuentes intraplaca (Boore y Atkinson, 2008; Akkar y Boomer, 2010; Kanno et. al., 2006; Bindi et. al., 2009) y para las fuentes de subducción (Youngs et. el., 1997; Atkinson y Boore, 2003; Kanno et. al., 2006; McVerry et. al., 2006; Lin y Lee, 2008; Zhao et. al., 2006).
- Se recomienda realizar un estudio de la importancia que adquiere la construcción del puente para definir correctamente su categorización según la norma AASHTO LRFD 2014. Esto es importante ya que de ello depende los valores que se tomen de los factores de modificación de las respuestas sísmicas para su diseño.
- Se debe optar por un valor de coeficiente de escurrimiento razonable, que vaya con las características y condiciones del Ecuador; se encuentra tabulado en algunas fuentes, pero cabe recalcar que está en función de varios factores, uno de ellos es la pendiente del cauce, varios autores definen pendientes máximas del 7%, que en Ecuador son consideradas como leves, por ello se sugiere como referencia para optar por un valor de coeficiente de escurrimiento la tabla 3.17.
- Es recomendable dar continuación al estudio con el tema referente a diseño de uniones y de cimentación de puentes con las condiciones de Ecuador como complemento a la guía de diseño de puentes para nuestro país.

- Se recomienda realizar un estudio completo de socavación tanto general como local que determinen una correcta profundidad de una cimentación debido a que esta es la principal falla de puentes sobre ríos.
- Se recomienda difundir el presente trabajo entre profesionales dedicados al área de puentes y estudiantes de Ingeniería Civil de manera que tengan una guía actualizada del procedimiento de diseño de pilas y estribos de hormigón armado.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almeida Román, M. (2010). *Instructivos de procesamiento de información hidrometeorológica*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Alonso, N. (08 de 10 de 2016). *Los cinco huracanes mas caros de la historia de los Estados Unidos*. Obtenido de El País: https://elpais.com/internacional/2016/10/07/estados_unidos/1475854142_090898.html
- American Concrete Institute (318-14). (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. USA: Farmington Hills: MI 48331 .
- Andrade Tovar, I. R. (2012). *Aspectos constructivos y estructurales de las presas*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Arcement, G. J., & Schneider, V. R. (1984). *GUIDE FOR SELECTION MANNING'S ROUGHNESS COEFFICIENTS FOR NATURAL CHANNELS AND FLOOD PLAINS*. Springfield, Virginia: National Technical Information Service.
- ASCE/SEI 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associate Criteria for Buildings and Other Structures*. Virginia: American Society of Civil Engineers .
- Bellido de Luna, J. (2002). *Curso de diseño estructural de puentes*. Chile: Universidad Central de Chile.
- Borja Salazar, Z. R., & Taipe Anasi, B. E. (2017). *PROPUESTA DE ADAPTACIÓN DE LOS CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE PUENTES DESCRITOS EN LA NORMA AASHTO-LRFD 2012 A LAS CONDICIONES ESPECÍFICAS DE ECUADOR*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Bozzo, L., & Barbat, A. (2004). *Diseño sismo resistente de edificios. Técnicas convencionales y avanzadas*. Barcelona: Reverté S.A.
- Braja M. Das. (2001). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Cuarta edición. Traducido por: José de la Cera Alonso*. Mexico: S.A. Ediciones Paraninfo.

Chopra, A. (2014). *Dinámica de Estructuras*. California: Pearson Education.

Claros Chuquimia, R., & Meruvia Cabrera, P. E. (2004). *APOYO DIDÁCTICO EN LA ENSEÑANZA-APRENDIZAJE DE LA ASIGNATURA DE PUENTES*. Bolivia: UNIVERSIDAD MAYOR DE SAN SIMÓN FACULTAD DE CIENCIAS Y TECNOLOGÍA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL.

Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica. (2013). *Lineamientos para el Diseño Sismo resistente de Puentes*. San José, Costa Rica: Lanamme UCR.

Edupedia. (07 de 01 de 2018). *Hidrografía Ecuatoriana*. Obtenido de Edupedia Comunidad Educativa: <http://www.edupedia.ec/index.php/temas/geografia/del-ecuador/hidrografia-ecuatoriana>

Fernández de Córdova, C.J., León Méndez, A., Rodríguez López, Y., Martínez Ramírez, P. G., & Meneses Meneses, D. M. (2016). *Influencia del método de estimación en el coeficiente de Manning para cauces naturales*. Cuenca: Universidad del Azuay.

Gutiérrez Rosas, C. A. (2015). *ANÁLISIS DE UNA PRESA UTILIZANDO UN PROGRAMA DE ELEMENTOS FINITOS*. México: UNIVERSIDAD NACIONAL DE MÉXICO.

