



UNIVERSIDAD MICHOCANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

“Evaluación sísmica de puentes de concreto
con pilas de cuatro columnas”

TESIS

Presenta

Gerardo Sebastián Bustamante Aguilar

Para obtener el título de:

Ingeniero Civil

Asesora:

Dra. Alma Rosa Sánchez Ibarra

Morelia, Mich, noviembre de 2022



UNIVERSIDAD MICHOCANA
DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO
Cuna de héroes, crisol de pensadores

Agradecimientos

A mis padres por apoyarme y darme siempre las herramientas necesarias para salir adelante, este trabajo es para ustedes.

A mis abuelos por sus buenos deseos siempre.

A mis tíos por siempre estar al pendiente.

A mis amigos de toda la vida y de la universidad por darme sus ánimos, por hacer de los momentos más difíciles a tomarlos con tranquilidad y que ningún obstáculo es insuperable.

A la Dra. Alma Rosa Sánchez Ibarra por guiarme en la elaboración de este trabajo y por complementar los conocimientos de una nueva rama.

A los Doctores José Manuel Jara Guerrero y Bertha Alejandra Olmos Navarrete por sus contribuciones y correcciones a este trabajo.

Resumen

En este trabajo se hizo una comparación en el diseño de puentes de concreto reforzado en distintas zonas sísmicas en México. Los puentes diseñados en SAP2000 son puentes de pilas de cuatro columnas para claros de 30 metros y 50 metros, estos modelos tienen trabes AASHTO tipo IV y Nebraska tipo 240 respectivamente. Para poder llevar a cabo el diseño primero fue necesario realizar una investigación acerca de la sismicidad que hay en México para con esta ver en donde serán las zonas de estudio las cuales son: Tlanepanta (Puebla), Apatzingán (Michoacán) y Lázaro Cárdenas (Michoacán) cuyas intensidades sísmicas son de intensidad baja, mediana y alta. Después se consultó información en la base de la Red Acelerografica del II-UNAM (RAII-UNAM) donde se bajó información de acelerogramas de distintos eventos sísmicos que posteriormente se emplearon para elaborar los espectros de respuesta y se compararon con los espectros de diseño de las zonas sísmicas correspondientes.

Palabras clave: Sismicidad, Diseño, Puentes, Análisis lineal, Concreto reforzado.

Abstract

In this work, a comparison was made in the design of reinforced concrete bridges in different seismic zones in Mexico. The bridges designed in SAP2000 are four-columns stack bridges for lights of 30 meters and 50 meters, these models have AASHTO type IV and Nebraska type 240 beams respectively. To carry out the design, it was first necessary to carry out an investigation the seismicity in Mexico to see where the study areas Will be: Tlanepantla (Puebla), Apatzingán (Michoacán) and Lázaro Cárdenas (Michoacán) whose seismic intensities are low, medium, and high intensity. Then information was consulted in the database of the Acelerographic Network of the UNAM (RAII-UNAM) where acceleration information of different seismic events was downloaded that were later used to elaborate the response spectra and compared with the design spectra of the corresponding seismic zones.

Keywords: Seismicity, Design, Bridges, lineal analysis, Reinforced concrete.

Contenido

Tabla figuras	8
Lista de tablas	11
Introducción	12
Objetivo	13
Capítulo 1: Estado del arte	14
1.1 Concreto armado	15
Capítulo 2: Historia de los puentes en México	17
2.1 Puentes más importantes en México	20
2.2 Accidentes en puentes	24
Capítulo 3: Sismicidad en México	28
3.1 Riesgo sísmico	28
3.2 México en zona sísmica	28
3.3 Placas tectónicas en México	29
3.5 Regiones sísmicas en México	31
3.6 Zonas de mayor riesgo en México	32
3.7 Sismicidad en Michoacán	33
3.7.1 Sismicidad en Lázaro Cárdenas	34
3.8 Sismicidad en Puebla	36
3.9 Registros sísmicos	37
3.10 Clasificación de acuerdo con la falla	38
3.11 Clasificación de acuerdo con el tipo falla y tipo de suelo	39
3.12 Clasificación en intervalos de aceleración y distancia epicentral	39
3.13 Datos considerando el límite inferior de aceleraciones	40
3.14 Faltas de las normas ante eventos sísmicos	43
3.15 Instituciones de estudio de actividad sísmica en México	44
Capítulo 4: Partes de un puente	45
4.1 Superestructura	45
4.2 Subestructura	50
Capítulo 5: Modelo estructural de los puentes	54
5.1 Clasificación de los puentes	54
5.2 Modelos propuestos	54
5.3 Descripción de los modelos en Sap2000	57

5.4 Elementos tipo placa Shell-Thin.....	57
5.5 Elementos tipo barra	57
5.6 Elementos tipo “Link”	58
5.7 Condiciones de frontera	60
Capítulo 6: Diseño estructural de los modelos	61
6.1 Diseño de las estructuras de los modelos	61
6.2 Diseño por factores de carga y resistencia (AASHTO-LRFD)	61
6.3 Combinación de carga en el diseño LRFD.....	62
6.4 Estados límite	62
6.5 Factores de carga y resistencia.....	64
6.5.1 Cargas actuantes.....	64
6.5.2 Cargas transitorias	65
6.6 Factor de amplificación dinámico IM	65
6.6.1 Factor de múltiples vías de carga.....	66
6.6.2 Factores de modificación de cargas (η_i)	67
6.6.3 Factor con relación a la ductilidad.	67
6.6.4 Factor con relación a la redundancia	68
6.6.5 Factor relacionado con la importancia operacional	68
6.7 Combinaciones de carga.....	69
6.8 Diseño de puentes en SAP2000.....	71
6.9 Cargas de diseño de los puentes.....	71
6.9.1 Cargas permanentes	71
6.9.2 Cargas variables debido a cargas vivas vehiculares	71
6.10 Espectros de diseño.....	73
6.11 Resultados de diseño.....	76
6.12.1 Superestructura.....	78
6.12.2 Diafragmas.....	80
6.12.3 Guarniciones	82
6.12.4 Apoyos.....	82
6.12.5 Juntas de expansión.....	85
6.13 Subestructura.....	86
6.13.1 Estribos.....	86
6.13.2 Pilas	87

6.13.3 Cabezal	89
6.13.4 Topes sísmicos.....	91
6.14 Características de los materiales.....	92
Capítulo 7: Resultados.....	93
Capítulo 8: Conclusiones	98
Bibliografía.....	99

Tabla figuras

Figura 1. Puente Zaragoza, Monterrey (Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento).....	18
Figura 2. Puente Baluarte Bicentenario, Sinaloa (Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento).....	20
Figura 3. Puente Mezcala, Guerrero (Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento).....	21
Figura 4. Puente El Zacatal, Campeche (Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento)	21
Figura 5. Puente Tampico, Tamaulipas (Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento).....	22
Figura 6. Puente Ing. Antonio Dovalí Jaime, Veracruz (Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento).....	23
Figura 7. Puente La Unidad, Monterrey (Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento)	23
Figura 8. Puente Metlac, Veracruz (Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento)	24
Figura 9. Colapso de trabe sobre automóvil (Guardia Nacional de carreteras,2022).....	24
Figura 10. Colapso de puente (Oaxaca Informada,2017).....	25
Figura 11. Colapso de puente (Oaxaca Informada,2017).....	25
Figura 12. Daño Ocasionado por el sismo en pila (Gobierno de Oaxaca,2017)	25
Figura 13. Colapso de puente ocasionado por sismo (Arena Publica,2019).....	26
Figura 14. Colapso de trabe de acero (Infobae,2022).....	27
Figura 15. Cinturón de Fuego (Seismicknowledge,2018).....	28
Figura 16. Placas tectónicas en México (Servicio Geológico Mexicano, 2017)	29
Figura 17. Sismos registrados por año	30
Figura 18. Magnitud de los sismos por año	30
Figura 19. Zonas sísmicas en México (nVent HOFFMAN, 2015)	32
Figura 20. Zonificación sísmica del estado de Michoacán (Sánchez-Garcilazo, 2000).....	34
Figura 21. Propuesta de regionalización sísmica para el estado de Michoacán (Sánchez-Garcilazo, 2000)	34
Figura 22. Sismicidad a lo largo de la costa de Guadalajara y Lázaro Cárdenas durante enero 1990- Julio 2005 (Servicio Sinológico Nacional, 2005)	35
Figura 23. Sismos cercanos al municipio de Lázaro Cárdenas, en donde las magnitudes son mayores a 6° Richter	35
Figura 24. Distribución de los distintos puentes existentes a lo largo de Lázaro Cárdenas	36
Figura 25. Ubicación del estado de Puebla	37
Figura 26. Sismos registrados con magnitudes de 6 ° a 8°.....	37
Figura 27. Zonificación sísmica en Puebla (Gobierno de Puebla, 2009)	37
Figura 28. Número de acelerogramas en subducción y fallamiento normal (Sánchez et. al, 2022).	38
Figura 29. Número de eventos sísmicos en subducción (Sánchez et. al, 2022).....	38
Figura 30. Número de acelerogramas en subducción para roca y arcilla (Sánchez et. al, 2022).....	39
Figura 31. Número de acelerogramas en fallamiento normal para roca y arcilla (Sánchez et. al, 2022)	39
Figura 32. Número de registros de subducción en roca considerando el intervalo de aceleración y la distancia epicentral (Sánchez et. Al, 2022).....	39
Figura 33. Número de registros de subducción en arcilla considerando el intervalo de aceleración y la distancia epicentral (Sánchez et. al, 2022)	39
Figura 34. Acelerogramas de fallamiento normal en roca considerando la distancia epicentral y los intervalos de aceleración	40

Figura 35 Acelerogramas de fallamiento normal en arcilla considerando la distancia epicentral y los intervalos de aceleración	40
Figura 36. Espectros de respuesta de los acelerogramas para subducción para roca y arcilla	41
Figura 37. Espectros de respuesta de los acelerogramas para fallamiento normal en roca y arcilla	42
Figura 38 Sismos de subducción y fallamiento normal	43
Figura 39. Servicio Sismológico Nacional	44
Figura 40. Centro de Investigaciones y Educación Superior de Ensenada B.C.....	44
Figura 41. Elementos de la superestructura (Tonias, 1995)	45
Figura 42. Viga cajón	46
Figura 43. Viga AASHTO tipo IV	46
Figura 44. Junta de expansión.....	47
Figura 45. Construcción de la junta de expansión	49
Figura 46. goma de la junta de expansión	49
Figura 47. Construcción de la junta de expansión	49
Figura 48. Colocación de la junta de expansión.....	49
Figura 49. Montaje de cabezal sobre la pila (elemento prefabricado)	50
Figura 50. Cabezal montado sobre la pila y sobre esta apoyados las vigas longitudinales (AASHTO tipo IV).....	50
Figura 51. Tipos de pila pared	51
Figura 52. Tipos de pila columna.....	51
Figura 53. Marco de dos pilas	51
Figura 54. Marco de cuatro pilas.....	51
Figura 55. Montaje de pila columna (elemento prefabricado).....	52
Figura 56. Apoyo de expansión (mopt, 2007)	53
Figura 57. Apoyo tipo rodillo (R&B Construction, 2016).....	53
Figura 58. Partes de un puente (mopt, 2007)	53
Figura 59. Tablero del puente	57
Figura 60. Modelo de puente de 5 claros, con pilas de 4 columnas.....	57
Figura 61. Visualización de los elementos Gap, Nebraska 240 y apoyo fijo	59
Figura 62. Visualización de cada uno de los elementos Gap, apoyos móviles y barras auxiliares del puente en SAP2000	59
Figura 63. condiciones de frontera del modelo del puente.....	60
Figura 64. Vehículo H-15	72
Figura 65. Vehículo H-15-44	72
Figura 66. Camión T3-S2-R4	72
Figura 67. Camión T3-S3.....	72
Figura 68. Localización de los municipios de estudio para los modelos ubicados en las diferentes zonas sísmicas del país	73
Figura 69. Espectro de diseño para estructuras del grupo A	74
Figura 70. Espectros de diseño de estructuras del grupo A con los espectros de diseño reducidos por ductilidad	75
Figura 71. Dimensiones de la losa de concreto y de la carpeta asfáltica.....	78
Figura 72. Diseño del armado de la losa de concreto	78
Figura 73. Sección de la trabe AASHTO tipo IV	79

Figura 74. Trabe AASHTO tipo IV.....	79
Figura 75. Sección trabe Nebraska tipo 240	79
Figura 76. Trabe Nebraska tipo 240	79
Figura 77. Sección transversal de la superestructura para los modelos de puentes con traves AASHTO tipo IV.....	80
Figura 78. Sección transversal de la superestructura para los modelos de puentes con traves Nebraska tipo 240	80
Figura 79. Refuerzo transversal.....	81
Figura 80. Refuerzo longitudinal	81
Figura 81. Refuerzo transversal.....	81
Figura 82. Refuerzo longitudinal	81
Figura 83. Guarnición propuesta por el IMT	82
Figura 84. Diseño del armado longitudinal y transversal de la guarnición	82
Figura 85. Colocación de los apoyos de neopreno.....	82
Figura 86. Distribución de los apoyos	82
Figura 87. Apoyo 2 de neopreno para puentes con claros de 50 metros (Sánchez et. al, 2019)	83
Figura 88. Apoyo 1 de neopreno para puentes con claros de 30 metros (Sánchez et. al, 2019)	83
Figura 89. Apoyo de neopreno laminado para puentes con claros de 50 metros (Sánchez et. al, 2019)	85
Figura 90. Junta de expansión.....	85
Figura 91. Rigidez efectiva del estribo	86
Figura 92. Área efectiva del estribo	86
Figura 93. Refuerzo transversal para el modelo de puente M50P05-1	87
Figura 94. Refuerzo longitudinal para el modelo de puente M50P05-1.....	87
Figura 95. Separación entre pilas con altura menor o igual a 10 metros	88
Figura 96. Separación entre pilas con alturas mayor a 15 metros.....	88
Figura 97. Diagrama del cabezal	89
Figura 98. Refuerzo transversal	89
Figura 99. Refuerzo longitudinal	89
Figura 100. Longitud mínima de soporte N_n min (AASHTO, 2012).....	90
Figura 101. Refuerzo longitudinal	92
Figura 102. Refuerzo transversal.....	92
Figura 103. Comparación de los diámetros de las pilas M30.....	93
Figura 104. Comparación del diámetro de las pilas M50.....	93
Figura 105. Comparación de la cantidad de varillas por pila para los modelos de puentes M30	94
Figura 106. Comparación del número de varillas por pila para los modelos de puentes M50	94
Figura 107. Comparación de cantidad de varillas por pila en porcentaje (M30).....	95
Figura 108. Comparación de cantidad de varillas por pila en porcentaje (M50).....	95
Figura 109. Comparación de los anchos de los cabezales para los modelos M50.....	96
Figura 110. Comparación de los anchos de los cabezales para los modelos M30.....	96

Lista de tablas

Tabla 1. Materiales usados en puentes a lo largo de la historia	14
Tabla 2. Sismos registrados los últimos 6 años en México (Servicio Sismológico Nacional, 2022) ..	30
Tabla 3. Clasificación de los puentes respecto a la longitud del claro	54
Tabla 4. Nomenclatura de los modelos.....	55
Tabla 5. Nombre de los modelos de puentes de cuatro columnas con claros de 30 metros	56
Tabla 6. Nombre de los modelos de puentes de cuatro columnas con claros de 50 metros	56
Tabla 7. Rigidez apoyo 1 (Sánchez et. al, 2022).	58
Tabla 8. Rigidez apoyo 2 (Sánchez et. al, 2022).	58
Tabla 9. Rigidez del apoyo 1 y 2 para claros de 50 m (Sánchez et. al, 2022).	58
Tabla 10. Propiedades de los elementos tipo Link (Sánchez et. al, 2022).	59
Tabla 11. Estados límite AAHSTO LRFD 2012	63
Tabla 12. Cargas permanentes.....	64
Tabla 13. Cargas transitorias	65
Tabla 14. Combinaciones de carga y factores de carga de la LRFD (AASHTO para diseño de puentes por el método LRFD,2012, AASHTO, 2012)	65
Tabla 15. Factores de carga de la LRFD.....	65
Tabla 16. Factores de amplificación dinámico de la LRFD	66
Tabla 17. Factores de múltiples vías de carga de la LRFD	66
Tabla 18. Valores de factor de ductilidad	68
Tabla 19. Valores de factor de redundancia	68
Tabla 20. Valores de factor de importancia operacional	69
Tabla 21. Cargas permanentes (Resistencia I) (Sánchez et. al, 2022).	69
Tabla 22. Cargas transitorias (Resistencia I) (Sánchez et. al, 2022).	70
Tabla 23. Cargas permanentes (Evento extremo I) (Sánchez et. al, 2022).	70
Tabla 24. Cargas transitorias (Evento extremos I) (Sánchez et. al, 2022).	70
Tabla 25. Dimensiones de las pilas para los modelos M50.....	77
Tabla 26. Dimensiones de las pilas para los modelos M30.....	77
Tabla 27. Dimensiones de la trabe AASHTO tipo IV	79
Tabla 28. Dimensiones de la trabe Nebraska tipo 240	79
Tabla 30. Localización de los diafragmas a lo largo del puente	81
Tabla 29. Dimensiones y armado de los diafragmas.....	81
Tabla 31. Valores de las diferentes rigideces para el apoyo 1 (Sánchez et. al, 2022).....	84
Tabla 32. Valores de las diferentes rigideces para los apoyos 2 (Sánchez et. al, 2022).	84
Tabla 33. Valores de las rigideces para los apoyos 1 y 2 para claros de 50 m (Sánchez et. al, 2022).	85
Tabla 34. Valores del ancho del puente y altura del cabezal de estribo para puentes con claros de 30 m (Sánchez et. al, 2022).	87
Tabla 35. Valores del ancho del puente y la altura del cabezal del estribo para puentes con claros de 50 m (Sánchez et. al, 2022).	87
Tabla 36. Propiedades de los estribos (Sánchez et. al, 2022).	87
Tabla 37. Dimensiones y armado de los cabezales para los modelos con claros de 30 metros	89
Tabla 38. Dimensiones y diseño de armado de cabezales para modelos con claros de 50 metros .	90
Tabla 39. Propiedades de los materiales (Sánchez et. al, 2022).	92

Introducción

Los puentes son grandes obras de la ingeniería que nos permiten conectar caminos en los que a veces el tránsito no es posible ya sea por la forma del lugar el cual queremos cruzar, ya sea que necesitemos atravesar un cuerpo de agua, cruzar un valle o para transitar por encima de un camino existente y que el flujo de tráfico no sea pesado, estas construcciones requieren de diferentes estudios y de un correcto diseño para lograr que el puente cumpla con sus funciones y la vida útil, uno de los muchos estudios que se hacen y el más importante es el de sismicidad, esto nos permite conocer las características y comportamiento del suelo ante un evento sísmico y por medio de programas de diseño agregando las diferentes combinaciones de carga podremos determinar cuál será el comportamiento de la estructura y con esto poder establecer las dimensiones adecuadas para cada uno de los elementos del puente y así en caso de que ocurra un terremoto el puente cumpla con los estándares y normas de diseño asegurando la integridad estructural y garantizando la seguridad para los transeúntes de este tipo de vías.

Por lo que en este trabajo se mostrará el diseño de algunos de los elementos de un puente usando como software de apoyo el programa Sap2000.

Objetivo

Este trabajo tiene como objetivo diseñar los elementos de 24 puentes ubicados en tres zonas sísmicas (baja, media y alta sismicidad) y hacer la comparación de los elementos diseñados con respecto a las tres zonas sísmicas en estudio.

Capítulo 1: Estado del arte

Los puentes han ido evolucionando con el paso de los años, desde el empleo de los diferentes materiales, la estructura, su forma, las adaptaciones debido a la longitud, como el uso que se le da.

El objetivo principal de un puente es el de poder dar paso salvando un obstáculo o interferencia con otra vía.

Los puentes están diseñados usando materiales resistentes colocados en lugares específicos para soportar acciones determinadas. Por lo que se tienen que tomar en cuenta diferentes aspectos: material, tipología estructural y acciones. Estas variables dependen una de la otra, la tipología dependerá de los materiales que se van a utilizar y de las acciones a las que esté sometido. El cómo afecten las acciones a la estructura del puente depende de muchos factores.

Los registros acerca de los primeros puentes se remontan a los Romanos (775 a.C.) quienes además fueron los primeros en usar el concreto, eran muy buenos en lograr una perfecta cimentación de puentes a gran profundidad, combinaban distintos materiales para la construcción, a ellos se les atribuye la construcción del puente más largo con una longitud de 1130 metros.

El uso de materiales con diferentes propiedades para el diseño son ejemplos de la evolución que ha tenido para la capacidad de construir cosas.

Tabla 1. Materiales usados en puentes a lo largo de la historia

	Compresión	Flexión	Tracción
Prehistoria	Arcilla, adobe, ladrillo	Madera	Cuerdas
Historia clásica	Piedra	Madera	Madera
Siglo XIX	Fundición	Madera	Cadenas de hierro
Primera mitad del siglo XX	Concreto, acero laminado	Concreto armado, acero laminado	Cables de hierro
Segunda mitad del siglo XX	Concretos especiales, aceros laminados	Maderas especiales, Concretos pretensados, Aleaciones	Cables de acero de alta resistencia

Desde el comienzo de la construcción de estas estructuras han permanecido como importantes estos tipos de puente: Rectos, Arco y Colgantes. Para los puentes rectos se solía usar la madera, para los de tipo arco usaban piedra y para los

colgantes usaban cuerdas. Se sabe que los de arco son los más construidos ya que la piedra es un material resistente y con mayor durabilidad.

A finales del siglo XVIII se llevó a cabo la construcción del puente Coalbrookdale en Severn, Inglaterra, este puente marco el cambio más significativo en la construcción de los puentes, todo esto gracias a la revolución industrial que transformo la forma de producción, pasaron a ser trabajos hechos a mano a ser trabajos mecánicos. La necesidad de importar y exportar productos aumentó y por consecuencia se demandaban más vías de comunicación, el ferrocarril se extendía por toda Europa y Norteamérica por lo que era necesario la construcción de más puentes y adicionalmente se requería que estas estructuras salvaran claros más grandes.

En 1678 Robert Hook había establecido las leyes de mecánica elástica, por otro lado, Navier, Coulomb, Poisson, etc durante el siglo XIX establecieron la resistencia de materiales en bases seguras. Muller Breslau y Castigliano continuaron con esos trabajos.

1.1 Concreto armado

A finales del siglo XIX aparece el concreto armado, este tipo de material se le atribuye a John Smeaton y a Joseh Aspdin.

Dr. Fox, que en 1829 creo un sistema de construcción de pavimentos de concreto armado que en 1844 lo patenta.

Este material marcó un cambio ya que permitía la posibilidad de que fuera un material moldeable de aspecto pétreo que en combinación con la grava y el acero permitía tener resistencia a la tracción necesaria para resistir la flexión.

