



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA
Y ARQUITECTURA

U. Zacatenco.

DISEÑO DEL PUENTE

“53 + 167.00”

TESIS

Que para obtener el título de
Ingeniero Civil

PRESENTA:

**Akamapichtli Ilhuicamina Ramos
González**

ASESOR:

Ing. VICTOR MANUEL PRESILLA JUAREZ



MÉXICO, D.F.

Junio 2008

AGRADECIMIENTOS

A dios

Por darme la vida y permitirme vivir hasta estos momentos, dándome la oportunidad de ser un aliado más en el ámbito laboral.

A mis padres

Maria Estela González Arriaga y Mario Enrique Ramos García, A quien la ilusión de su existencia ha sido el haberme convertido en persona de provecho, Gracias por ayudarme a salir adelante en la adversidad, por hacer de mi lo que soy: gente de provecho, de grandes ideales y noble corazón.

A mi Hermana

Rosa Maria, Mil Palabras no bastarían para agradecerte todo tu apoyo y comprensión en los momentos más difíciles. Gracias por haber fomentado en mí el deseo de superación y el anhelo de triunfo en la vida, por compartir mis penas y mis alegrías, mis pequeñas victorias y dolorosos fracasos.

A mi Abuela Lupe

Que a lo largo de mi vida me guiaron siempre por el buen camino, me brindaron su apoyo y sus consejos y en los momentos más difíciles me alentaron a seguir adelante. Si retorno a todo lo aprendido y los éxitos obtenidos solamente me atrevo a decir: ¡Gracias por todo!.

A mi Abuela Maria y Nacha

Por haberme dado la mentalidad siempre triunfadora, la confianza y el apoyo sustentable que siempre me brindaron, Porque gracias a su apoyo y consejo he llegado a realizar la más grande de mis metas. Gracias.

A mi asesor

Al Ing. Víctor Manuel Presilla Juárez por la confianza y paciencia que me brindo en todo momento durante la elaboración de este trabajo.
Akamapichtli Ilhuicamina Ramos González.

A mi familia

Como una muestra de mi cariño y agradecimiento, por todo el amor y el apoyo brindado y porque hoy veo llegar a su fin una de las metas de mi vida, les agradezco la orientación que siempre me han otorgado. Gracias.

A mis amigos

Por darme la oportunidad de conocerlos y convivir con ustedes una etapa muy importante de mi vida, a todos ellos que estas palabras no bastarían para decir lo que realmente siento.

A mis profesores

Dedico la presente como agradecimiento al apoyo brindado durante estos años de estudio y como un reconocimiento de gratitud al haber finalizado esta carrera. En especial a l Ing. Miguel Ángel Casillas, que sin su apoyo y comprensión nunca hubiera podido llegar asta donde estoy ahora y al Ing. Sergio Grasida que sin su apoyo no hubiera podido continuar con mis estudios.

A mis compañeros del ODAPAS

Porque son de esa clase de personas que todo lo comprenden y dan lo mejor de se mismos sin esperar nada a cambio... porque saben escuchar y brindar ayuda cuando es necesario, porque se han ganado el cariño, admiración y respeto de todo el que los conoce. Sinceramente.

A Inés

Como un testimonio de cariño y eterno agradecimiento por el apoyo moral y estímulos brindados con infinita paciencia y confianza y por infundir en mi esa chispa de responsabilidad, por haber acudido siempre en mi auxilio, ocupas un “rinconcito” en mi corazón.

A Lourdes Ivonne López Díaz

Que con su dedicación y esfuerzo fue un ejemplo a seguir y con eso se cierra una ciclo completo de mi vida, la cual no me la puedo imaginar sin ella ahí.

OBJETIVO

Desde el inicio de la construcción de los puentes actuales se ha manifestado la importancia de la competitividad de ingenieros capaces de desarrollar obras y servicios de infraestructura que coadyuven a la transformación social en un mundo globalizado, manteniendo un profundo compromiso con la sociedad a la cual se satisface en sus necesidades y el aprovechamiento racional de los materiales y mano de obra disponibles.