Hurtado Gómez, J. E. (2000). *Introducción a la dinámica de estructuras*. Manizales: Universidad Nacional de Colombia.

INAMHI. (2015). *DETERMINACIÓN DE ECUACIONES PARA EL CÁLCULO DE INTENSIDADES MÁXIMAS DE PRECIPITACIÓN*. Quito-Ecuador.

INAMHI. (22 de 8 de 2016). Vientos en Quito llegan a los 40 km/h. *EL COMERCIO*.

Maldonado, J., Álvarez, O., Montaña, T., & Tenechagua, L. (2014). Análisis Climático de la Velocidad del Viento en la Región Sur del Ecuador. *Revista Politécnica*, 1-7.

Manterola, J. (1984). *Evolución de los puentes en la historia reciente*. España.

Martín Vide, J. P. (2003). *Ingeniería de ríos*. Barcelona: Ediciones UPC.

- Maya Aguirre, L. (2015). *Análisis estructural comparativo basado en los códigos AASHTO STANDARD Y LRFD, caso de estudio puente metálico sobre el río Pachijal, ubicado en la provincia de Pichincha*. Quito: Recuperado de: <http://www.dspace.uce.edu.ec:8080/bitstr>.
- McCormac, J. C., & Brown, R. H. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. México D.F.: Alfaomega Grupo Editor, S.A.
- Ministerio de Agricultura y Ganadería. (1983). *Los climas del Ecuador, fundamentos explicativos*. Quito.
- Ministerio de Transporte y Comunicaciones de Perú. (2016). *Manual de Puentes*. Lima: Recuperado de: http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/P_recientes/8044.pdf.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones de Perú. (2011). *Manual de hidrología, hidráulica y drenaje*. Lima: Recuperado de: http://transparencia.mtc.gob.pe/idm_docs/P_recientes/970.pdf.
- Monleón Cremales, S. (2012). *Elementos de Diseño de Puentes*. Valencia: Editorial de la Universidad Politécnica de Valencia.
- Monsalve Sáenz, G. (1998). *Hidrología en la ingeniería. 2da Edición*. Bogotá-Colombia: Alfaomega.
- Muñoz Díaz, E. (2012). *Ingeniería de puentes. Reseña histórica, tipología, diagnóstico y recuperación*. Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana.
- NEC-SE-CG. (2015). *Cargas no sísmicas*. Ecuador. MIDUVI.
- NEC-SE-DS. (2015). *Peligro sísmico, diseño sismo resistente*. Ecuador. MIDUVI.
- NEVI-12. (2012). *NORMA ECUATORIANA VIAL*. Quito.
- NORMA AASHTO LRFD. (2014). *Bridge Design Specifications, American Association of State Highway and Transportation Officials*. Nevada, USA.

- Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14. (2014). Colombia: ACIS Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Paz, M. (1992). *Dinámica Estructural: Teoría y Cálculo*. Louisville: Reverté S.A.
- Piqué Del Pozo, J. (2005). *Ingeniería Sismo resistente*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Ponce, F. (1987). *Diseño de puentes de hormigón armado*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Quinde Martínez, P., & Reinoso Angulo, E. (2016). ESTUDIO DE PELIGRO SÍSMICO DE ECUADOR Y PROPUESTA ESPECTROS DE DISEÑO PARA LA CIUDAD DE CUENCA. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 94*, 1-26.
- Rivera Vargas, D. (2007). *EVALUACIÓN SIMPLIFICADA DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE PUENTES URBANOS*. México: Centro Nacional de Prevención de Desastres.
- Riveros Jerez, C. A., García Aristizabal, E. F., Rivero Jerez, J. E., & Arcila Zea, J. H. (2014). *Puentes*. Antioquia: Reimpresos.
- Rodriguez Serquén , A. (2016). *Puentes con AASHTO LRFD 2014. 7ma Edición*. Perú.
- Romero Rascón, L. E. (2014). *Revisión de los efectos del viento en un puente corto considerando diferentes normas*. México D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Seaurz, A. (2006). *DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO OPTIMIZADO DE PUENTES CON TERRAPLENES*. Piura: Universidad de Piura.
- Somenson, H. (2015). *Estudio y proyecto de puentes de hormigón armado*. La Plata: Ediciobes Diaz de Santos.
- Taboada Peterson, C. F. (10 de 01 de 2018). *Influencia de la carga de viento en puentes. Caso de estudio tablero del Puente del Abra del Yumurí, 2014*. Obtenido de Red de

Revistas Científicas de América Latina y el Caribe, España y Portugal:
<http://www.redalyc.org/html/1939/193932724002/>

Vallecilla, C. R. (2012). *Manual de puentes en concreto reforzado*. Bogotá.

ANEXOS