Sin embargo, una de las desventajas que presenta este material es la fisuración y deformación cuando se debe de cubrir claros importantes a flexión. Por lo que se tenía que usar en tableros cortos.

Por otro lado, se crea el concreto pretensado que permite tener claros más largos. Este nuevo material permitía construir estructuras más grandes.

El primer puente pretensado se construyó en Alemania en 1938, el puente Oelde, el cual tiene un claro de 31 m formado por cuatro vigas dobles "T" separadas entre sí a cada 1.4 m y con la disposición de cuatro vigas arriostras intermedias y dos en los extremos.

En México el uso de esta nueva tecnología apareció de manera temprana, el puente Zaragoza que se ubica sobre el río Santa Catarina en Monterrey fue el primer puente de concreto presforzado en el continente americano siendo construido en el año de 1953 bajo el mando de ingenieros civiles mexicanos en donde idearon un sistema de anclaje a los cables de presfuerzo.

Posteriormente en 1957 se construyó el puente sobre el río Tuxpan en Veracruz, siendo esta la primera obra en la que se usó el sistema de dovelas en doble voladizo.

Hubo un incremento en la industria del presfuerzo y de prefabricación que hizo que el uso de vigas presforzadas y prefabricadas en los puentes fuera más frecuente. Se presentaron limitantes ya que no había personal calificado para llevar a cabo estas estructuras y dificultades en el transporte de estos elementos al lugar en donde serán montados, sin embargo, con el paso del tiempo estos obstáculos fueron superados.

El puente más importante en los que se aplica el uso de vigas prefabricadas presforzadas es el que cruza el río Coatzacoalcos, que permite el paso de carretera y de ferrocarril.

De acuerdo con la base de datos de la SCT, México cuenta con 7288 puentes catalogados en carreteros, sobre valle, ferrocarril, peatonales y que cruzan ríos.

Capítulo 2: Historia de los puentes en México

En el año de 1926 comenzó la construcción de carreteras en México. Se construían puentes de concreto reforzado para claros de 50 m en claros continuos y hasta los 100 m eran de concreto presforzado, las fuentes de información de los primeros proyectos venían de Estados Unidos en donde por motivos económicos era más sencillo construirlos de estructuras de acero para claros mayores a 15 m mientras que para claros de 1 a 6 m usaban concreto y de 6 a 15 usaban losas nervadas.

El tipo de superestructura más común era las losas nervadas para tramos simplemente apoyados por lo que las superestructuras articuladas de concreto no eran muy usadas.

Todos los puentes proyectados eran para el paso de camión de 14 toneladas y los anchos de calzada variaban entre 5.20 m a 5.70 m por lo que esto no permitía el tránsito de 2 camiones al mismo tiempo solo de automóviles que cruzaran a una velocidad moderada.

En 1946 se creó una colección de proyectos de losas nervadas, de 7 a 16 m de claro, en donde se calcularon el paso simultaneo de dos carriles de circulación de camiones de 14 toneladas, por lo que el ancho de la calzada aumento a 6.7 m, esto permitió el cruce de dos camiones simultáneamente. En el proyecto se consideró usar un concreto de mayor resistencia y acero que admitiera esfuerzos de trabajo superiores a los considerados en proyectos anteriores. Con estos cambios la calidad de los materiales logro tener resultados positivos, las cantidades de concreto para nuevos proyectos eran inferiores a los de los proyectos de los primeros puentes, sin embargo, el claro límite para este nuevo tipo de superestructura se quedó igual a 16 m.

En 1952 se crea una 3era colección de proyectos hechos por el extinto Comité Nacional de Caminos Vecinales en donde presentaron una mejoría de los proyectos anteriores, en 1953 la secretaria de Obras Publicas crea la 4rta colección de proyectos más completa en cuestión de la superestructura de concreto en donde se incluye un número mayor de claros (hasta 35 m) de concreto reforzado y de

superestructuras de concreto presforzado que van desde los 30 m a los 45 m de claro. En estos nuevos proyectos las losas nervadas proyectaban un ancho de calzada de 7.5 m de ancho para camiones de 24.5 toneladas, con dos carriles de circulación.

El aumento de los claros en las losas nervadas de concreto reforzado se dio en 1949 cuando el Comité Nacional de Caminos Vecinales empezó a usar losas nervadas para claros de 25 m, lo que resulto ser más económico que usar armaduras que se tenían que construir para el tamaño del claro que se tenía, por lo que se dieron cuenta de que para claros de 20 m en adelante era más económico proyectar losas nervadas de solo dos nervaduras en vez de usar 3 o más.

En 1953 en Monterrey se construyó el primer puente de concreto presforzado el cual consta de 5 tramos libremente apoyados, de 35 m de longitud cada uno, la calzada es de 7.90 m y tiene dos banquetas para uso de peatones con anchos de 2.6 m. La superestructura de cada tramo consta de 7 trabes de 1.45 m de altura, el concreto usado tenía un $f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$, y el acero era importado de Bélgica, el cual tenía un esfuerzo de ruptura de $16,000 \text{ kg/cm}^2$.



Figura 1. Puente Zaragoza, Monterrey (Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento)

Al usar esta tecnología de concreto reforzado comenzaron a construirse las estructuras con este material, al inicio únicamente usaban losas planas de 10 m de claro máximo y después losas de nervadura para claros de hasta 15 m de claro si se requería que el claro fuera más grande usaban estructuras de acero.

Se percataron de que el concreto era un material más económico que el acero ya que se podía fabricar en el sitio en donde se necesitaba. La secretaria de Comunicaciones fue la primera en México en instalar laboratorios para el control de calidad en los materiales de construcción y poder formular las normativas correspondientes, con lo anterior se logró tener concretos de alta resistencia y confiabilidad. Por lo que se empezaron a construir de puentes de concreto reforzado más grandes.

En 1963 la secretaria de Obras Publicas publico una colección de proyectos más completa de superestructuras de concreto en donde incluyen claros de hasta 35 m de concreto reforzado y de 30 a 45 m en superestructuras usando concreto presforzado.

Las estructuras de concreto reforzado con claros significantes iniciaron entre los 1953-1955.

El uso del concreto reforzado y presforzado tuvo un incremento en la industria, lo que permitió que fuera más frecuente usar vigas presforzadas y prefabricadas en los puentes. Estos materiales evitaban las obras falsas y había un ahorro notable en los tiempos de construcción, pero no contaban con personal calificado para su aplicación y dificultades para transportar los elementos, sin embargo, con el paso del tiempo estos problemas tuvieron solución y permitió que el desarrollo creciera en todo el país.

2.1 Puentes más importantes en México

- Puente BALUARTE BICENTENARIO, Sinaloa

Es el puente más importante, la estructura está a una altura de 400 m en la sierra madre occidental, se usaron explosivos en la montaña para poder colocar una estructura de concreto y acero, teniendo una longitud de 1124 m y cuenta con cuatro carriles, dos para cada sentido teniendo un ancho total de 20 m, se encuentra sostenido por 152 tirantes siendo el más largo de 280 metros.



Figura 2. Puente Baluarte Bicentenario, Sinaloa (Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento)

- Puente Mezcala, Guerrero

Importante para los que quieren ir al puerto guerrerense, más transitado en temporadas de días festivos o vacaciones, es un puente atirantado con una longitud de 911 m, una altura de 162 m y suspendido por 3 mástiles con 140 tirantes.

En el municipio de Cuilápam, Guerrero, sobre el río Balsas, considerando el segundo puente con mayor altura en Latinoamérica.



Figura 3. Puente Mezcala, Guerrero (Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento)

- Puente el Zacatal, ciudad del Carmen Campeche

Es la entrada a la península de Yucatán, tiene una longitud de 3800 m y un ancho de 9 m, carriles de doble sentido y parte de la carretera federal 180 en el tramo de Villahermosa-Ciudad del Carmen.



Figura 4. Puente El Zacatal, Campeche (Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento)

- Puente Tampico, Tamaulipas

Conecta a los estados de Tamaulipas y Veracruz, tiene una longitud de 1543 m y 18 m de ancho con 4 carriles. Considerado como pieza clave en el sistema de distribución de carga del golfo de México con tirantes atirantados en el centro y su construcción en el agua, su elaboración conto con la ayuda de buzos para la colocación de la estructura de cimentación en el fondo del rio, donde se pusieron cilindros de cemento con enjambre de varillas para ir dando forma a las pilas que sostienen al puente. Tiene dos pasos peatonales. Recibió el premio internacional “Puente de Alcántara” en 1988.

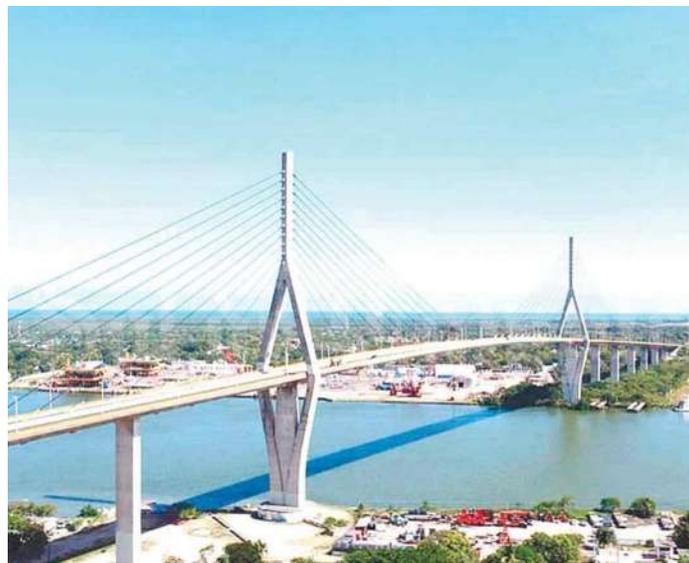


Figura 5. Puente Tampico, Tamaulipas (Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento)

- Puente Ing. Antonio Dovalí Jaime, Veracruz

Cuenta con una longitud de 1170 m y 14 tramos de distintas longitudes y una altura de 288 m. Fue el primer puente atirantado de México conocido como “Coatzacoalcos II”. Compuesto por una estructura de concreto armado y acero que comunica a Veracruz y Tabasco.



Figura 6. Puente Ing. Antonio Dovalí Jaime, Veracruz (Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento)

- Puente de la Unidad, Monterrey

Atractivo arquitectónico para la capital regia. Conocido también como “La Unidad” o “Viaducto de la Unidad”. El puente con una longitud de 320 m, un mástil de 155 m con 13 pares de tirantes que sostienen a 7 hilos de acero. Tiene un peso de 2 mil 400 toneladas.

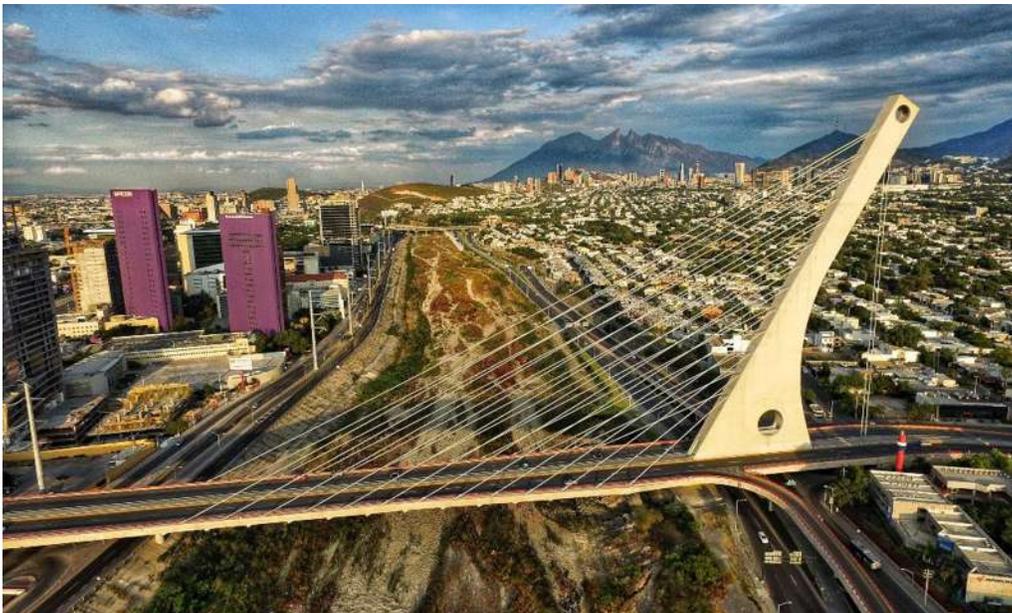


Figura 7. Puente La Unidad, Monterrey (Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento)

- Puente y Barranca de Metlac, Veracruz

Con una longitud de 360 m, comunica a las ciudades de Córdoba, Fortín de las flores y Orizaba. Una estructura de 65 m en voladizo, 130 m de altura y una capacidad de dos vías a lo largo de los 360 m.



Figura 8. Puente Metlac, Veracruz (Instituto Mexicano del Concreto y del Cemento)

2.2 Accidentes en puentes

- Colapsa puente que conecta obras del AIFA

Este accidente se debió a la caída de tres traveses de concreto con peso de 50 toneladas cada una, estas estaban sobrepuestas, lo que causo la caída fue la vibración de los vehículos que transitaban por el puente.

En el lugar quedó atrapada una camioneta en donde el conductor resulto herido.



Figura 9. Colapso de trabe sobre automóvil (Guardia Nacional de carreteras,2022)

- Cae puente en sismo del 7 de septiembre 2017 en Oaxaca y colapsan viviendas

Oaxaca fue el epicentro de un sismo que tuvo 2 réplicas fuertes lo que ocasionó el colapso de inmuebles además de la caída de un puente que comunica a Juchitán con Asunción Ixtaltepec.

Este sismo tuvo una magnitud de 8.2 grados en la escala de Richter siendo el más intenso en México en los últimos años.



Figura 10. Colapso de puente (Oaxaca Informada,2017)



Figura 11. Colapso de puente (Oaxaca Informada,2017)



Figura 12. Daño Ocasionado por el sismo en pila (Gobierno de Oaxaca,2017)

- Tecnológico de Monterrey admite que puentes colapsados estaban mal contruidos.

El tipo de estructura, la ineficiencia en las características de los puentes y la magnitud del sismo causaron el derrumbe ocasionando la muerte de 5 estudiantes.

Fue el mismo tecnológico de Monterrey quien dijo que los puentes colapsados en sus instalaciones estaban mal contruidos, con registros de 5 estudiantes muertos

y más de 40 resultaron heridos el pasado 19 de septiembre del 2017 ante un sismo de 7.1 grados en la escala de Richter.

Lo dijo el vicepresidente del Tecnológico Rashid Abella que contrataron al despacho García Jarque Ingenieros quienes construirían dichas estructuras.

Mientras que en un video un socio del despacho Francisco García Álvarez menciona: “Las características de los apoyos que soportaban los puentes con dimensiones de 15 cm resultaron escasos”.

Además, Rashid agregó que las ménsulas (vigas en voladizo) que sostenían un extremo del puente no eran lo suficientemente largas para soportar el movimiento de los edificios que unían. Lo anterior fue comentado con los expertos consultados.



Figura 13. Colapso de puente ocasionado por sismo (Arena Publica,2019)

- Colapso trabe de puente en Querétaro

La trabe de un puente en construcción colapso dejando daños materiales, la estructura era parte de un tramo que pesa 30 toneladas y tenía una longitud de 43 metros.



Figura 14. Colapso de trabe de acero (Infobae,2022)

Capítulo 3: Sismicidad en México

3.1 Riesgo sísmico

Es la probabilidad de que ocurra un evento sísmico en un periodo y lugar determinado y por consecuencia los daños causados y las pérdidas materiales, humanas, económicas y ambientales.

Diferentes factores pueden tomarse en cuenta para el riesgo de las construcciones como lo son: los lugares cercanos a fallas geológicas, condiciones del terreno.

El tamaño del sismo se mide mediante la magnitud e intensidad. Cuando tiembla los sismógrafos detectan una señal que se analiza logrando obtener información con las características del sismo: hora inicial, epicentro, magnitud, profundidad.

El riesgo sísmico se puede definir como:

$$\text{Riesgo sísmico} = \text{Vulnerabilidad} + \text{Peligro}$$

Vulnerabilidad: Como estamos preparados para enfrentar estos eventos, cual es el daño que esperamos que sufran las edificaciones.

Peligro: Eventos o sucesos a los que estamos expuestos y no podemos evitar.

3.2 México en zona sísmica

El país se encuentra en una de las regiones con mayor actividad sísmica en el mundo, localizado en una zona a la que se le conoce como “Cinturón Circumpacífico” o “Cinturón de Fuego”.

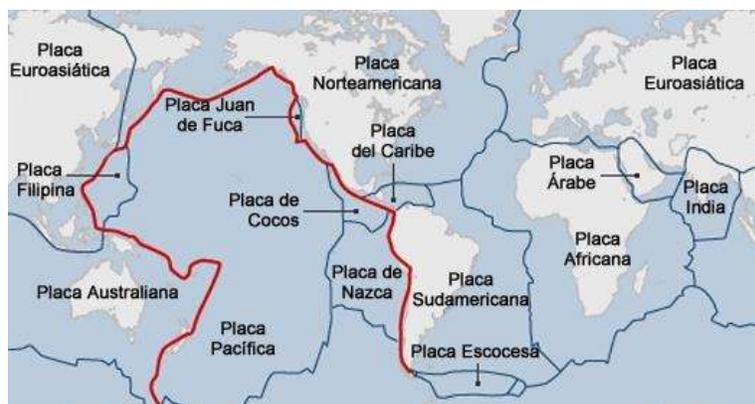


Figura 15. Cinturón de Fuego (Seismicknowledge,2018)

3.3 Placas tectónicas en México

En el mundo existen alrededor de 15 placas tectónicas, cuando dos placas entran en contacto generan fricción que a su vez produce energía, cuando esta fricción se vence libera energía acumulada lo cual hace que se produzca un sismo.

La actividad sísmica en el país se debe a la interacción de las placas de Norteamérica, Cocos, Rivera, Pacífico y Caribe, sin embargo, las que ocasionan que ocurran los terremotos en el país son las de Norteamérica y la de Cocos.

Estados como Chiapas, Guerrero, Michoacán, Oaxaca, Jalisco y Colima son los que más actividad sísmica tienen ya que chocan las placas oceánicas de Cocos y Rivera que producen una subducción con las de Norteamérica y el Caribe sobre la costa del pacífico.

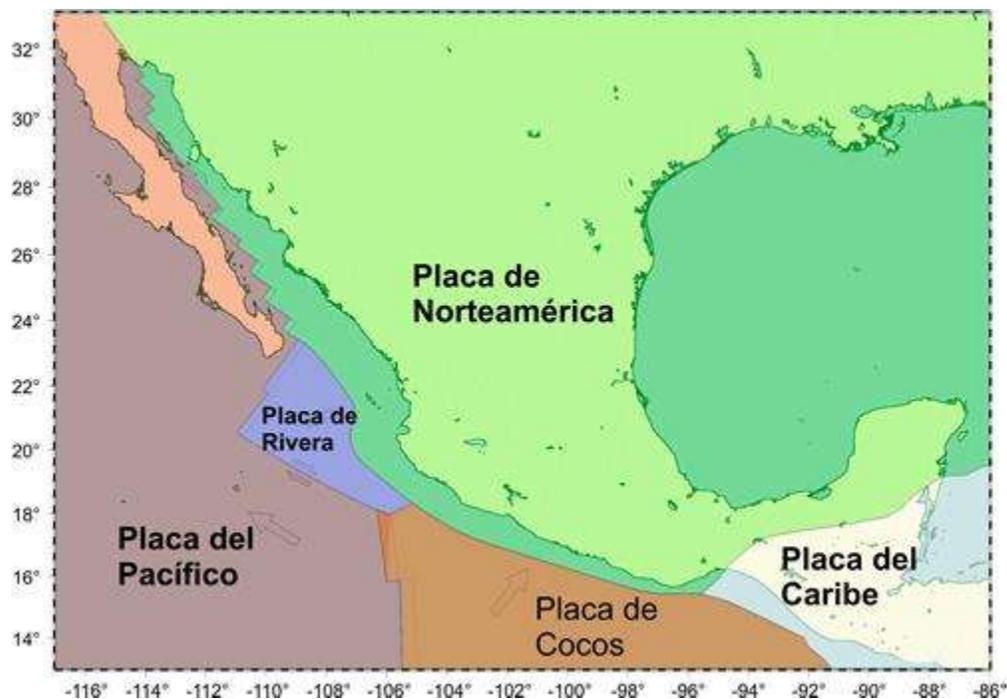


Figura 16. Placas tectónicas en México (Servicio Geológico Mexicano, 2017)

A su vez se ven afectados los estados de Veracruz, Tlaxcala, Morelos, Puebla, Nuevo León, Sonora, Baja California, Baja California Sur y la Ciudad de México,

esta última es la más afectada ya que se ubica en una zona lacustre y experimenta con mayor fuerza los efectos de las ondas sísmicas.

Tabla 2. Sismos registrados los últimos 6 años en México (Servicio Sismológico Nacional, 2022)

Sismos en México durante los últimos 2016-2021								
Año	Sismos registrados	Magnitud						
		0-2.9	3-3.9	4-4.9	5-5.9	6-6.9	7-7.9	8-8.9
2016	15,547	557	13,501	1,453	29	7	0	0
2017	26,564	470	21,628	4,383	79	2	1	1
2018	30,407	1,584	25,657	3,122	41	2	1	0
2019	26,442	308	23,002	3,087	43	2	0	0
2020	30,130	309	26,756	3,029	33	2	1	0
2021	29,030	600	25,802	2,594	32	1	1	0



Figura 17. Sismos registrados por año



Figura 18. Magnitud de los sismos por año

3.4 Clasificación de los sismos de acuerdo con su profundidad

Esta clasificación es la siguiente:

- Superficiales: Cuando la profundidad es menor a los 70 km, suelen ser los que causan más daño ya que están más próximos a la superficie, el hipocentro se localiza entre los 10 y 25 km.
- Intermedios: Cuando la profundidad se encuentra entre los 70 y 300 km.
- Profundos: Cuando la profundidad se encuentra fuera de la litosfera a más de 300 km de profundidad.

En el país suelen darse dos clases de sismos:

- Subducción: Al fondo oceánico de la placa de Cocos está descendiendo bajo el borde continental de la placa de Norteamérica, esta zona es propensa a terremotos de gran magnitud, las placas chocan, la inferior tira de la superior hacia abajo causando un aumento de la tensión, cuando esta tensión se incrementa hasta llegar a la rotura la placa superior se libera y regresa a su origen lo que ocasiona el sismo.
- Fallamiento normal: Se generan por la tensión horizontal, la fuerza en la roca es perpendicular al azimut de falla y el movimiento vertical respecto al eje de falla.

3.5 Regiones sísmicas en México

- Zona A: Lugares en los que los registros históricos de sismos no reportan actividad en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores al 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores.
- ZONA B y C: Lugares intermedios donde los registros sísmicos no son frecuentes o zonas afectadas por las aceleraciones, pero no exceden el 70% de las aceleraciones del suelo.