Afortunadamente a través de los años la ingeniería en este ramo ha tenido grandes avances que han permitido realizar obras rápidas, económicas y de gran calidad ya que son factores importantes para poder realizar una inversión de este tipo.

A continuación esta tesis tiene como objetivo proporcionar a profesionistas y estudiantes de elementos fundamentales para el análisis y diseño de los puentes típicos construidos con elementos presforzados y prefabricados con uno de los métodos mas aplicados en el diseño de puentes a si como el desarrollo de los estudios hidráulico – hidrológico, topográfico y mecánica de suelos, deseando con ello contribuir a difundir que en esta materia se ha llevado a cabo teórica como prácticamente en el país, por lo que pienso que será de alto valor informativo y servirá como estímulo a todos aquellos estudiantes y profesionales conectados en una u otra forma con la elaboración de proyectos de puentes y construcción de esta clase de estructuras, y aún de otras, que no siendo precisamente la que en esta obra se describe, presentan sin embargo algunos aspectos constructivos semejantes a los expuestos en este trabajo.

CONTENIDO

Página.

Capitulo I

1.1 Introducción.	1
1.2 ¿Qué es un Puente?	3
1.3 Historia y Evolución.	4
1.4 Clasificación de los Puentes.	7
1.3.1 Según su función y utilización.	7
1.3.2 Según sus materiales de construcción	7
1.3.3 En función de la longitud del claro L	8
1.3.4 Dependiendo del tipo de estructura	8
1.5 Partes que Integran un Puente.	9
1.4.1 Superestructura.	9
1.4.2 Subestructura.	10
1.4.3 Infraestructura.	10

Capitulo II.- Generalidades

2.1 Aspectos Generales de la Entidad.	11
2.1.1 Fisiografía y Geología Regional.	11
2.1.2 Hidrografía.	12
2.1.3 Demografía.	13
2.1.4 Economía	14
2.2 Localización de la Zona de Proyecto.	16
2.3 Estudios de Campo.	17
2.3.1 Estudio Topográfico.	17
2.3.2 Estudio Hidrológico.	24
2.3.3. Estudio Hidráulico.	30
2.3.4 Informe General.	36
2.3.4 Estudio de Mecánica de Suelos.	39

Capitulo III.- Proyecto Ejecutivo.

3.1 Descripción del Puente.	55
3.2 Consideraciones Generales para Proyecto.	57
3.3 Geometría.	58
3.4 Superestructura.	
3.4.1 Diseño de losa.	60
3.4.2 Diseño de Viga.	72
3.4.3 Análisis y Diseño de Diafragmas.	104
3.4.4 Diseño de Apoyos.	108
3.5 Subestructura e Infraestructura.	
3.5.1 Diseño del Muro del Caballete 1 y 4.	113
3.5.2 Diseño de Cabezal y Pilotes.	117
3.5.3 Diseño de Tope Sismorresistente.	147
3.5.6 Diseño de Pilas 2 y 3.	152
3.5.7 Diseño de Zapata lado corto.	165
3.5.8 Diseño de Cabezal.	168
3.5.9 Diseño de Zapata lado largo.	171
3.5.10 Diseño de Pilote.	172

Capitulo IV.- Conclusiones y recomendaciones.

4.1 Conclusiones.	174
4.2 Recomendaciones.	174
Bibliografía.	178
Anexos.	
Anexo 1 (propiedades de sección de Vigas)	182
Anexo 2 (Área momento de Inercia)	183
Anexo 3 (Valore N_c , N_q , N_γ)	184
Anexo 4 (Diagrama Diagrama Sountherland Recse)	185
Anexo 5 (Lista de Planos)	186

Capítulo I

1.1 Introducción.

Es un hecho que los métodos constructivos del futuro van a estar basados en la prefabricación. Estos nacen con las producciones en serie y viéndose favorecidos con la aparición del preesfuerzo, de tal modo que al producir piezas o elementos prefabricados presforzados (pretensados o postensados) su aplicación ha sido creciente. Hay campos de la construcción en donde estos métodos prácticamente son los únicos que se utilizan, por ejemplo, en viaductos, puentes vehiculares, puentes peatonales; también se aplica en tanques de almacenamiento, techumbres en naves industriales, en losas de entrepiso y azotea, en viviendas de interés social, interés medio, edificios de oficinas y centrales de abasto, entre otros.

En esta tesis trato del diseño de un puente vehicular el cual para poder llegar al diseño ideal debemos en primera instancia conocer lo que es un puente así como los tipos y las partes que lo conforman.

No debemos de olvidar a quien, en donde y para que se va a diseñar el puente, por que de estos cuestionamientos saldrán en primera estancia las dimensiones tanto del espesor de la losa como el ancho de calzada que se determinara según el numero de carriles del camino que integre al puente.

En el tema de los estudios de campo, los que se presentan son: el topográfico, hidrológico, hidráulico. Estos son de suma importancia ya que de ellos se propone la ubicación y longitud del puente. Los estudios Hidrológico – Hidráulico se deben de realizar tomando en cuenta las condiciones mas desfavorables de gastos máximos.

En la actualidad y debido al tipo de estructura, el estudio de mecánica de suelos se ha vuelto algo fundamental, sin el cual no se aprueba el proyecto, en este trabajo se muestra los resultados derivados de dicho estudio, los cuales dice cual es la limite de capacidad que puede soportar el suelo, y por lo tanto el peso total del puente con todo y carga vehicular, no debe de sobrepasar ese limite.

Una vez ya teniendo todos los datos anteriores se procede al diseño de la superestructura y subestructura, teniendo como base los manuales de diseño y normas publicados por estancias acreditadas como es el caso de los Manuales de Diseño de la CFE, las Normas Técnicas para Proyectos de Puentes de la SCT, etc.

A la parte que corresponde al diseño por viento, se hace un análisis por el método estático de la presión de diseño que esta en contacto con la superestructura y subestructura.

Por lo que la presente tesis, que ahora tiene querido lector en sus manos, considero que resultara valiosa especialmente si apenas esta incursionando en el maravilloso tema de los puentes, ya que los estudios, el análisis, el diseño, así como la metodología de dicho proyecto, he tratado de plasmarlos en esta obra del modo mas adecuado y creativo.

Por lo que solo falta mencionar que mi principal deseo es que sirva de estimulo a los futuros ingenieros y profesionistas para que innoven. Ya que ellos son los que en un futuro se enfrentaran al reto de mejorar el diseño de los puentes.

1.2 ¿Qué es un Puente?

Un puente es una estructura destinada a salvar obstáculos naturales, como ríos, valles, acantilados, barrancas, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales, como tuberías, vías férreas o carreteras, con el fin de unir un camino para el desarrollo económico-social de la región y/o país.



Fig. 1.1 Puente *Golden Gate*, situado en California, Estados Unidos, que une la península de San Francisco por el norte con el sur de Marin. Fuente: es.wikipedia.org

Una definición que me gusta mucho y es mi profesor:

“parte integral de un camino, no Hay puente sin camino”

1.3 Historia y evolución.

Los puentes tienen su origen desde los inicios del hombre cuando este era nómada. Posiblemente el primer puente de la historia fue un árbol que usó un hombre prehistórico para conectar las dos orillas de un río. También utilizaron losas de piedra para arroyos pequeños cuando no había árboles cerca.

Los siguientes puentes fueron arcos hechos con troncos o tablonos y eventualmente con piedras, usando un soporte simple y colocando vigas transversales. La mayoría de estos primeros puentes eran muy pobremente construidos y raramente soportaban cargas pesadas. Fue esta insuficiencia la que llevó al desarrollo de mejores puentes.

El arco fue usado por primera vez por el Imperio Romano para puentes y acueductos, algunos de los cuales todavía se mantienen en pie. Los puentes basados en arcos podían soportar condiciones que los anteriores puentes no.



Fig. 1.2 Árbol que sirve para conectar dos orillas,
Fuente: es.wikipedia.org



Fig. 1.3 Puente en arco a base de piedra
Fuente: es.wikipedia.org

Los romanos también usaban cemento, llamado pozzolana, consistía de agua, lima, arena y roca volcánica. Los puentes de ladrillo y mortero fueron construidos después de la era romana, ya que la tecnología del cemento se perdió y más tarde fue redescubierta.