ZONA D: Lugares donde se han reportado grandes sismos históricos, la frecuencia de los sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo exceden el 70% de la aceleración de la gravedad.

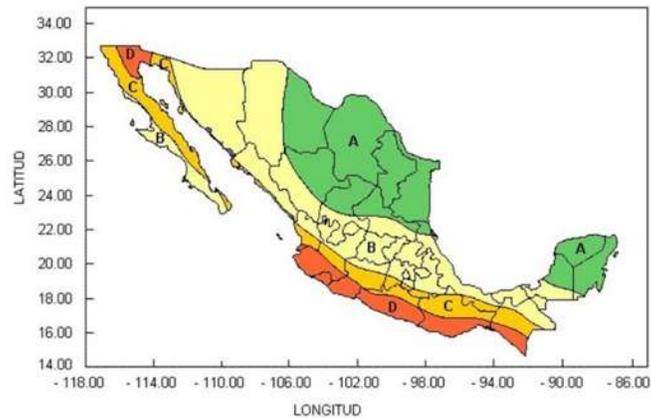


Figura 19. Zonas sísmicas en México (nVent HOFFMAN, 2015)

Sin embargo, a su vez existe otra clasificación dada por las regiones sísmicas, peni sísmicas y asísmicas:

- Sísmicas: Localizadas al sur y suroeste de la República (Colima, Michoacán, Guerrero, Morelos, Oaxaca, Veracruz, Chiapas, Jalisco, Puebla, Ciudad de México).
- Penisísmicas: Abarca a la Sierra Madre Occidental (Sonora, Sinaloa, Nayarit, Durango, Veracruz).
- Asísmicas: Región norte y noroeste de la República, toda la península de Baja California y península de Yucatán.

3.6 Zonas de mayor riesgo en México

En la costa occidental del país corre por la costa varias placas en donde el contacto se conoce como trinchera, se denomina como “brecha sísmica” a la zona en donde se han producido sismos de 7 o más grados en la escala de Richter en un periodo de 50 años o más.

Los sismógrafos y acelerogramas estudian y analizan la frecuencia de los sismos en esta zona y han determinado que es probable que en la costa de Guerrero se produzca un sismo de gran magnitud, sin embargo, es imposible predecir cuándo

ocurrirá, lo que se sabe es que hay un gran hueco que va desde el sureste de Petatlán hasta cerca de la Pinotepa Nacional, este sismo podría alcanzar una magnitud de 8 grados.

En México ocurren sismos de magnitud:

- Mayores o iguales a 7.5 grados en la escala de Richter, 1 cada 10 años.
- Mayores o iguales a 6.5 grados en la escala de Richter, 5 cada 4 años.
- Menores o iguales a 4.5 grados en la escala de Richter, 100 cada año.

3.7 Sismicidad en Michoacán

En 1986 se presentó la primera zonificación para el estado de Michoacán, presentado en el reglamento de construcciones de Michoacán, la segunda propuesta de zonificación se presentó en 1999 y es la que aún se usa en el reglamento en el que se observa la división y ampliación en zonas C y D, que son zonas que tienen mayor riesgo sísmico, en cambio la zona B se limita a la zona del bajío y sector norte.

Sin embargo, se revisó la sismicidad histórica que ha sufrido el estado y Sánchez-Garcilazo presento en el 2000 una nueva zonificación en la que proponen una división de tres zonas. (Sánchez-Garcilazo, 2000)

- Zona I: registros sísmicos causados por sismos de subducción con una profundidad promedio de 33 km y una distancia de hasta 13 km a partir de la trinchera.
- Zona II: registros de sismo de interplaca productos de subducción, con profundidad de 33-170 km y distancia de trinchera de 130-250 km.

- Zona III: registros sísmicos relacionados con la actividad volcánica causada por el Cinturón de Fuego en México, esta zona a su vez se subdivide en dos zonas IIIa que son sismos de tipo volcánico y sismos por fallas geológicas activas, y la zona IIIb son sismos relacionados a fallas geológicas en regiones lacustres.



Figura 20. Zonificación sísmica del estado de Michoacán (Sánchez-Garcilazo, 2000)



Figura 21. Propuesta de regionalización sísmica para el estado de Michoacán (Sánchez-Garcilazo, 2000)

3.7.1 Sismicidad en Lázaro Cárdenas

La ciudad de Lázaro Cárdenas se localiza en la zona meridional de la costa de Michoacán, que es una de las regiones con mayor actividad sísmica ya que se encuentra en la zona D, en donde se han producido los sismos con las magnitudes más altas registradas en la historia de México.

Durante el periodo de 1980-2000 la ciudad se vio incrementada en la población y vivienda debido al progreso en la siderúrgica y convirtiéndose en un puerto internacional.

Al estar en crecimiento urbano, se caracteriza por la construcción de viviendas de 1 a 2 niveles, por lo que existe la posibilidad de que, durante un evento sísmico, el periodo del terreno con el de las construcciones sean iguales presentando el fenómeno de resonancia causando grandes pérdidas materiales y humanas.

Lázaro Cárdenas se encuentra en la placa de Norteamérica, la cual se encuentra activa y expuesta a fuentes sísmicas volcánicas, tectónicas, interplaca y fallas locales. La interacción con la placa de Cocos produce sismos de subducción en los

que los epicentros están en la zona de la costa y sismos de interplaca que se localizan en la frontera entre ambas placas, pero a mayor profundidad en la que el epicentro se localiza en la placa continental.

Desde enero de 1990 hasta julio del 2006 se registraron alrededor de 2835 sismos de diferentes magnitudes que recorrieron en toda la costa Michoacana. (García,2009)

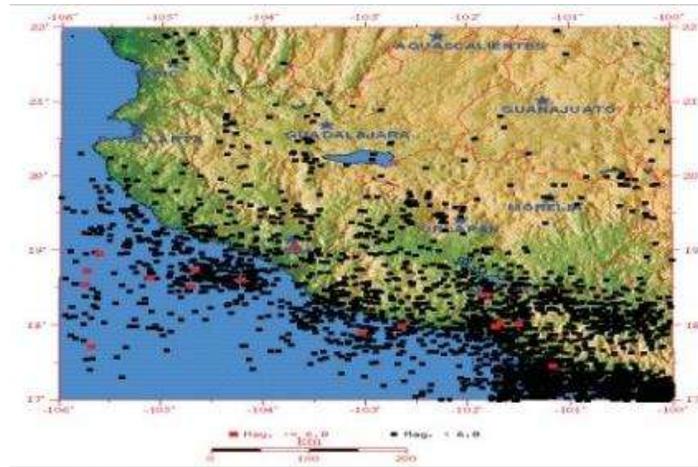


Figura 22. Sismicidad a lo largo de la costa de Guadalajara y Lázaro Cárdenas durante enero 1990- Julio 2005 (Servicio Sismológico Nacional, 2005)

En Lázaro Cárdenas en el transcurso de enero 1990 a julio 2022 se reportaron 22 sismos con magnitudes mayor a 5 grados.

Sin embargo, no hay registros de sismos mayores a 8 grados.



Figura 23. Sismos cercanos al municipio de Lázaro Cárdenas, en donde las magnitudes son mayores a 6° Richter

En la siguiente imagen podremos observar cuales son los puentes que se encuentran en Lázaro Cárdenas. El municipio cuenta con alrededor de 43 puentes distribuidos a lo largo de la costa y la ciudad.

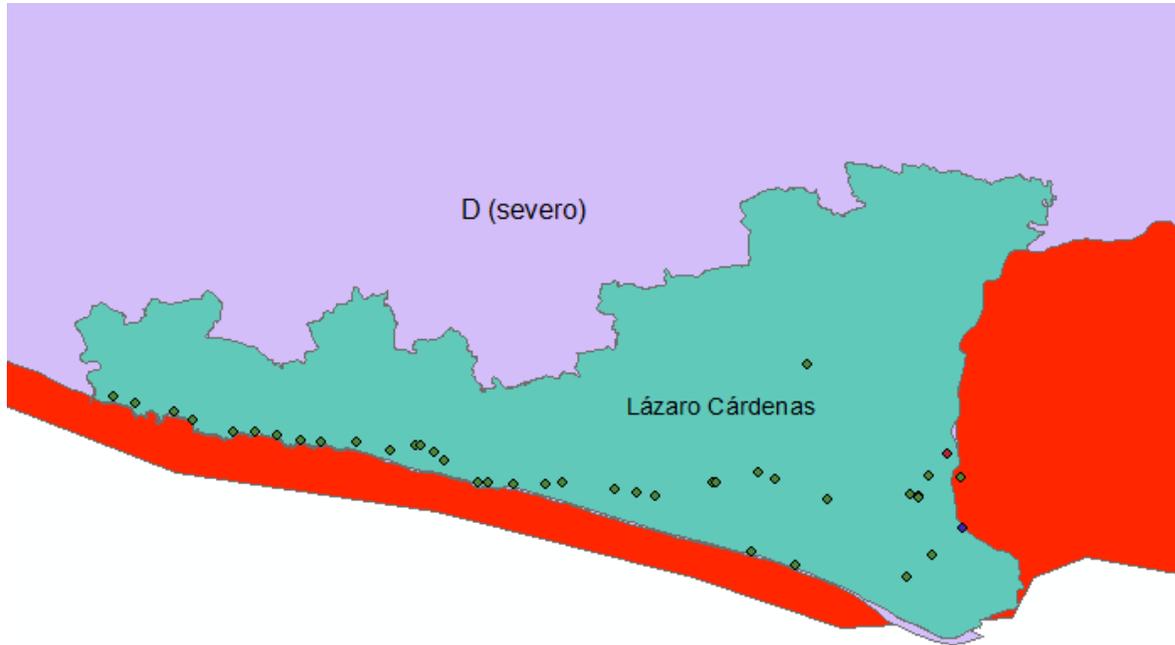


Figura 24. Distribución de los distintos puentes existentes a lo largo de Lázaro Cárdenas

3.8 Sismicidad en Puebla

Puebla está localizado en una zona de actividad sísmica media y cercano a una zona de mayor actividad, más en específico a la zona de subducción del sureste de la República Mexicana. El estado resulta ser vulnerable a los efectos sísmicos llegando a presentar consecuencias graves causados por los daños generados por la subducción. Puebla cuenta con 7 fallas geológicas distribuidas en todo el estado.

El estado de Puebla ha sufrido por sismos de grandes magnitudes, en 1973 con magnitud de 7.3 grados, 1980 con magnitud de 7.1, en 1999 con magnitud de 7.0 y el del 19 de septiembre del 2017.

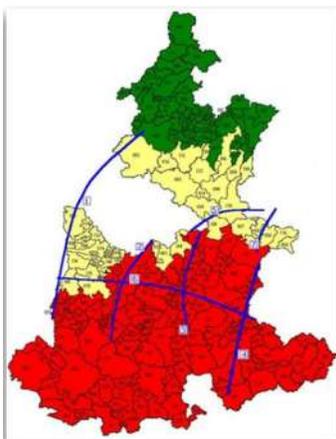


Figura 25. Ubicación del estado de Puebla



Figura 26. Sismos registrados con magnitudes de 6 ° a 8°

En la siguiente imagen podemos observar cómo se encuentra dividido el estado de acuerdo con la zonificación sísmica.



De color verde es zona baja

De color amarillo es zona media

De color rojo es zona alta

Figura 27. Zonificación sísmica en Puebla (Gobierno de Puebla, 2009)

3.9 Registros sísmicos

Conociendo las distintas zonas sísmicas que existen en la República Mexicana se revisaron las bases de datos de la Red Acelerografica del Instituto de Ingeniería de la UNAM (RAII-UNAM), en donde se buscaron sismos que tuvieran una magnitud mayor a los 6 grados en la escala de Richter correspondientes a los años de 2015 a 2018, y datos de registros de 1960 a 1999.

3.10 Clasificación de acuerdo con la falla

Se encontró que los registros sísmicos corresponden a fallas por Subducción y de Fallamiento Normal, además de que el tipo de suelo que nos interesa es en material rocoso y arcilloso.

Se tiene un registro de 107 eventos sísmicos en los que 53 son de subducción que tienen 2316 acelerogramas, mientras que se tienen 14 registros de eventos sísmicos de fallamiento normal con 630 acelerogramas, el resto corresponde a otro tipo de sismos que no se consideran ya que solo nos interesan los de subducción y fallamiento normal, estos acelerogramas presentan aceleraciones en 3 direcciones ortogonales, dos en el plano horizontal y uno en la vertical. (Sánchez et. al, 2022).

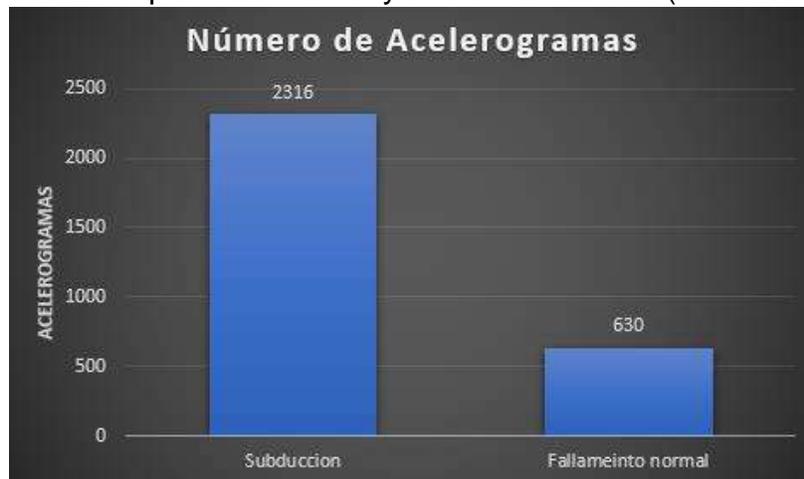


Figura 28. Número de acelerogramas en subducción y fallamiento normal (Sánchez et. al, 2022)



Figura 29. Número de eventos sísmicos en subducción (Sánchez et. al, 2022)

3.11 Clasificación de acuerdo con el tipo falla y tipo de suelo



Figura 30. Número de acelerogramas en subducción para roca y arcilla (Sánchez et. al, 2022)



Figura 31. Número de acelerogramas en fallamiento normal para roca y arcilla (Sánchez et. al, 2022)

Los eventos sísmicos y acelerogramas se clasificaron de acuerdo con el tipo de suelo y tipo de falla siempre y cuando la magnitud de estos eventos fuera superior a 6 grados en la escala de Richter durante los años de 1960 a 2018 (Sánchez et. al, 2022).

Los acelerogramas registrados en roca o suelo duro y para arcillas o suelo blando son las que tienen mayor demanda en el número de acelerogramas.

3.12 Clasificación en intervalos de aceleración y distancia epicentral

Otra clasificación que se toma en cuenta ante un evento sísmico es la de la distancia epicentral, en las tablas siguientes se muestran los datos de acuerdo con los intervalos por aceleración y por la distancia epicentral para los distintos tipos de falla y tipos de suelo.

Se tomaron los intervalos de aceleración de 0 a 60 (Gal) ya que es en donde más registros presentan y es donde mejor se puede hacer una comparación.



Figura 32 Número de registros de subducción en roca considerando el intervalo de aceleración y la distancia epicentral (Sánchez et. Al, 2022)



Figura 33 Número de registros de subducción en arcilla considerando el intervalo de aceleración y la distancia epicentral (Sánchez et. al, 2022)



Figura 34 Acelerogramas de fallamiento normal en roca considerando la distancia epicentral y los intervalos de aceleración

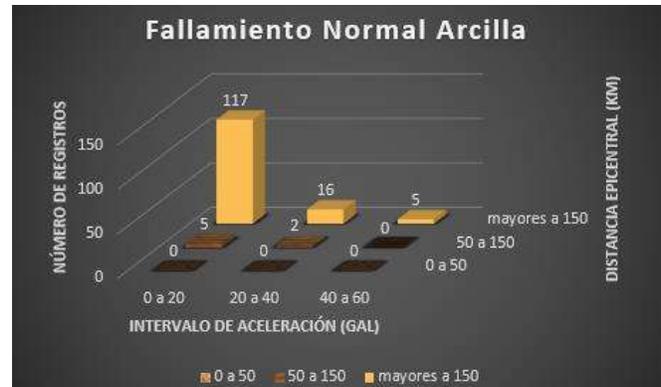


Figura 35 Acelerogramas de fallamiento normal en arcilla considerando la distancia epicentral y los intervalos de aceleración

3.13 Datos considerando el límite inferior de aceleraciones

Los acelerogramas que se registraron en roca y arcilla son los de mayor demanda en el número de acelerogramas.

Se obtuvieron los espectros de respuesta con los acelerogramas tanto en subducción como en fallamiento normal, en donde observamos que los periodos fundamentales son menores a 0.5 segundos para los registrados en roca y en arcilla de 1 a 3 segundos.

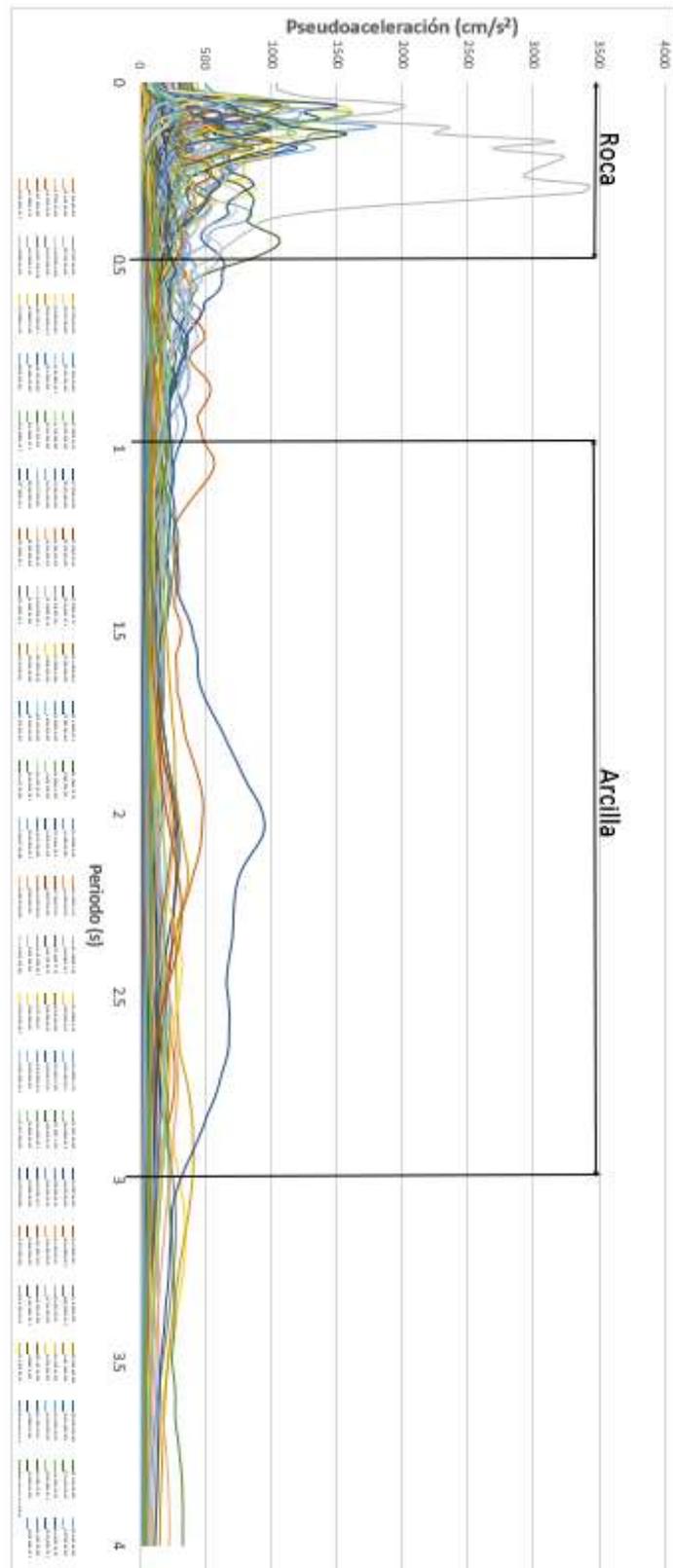


Figura 36. Espectros de respuesta de los acelerogramas para subducción para roca y arcilla

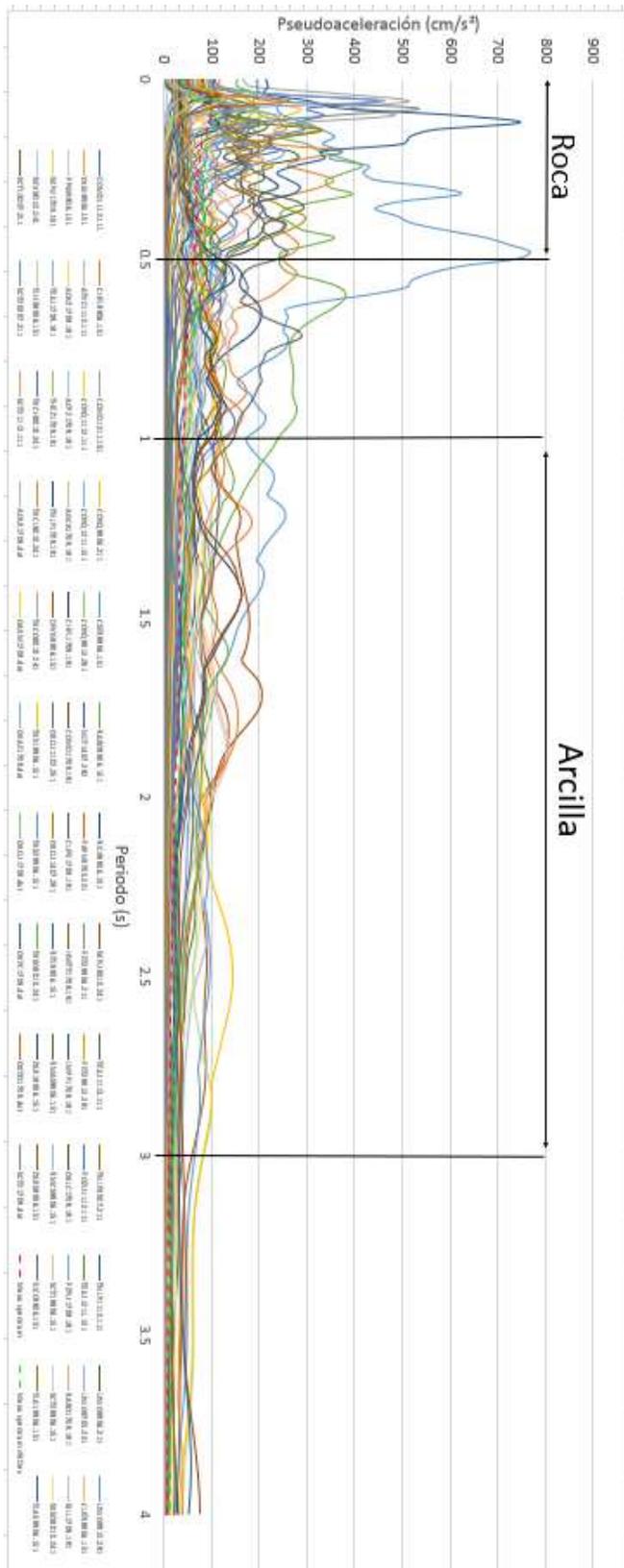


Figura 37. Espectros de respuesta de los acalogramas para fallamiento normal en roca y arcilla



Figura 38 Sismos de subducción y fallamiento normal

En la imagen podemos observar sismos de tipo Subducción (naranja) y de Fallamiento normal (rojo), se aprecia que la placa de cocos es la responsable de estos sismos en la costa.

3.14 Faltas de las normas ante eventos sísmicos

Ante la presencia de eventos sísmicos registrados los últimos años siendo el más devastador el del 19 de septiembre del 2017. Un estudio presento que 150 edificios que fueron construidos después del 2004 con la última reforma de regulación de la construcción, se encontró que muchos de estos edificios no cumplían con los estándares requeridos, siendo algunos de estos él no presentar el papeleo necesario (planos), de acuerdo a Ernesto Reinoso quien en esa época era un investigador por parte de la UNAM entre otros mencionan : “ el 71 % de los edificios que sí pudieron ser revisados no cumplían por completo con las normas técnicas oficiales, mientras que el 36 % ni siquiera cumplió con un estándar menor.”

Estas regulaciones de construcción en México son consideradas de las mejores en el mundo, sin embargo, existen fallas en el cumplimiento. Por lo que podemos observar que el problema está en la falta de voluntad por parte de las constructoras al no ejercer las normativas como se debería, la corrupción al pasar por alto la

seguridad de las personas, usando materiales con la calidad que no van de acuerdo con las especificaciones del proyecto.

3.15 Instituciones de estudio de actividad sísmica en México

El estudio de los eventos sísmicos en México comenzó a principios de siglo, pero ya existían antecedentes históricos de sismos registrados en varios documentos. En 1910 se inauguró la Red Sismológica Mexicana y hasta la fecha se mantiene en constante observación de estos eventos naturales cuyos registros se guardan en la Estación Sismológica de Tacubaya y entre otras instituciones del Instituto de Geofísica de la UNAM, quien es el organismo encargado de administrar el SSN (Servicio Sismológico Nacional) quien tiene a su disposición 35 estaciones de monitoreo sismológico.

Al norte del país se encuentra el grupo CICESE (Centro de Investigaciones y Educación Superior de Ensenada, B.C) que estudia la actividad sísmica asociada en el Golfo de California como la falla de San Andrés, a su vez que el RESNOR (Red Sismológica del Norte).



Figura 39. Servicio Sismológico Nacional



Figura 40. Centro de Investigaciones y Educación Superior de Ensenada B.C

Capítulo 4: Partes de un puente

Puente: Es una estructura con el objetivo de salvar un obstáculo dándole continuidad a un camino, carretera, vía férrea, su propósito es el paso de vehículos o personas de un lugar a otro en donde el terreno sea imposible de transitar.

Puente Vehicular: Nos permite sobrepasar cualquier obstáculo que tengamos en nuestro camino. Aquellas estructuras que nos ayuden a pasar sobre un camino férreo o carreteras o algún cuerpo de agua.

Los puentes se dividen en dos partes, la superestructura y la subestructura.

4.1 Superestructura

La superestructura está conformada por el tablero y las vigas longitudinales. En otras palabras, son los elementos que se encuentran sobre los apoyos, es decir la parte superior del puente.

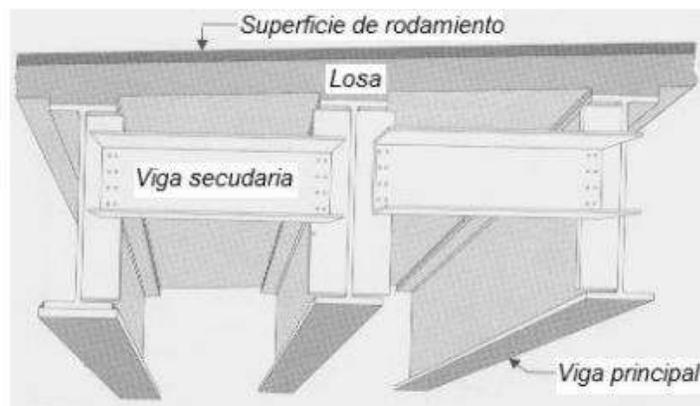


Figura 41. Elementos de la superestructura (Tonias, 1995)

Tablero: Es un elemento formado por una losa de concreto sobre la cual se coloca una capa de carpeta asfáltica o no, es la encargada de recibir las cargas directas causadas por los vehículos.

Vigas longitudinales y transversales: Cuando el claro del puente sea menor a 6 metros simplemente se usa una losa gruesa, de lo contrario si el claro resulta ser más grande los elementos principales de la estructura pueden ser una armadura,

arcos los cuales están compuestos por vigas longitudinales y transversales que se encargan de transmitir las cargas al elemento principal.

Algunos ejemplos de estas vigas son:

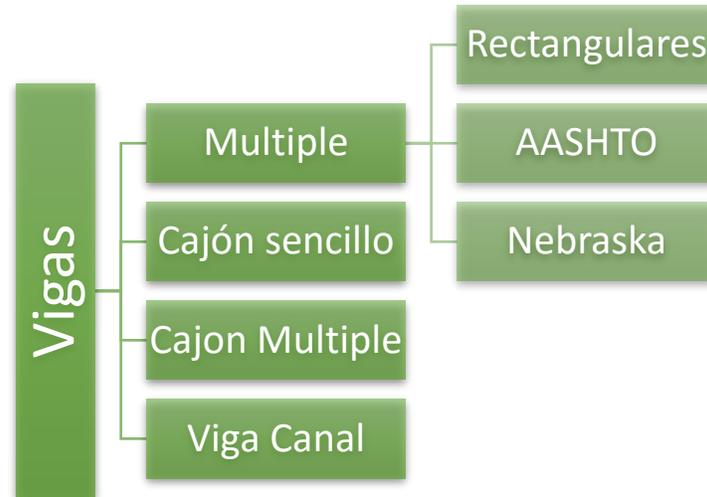


Figura 42. Viga cajón

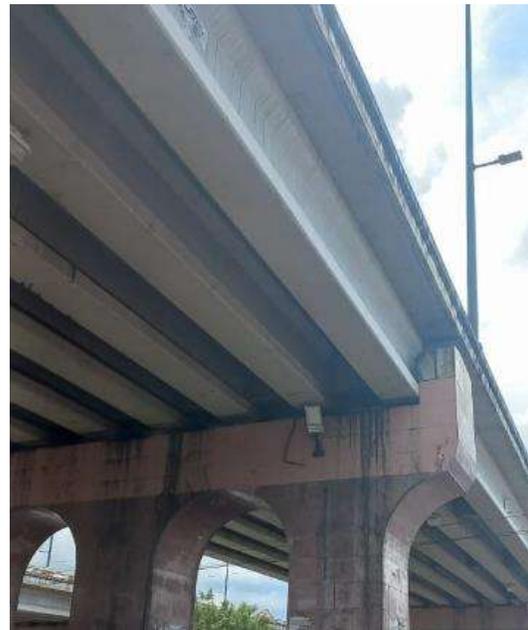


Figura 43. Viga AASHTO tipo IV

De igual manera como lo son las vigas AASHTO y Nebraska tienen diferentes secciones de acuerdo con las características del proyecto del puente se debe escoger la que mejor se adecue a la estructura.

Existen otros elementos que van sobre la superestructura que no forman parte de este pero que de igual manera son importantes como lo son:

- Banqueta: Es el área que sirve para el paso de peatones.
- Barandales: Son elementos de protección que aseguran la seguridad de los peatones y evitan la caída de los vehículos al vacío.
- Carpeta de asfalto: Mezcla de brea con arena y/o grava que se usa para pavimentar caminos.
- Guarnición: Son elementos de concreto armado que se usan para delimitar las banquetas, franjas, camellones y las orillas del pavimento
- Topes sísmicos: Su propósito es el de evitar los movimientos excesivos de las vigas y evitar que estas caigan, se encuentran a las orillas de los cabezales y por normativa debe de tener una separación máxima de 5 cm respecto a la cara de la viga transversal.
- Juntas de expansión: Son elementos que dividen a la losa y se instalan en los extremos de cada tramo lo que permite la traslación y/o rotación para garantizar la expansión y contracción de la estructura por temperatura y sismo. Deberá de proporcionar una transición suave.

Debemos tener en cuenta los movimientos por retracción y fluencia del concreto, movimientos por temperatura y movimientos por frenado.

Estos movimientos dependerán del tipo de puente y de la configuración de los apoyos.

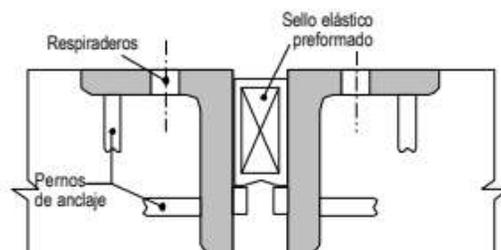


Figura 44. Junta de expansión

Existen diferentes tipos de juntas:

- Juntas abiertas: con un espacio libre inferior a 12.7 mm entre las losas de concreto (losa-losa), estas contienen angulares o perfiles de acero para evitar el desprendimiento de concreto en los bordes exteriores.
- Juntas selladas: En este caso se nos presentan de dos tipos.
Juntas rellenas: Se usan en donde los puentes son cortos, en donde los desplazamientos son menores a 38.1 mm, estas juntas tienen un tapajuntas hecho de goma para garantizar el relleno premoldeado cuando se sella con hule.
- Juntas con sellos comprimidos: Se usan en puentes en donde el desplazamiento es entre 12.7 mm a 63.5 mm, conformados por un sello elástico de neopreno comprimido en la junta abierta, la elasticidad del material permite que este sea impermeable en la junta y permite el movimiento de la losa.
- Juntas de placa de acero deslizante: Usados en puentes en donde el desplazamiento es mayor a 101 mm, es una placa de acero anclada en uno de los extremos a la abertura que se deslizará lo que permite el movimiento de la superestructura.
- Juntas de placas dentadas: Usados en puentes en el que el desplazamiento es de hasta 610 mm, son dos placas de acero con forma de “dedos” o “dientes” que se entrelazan dejando libre un espacio para permitir los movimientos, esta se puede impermeabilizar colocando un material elastómero por debajo de las placas de acero.



Figura 45. Construcción de la junta de expansión



Figura 46. goma de la junta de expansión



Figura 47. Construcción de la junta de expansión



Figura 48. Colocación de la junta de expansión

4.2 Subestructura

La subestructura son todos los elementos estructurales que sirven como soporte a la superestructura y le transmite al estrato resistente (cimentación) las acciones, los elementos se deben diseñar como elementos independientes. Está conformado por los siguientes elementos:

Cabezal: Es una viga “cabezal” apoyada sobre las pilas, sobre estos van colocados los apoyos en los que se apoyan las vigas principales.



Figura 49. Montaje de cabezal sobre la pila (elemento prefabricado)



Figura 50. Cabezal montado sobre la pila y sobre esta apoyados las vigas longitudinales (AASHTO tipo IV)

Estribos: Pilas o muros frontales que sirven como apoyos en los extremos del puente. Es la conexión entre la superestructura con el terraplén, diseñados para soportar las cargas de la superestructura.

Pilas: Elementos de apoyo intermedios los cuales soportan a la superestructura y mandan las cargas a las cimentaciones que están diseñados para resistir las presiones hidráulicas, cargas de viento, cargas de impacto, cargas sísmicas. Pueden ser construidas de acero o concreto, de sección llena o huecas.

Estas pilas las podemos clasificar en dos tipos:

Tabla 4.2: Tipos de pilas

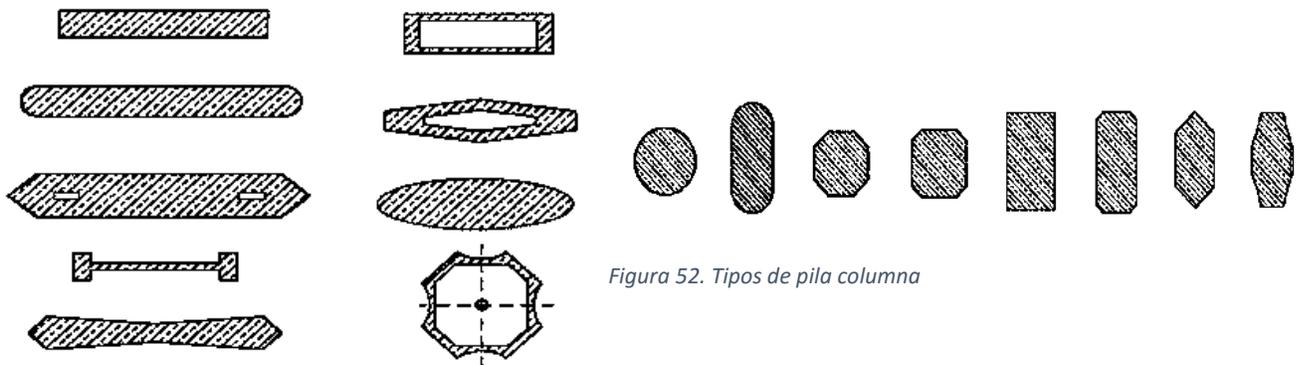
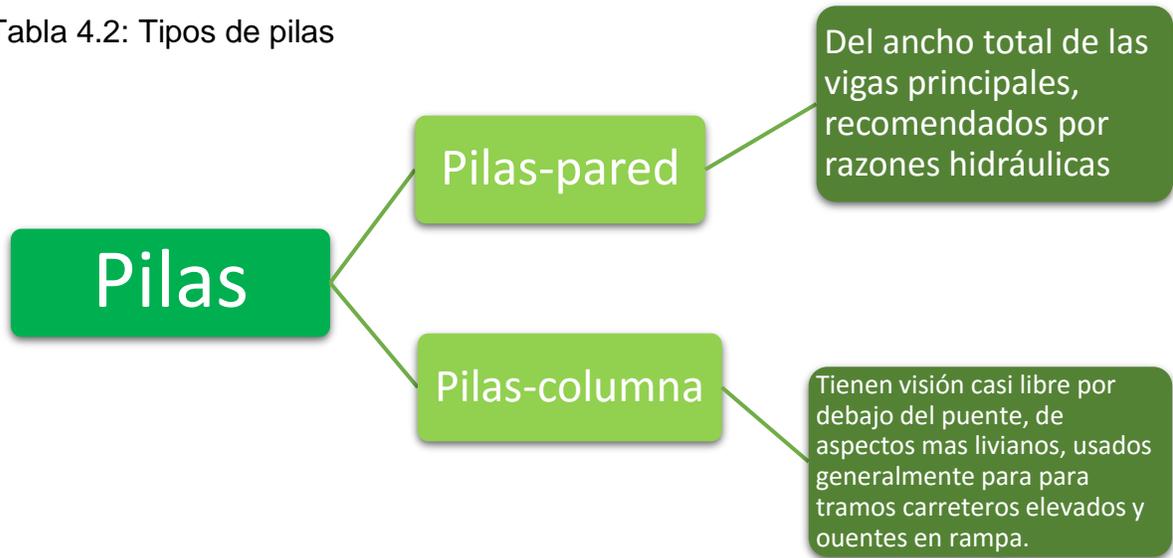


Figura 51. Tipos de pila pared

Figura 52. Tipos de pila columna



Figura 53. Marco de dos pilas



Figura 54. Marco de cuatro pilas



Figura 55. Montaje de pila columna (elemento prefabricado)

Apoyos: Garantizan la segura transferencia de todas las reacciones de la superestructura y subestructura, amortiguan todas las vibraciones ocasionadas por el paso vehicular soportando cargas vivas y muertas. Los apoyos varían de acuerdo con el tamaño y configuración del puente. Además, una de las funciones de estos es garantizar los grados de libertad en el diseño de la estructura como lo pueden ser por expansión o contracción, térmica o sismo, rotación causada por la deflexión de carga muerta y viva.

Los mas utilizados en puentes son los apoyos de neopreno ya sea que cuenten con placas de acero intercaladas o no, la función que tiene el acero es que aumenta el amortiguamiento y logra una rigidez vertical alta ya que las placas disminuyen el efecto de pandeo.

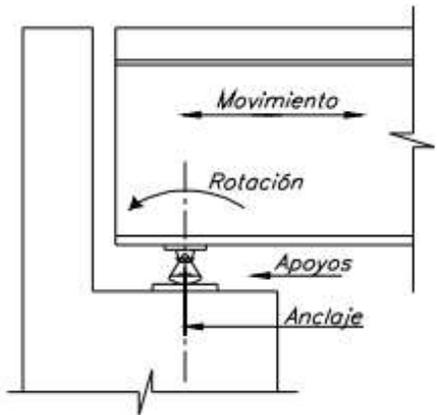
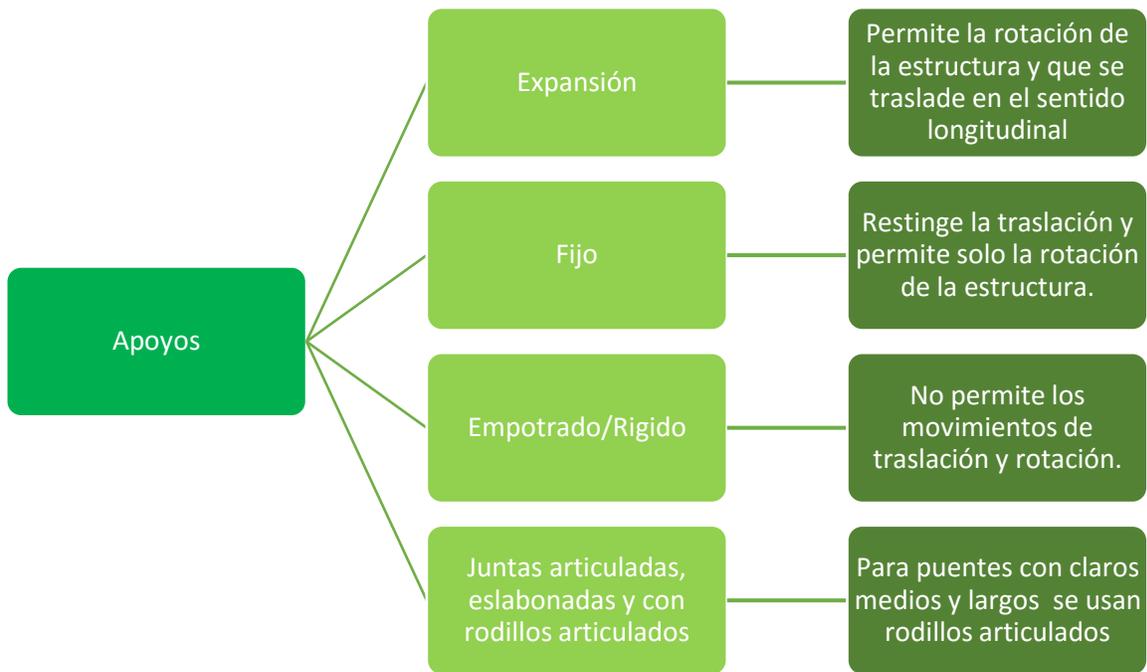


Figura 56. Apoyo de expansión (mopt, 2007)



Figura 57. Apoyo tipo rodillo (R&B Construction, 2016)

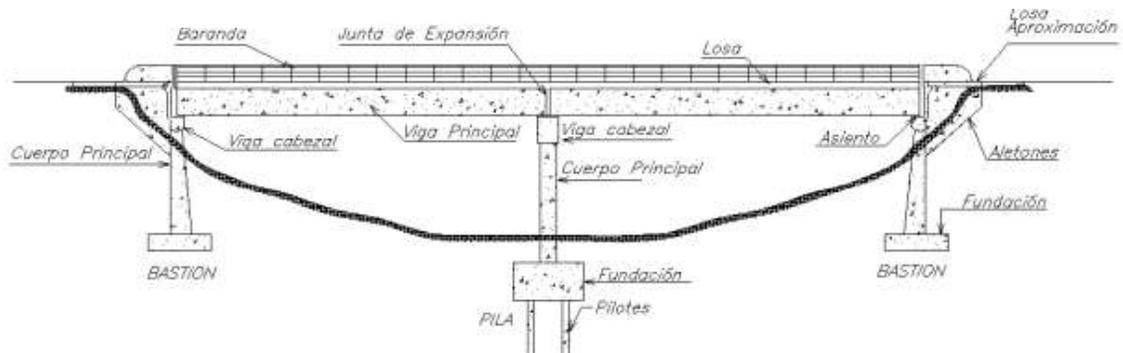


Figura 58. Partes de un puente (mopt, 2007)

Capítulo 5: Modelo estructural de los puentes

5.1 Clasificación de los puentes

Los puentes se clasifican considerando los aspectos que se mencionaran a continuación:

- Por la longitud del claro

Tabla 3. Clasificación de los puentes respecto a la longitud del claro

Clasificación	Claro
Alcantarillas	$L \leq 6$ m
Puente mediano	$6\text{m} < L < 60$ m
Puente grande	$L > 60$ m

- Tipo de estructura
 - Simplemente apoyado
 - Continuos
- Tipo de material de construcción
 - Madera: Rápidos de construir y económicos, pocos resistentes, alta durabilidad, se requiere de un mantenimiento continuo.
 - Piedra: Muy resistentes, compactos, duraderos, alto costo de construcción.
 - Acero: Permite el diseño de puentes de grandes longitudes, construcción rápida, el mantenimiento y la construcción es de costo elevado.
 - Concreto armado: Resistentes, requieren de acero en el interior para soportar esfuerzos de tracción, resisten esfuerzos a compresión.

5.2 Modelos propuestos

Los modelos propuestos son gracias a los levantamientos realizados por el equipo de estructuras de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, serán puentes simplemente apoyados conformados por cinco claros, cada trabe se encuentra sobre apoyos elastómericos y en los que entre si se coloca una junta de expansión.

Se trabajaron con puentes de losa de concreto reforzado que se encuentran apoyados en traveses AASHTO y traveses Nebraska, de acuerdo con la longitud del claro del puente se seleccionara el tipo de travesa a usar, de igual manera se colocaron diafragmas para dar rigidez lateral a la superestructura y la separación de estos elementos dependerá a su vez también de la longitud del claro. Los apoyos serán de neopreno y se propone usar el tipo de subestructura de puente tipo marco conformado por cuatro pilas, en las que las columnas serán circulares.

La longitud del claro mayor será de puentes de longitud media por lo que los modelos serán de 30 m y 50 m, para los claros de 30 m se usarán traveses AASHTO tipo IV y para los de 50 m serán traveses tipo Nebraska 240, y las alturas de las pilas serán de 5 m, 10 m, 15 m y 20 m.