El hombre medieval veía en los ríos una defensa natural contra las invasiones, por lo que no consideraba necesario la construcción de los medios para salvarlos. El puente era un punto débil en el sistema defensivo feudal. Por lo tanto muchos de los que estaban construidos fueron desmantelados, y los pocos que quedaron estaban protegidos con fortificaciones.

Los puentes de cuerdas, un tipo sencillo de puentes suspendidos, fueron usados por la civilización Inca en los Andes de Sudamérica, justo antes de la colonización europea en el siglo XVI.

Después de esto, la construcción de puentes no sufrió cambios sustanciales durante casi 2000 años. La piedra y la madera se utilizaban prácticamente de la misma manera.

Con la Revolución industrial en el siglo XIX, la construcción de puentes para enlazar sitios de consumo y producción tuvo gran auge, los sistemas de celosía de hierro forjado fueron desarrollados para puentes más grandes, pero el hierro no tenía la fuerza elástica para soportar grandes cargas. Con la llegada del acero, que tiene un alto límite elástico, fueron construidos puentes mucho más largos.

En México, Al desarrollarse la tecnología del concreto reforzado, empezaron a construirse estructuras complejas con este material. Al principio, únicamente losas planas de 10 m de claro máximo y, posteriormente, losas sobre varias nervaduras hasta de 15 m de claro. Para claros mayores se seguía recurriendo al acero estructural.

Sin embargo, pronto se observó que el concreto era un material mucho más económico que el acero, porque se fabricaba al pie de la obra con elementos locales. La Secretaría de Comunicaciones fue pionera en México en la instalación de laboratorios para el control de calidad de los materiales de la construcción y para la implantación de las normas correspondientes. El desarrollo de esta tecnología permitió obtener concretos de mayor resistencia y de mayor confiabilidad.

Lo anterior, favoreció la construcción de grandes puentes de concreto reforzado, como el arco del puente Belisario Domínguez, que vino a sustituir el puente colgante sobre el río Grijalva, en Chiapas, en el año de 1954.

Por otra parte, la aplicación del concreto reforzado en los puentes comunes de claros pequeños y modernos, se hizo, prácticamente, general. Al observarse la gran influencia que los moldes tenían en el precio unitario del concreto surgió la superestructura de solo dos nervios, innovación nacional respecto a la práctica de la época.

Aunque la idea del concreto presforzado es muy antigua, no pudo materializarse en las obras de ingeniería civil mientras no se desarrollaron los concretos y aceros de alta resistencia que, por una parte, permitían la aplicación de grandes fuerzas externas y, por la otra, reducían las pérdidas que esas fuerzas experimentaban, como consecuencia de las deformaciones diferidas.

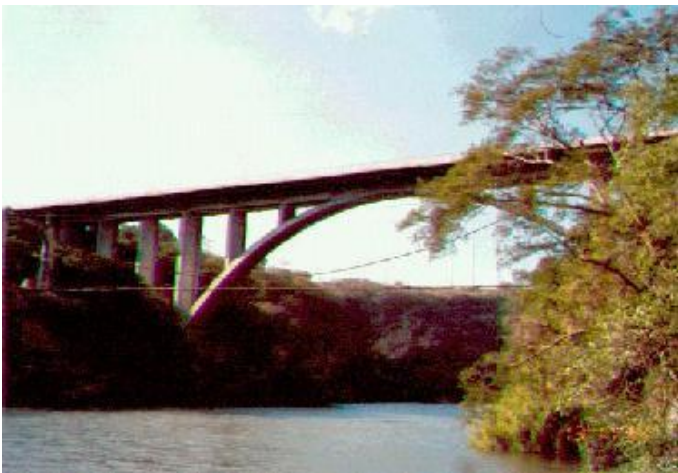


Fig. 1. 4 Puente Belisario Domínguez, Chiapas
Fuente: www.chiapas.gob.mx



Fig. 1.5 Puente de Chinipas del ferrocarril Chihuahua-Pacífico
Fuente: www.chiapas.gob.mx

La aplicación del concreto presforzado a los puentes se da, por primera vez, en Europa, al termino de la segunda guerra mundial y se ve impulsada en ese continente, por la necesidad de reconstruir numerosos puentes destruidos por la guerra.

En México, la aplicación de esa nueva tecnología fue relativamente temprana, El puente Zaragoza, sobre el río Santa Catarina, en la ciudad de Monterrey fue el primer puente de concreto presforzado del continente americano, construido en 1953 bajo la dirección exclusiva de ingenieros mexicanos, que idearon un sistema original para el sistema de anclaje de los cables de preesfuerzo y comprobaron la validez de sus cálculos con la realización de una prueba de carga sobre una viga de escala natural.

Pocos años después, en 1957, se construyo el puente sobre el río Tuxpan, en el acceso al puerto del mismo nombre, en el estado de Veracruz que constituye otra primicia de la ingeniería mexicana en el continente americano, ya que fue la primera obra de este lado del océano en que se aplico el sistema de dovelas en doble voladizo.

El incremento de la industria del preesfuerzo y la prefabricación permitió el empleo cada vez mas frecuente de vigas presforzadas y prefabricadas en los puentes. Con estos elementos se evitaban las obras falsas y se reducían los tiempos de construcción. Al principio, este tipo de estructuras se veía limitado en su aplicación por falta de personal calificado y por dificultades para el transporte de los elementos hasta el sitio de las obras, pero esas limitaciones fueron superadas al irse desarrollando el país.

Uno de los puentes más importantes en los que por primera vez se aplica en forma intensiva el uso de vigas prefabricadas presforzadas es el que cruza el río Coatzacoalcos y que permite el paso de la carretera costera del golfo y del ferrocarril. Durante varios años, fue el mas largo de México.

En lo que se refiere a los puentes de acero estructural, se tiene un avance importante cuando se empieza a aplicar la soldadura en la ejecución de juntas, como lo ocurrido a mediados de la década de los 50's que permitió la construcción de estructuras más ligeras, en el puente de Chinipas del ferrocarril Chihuahua-Pacífico.

Otro avance en estructuras de acero se tuvo al introducir en ellas un preesfuerzo exterior, que permite la optimización de la sección transversal, reduciendo el peso propio de la superestructura. El puente de Tuxtepec esta constituido por tramos libremente apoyados formados por losas de concreto reforzado sobre traveses de acero soldados, reesforzadas.

Los puentes actuales se identifican por el fundamento arquitectónico utilizado, como cantiliver o de tirantes, colgantes, de arco de acero, de arco de concreto, de arco de piedra, de vigas preforzadas, cuando es necesario respetar el paso de barcos por debajo del puente y no es posible construirlo ala altura precisa se construyen puentes móviles.

1.4 Clasificación de los Puentes

A los puentes los podemos clasificar según su función y utilización, materiales de construcción y tipo de estructura.

1.4.1 Según su función y utilización:

- Puentes peatonales.
- Puentes carreteros.
- Puentes ferroviarios.
- Puentes Ecológicos.
- Puentes decorativos o ceremoniales
- Un puente acuífero.



Fig. 1.6 Puente Peonatal
Fuente: www.gpeuropa.net

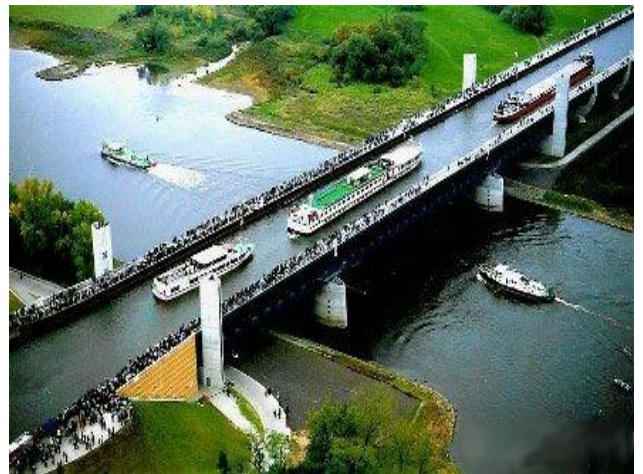


Fig. 1.7 Puente acuífero de Magdeburg, Alemania.
Fuente: es.wikipedia.org

1.4.2 Según sus materiales de construcción:

- Madera.
- Mampostería.
- Acero Estructural.
- Concreto Armado
- Concreto Presforzado