Para el diseño de estos modelos se consideró la acción sísmica que hay en el país y se usaron tres espectros de diseño, para modelar los puentes en una zona de baja sismicidad se usara el espectro de diseño de Tlanepantla, Puebla (Espectro 1), para zona de media sismicidad se empleara el espectro de Apatzingán, Michoacán, (Espectro 2), y para la zona de alta sismicidad se utilizara el espectro de Lázaro Cárdenas, Michoacán. Por lo que la nomenclatura usada es la siguiente:

Tabla 4. Nomenclatura de los modelos

Nomenclatura	Definición	Valor	Ejemplo
M	Pilas tipo marco	30 m y 50 m	M30P05-#
P	Altura de la pila	05 m, 10 m, 15 m y 20 m	
#	Espectro de diseño	1, 2 y 3	

Tabla 5. Nombre de los modelos de puentes de cuatro columnas con claros de 30 metros

Longitud del claro (m)	Altura de los pilares (m)	Espectro de diseño	Nombre del modelo
30	5	Tlanepantla	M30P05-1
		Apatzingán	M30P05-2
		Lázaro Cárdenas	M30P05-3
	10	Tlanepantla	M30P10-1
		Apatzingán	M30P10-2
		Lázaro Cárdenas	M30P10-3
	15	Tlanepantla	M30P15-1
		Apatzingán	M30P15-2
		Lázaro Cárdenas	M30P15-2
	20	Tlanepantla	M30P20-1
		Apatzingán	M30P20-2
		Lázaro Cárdenas	M30P20-3

Tabla 6. Nombre de los modelos de puentes de cuatro columnas con claros de 50 metros

Longitud del claro (m)	Altura de los pilares (m)	Espectro de diseño	Nombre del modelo
50	5	Tlanepantla	M50P05-1
		Apatzingán	M50P05-2
		Lázaro Cárdenas	M50P05-3
	10	Tlanepantla	M50P10-1
		Apatzingán	M50P10-2
		Lázaro Cárdenas	M50P10-3
	15	Tlanepantla	M50P15-1
		Apatzingán	M50P15-2
		Lázaro Cárdenas	M50P15-2
	20	Tlanepantla	M50P20-1
		Apatzingán	M50P20-2
		Lázaro Cárdenas	M50P20-3

5.3 Descripción de los modelos en Sap2000

Los puentes fueron modelados en el software SAP2000 (Computer and Structure, Inc. (CSI, 2017)).

Los puentes se modelaron a base de placas y elementos barra. La losa se modelo usando elementos finitos rectangulares tipo placa (Shell-Thin) en donde el espesor es de 0.20 m.

5.4 Elementos tipo placa Shell-Thin

En la figura se muestran los elementos Placa Shell-Thin de color rojo de sección rectangular. Estas placas tienen cuatro nodos con 6 grados de libertad por nodo, haciéndole tener una matriz de rigidez de 24x24 para cada elemento.

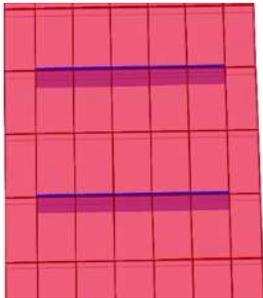


Figura 59. Tablero del puente

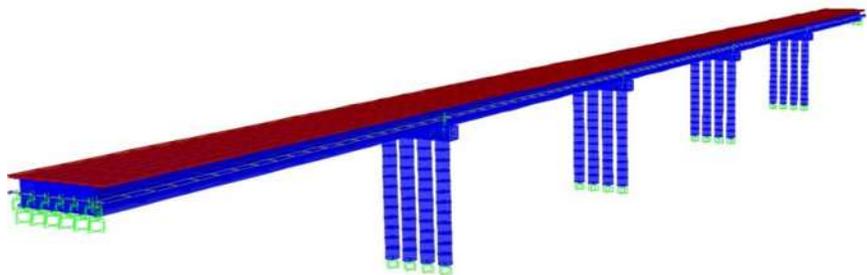


Figura 60. Modelo de puente de 5 claros, con pilas de 4 columnas

La carpeta asfáltica y las garniciones se modelaron considerando carga uniformemente distribuida sobre el área de los elementos placa de la losa. De manera que la carga de la carpeta asfáltica es de 0.22 t/m^2 . Para las garniciones de acuerdo con la normativa de la AASHTO la carga será de 0.088 t/m^2 sobre la superficie del tablero. Por lo que, si sumamos las cargas de la carpeta asfáltica, y las garniciones es de 0.308 t/m^2 , colocados de manera uniforme sobre las placas.

5.5 Elementos tipo barra

Las columnas, las vigas (AASHTO IV y Nebraska 240), el cabezal y las vigas diafragma se modelaron como elementos barra con 6 grados de libertad por nodo (3 de translación y 3 de rotación).

Las vigas longitudinales de los tableros se subdividieron en segmentos de 2.5 m con el propósito de poder colocar elementos placa con nodos de esquina en los extremos de cada segmento de la viga y considerar la masa distribuida.

La viga diafragma de igual manera esta subdividida en elementos barra con longitud de 1.3 m.

5.6 Elementos tipo “Link”

Los apoyos de neopreno se modelaron con elementos tipo Link, estos vinculan dos nodos con ciertas propiedades de rigidez en desplazamiento y rotación.

La tabla 7 muestra los valores de rigidez para el apoyo 1 y la tabla 8 los valores de rigidez para el apoyo 2.

Tabla 7. Rigidez apoyo 1 (Sánchez et. al, 2022).

Apoyo 1	
k_{lat}	286.79 t/m
k_{ver}	52,069.91 t/m
k_a	128.483 t/m

Tabla 8. Rigidez apoyo 2 (Sánchez et. al, 2022).

Apoyo 2	
k_{lat}	203.94 t/m
k_{ver}	37,027.49 t/m
k_a	91.365 t/m

Para puentes con claros de 50 m la rigidez en los apoyos es de:

Tabla 9. Rigidez del apoyo 1 y 2 para claros de 50 m (Sánchez et. al, 2022).

Apoyo 1 y 2	
k_{lat}	109.5 t/m
k_{ver}	33,014.55 t/m
k_a	144.80 t/m

Los ejes de los elementos no se interceptan son excéntricos, por lo que es necesario el uso de barras rígidas auxiliares para la unión del cabezal con los apoyos de neopreno.

Las barras tienen un peso despreciable por lo que se les asigna una rigidez infinita a la compresión, flexión y a cortante. La finalidad de las barras es transmitir los elementos sin alterar el comportamiento de la estructura.

En la imagen a continuación podemos observar cómo se modela la unión de los dos tableros simplemente apoyados, se nota que se colocaron elementos tipo link de manera lineal para poder hacer el modelo de los apoyos de neopreno y un elemento no lineal (gap) que corresponde al modelado de la junta de expansión.

Los estribos se modelaron como elementos “Multi Linear Plastic Link” colocados en serie con un elemento gap no lineal en el que las rigideces se calcularon anteriormente.

Para el gap no lineal en el estribo el valor de la rigidez es 10 veces mayor a la rigidez del estribo (Aviram et. al, 2008).

Tabla 10. Propiedades de los elementos tipo Link (Sánchez et. al, 2022).

Claro (m)	Multi Linear Plastic Link		Gap del estribo	Gap de la junta de expansión		
	$K_{efectiva}$ (t/m)	$\Delta_{efectiva}$ (m)	K (t/m)	Open (m)	K (t/m)	Open (m)
30	135.9	0.0641	6187.8	0.05	10000000	0.05
50	461.87	0.0742	14175.2	0.05	10000000	0.05



Figura 61. Visualización de los elementos Gap, Nebraska 240 y apoyo fijo

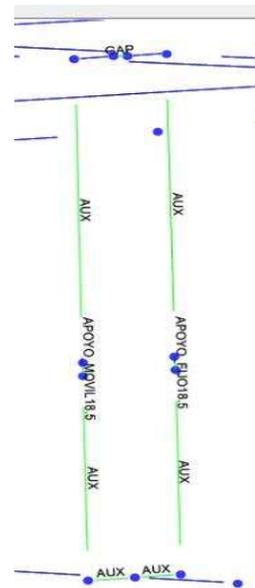


Figura 62. Visualización de cada uno de los elementos Gap, apoyos móviles y barras auxiliares del puente en SAP2000

5.7 Condiciones de frontera

Estos modelos están asentados sobre suelo rocoso, en donde la cimentación consta de una zapata corrida en las que se unen las cuatro pilas por lo que esta empotrado a la cimentación

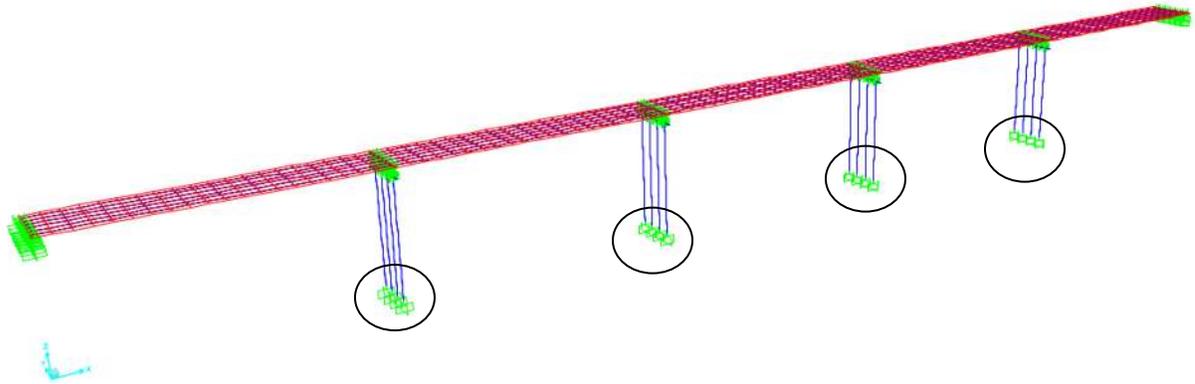


Figura 63. condiciones de frontera del modelo del puente

Capítulo 6: Diseño estructural de los modelos

6.1 Diseño de las estructuras de los modelos

Para realizar el diseño de los puentes se consultaron los Reglamentos de Construcción del Distrito Federal (RCDF, 2017), Normas Técnicas Complementarias y el Manual de diseño de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2015), además del uso del reglamento de la AASHTO en la sección de diseño de puentes usando el método LRFD. (AASHTO, 2012) (LOAD AND RESISTENCE FACTOR DESIGN, 2012).

6.2 Diseño por factores de carga y resistencia (AASHTO-LRFD)

Los puentes se deben diseñar para diferentes estados límites. Para estos estados límites tenemos la siguiente ecuación, en la que la resistencia de diseño se multiplicará por un factor de reducción de resistencia (ϕ) en el que el valor será menor a uno y deberá ser mayor o igual a la sumatoria de cargas de diseño multiplicadas por un factor de carga (γ_i), cuyos valores son mayores que uno, estos factores tienen base estadística.

$$\phi R_n \geq \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

ϕ = Factor de reducción de resistencia, considerando la variabilidad en las propiedades de los materiales, dimensiones del elemento, mano de obra, resistencia.

R_n = Resistencia nominal.

η_i = Factor modificador de carga relacionado a la ductilidad.

γ_i = Factor de carga.

Q_i = Fuerza nominal.

Esta ecuación considera factores de carga y de resistencia, por lo que este método de diseño se conoce como “LRFD” (LOAD AND RESISTENCE FACTOR DESIGN, Diseño por factores de carga y resistencia).

6.3 Combinación de carga en el diseño LRFD

Para cada combinación de carga, se debe tomar en cuenta que la carga se multiplicara por el factor de carga que le corresponda y el factor de presencia múltiple. Las especificaciones AASHTO dicen que la suma de las cargas factorizadas se calcula con le ecuación 3.4.1-1 (AASHTO LRFD, Bridge Design Specifications, AASHTO 2012)).

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i$$

6.4 Estados límite

Las especificaciones de diseño tienen un nivel aceptable de seguridad. Diferentes métodos para proporcionar seguridad a las estructuras y muchas especificaciones actuales para el diseño de puentes es el análisis de confiabilidad basado en probabilidad, este método se encuentra en la AASHTO LRFD, 2012, OHBDC, 1991 (Ontario Highway Bridge Design code) y CHBDC (Canadian Highway Bridge Design Code, 2006). El método considera la seguridad en las especificaciones modernas para el establecimiento de estados límite para definir eventos o escenarios que podrían ocasionar que la estructura deje de cumplir el objetivo para el cual fue construida.

Estas especificaciones están descritas en un formato de estados límite que se basan en la probabilidad precisando un análisis de cada uno de estos estados límite.

Estado límite de resistencia: Garantizar la resistencia y estabilidad local y global y resistir combinaciones de carga. En este estado se puede ocasionar esfuerzos muy grandes y daños a la estructura, sin embargo, la integridad de la estructura global deberá ser la misma.

Estado límite por evento extremo: Garantizar la supervivencia estructural del puente durante alguna inundación, sismo de alta magnitud, o choque vehicular. La probabilidad de que estos eventos pasen simultáneamente es muy baja, por lo que son aplicadas de forma separada. En estas condiciones extremas se esperaría que la estructura experimente deformaciones inelásticas considerables.

Estado límite de servicio: Tiene que ver con las restricciones impuestas por los esfuerzos, deformaciones y anchos de fisura bajo condiciones de servicio normales. Se pretende proporcionar el correcto funcionamiento del puente durante su periodo de diseño.

Estado límite de fatiga y fractura: El estado límite de fatiga es una restricción impuesta para limitar el crecimiento de fisuras bajo cargas repetitivas, para poder impedir la fractura durante el periodo de diseño.

Tabla 11. Estados límite AASHTO LRFD 2012

• Estados límite de las AASHTO LRFD	
RESISTENCIA I	Combinaciones de carga básica referente al uso vehicular normal del puente sin considerar viento.
RESISTENCIA II	Combinaciones de carga referente al uso de puente por vehículos de diseño especiales o vehículos de circulación restringida sin considerar el viento.
RESISTENCIA III	Combinación de carga que representa el puente expuesto con vientos de velocidades superiores a 90km/h sin considerar cargas vivas.
RESISTENCIA IV	Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las cargas vivas.
RESISTENCIA V	Combinaciones de carga que representa el uso normal vehicular del puente con una velocidad de viento de 90 km/h.
EVENTO EXTREMO I	Combinación de carga que incluye el sismo.
EVENTO EXTREMO II	Combinación de cargas que incluye hielo, colisión de embarcaciones y vehículos contra el puente.
SERVICIO I	Combinación de carga que representa la operación normal del puente con un viento de 902 km/h, tomando en cuenta los valores nominales de las cargas.
SERVICIO II	Combinaciones de carga propuestas para controlar la fluencia de las estructuras de acero y el deslizamiento en conexiones críticas a deslizamiento debido al paso de cargas vehiculares.

SERVICIO III	Combinaciones de cargas relacionadas exclusivamente con la tracción en la superestructura de concreto pretensado con el objetivo de controlar fisuras.
SERVICIO IV	Combinación de cargas para verificar la tensión en la subestructura de concreto pretensado cuyo objetivo es controlar las fisuras.
FATIGA	Combinaciones de cargas para evitar fatiga y fractura en los componentes estructurales debido a cargas vehiculares repetitivas y a las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño con la separación entre ejes.

En el país suelen presentarse sismos de magnitud media-alta por lo que para el diseño de puentes la condición de fuerzas por sismo es la que se toma en cuenta. Las AASHTO LRFD cataloga al evento sísmico en el estado de Evento Extremo I por lo que en estas estructuras se aplicara el estado de Resistencia I y Evento Extremo I.

6.5 Factores de carga y resistencia

Los factores de carga consideran la variabilidad de las cargas, la falta en la exactitud en los análisis y la probabilidad de ocurrencia simultanea de diferentes cargas. En la combinación de carga se multiplican por su factor correspondiente y el factor de presencia múltiple. De tal manera que los factores seleccionados produzcan la sollicitación total mayor extrema.

6.5.1 Cargas actuantes

En las normas AASHTO, las cargas actuantes se clasifican en permanentes y transitorias, se muestran las que fueron utilizadas para el modelaje de los puentes.

Tabla 12. Cargas permanentes

Cargas permanentes	
DC	Peso propio del elemento estructural y no estructural.
DW	Peso propio de la superficie de rodamiento e instalaciones de servicio.

6.5.2 Cargas transitorias

Se enlistan las que se usaron en el modelaje de los puentes.

Tabla 13. Cargas transitorias

Cargas transitorias	
EQ	Acción sísmica
IM	Factor de amplificación dinámica
LL	Carga viva del vehículo

Tabla 14. Combinaciones de carga y factores de carga de la LRFD (AASHTO para diseño de puentes por el método LRFD, 2012, AASHTO, 2012)

ESTADOS LÍMITE	Cargas		
	permanentes	Cargas transitorias	
	DC	LL	
	DW	IM	EQ
Resistencia I	Yp	1.75	-
Evento extremo I	Yp	-	1

Usando las normas AASHTO el factor modificador de carga Yp tendrá valores que se muestran en la siguiente tabla para su estado límite de resistencia.

Tabla 15. Factores de carga de la LRFD

Tipo de carga	Factor de carga Yp	
	Mínimo	Máximo
DC: Componentes y accesorios	0.90	1.25
DW: Superficie de rodamiento e instalaciones	0.65	1.50

6.6 Factor de amplificación dinámico IM

Los efectos dinámicos de la carga vehicular se añaden por medio de un factor de ampliación que considera los efectos de la rugosidad e imperfecciones de la superficie del camino, el peso vehicular y el número de ejes, velocidad del vehículo y las características del puente. El factor solo se aplica a la carga estática del camión de diseño o tándem de diseño y se calcula:

$$1 + \frac{IM}{100}$$

Los valores de IM están dados en la siguiente tabla 3.6.2.1-1 (AASHTO LRFD, 2012)

Tabla 16. Factores de amplificación dinámico de la LRFD

Componente		IM (%)
Juntas del tablero- Todos los estados límite		75
Resto de los componentes	Estados límite de fatiga y fractura	15
	Resto de los estados límite	33

La carga viva vehicular será:

$$1 + \frac{IM}{100} = 1 + \frac{33}{100} = 1.33$$

6.6.1 Factor de múltiples vías de carga

Estos factores toman en cuenta la probabilidad de una aplicación simultanea de las cargas vivas vehiculares en distintos carriles.

Las normas AASHTO LRFD se calcularon estadísticamente con algunos vehículos. Por lo que esto explica el factor múltiple de presencia de 1.2 para una vía cargada.

Tabla 17. Factores de múltiples vías de carga de la LRFD

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

6.6.2 Factores de modificación de cargas (η_i)

Este factor modificador de cargas se relaciona con la ductilidad, la redundancia, y la importancia operacional, por lo que para calcularlos se tiene las siguientes dos ecuaciones:

En cargas en las que es apropiado un valor máximo de Y_i :

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

En cargas para las cuales un valor mínimo apropiado de Y_i :

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1$$

En donde:

η_D : Factor relacionado con la ductilidad.

η_R : Factor relacionado con la redundancia.

η_I : Factor relacionado con la importancia operacional.

La AASHTO tiene los siguientes valores modificadores de carga:

6.6.3 Factor con relación a la ductilidad.

El puente tendrá el dimensionamiento y detalles para asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límite de resistencia y en los eventos extremos ante la falla, por lo que si tenemos un comportamiento dúctil tendremos una falla estructural con grandes deformaciones inelásticas.

Tabla 18. Valores de factor de ductilidad

Factor de ductilidad	
$\eta_D \geq 1.05$	Para estructuras que no cumplan con los requisitos de ductilidad.
$\eta_D = 1$	Para estructuras que cumplan con los requisitos de ductilidad.
$\eta_D \geq 0.95$	Para estructuras en las que se consideran medidas adicionales para mejorar la ductilidad.
$\eta_D = 1$	Para todos los demás estados límite.

6.6.4 Factor con relación a la redundancia

Una estructura poco redundante es en la que la pérdida de un componente da como resultado el colapso. Una estructura estáticamente indeterminada es redundante ya que tiene más restricciones de las necesarias para satisfacer el equilibrio, por lo anterior se deben usar estructuras continuas a menos que haya motivos que indiquen lo contrario.

Para el estado límite de resistencia tenemos:

Tabla 19. Valores de factor de redundancia

Factor de redundancia	
$\eta_R \geq .05$	Para elementos no redundantes.
$\eta_R = 1$	Para niveles convencionales de redundancia
$\eta_R \geq 0.95$	Para niveles excepcionales de redundancia.
$\eta_R = 1$	Para todos los demás estados límite.

6.6.5 Factor relacionado con la importancia operacional

Este aplica exclusivamente a estados límite de resistencia y los eventos extremos correspondientes. La importancia operativa de un puente es cuando debe estar abierto al tránsito vehicular posterior a la ocurrencia del sismo de diseño y deberá

permanecen en operación para el tránsito de vehículos de emergencia o para fines de seguridad y defensa inmediatamente después de un sismo importante.

Para estados límite de resistencia tenemos:

Tabla 20. Valores de factor de importancia operacional

Factor de importancia operacional	
$\eta_I \geq 1.05$	Para puentes importantes.
$\eta_I = 1$	Para puentes típicos.
$\eta_I \geq 0.95$	Para puentes de poca importancia.
$\eta_I = 1$	Para todos los demás estados límites.

Considerando que se usara el valor máximo de Y_i , se tienen los siguientes factores modificadores de carga:

- Estado límite de Resistencia I:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = (1)(1)(1.05) = 1.05$$

- Estado límite de Evento Extremo I:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I = (1)(1)(1) = 1$$

6.7 Combinaciones de carga

Para los puentes que se modelaron se aplicó el estado límite de Resistencia I y de Evento Extremo I.

Para el estado límite de Resistencia I:

$$Q = \sum \eta_i Y_i Q_i$$

Tabla 21. Cargas permanentes (Resistencia I) (Sánchez et. al, 2022).

Carga Permanente	
η_i	1.05
Y_i	1.25

Tabla 22. Cargas transitorias (Resistencia I) (Sánchez et. al, 2022).

Carga transitoria	
η_i	1.05
γ_i	1.75
$Q_i = LL \left(1 + \frac{IM}{100} \right) = 1.33LL$	

Por lo que tenemos lo siguiente:

$$Q_{Resistencia I} = 1.05 [1.25(DC + DW)1.75(1.33LL)]$$

Para el estado límite de Evento Extremo I:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q$$

Tabla 23. Cargas permanentes (Evento extremo I) (Sánchez et. al, 2022).

Carga Permanente	
η_i	1.0
γ_i	1.25
$Q_i = DC + DW$	

Tabla 24 Cargas transitorias (Evento extremos I) (Sánchez et. al, 2022).

Carga transitoria	
η_i	1.0
γ_i	0.5
$Q_x = EQ_x + 0.30EQ_y$	
$Q_y = EQ_y + 0.30EQ_x$	

Por lo anterior tenemos las siguientes combinaciones:

$$Q_{EEIx} = 1.25(DC + DW) + 0.50(1.33LL) + EQ_x + 0.30EQ_y$$

$$Q_{EEIy} = 1.25(DC + DW) + 0.50(1.33LL) + EQ_y + 0.30EQ_x$$

EE: Evento extremo.

6.8 Diseño de puentes en SAP2000

Se realizó el modelado de los puentes usando el software SAP2000. En donde se diseñaron las pilas, cabezales y diafragmas.

6.9 Cargas de diseño de los puentes

Cualquier estructura se deberá diseñar para que resistan las cargas que se presenten durante la vida útil. De acuerdo con el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) y de la Secretaria de Comunicaciones y Transporte (SCT) clasifican las cargas en: permanentes, variables y eventuales.

6.9.1 Cargas permanentes

Estas cargas se componen por el peso propio de cada uno de los elementos estructurales y no estructurales, el peso de la capa asfáltica y de las guarniciones. Para la carga de la carpeta asfáltica y de las guarniciones será de $W=0.308 \text{ t/m}^2$, los cuales se colocaron de manera distribuida sobre el tablero.

6.9.2 Cargas variables debido a cargas vivas vehiculares

Las cargas vivas en los puentes son provocadas por el paso de los vehículos (cargas móviles), tomando en cuenta que dependerá del vehículo que transite por el puente. Las acciones de los vehículos consisten en las cargas concentradas cuya separación es conocida.

Entre los años 1930 y 1960 se tenía designado que el peso de la carga viva correspondería a un camión tipo H-15 ($W= 13.6 \text{ t}$) como lo especifica la AASHTO.

Sin embargo, a inicios de los 60's la SCT agrego a su lista de vehículos el vehículo más grande como carga viva de diseño HS-15-44 el cual tiene un peso $W= 24.5 \text{ t}$ (AASHTO, 1996).

De nueva cuenta la SCT en 1980 agrego 3 vehículos más siendo estos: HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4 que especifica la AASHTO con pesos de 32.8 t, 48.5 t y 72.5 t

respectivamente. Estas cargas son las que rigen en México para el diseño de cargas móviles.

Para el primer carril el eje está localizado a 3.3 m del centro de línea del puente y el segundo carril está a 0.3 m medido de la línea central del puente.

De acuerdo con la SCT en puentes de gran importancia con 2 carriles el análisis de cargas deberá considerar al mismo tiempo en un carril un camión HS-20 y en el otro un T3-S3 o un T3-S2-R4, para que al momento de diseñar se obtengan como resultado los efectos mecánicos más desfavorables para el diseño del puente.

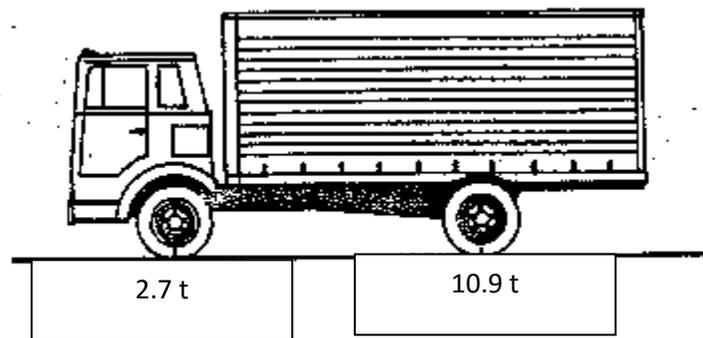


Figura 64. Vehículo H-15

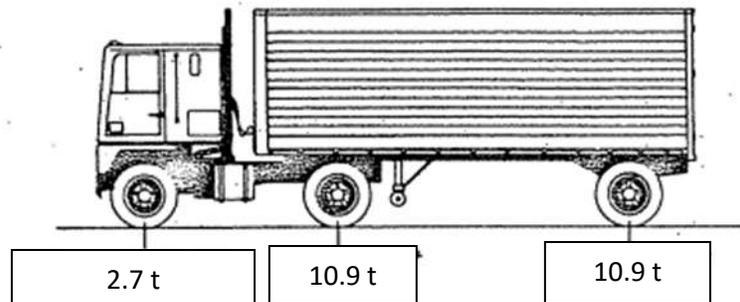


Figura 65. Vehículo H-15-44

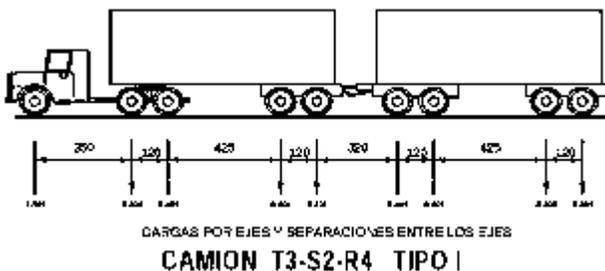


Figura 66. Camión T3-S2-R4

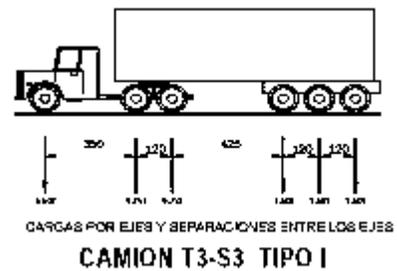


Figura 67. Camión T3-S3

Los modelos de los puentes se diseñaron con dos líneas de circulación, usando los camiones HS-20, T3-S3, T3-S2-R4. Para los carriles de carga se consideraron que fueran 2 cada uno con un ancho de 3 metros y con una longitud entre ejes de los neumáticos de 1.8 m medidos de centro a centro (AASHTO, 2012).

Para el primer carril el eje está localizado a 3.3 m del centro de línea del puente y el segundo carril está a 0.3 m medido de la línea central del puente.

6.10 Espectros de diseño

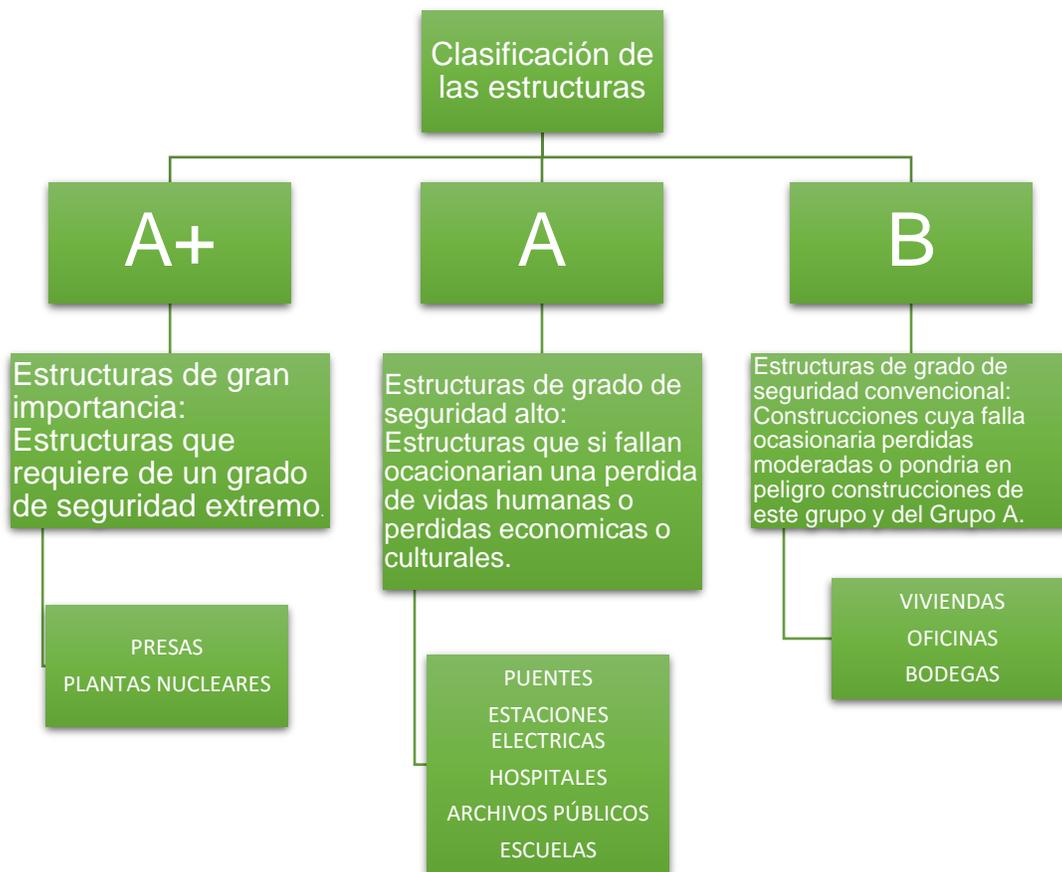
Los puentes fueron modelados para diferentes zonas sísmicas, estos lugares fueron en Tlanepantla (Puebla), Apatzingán (Michoacán) y Lázaro Cárdenas (Michoacán).



Figura 68. Localización de los municipios de estudio para los modelos ubicados en las diferentes zonas sísmicas del país

Los manuales de la Comisión Federal de Electricidad (CFE) y de Diseño de Obras Civiles (MDOC) catalogan a las estructuras de acuerdo con su importancia estructural y colocan a los puentes en el apartado del Grupo A.

La clasificación es la siguiente:



En la siguiente figura se muestran los espectros de diseño, de color verde para la zona sísmica baja, de naranja para la zona sísmica intermedia y de color rojo para la zona sísmica alta.

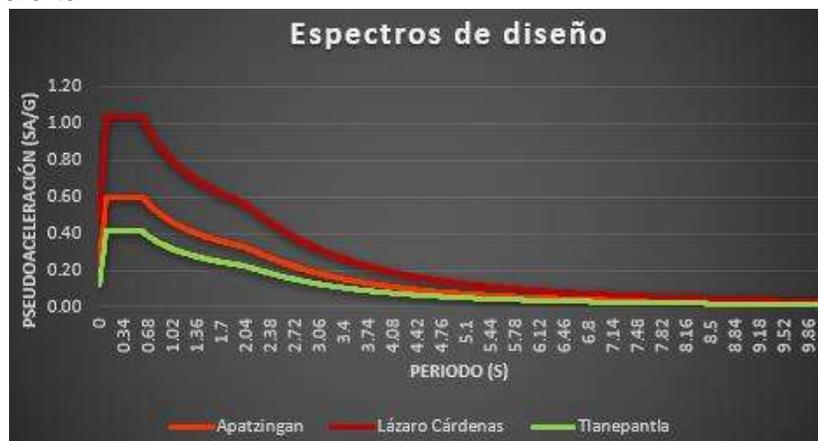


Figura 69. Espectro de diseño para estructuras del grupo A



Figura 70. Espectros de diseño de estructuras del grupo A con los espectros de diseño reducidos por ductilidad

De acuerdo con el Manual de Obras Civiles para los espectros de diseño en roca pertenecientes al grupo A, debemos considerar la importancia de la estructura, el tipo de estructura, y las reducciones por ductilidad y sobre resistencia. Por lo que los espectros de diseño para puentes se vieron afectados por los siguientes factores:

- Factor de importancia estructural: Se deberá multiplicar las ordenadas espectrales correspondientes al estado límite de colapso de las estructuras del grupo B por el factor de 1.5. ($Sa_{Col}^A = 1.5(Sa_{Col}^B)$)
- Factor de sobrerresistencia: Para el estado límite de colapso las ordenadas espectrales se reducen por sobrerresistencia usando un factor de 1.5.
- Factor reductor de ductilidad: El factor reductor por ductilidad Q' , se usa para reducir las fuerzas por sismo al dividir las ordenadas del espectro y se obtiene de la siguiente manera:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T_e}{k T_e}}; & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T_e > T_b \end{cases}$$

Donde:

Q= Factor de comportamiento sísmico.

B= Factor de amortiguamiento.

T_b= Límite superior de la meseta del espectro de diseño.

T_e= Periodo estructural.

K= Parámetro que define la variación del espectro en la rama descendente.

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^2$$

Para calcular el factor de reducción por ductilidad sabemos que el factor de comportamiento sísmico es Q= 2.0 y β =1.0 para un amortiguamiento del 5% y despreciando los efectos de interacción suelo-estructura. En terreno de roca k= 2 y el límite superior de la meseta del espectro de diseño es T_b= 0.6 s, por lo que al sustituir estos valores obtenemos lo siguiente:

$$p = 2 + (1 - 2) \left(\frac{0.6}{T_e} \right)^2$$
$$Q' = \begin{cases} 1 + (1.1785)T_e; & \text{si } T_e \leq 0.6 \\ 1 + \sqrt{1 - \frac{0.18}{(T_e)^2}}; & \text{si } T_e > 0.6 \end{cases}$$

6.11 Resultados de diseño

Los modelos se sometieron a diferentes combinaciones de carga y para el diseño rige la combinación más desfavorable en las pilas. Por lo que este diseño fue usado para las pilas.

Este diseño se realizó mediante el uso del software SAP2000 (Computers and structures, Inc. (CSI, 2017)) tomando en cuenta las consideraciones de diseño del

reglamento de Construcciones Del Distrito Federal (RCDF, 2004), y de las Normas Técnicas Complementarias (NTCC, 2004) de estas últimas se tomarán en cuenta los siguientes aspectos para el diseño:

- $850/\sqrt{f'_{y}}$ veces el diámetro de la barra del refuerzo longitudinal con $f'_{y}(\text{kg}/\text{cm}^2)$.
- 48 diámetros de la barra del estribo.
- La mitad de la menor dimensión de la columna.

A continuación, se muestra un resumen con los resultados obtenidos de los 24 modelos, las tablas muestran los resultados usando los diferentes espectros de diseño y tipologías propuestas y las variaciones en los elementos estructurales para los puentes con pilas de 5 m, 10 m, 15 m y 20 m de altura.

Tabla 26. Dimensiones de las pilas para los modelos M30

Nombre del modelo	Altura de la pila	Espectro de diseño	Diámetro de la columna (m)	Ancho del cabezal (m)	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal	
					Área (cm ²)	No. #Var	P(%)	Área (cm ² /m)	No. #Var
M30P05-1	5	Tlanepantla	0.9	1.3	180.04	23#10	2.83	32.87791214	#5 @ 0.17
M30P05-2	5	Apatzingán	1.05	1.45	245.32	31#10	2.84	45.50739547	#5 @ 0.16
M30P05-3	5	Lázaro Cárdenas	1.25	1.65	366.33	47#10	2.99	68.76426757	#5 @ 0.14
M30P10-1	10	Tlanepantla	0.95	1.35	226.11	29 #10	3.19	20.74743271	#4 @ 0.12
M30P10-2	10	Apatzingán	1.15	1.55	308.49	39#10	2.97	28.7404328	#5 @ 0.14
M30P10-3	10	Lázaro Cárdenas	1.5	1.9	530.15	67#10	3	50.2247592	#5 @ 0.12
M30P15-1	15	Tlanepantla	1.12	1.52	283.74	36 #10	2.88	17.58893875	#4 @ 0.10
M30P15-2	15	Apatzingán	1.25	1.65	370.61	47#10	3.02	23.15140335	#5 @ 0.13
M30P15-3	15	Lázaro Cárdenas	1.65	2.05	647.89	82#10	3.03	41.12387387	#5 @ 0.11
M30P20-1	20	Tlanepantla	1.28	1.68	371.89	47#10	2.89	17.45026853	#5 @ 0.14
M30P20-2	20	Apatzingán	1.45	1.85	477.23	61#10	2.89	22.56300654	#5 @ 0.12
M30P20-3	20	Lázaro Cárdenas	1.8	2.2	743.05	94#10	2.92	35.51968358	#5 @ 0.10

Tabla 25. Dimensiones de las pilas para los modelos M50

Nombre del modelo	Altura de la pila	Espectro de diseño	Diámetro de la columna (m)	Ancho del cabezal (m)	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal	
					Área(cm ²)	No. #Var	P(%)	Área (cm2/m)	No. #Var
M50P05-1	5	Tlanepantla	0.95	1.35	219.03	27 #10	3.09	40.19408593	#5 @ 0.18
M50P05-2	5	Apatzingán	1.1	1.5	289.85	36 #10	3.05	53.83100184	#5 @ 0.16
M50P05-3	5	Lázaro Cárdenas	1.27	1.67	383.83	49 #10	3.03	72.0068386	#5 @ 0.14
M50P10-1	10	Tlanepantla	1.05	1.45	262.37	32 #10	3.03	24.27595216	#5 @ 0.17
M50P10-2	10	Apatzingán	1.25	1.65	379.20	48 #10	3.09	35.53203793	#5 @ 0.14
M50P10-3	10	Lázaro Cárdenas	1.55	1.95	558.53	71#10	2.96	53.00739998	#5 @ 0.11
M50P15-1	15	Tlanepantla	1.2	1.6	330.24	41#10	2.92	20.57303987	#5 @ 0.16
M50P15-2	15	Apatzingán	1.3	1.7	392.89	51#10	2.96	24.60551386	#5 @ 0.14
M50P15-3	15	Lázaro Cárdenas	1.75	2.15	704.75	89 #10	2.93	44.86002167	#5 @ 0.10
M50P20-1	20	Tlanepantla	1.35	1.75	425.12	53 #10	2.97	20.01520036	#5 @ 0.13
M50P20-2	20	Apatzingán	1.75	2.15	685.51	87 #10	2.85	32.726381	#5 @ 0.12
M50P20-3	20	Lázaro Cárdenas	1.85	2.25	803.72	102 #10	2.99	38.46708165	#5 @ 0.10

6.12 Componentes estructurales de los modelos

Se presentarán los componentes estructurales de los modelos ya que estos están en etapas de diseño y serán modelados en SAP2000.

Para ver el diseño del modelo se usará de ejemplo el modelo M50P05-1, en donde se detallará el armado de cada uno de los elementos que lo componen.

6.12.1 Superestructura

La losa de concreto reforzado tendrá un espesor de 0.20 m, adicionalmente se colocará una carpeta asfáltica de 0.10 m de espesor y guarniciones de concreto. El ancho del puente será de 10.60 m con un ancho de calzada de 9.60 m, la losa tendrá un voladizo, lo anterior se muestra en la figura 71.

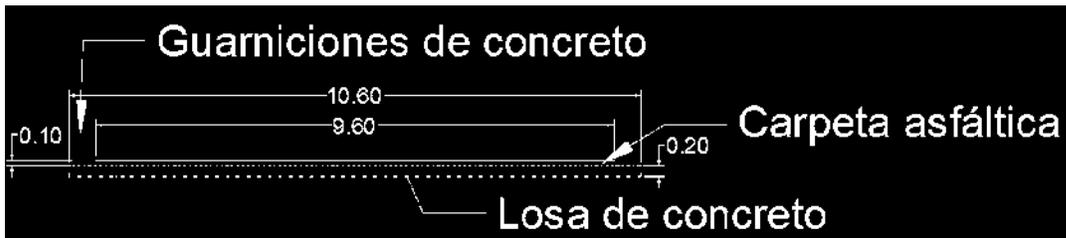


Figura 71. Dimensiones de la losa de concreto y de la carpeta asfáltica

Para la losa de concreto se propone el siguiente diseño en el armado:

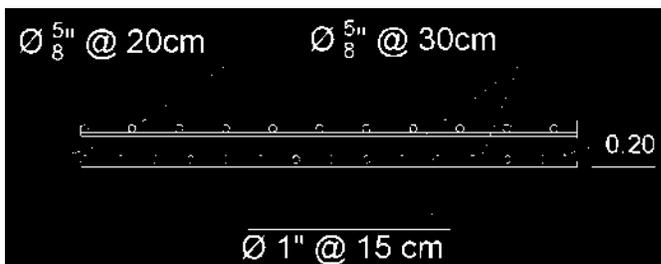


Figura 72. Diseño del armado de la losa de concreto

La losa de concreto estará apoyada sobre 8 traveses AASHTO tipo IV para claros de 30 m y 6 traveses Nebraska tipo 240 para claros de 50 m, estas traveses son prefabricadas por lo que las medidas ya están dadas. La separación entre traveses AASHTO tipo IV es de 1.30 m y de las Nebraska tipo 240 es de 1.60 m.

Tabla 27. Dimensiones de la trabe AASHTO tipo IV

Trabe	D (m)	B1 (m)	B2 (m)	Claro (m)	A (cm ²)
AASHTO IV	1.3716	0.6604	0.508	21-30	0.509

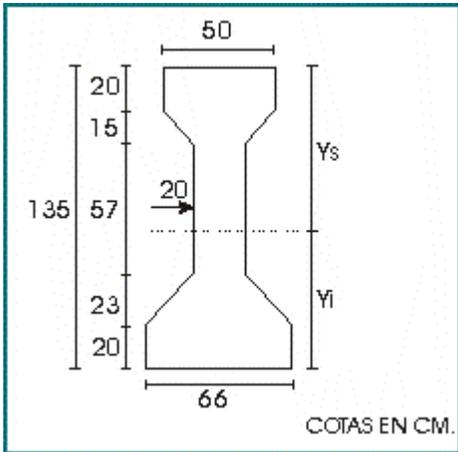


Figura 73. Sección de la trabe AASHTO tipo IV



Figura 74. Trabe AASHTO tipo IV

Tabla 28. Dimensiones de la trabe Nebraska tipo 240

Trabe	D (m)	B1 (m)	B2 (m)	Claro (m)	A (cm ²)
Nebraska 240	2.4	1.005	1.250	42-52	0.7247

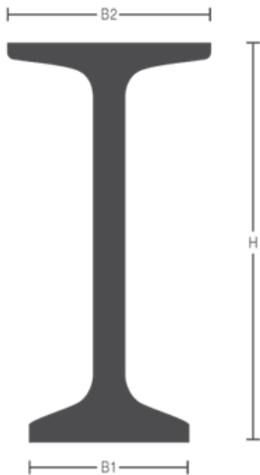


Figura 75. Sección trabe Nebraska tipo 240



Figura 76. Trabe Nebraska tipo 240

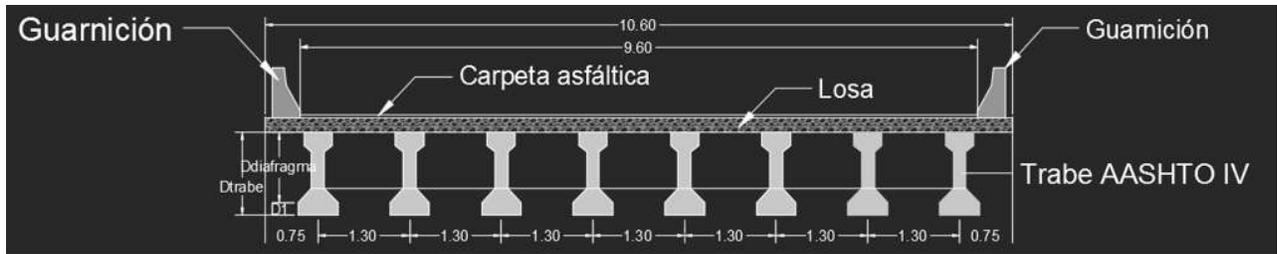


Figura 77. Sección transversal de la superestructura para los modelos de puentes con traveses AASHTO tipo IV

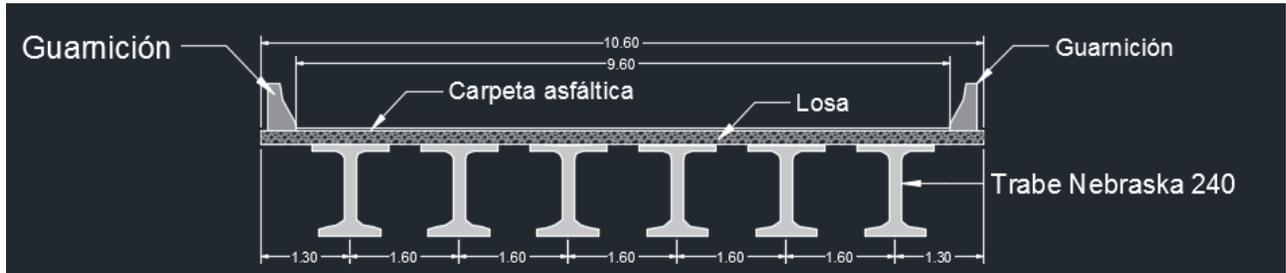


Figura 78. Sección transversal de la superestructura para los modelos de puentes con traveses Nebraska tipo 240

Para que las traveses tengan rigidez lateral y también la superestructura se colocaron vigas diafragma de manera perpendicular a las traveses principales.