Fig. 1. 8 Puente de Acero Estructural
Fuente: www.tenosique.com



Fig. 1. 9 Puente de Concreto Armado
Fuente: www.senniki.biz/es/wiki

1.4.3. En función de la longitud del claro L:

- Alcantarillas $L \leq 6m.$
- Puentes de claro medio $6m < L \leq 60m.$
- Puentes de grandes claros $L > 60m.$

1.4.4 Dependiendo del tipo de estructura:

- Simplemente Apoyado.
- Tramos continuos.
- Tipo Gerber.
- Arcos.
- Móviles
- Atirantados.
- Colgantes.
- Doble Voladizos



Fig. 1.10 Puente Móvil
Fuente: www.gpeuropa.net



Fig. 1.11 Puente Atirantado
Fuente: www.gpeuropa.net

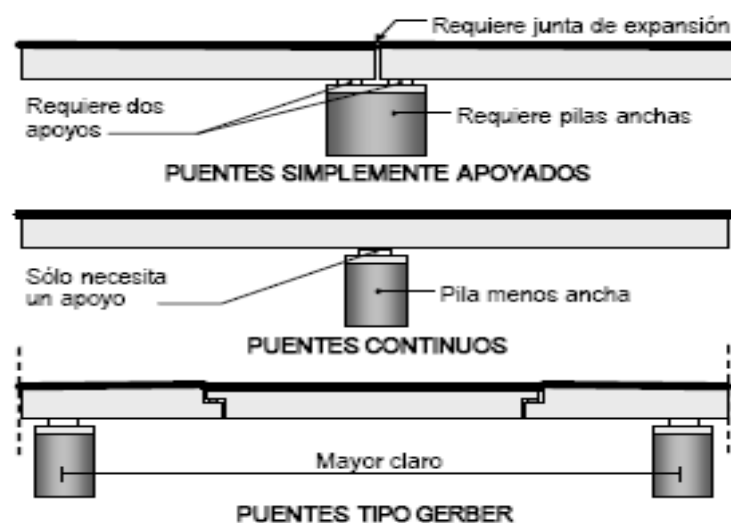


Fig. 1.12 Diferentes tipos de puentes de acuerdo a su comportamiento estático. Fuente: Facultad de Ingeniería de la UNAM Diseño de Puentes con Elementos Prefabricados y Presforzados Pág.60

1.5 Partes que Integran un Puente

Las partes que integran un puente son:

1.5.1 Superestructura: En ella se localizan las traveses, el sistema de piso (losa), parapeto, señalamientos, apoyos y diafragmas.

Superficie de rodamiento, sobre la cual circulan los vehículos. Puede ser de asfalto o de concreto.

Losa, cuya función principal es distribuir las cargas transversal y longitudinalmente en toda la longitud del puente.

Vigas. Las vigas son los miembros principales del puente y se diseñan para resistir el trabajo a flexión.

Los diafragmas proporcionan rigidez lateral a las traveses y a la superestructura en general. Estos consisten en traveses transversales a los elementos presforzados, generalmente de concreto reforzado, que se ubican en los extremos del puente y en puntos intermedios del mismo. Los diafragmas extremos unen a las vigas entre sí y con la losa, y le dan una gran rigidez al puente. Los diafragmas intermedios tienen como función primordial restringir el pandeo lateral de las vigas principales garantizando el trabajo en conjunto y un adecuado funcionamiento a flexión.