6.12.2 Diafragmas

La viga diafragma es de concreto reforzado de sección rectangular sólida, tiene un peralte el cual varía dependiendo de la trabe que se usa, sin embargo, el ancho es de 0.30 m. La separación entre estos elementos está dada por la longitud del claro, por lo que tendremos que la altura será:

$$D_{Diafragma} = D_{trabe} - D_1$$

D1= Peralte del patín inferior de la trabe principal.

- Para las traveses AASHTO tipo IV el peralte del diafragma es:

$$D_{Diafragma} = 1.37 - 0.20 = 1.17 \text{ m}$$

- Para las traveses Nebraska 240 el peralte del diafragma es:

$$D_{Diafragma} = 2.40 - 0.25 = 2.15 \text{ m}$$

Tabla 30. Localización de los diafragmas a lo largo del puente

Longitud del claro (m)	Trabe principal	Sección de la viga diafragma	Separación de la viga diafragma
30	AASHTO tipo IV	1.17x.30	En los extremos y a 1/6 L
50	Nebraska tipo 240	2.17x.30	En los extremos y a 1/10 L

Tabla 29. Dimensiones y armado de los diafragmas

Longitud	Viga principal	Sección		P %	Refuerzo longitudinal		Refuerzo transversal		
		Ancho	Alto		Área (cm ²)	# var	# var	Separación	# var
30	AASHTO	0.3	1.17	0.26	9.126	4.60909091	5 #5 inf, 5 #5 sup	24.090738	#4 @0.20
50	Nebraska 240	0.3	2.15	0.26	16.77	8.46969697	9 #5 inf, 9 #5 sup	33.52319642	#3 @ 0.30



Figura 79. Refuerzo transversal

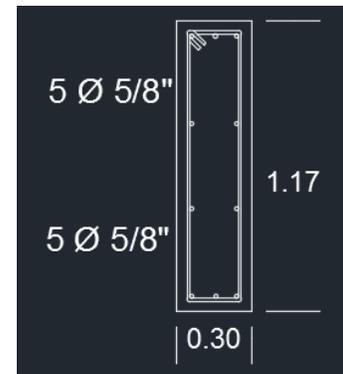


Figura 80. Refuerzo longitudinal



Figura 81. Refuerzo transversal



Figura 82. Refuerzo longitudinal

El recubrimiento será de 4 cm.

6.12.3 Guarniciones

Para las guarniciones estarán construidas con concreto reforzado y tendrán las siguientes dimensiones y el armado será como lo muestran la figura 84:

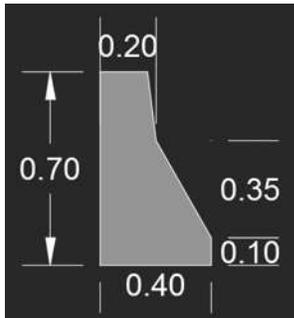


Figura 83. Guarnición propuesta por el IMT

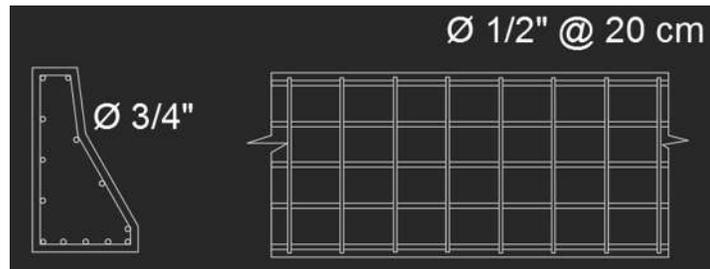


Figura 84. Diseño del armado longitudinal y transversal de la guarnición

El peralte mínimo con el que debe contar las guarniciones es de 0.70 m.

6.12.4 Apoyos

Ya que la superestructura estará simplemente apoyada se colocarán apoyos de neopreno laminado. Se colocan entre el cabezal de la pila y en el extremo de la trabe principal. Las trabes descansan sobre el apoyo tipo 1 del lado izquierdo y en el apoyo tipo 2 del lado derecho de cada claro.

El apoyo tipo 1 es más rígido que el apoyo tipo 2, la finalidad de los apoyos es de transmitir las reacciones que tendrá la superestructura hacia la subestructura de manera que se adapte a las deformaciones elásticas y térmicas.

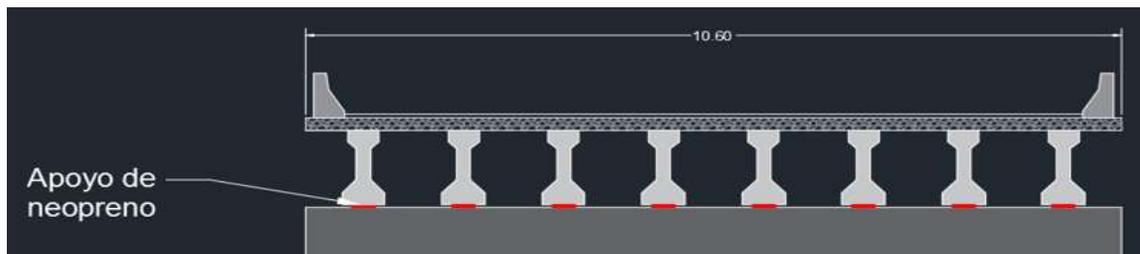


Figura 85. Colocación de los apoyos de neopreno



Figura 86. Distribución de los apoyos

La rigidez en los apoyos es inversamente proporcional al espesor del neopreno (h_n), ya que a menor medida en el espesor del neopreno la rigidez será mayor en el apoyo. El apoyo de neopreno tiene una dureza Shore A-60. Para puentes con claros de 30 m, se recomienda que sean apoyos cuadrados con dimensiones de 30 cm, lo único que cambia es el espesor total, $h_t = 0.041$ m en el apoyo 1 con 3 láminas de acero en medio y $h_t = 0.057$ m para el apoyo 2 con 4 placas de acero intermedias, para ambos casos las capas de neopreno tendrán un espesor de $t_{neopreno}=0.013$ m y para las placas de acero será de $t_{neopreno}=0.013$ m, por lo que la capa de recubrimiento para ambos apoyos será de $t_{recubrimineto}=0.003$ m. (Sánchez et. al, 2019). Las figuras 87 y 88 muestran las dimensiones para los apoyos 2 y 1 respectivamente.

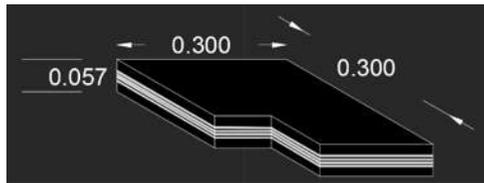


Figura 87. Apoyo 2 de neopreno para puentes con claros de 50 metros (Sánchez et. al, 2019)

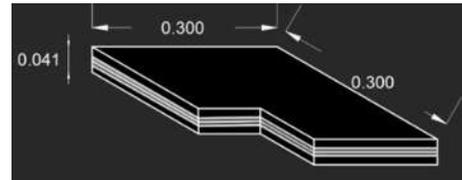


Figura 88. Apoyo 1 de neopreno para puentes con claros de 30 metros (Sánchez et. al, 2019)

La rigidez lateral (k_{lat}) de los apoyos de neopreno es dada por la ecuación 6.2 de (Seismic Design and Retrofit of bridges, Priestley et al, (1996)).

$$k_{lat} = \frac{GA}{h_n}$$

La rigidez vertical (k_{ver}) de los apoyos de neopreno es dada por la ecuación 6.4 de (Seismic Design and Retrofit of bridges, Priestley et. al, (1996)).

$$k_{ver} = \frac{6GS^2AK}{(6GS^2 + K)h_n}$$

La rigidez de rotación (k_a) de los apoyos de neopreno es dada por la ecuación

$$k_a = \frac{1.974GS^2KI}{(6GS^2 + k)h_n}$$

El factor de la forma de la capa de neopreno (S) está dada por la ecuación:

$$S = \frac{bd}{2(b + d)t_{neopreno}}$$

El momento de inercia (I) esta dada por la ecuación:

$$I = \frac{bd^2}{12}$$

Donde:

G= Módulo de rigidez al corte. ($G= 101.97 \text{ t/m}^2$)

A= Área del apoyo de neopreno.

K= Módulo de compresibilidad. ($K= 203,943.243 \text{ t/m}^2$)

b, d= Medidas del apoyo de neopreno.

h_n = Espesor efectivo del apoyo de neopreno.

$t_{neopreno}$ = Espesor de la capa intermedia del neopreno.

Al calcular los valores con las ecuaciones anteriores obtenemos los valores de las rigideces para el apoyo tipo 1 y 2 para puentes con claros de 30 m.

Tabla 31. Valores de las diferentes rigideces para el apoyo 1 (Sánchez et. al, 2022).

Apoyo 1		Unidades
k_{lat}	286.79	t/m
k_{ver}	52,069.91	t/m
k_a	128.483	t/rad
h_n	0.032	m

Tabla 32. Valores de las diferentes rigideces para los apoyos 2 (Sánchez et. al, 2022).

Apoyo 2		Unidades
k_{lat}	203.94	t/m
k_{ver}	37,027.49	t/m
k_a	91.365	t/rad
h_n	0.045	m

Mientras que para los puentes con claros de 50 m se usarán apoyos cuadrados con dimensiones de 0.40 m, un espesor $h_t= 0.185$ m, para apoyos de tipo 1 y 2, tendrán

11 láminas de acero intermedias, con capas de neopreno intermedias de espesor $t_{neopreno} = 0.013$ m y un espesor de capas de acero de $t_{acero} = 0.003$ m, ambos apoyos contarán con un recubrimiento de $t_{recubrimiento} = 0.003$ m. (Sánchez et. al, 2019). La figura 89 muestra las dimensiones del apoyo de neopreno para los puentes con claros de 50 metros.

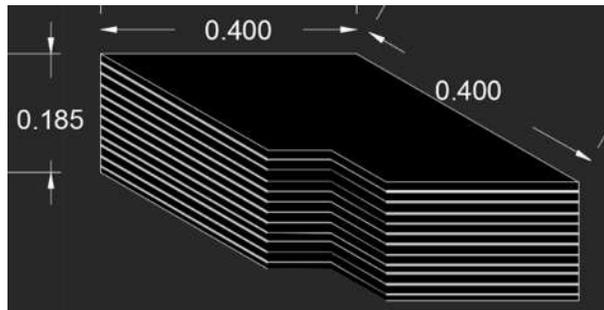


Figura 89. Apoyo de neopreno laminado para puentes con claros de 50 metros (Sánchez et. al, 2019)

Tabla 33. Valores de las rigideces para los apoyos 1 y 2 para claros de 50 m (Sánchez et. al, 2022).

	Apoyo 1 y 2	Unidades
k_{lat}	109.5	t/m
k_{per}	33,014.55	t/m
k_a	144.80	t/rad
h_n	0.149	m

6.12.5 Juntas de expansión

Los puentes que se encuentran simplemente apoyados necesitan de una junta de expansión que son usados para unir elementos que se contraen con el frío y el calor y están en movimiento por el paso vehicular. Las juntas se colocaron al final de cada claro y en los extremos de los tableros del puente.

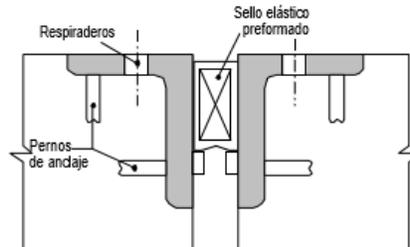


Figura 90. Junta de expansión

6.13 Subestructura

6.13.1 Estribos

Los estribos se diseñaron de acuerdo con la sección 7.8.7 de Caltrans (2015). La siguiente ecuación determina la rigidez del estribo ($K_{estribo}$).

$$K_{estribo} = k_i w_{bw} \frac{h_{bw}}{1.7}$$

La rigidez del estribo inicial (k_i) tiene un valor especificado por Caltrans (2015) de 11.5 kN. (Figura 91 y 92).

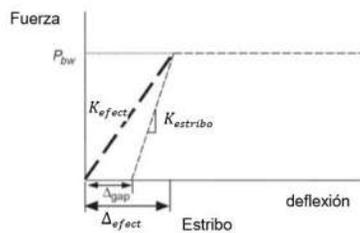


Figura 91. Rigidez efectiva del estribo

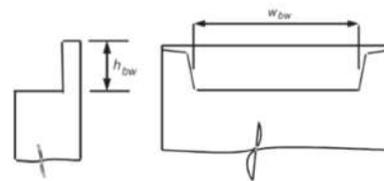


Figura 92. Área efectiva del estribo

La rigidez efectiva ($k_{efectiva}$) se calcula considerando la presión pasiva del estribo, Caltrans (2015).

La presión pasiva (P_{bw}) se calcula con la ecuación 7.44 de la sección 7.8.1 del Caltrans (2015).

$$P_{bw} = w_{bw} h_{bw} (239) \frac{h_{bw}}{1.7}$$

$$k_{efectiva} = \frac{P_{bw}}{\Delta_{gap} + \frac{P_{bw}}{k_{estribo}}}$$

$$\Delta_{efectiva} = \frac{P_{bw}}{k_{efectiva}}$$

donde:

w_{bw} = Ancho del puente.

h_{bw} = Altura del cabezal.

P_{bw} = Presión pasiva (m, kN).

Tabla 34. Valores del ancho del puente y altura del cabezal de estribo para puentes con claros de 30 m (Sánchez et. al, 2022).

Para puentes con claros de 30 m	
w_{bw}	10.6m
h_{bw}	0.677m

Tabla 35. Valores del ancho del puente y la altura del cabezal del estribo para puentes con claros de 50 m (Sánchez et. al, 2022).

Para puentes con claros de 50 m	
w_{bw}	10.6m
h_{bw}	1.163m

Usando las ecuaciones anteriores podemos determinar las propiedades de los estribos.

Tabla 36. Propiedades de los estribos (Sánchez et. al, 2022).

Claro (m)	$k_{estribo}$ (t/m)	P_{bw} (t)	Δ_{gap}	$k_{efectiva}$ (t/m)	$\Delta_{efectiva}$
30	48,545.0	69.65	0.05	1087.091	0.0641
50	8503.85	2065.54	0.05	2771.2	0.0742

6.13.2 Pilas

La sección transversal de la columna que conforman a las pilas es circular para ambas tipologías. El recubrimiento es de 4 cm.

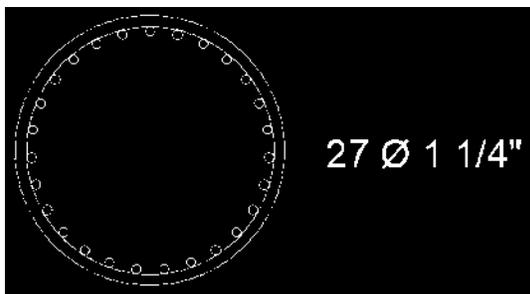


Figura 93. Refuerzo transversal para el modelo de puente M50P05-1

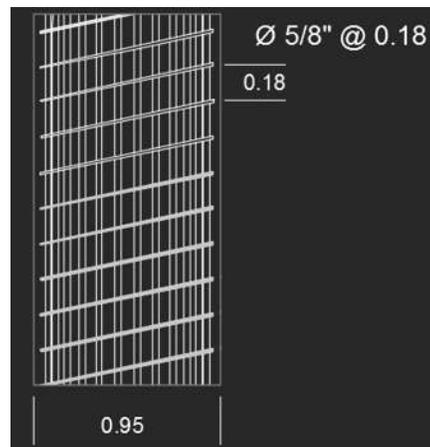


Figura 94. Refuerzo longitudinal para el modelo de puente M50P05-1

El espaciamiento entre las pilas en los que la altura varia de 5 a 10 m es de 2 m de distancia medidas de centro a centro y, de 2.5 para pilas con alturas mayores a los 15 m.

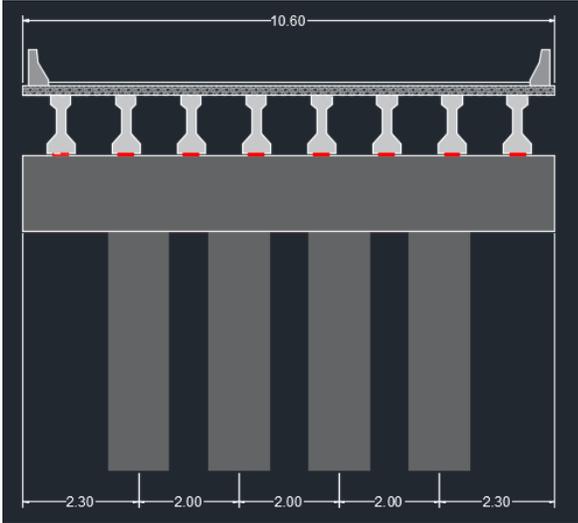


Figura 95. Separación entre pilas con altura menor o igual a 10 metros

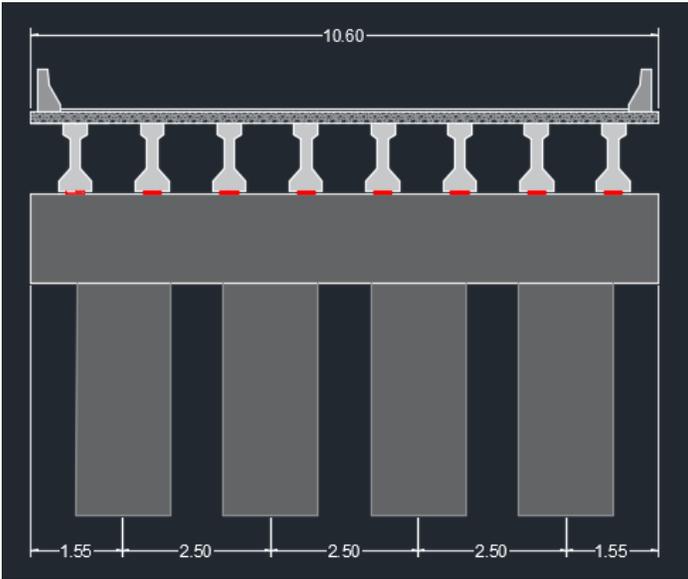


Figura 96. Separación entre pilas con alturas mayor a 15 metros

6.13.3 Cabezal

El recubrimiento es de 4 cm.

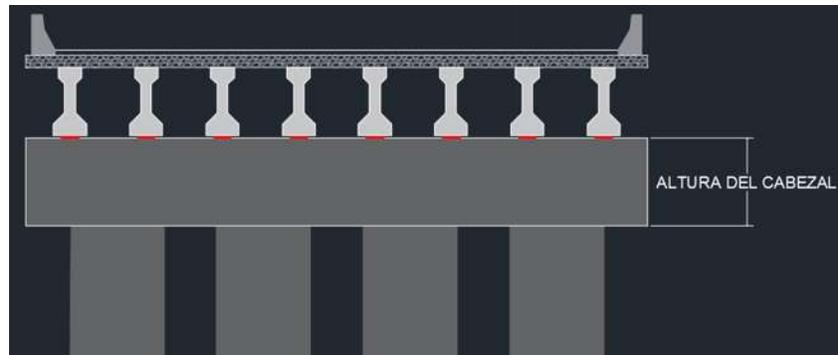


Figura 97. Diagrama del cabezal

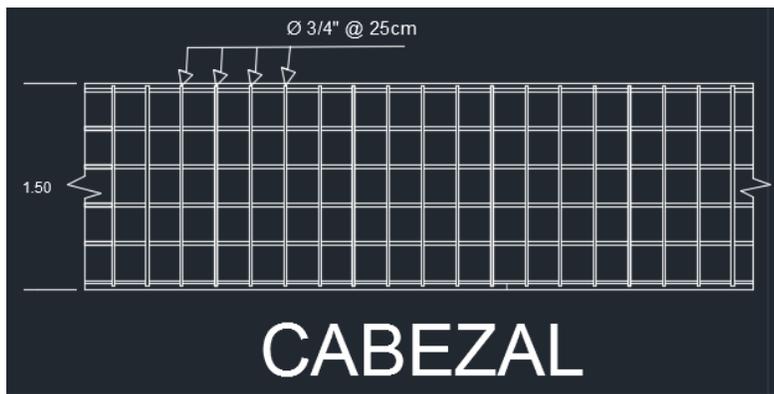


Figura 98. Refuerzo transversal

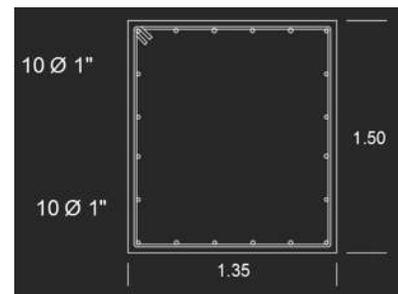


Figura 99. Refuerzo longitudinal

Tabla 37. Dimensiones y armado de los cabezales para los modelos con claros de 30 metros

Nombre del modelo	Altura de la pila	Espectro de diseño	Ancho del cabezal (m)	Altura del cabezal (m)	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal		
					p(%)	Área de acero (cm ²)	No. #Var	No. #Var	Separación (cm)	No. #Var
M30P05-1	5	Tlanepantla	1.3	1.5	0.25	48.75	9.61538462	10 #8 inf, 10 #8 sup	16	#6 @ 0.15
M30P05-2	5	Apatzingán	1.45	1.5	0.25	54.375	10.7248521	11 #8 inf, 11 #8 sup	16	#6 @ 0.15
M30P05-3	5	Lázaro Cárdenas	1.65	1.5	0.25	61.875	12.204142	13 #8 inf, 13 #8 sup	16	#6 @ 0.15
M30P10-1	10	Tlanepantla	1.35	1.5	0.25	50.625	9.9852071	10 #8 inf, 10 #8 sup	20	#6 @ 0.20
M30P10-2	10	Apatzingán	1.55	1.5	0.25	58.125	11.464497	12 #8 inf, 12 #8 sup	21	#6 @ 0.20
M30P10-3	10	Lázaro Cárdenas	1.9	1.5	0.25	71.25	14.0532544	15 #8 inf, 15 #8 sup	21	#6 @ 0.20
M30P15-1	15	Tlanepantla	1.52	1.5	0.25	57	11.2426036	12 #8 inf, 12 #8 sup	28	#6 @ 0.28
M30P15-2	15	Apatzingán	1.65	1.5	0.25	61.875	12.204142	13 #8 inf, 13 #8 sup	23	#6 @ 0.20
M30P15-3	15	Lázaro Cárdenas	2.05	1.5	0.25	76.875	15.1627219	16 #8 inf, 16 #8 sup	19	#6 @ 0.19
M30P20-1	20	Tlanepantla	1.68	1.5	0.25	63	12.4260355	13 #8 inf, 13 #8 sup	27	#6 @ 0.25
M30P20-2	20	Apatzingán	1.85	1.5	0.25	69.375	13.683432	14 #8 inf, 14 #8 sup	22	#6 @ 0.20
M30P20-3	20	Lázaro Cárdenas	2.2	1.5	0.25	82.5	16.2721893	17 #8 inf, 17 #8 sup	13	#6 @ 0.10

Tabla 38. Dimensiones y diseño de armado de cabezales para modelos con claros de 50 metros

Nombre del modelo	Altura de la pila	Espectro de diseño	Ancho del cabezal (m)	Altura del cabezal (m)	Refuerzo longitudinal			Refuerzo transversal		
					p(%)	Área de acero (cm ²)	No. #Var	No. #Var	Separación (cm)	No. #Var
M50P05-1	5	Tlanepantla	1.35	1.5	0.25	50.625	9.9852071	10 # 8 inf, 10 #8 sup	27	#6 @ 0.25
M50P05-2	5	Apatzingán	1.5	1.5	0.25	56.25	11.0946746	11 # 8 inf, 11 #8 sup	26	#6 @ 0.25
M50P05-3	5	Lázaro Cárdenas	1.67	1.5	0.25	62.625	12.352071	13 # 8 inf, 13 #8 sup	24	#6 @ 0.24
M50P10-1	10	Tlanepantla	1.45	1.5	0.25	54.375	10.7248521	11 # 8 inf, 11 #8 sup	26	#6 @ 0.25
M50P10-2	10	Apatzingán	1.65	1.5	0.25	61.875	12.204142	13 # 8 inf, 13 #8 sup	24	#6 @ 0.24
M50P10-3	10	Lázaro Cárdenas	1.95	1.5	0.25	73.125	14.4230769	15 # 8 inf, 15 #8 sup	22	#6 @ 0.20
M50P15-1	15	Tlanepantla	1.6	1.5	0.25	60	11.8343195	12 # 8 inf, 12 #8 sup	27	#6 @ 0.25
M50P15-2	15	Apatzingán	1.7	1.5	0.25	63.75	12.5739645	13 # 8 inf, 13 #8 sup	24	#6 @ 0.24
M50P15-3	15	Lázaro Cárdenas	2.15	1.5	0.25	80.625	15.9023669	16 # 8 inf, 16 #8 sup	22	#6 @ 0.20
M50P20-1	20	Tlanepantla	1.75	1.5	0.25	65.625	12.943787	13 # 8 inf, 13 #8 sup	27	#6 @ 0.25
M50P20-2	20	Apatzingán	2.15	1.5	0.25	80.625	15.9023669	16 # 8 inf, 16 #8 sup	24	#6 @ 0.24
M50P20-3	20	Lázaro Cárdenas	2.25	1.5	0.25	84.375	16.6420118	17 # 8 inf, 17 #8 sup	18	#6 @ 0.18

Los cabezales tendrán un peralte de 1.5 m. La AASHTO especifica en sus normas que la longitud mínima de asiento del cabezal con las pilas se determina con la ecuación:

$$N_{nmin} = (8 + 0.02 L_m + 0.08H)(1 + 0.000125S^2)$$

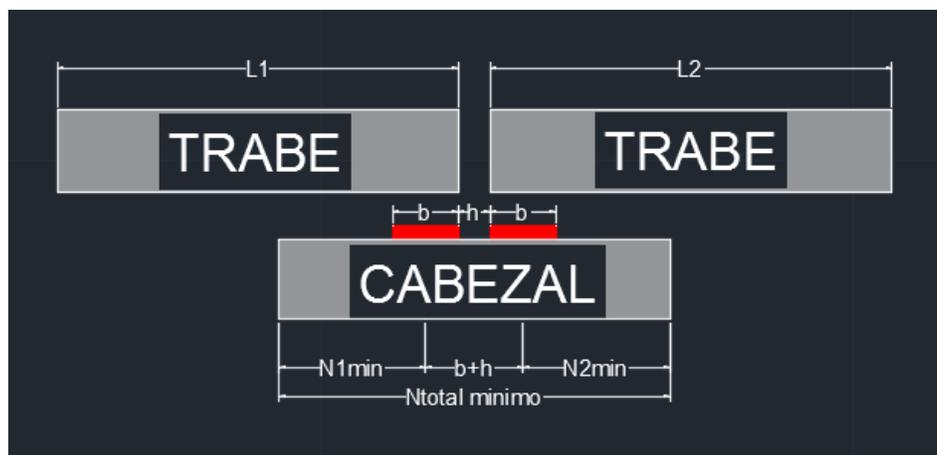


Figura 100. Longitud mínima de soporte N_{nmin} (AASHTO, 2012)

De acuerdo con la ecuación anterior el ancho mínimo del cabezal $N_{total\ min}$ será:

$$N_{total\ min} = N1_{min} + N2_{min} + b + h$$

donde:

N_{nmin} = Longitud mínima del asiento del cabezal, medida normalmente a la línea central del apoyo(in).

L_m = Distancia del tablero del puente a la junta de expansión adyacente o al final del tablero del puente. Para puentes de un solo claro este valor será la longitud del tablero del puente.

H = Es la altura de la pila y es igual a 0 para puentes simplemente apoyados (ft).

S = Esviaje del puente en grados (°).

B = Dimensión en planta del apoyo de neopreno.

H = Ancho de la junta de expansión.

Usando la ecuación anterior obtenemos los siguientes resultados para el ancho del cabeza para puentes con claros de 30m:

$$N1_{min} = N2_{min} = 25.32 \text{ cm}$$

$$N_{total \ min} = 25.32 + 25.32 + 30 + 4 = 84.64 \text{ cm}$$

Por lo que para los puentes con claros de 50 m:

$$N1_{min} = N2_{min} = 28.65 \text{ cm}$$

$$N_{total \ min} = 28.65 + 28.65 + 40 + 5 = 102.3 \text{ cm}$$

Para el acero longitudinal en la conexión entre el cabezal y la pila es recomendable que el ancho del cabezal sea mayor que el diámetro de la columna (D). En México se suele hacer el cabezal con un ancho 40 cm mayor. Este ancho deberá verificarse que sea mayor al especificado por las AASHTO. Por lo que el peralte del cabezal será de 1.5 m mientras que el ancho se calculará como D+40.

6.13.4 Topes sísmicos

Por reglamento los topes sísmicos se colocarán a una distancia máxima de 5 cm de separación con las vigas longitudinales de los extremos. El recubrimiento es de 5 cm.

Se propone el siguiente diseño en el armado:

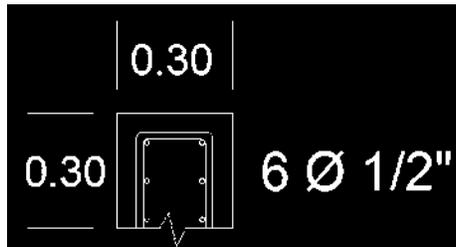


Figura 101. Refuerzo longitudinal

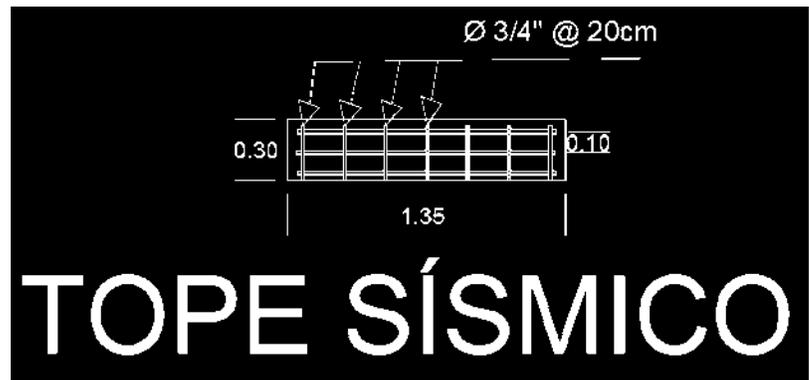


Figura 102. Refuerzo transversal

TOPE SÍSMICO

6.14 Características de los materiales

El material más común en la construcción de puentes es de concreto reforzado con resistencia de $f_y = 250 \text{ kg/cm}^2$ (losa, tablero, guarniciones, diafragmas, cabezales, columnas), para las trabes AASHTO será de $f_y = 350 \text{ kg/cm}^2$, mientras que para las Nebraska 240 será $f_y = 450 \text{ kg/cm}^2$.

El módulo de elasticidad del concreto es de $E_c = 14,000\sqrt{f'_c}$

El módulo de elasticidad del acero es de $E = 20,389,019 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

El módulo de fluencia para el acero será de $f_y = 42000.0 \text{ t/m}^2$

Propiedades de los materiales de concreto y acero de refuerzo.

Tabla 39. Propiedades de los materiales (Sánchez et. al, 2022).

Material	f'_c (kg/cm ²)	f_y (kg/cm ²)	F_u (kg/cm ²)	F_{ye} (kg/cm ²)	F_{ue} (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)	ν	α mm/mm/°C	G (kg/cm ²)	Y (T/m ³)
Concreto	250					221359.436	0.2	9.90E-06	92233.098	2.403
	350					261916.017	0.2	9.90E-06	10913.174	2.403
	450					296984.848	0.2	9.90E-06	12374.369	2.403
Acero		4200.00	6327.63	4640.26	6960.39	208901.90	0.3	1.17E-05	78419.304	2.403

Capítulo 7: Resultados

Las gráficas que se muestran a continuación proporcionan la siguiente información, de color rojo se muestra la zona de alta sismicidad, de color naranja la zona de media sismicidad y de color verde la zona de baja sismicidad, en el eje vertical se muestran los diámetros de las pilas y en el eje z la altura de las pilas para cada caso.



Figura 103. Comparación de los diámetros de las pilas M30



Figura 104. Comparación del diámetro de las pilas M50

En las imágenes anteriores podemos observar la diferencia significativa de los diferentes diámetros de las pilas para los modelos M30 y M50, se nota el aumento conforme va cambiando la zona sísmica.

Los resultados obtenidos para la cuantía de varillas en las pilas se pueden apreciar en las figuras 105 y 106, se puede observar la notable diferencia en el incremento de las varillas tomando en cuenta las dimensiones de la pila y conforma cambia la zona sísmica.

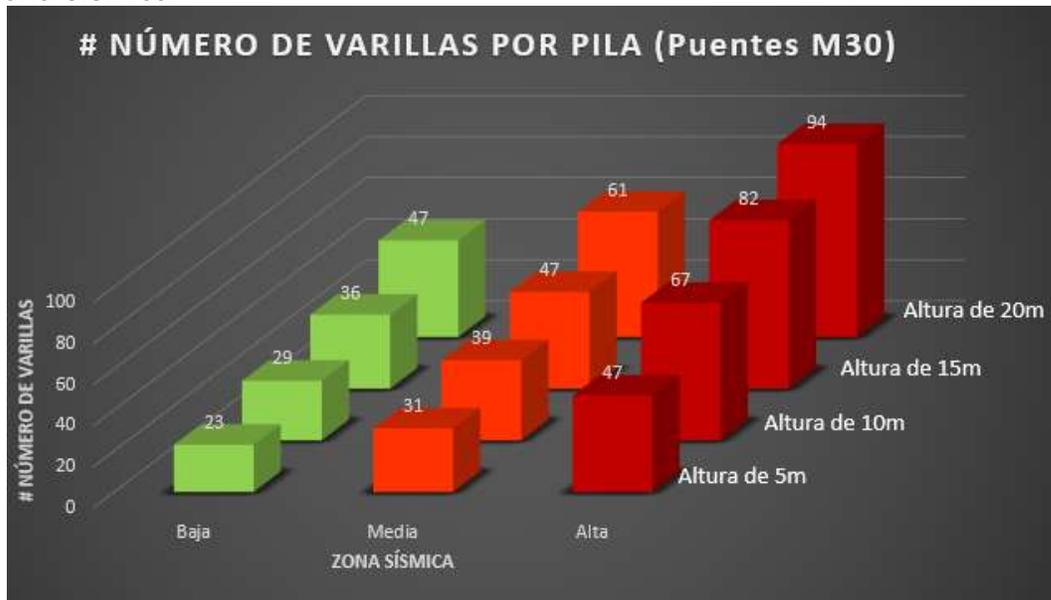


Figura 105. Comparación de la cantidad de varillas por pila para los modelos de puentes M30



Figura 106. Comparación del número de varillas por pila para los modelos de puentes M50

Las figuras 107 y 108 muestran en porcentaje la cantidad de varillas requeridas en donde podemos observar la notable diferencia entra cada una dependiendo de la zona sísmica, así como de la altura de la pila.



Figura 107. Comparación de cantidad de varillas por pila en porcentaje (M30)



Figura 108. Comparación de cantidad de varillas por pila en porcentaje (M50)



Figura 109. Comparación de los anchos de los cabezales para los modelos M50



Figura 110. Comparación de los anchos de los cabezales para los modelos M30

Cabe mencionar que la altura de los cabezales para los modelos M30 y M50 es de 1.5 metros. La relación entre pila cabezal se ve directamente en las dimensiones de cada uno de los elementos si el diámetro de la pila aumenta también lo hará el ancho del cabezal recordando la condición que se mencionado de $D+40$ en el apartado de diseño del cabezal.

Para poder realizar estos diseños de los modelos de los puentes se consultaron los manuales de diseño de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2013), el Reglamento de construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004) junto con

las Normas técnicas Complementarias (NTCC, 2017), así como información obtenida del manual de la AASHTO (AASHTO, 2012) con el apartado del método de LRFD “Load and Resistance Factor Design”, (LRFD, 2012).

Capítulo 8: Conclusiones

Actualmente en México no existe un manual o reglamento que sea específico para el diseño de puentes de concreto que englobe lo necesario para poder llevar a cabo estas obras, la información que se necesita está dispersa o las normas que hay están desactualizadas de acuerdo con los estándares y calidad de los materiales, por lo que se tiene que recurrir a información de otros países acerca de nuevas técnicas para el diseño como lo son las AASHTO y el método LRFD, por lo que es necesario que exista un documento 100% mexicano en el que se explique con detalle cuales son los pasos a seguir para poder llevar a cabo el diseño de un puente, considerando la información que viene en el Manual de Diseño de obras civiles de la CFE, el Reglamento de construcciones del Distrito Federal, así como de las normas técnicas complementarias.

Es de suma importancia considerar la información expuesta en el Manual de Diseño de obras civiles de la CFE ya que estas hacen hincapié en la información respecto al diseño por sismo, esto se debe recalcar ya que como bien sabemos México tiene zonas altamente sísmicas, sin embargo los últimos años han ocurrido sismos de magnitudes considerables por lo que la información de estos manuales deberían de revisarse y actualizar su información para el diseño de estructuras de tamaño considerables para con esto poder contribuir con un mejor diseño.

De acuerdo con los resultados obtenidos se puede concluir que dependiendo de las zonas sísmicas a las que se sometieron los modelos, las dimensiones de la pila, la cantidad de varilla para el armado y el ancho de cabezal irán incrementando de baja a alta sismicidad, por lo que es muy importante considerar las acciones sísmicas del lugar para poder hacer el diseño adecuado para el puente.

Se debe de diseñar correctamente para poder garantizar que el comportamiento del puente sea el adecuado ante las acciones a las que se vea sometido durante su vida útil. Para el diseño actualmente existen diferentes softwares que nos ayudaran en este proceso, en este caso se usó el SAP2000, sin embargo, existen otros como Etabs, Cypecad, Midas, por mencionar algunos.

Bibliografía

- AASHTO. (2012). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Customary U.S. Units. 6th ed.: Washington D.C.: American Association of State Highway and Transportation Officials
- Ahmed, A., Franco, M. & Fountain, H. (2017, 25 septiembre). *El terremoto revela falta de rigor en la aplicación de normas de construcción en Ciudad de México*. El terremoto revela falta de rigor en la aplicación de normas de construcción en Ciudad de México. Recuperado 14 de septiembre de 2022, de <https://www.nytimes.com/es/2017/09/25/espanol/americ-latina/ciudad-de-mexico-sismo-terremoto-codigos-construccion.html>
- Caltrans. (2015). Bridge Design Practice. Seismic Design of Concrete Bridges, Chapter 21. In. California Department of Transportation, Sacramento, California.
- Cárdenas, O. (2016, 11 marzo). *Partes de un puente*. Recuperado 12 de agosto de 2022, de <https://es.slideshare.net/EMANECERS/partes-de-un-puente-59442007>
- CFE. (2015). Comisión Federal de Electricidad. Manual de Diseño de Obras Civiles (MDOC). Diseño por Sismo. México: Instituto de Investigaciones Eléctricas. México: Instituto de Investigaciones Eléctricas.
- Chao, E. (2015). Puentes de concreto en el desarrollo del México del siglo XX. Punto de Fuga, 56.
- Ec, R. (2017, 24 septiembre). *México: Cae puente tras el último sismo en Oaxaca y colapsan viviendas [FOTOS]*. El Comercio Perú. Recuperado 13 de septiembre de 2022, de <https://elcomercio.pe/mundo/desastres/mexico-cae-puente-sismo-oaxaca-fotos-noticia-460470-noticia/?ref=ecr>
- Escobar & Martínez. (2022, 21 junio). *¿Qué es un puente vehicular?* Productos Técnicos Especializados. Recuperado 17 de septiembre de 2022, de <https://www.eymproductostecnicos.com/puentes-vehiculares>
- *Evolución de la tectónica en México*. (s. f.). Recuperado 16 de octubre de 2022, de <http://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Evolucion-tectonica-Mexico.html>
- Garcia, G. (2009). III. 4 Zonificación Sísmica. En Microzonificación sísmica de la ciudad de Lázaro Cárdenas Michoacán utilizando el método de Nakamura (p.5). Morelia, Michoacán: Instituto de Investigaciones Metalúrgicas.
- Garcia, G. (2009). III. 4 Zonificación Sísmica. En Microzonificación sísmica de la ciudad de Lázaro Cárdenas Michoacán utilizando el método de Nakamura(pp.14-17). Morelia, Michoacán: Instituto de Investigaciones Metalúrgicas.
- González, J. A. R. (2022, 13 septiembre). *Historia de Los Puentes En Mexico*. Recuperado 113 de septiembre de 2022, de

<http://construyendometas.blogspot.com/2009/05/historia-de-los-puentes-en-mexico.html>

- Guardia Nacional de Carreteras (2022, 11 febrero). Twitter. Recuperado 13 de septiembre del 2022
- H. Nilson, A. (2001, junio). Diseño de estructuras de concreto (12.^a ed.) [PDF]. Mc Graw-Hill.
- II-UNAM. (2016). Instituto de Ingeniería de la UNAM y Universidad Nacional Autónoma de México. Base de Datos de Registros Acelerográficos de la Red Sísmica Mexicana.
- Manterola, J. (1984). EVOLUCIÓN DE LOS PUENTES EN LA HISTORIA RECIENTE. Informes de la Construcción, 36, pp.6-10.
- Molina, J. A. P. (2018, 1 agosto). *Cinturón de Fuego del Pacífico – SeismicKnowledge*. Recuperado 14 de septiembre de 2022, de <https://sites.ipleiria.pt/seismicknowledge/cinturon-de-fuego-del-pacifico/>
- NTCC. (2004). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. México, D.F.: Gaceta Oficial del Distrito Federal.
- Prim, N. (s. f.-b). *Evolución de los materiales en la construcción de puentes*. Recuperado 16 de octubre de 2022, de <https://blog.laminasyaceros.com/blog/evoluci%C3%B3n-de-los-materiales-en-la-construcci%C3%B3n-de-puentes>
- Pulido, N. (2016, 4 noviembre). *7 puentes en México que son extraordinarias obras de la Ingeniería*. Blog de Viajes & Turismo en México. Recuperado 16 de octubre de 2022, de <https://www.mexicodestinos.com/blog/7-puentes-en-mexico-que-son-extraordinarias-obras-de-la-ingenieria/>
- S.A. (2017). Sismología de México. agosto 08, 2022, de Servicio Geológico Mexicano Sitio web: <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Sismologia-de-Mexico.html#:~:text=La%20Rep%C3%ABlica%20Mexicana%20est%C3%A1%20situada,mayor%20actividad%20s%C3%ADsmica%20del%20planeta>
- S.A. (2019). Regiones sísmicas en México. julio 16, 2022, de nVent Hoffman Sitio web: <https://hoffman-latam.com/blog/regiones-sismicas-en-mexico/>
- S.A. (2020). ¿Qué es un terremoto, cuántos tipos existen y cuáles han azotado a México y la CDMX? julio 15, 2022, de Marca Claro Sitio web: <https://www.marca.com/claro-mx/trending/2020/06/24/5ef28faaca474159118b4596.html>
- S.A. *Pese a colapso de trabe, el puente “Sombrerete” en Querétaro seguirá en construcción, pero sancionarán a la empresa*. (2022, 25 agosto). infobae. Recuperado 13 de septiembre de 2022, de <https://www.infobae.com/america/mexico/2022/08/25/pese-a-colapso-de-trabe-el-puente-sombrerete-en-queretaro-seguira-en-construccion-pero-sancionaran-a-la-empresa/>

- Sánchez, A., Arede, A., Jara, J. & Delgado, P. (2019). *LA SOBRESRESISTENCIA EN PUENTES MEXICANOS DE CONCRETO REFORZADO* [Tesis]. FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD DE OPORTO.
- Sánchez, A., Arede, A., Jara, J. & Delgado, P. (2022). Earthquake source effects and impact of the applied methodology to assess to overstrength factors of RC bridges. *ELSEVIER*. Recuperado 6 de agosto de 2022, de <https://elsevier.com/locate/solydin>
- Seminario, E. (2004). Sistema de apoyos y juntas. En GUÍA PARA EL DISEÑO DE PUENTES CON VIGAS Y LOSA (114). Piura: Universidad de Piura.
- *Sismología de México*. (s. f.). Recuperado 14 de septiembre de 2022, de <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Sismologia-de-Mexico.html>
- Solís, A. (2017, 27 octubre). *Tec de Monterrey admite que puentes colapsados estaban mal contruidos*. Forbes México. Recuperado 13 de septiembre de 2022, de <https://www.forbes.com.mx/tec-de-monterrey-admite-que-puentes-colapsados-estaban-mal-construidos/>