Las funciones de los apoyos, además de transferir las fuerzas de la superestructura a la subestructura, son las de disipar y aislar los desplazamientos de traslación y rotación debidos a expansión térmica, contracción por flujo plástico, deflexión en miembros estructurales, cargas dinámicas y vibraciones, entre otros.

Los más utilizados son los laminados conformados por varias placas de neopreno y acero estructural (como refuerzo interno) que se intercalan y vulcanizan entre sí. La inclusión del refuerzo incrementa el amortiguamiento y permite lograr una rigidez vertical alta, ya que las placas de acero disminuyen el efecto de pandeo en las caras laterales, con lo cual es posible apoyar cargas estáticas de magnitud considerable con una deflexión mínima.

Juntas: Las juntas se localizan en medio de dos tableros de puente, sus funciones son:

- Proveer una transición suave entre los módulos del puente que forman la superficie de rodamiento
- Evitar la filtración de agua y otras sustancias químicas que oxidan y corroen los elementos de la subestructura que están por debajo de la superficie de rodamiento.
- Permiten el desplazamiento longitudinal de la estructura

1.5.2 Subestructura: en ella se localizan los estribos y pilas, su función es la de transmitir eficientemente las cargas de la superestructura a la cimentación.

1.5.3 Infraestructura: Abarca la cimentación, zapatas, pilotes, su función es transmitir las cargas de la subestructura al terreno.

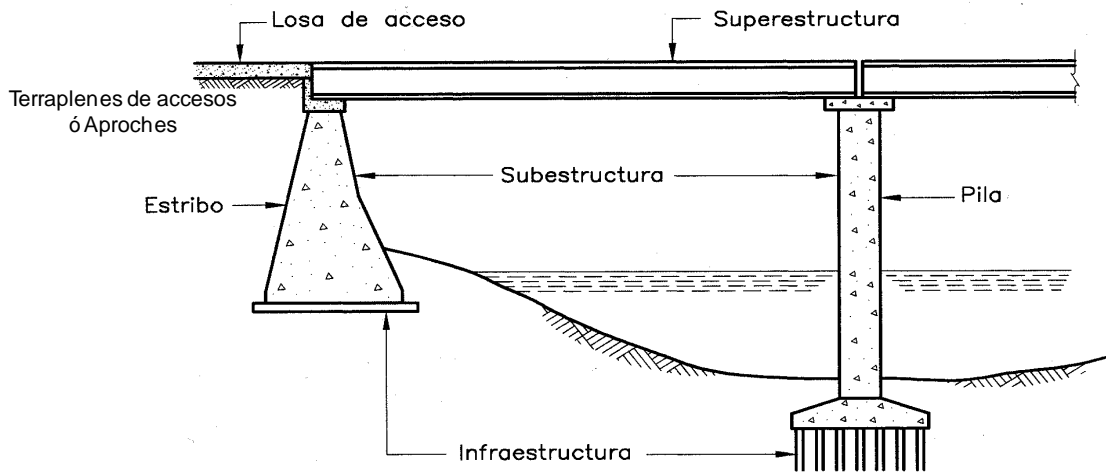


Fig. 1.13 Partes que integran un puente, Elevación. Fuente: Tesis Puente Copalillo, Pág. 5.

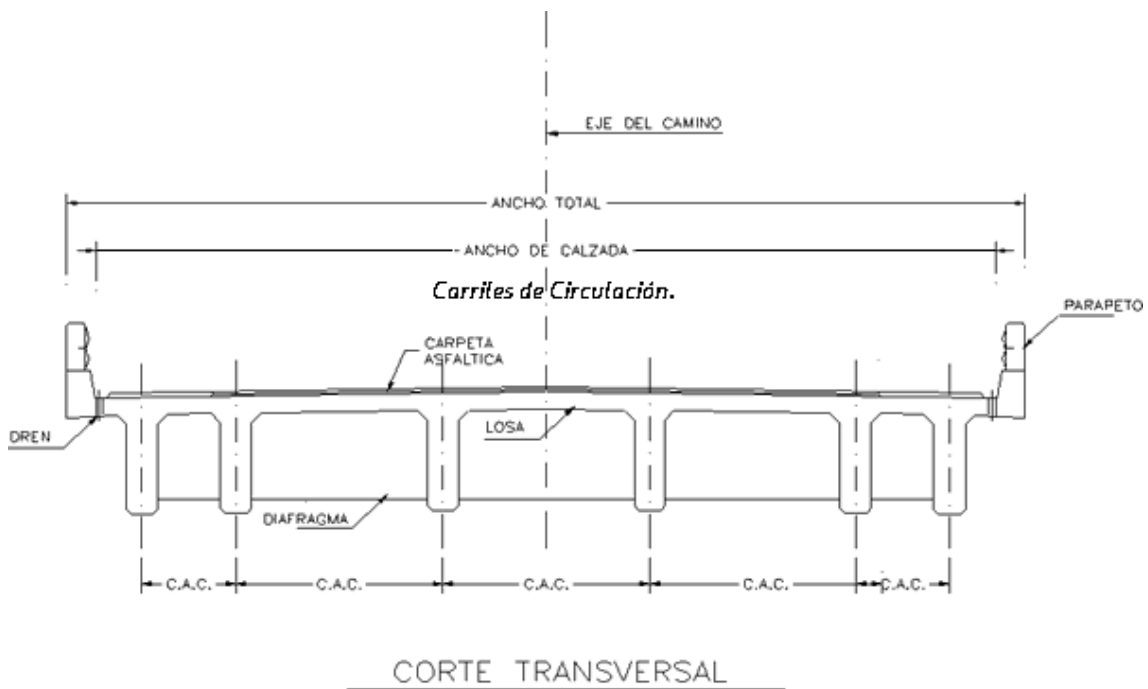


Fig. 1.14 Partes que integran un puente, Corte. Fuente: www.construaprende.com

Capítulo II

Generalidades

2.1 Aspecto Generales de la Entidad

Chihuahua es uno de los 31 estados federados que conforman a México, está localizado al norte del país, y tiene una superficie de 247,455 Km². lo cual lo convierte en el más extenso del país.

El estado limita al norte con los de Nuevo México y Texas, al oeste con los estados de Sonora y Sinaloa, al sur con Durango y al este con Coahuila. El estado de Chihuahua se divide en 67 municipios. Su capital lleva el mismo nombre, Chihuahua y su ciudad más poblada es Ciudad Juárez, ubicada en la frontera, frente a El Paso, Texas.



Fig. 2.1 Localización del Estado de Chihuahua. Fuente: www.chihuahua.gob.mx

2.1.1 Fisiografía y Geología Regional.

El Estado se divide en dos grandes porciones naturales: Región de la Mesa Central del Norte y la Sierra Madre Occidental.

La primera comprende las partes Oriente y Media, equivalente a las dos terceras partes de la superficie total; la forman llanuras y mesetas con dirección del Norte al Sur, limitadas por serranías paralelas de igual o aproximada orientación cuya altura sobre el nivel del terreno pocas veces sobrepasa los 300 m, el altiplano chihuahuense va elevándose progresivamente hacia el Poniente, en el Bolsón de Mapimí y en los predios rústicos del Noroeste; la altitud media oscila entre los 800, 1000 Y 1100 m.s.n.m., en las regiones de Jiménez, Camargo, Julimes, Meoqui, Delicias; otros lugares intermedios del Bajo Río Conchos de 1400 a 1800 m.s.n.m; en Horcasitas, Satevó, Zaragoza, H. Del Parral, Chihuahua, y Buenaventura de 2000 m.s.n.m; en Santa Clara, Santa Elena, Santa Catarina, Cuauhtémoc, Los Llanos de San Juan Bautista y Guerrero para terminar el pie de las vertientes orientales de la Sierra Madre, cuya región suroeste recibe el nombre de Sierra Tarahumara.

La segunda porción comprende las partes Norte y Noroeste del Estado, entre los Municipios de Aldama y Coyame. Conforme se aproxima a la región septentrional, el desierto se convierte en una serie de montecillos de arena blanca y fina de lugar cambiante y se le conoce como Dunas de Samalayuca.



Fig. 2.2 Barranca del Cobre.
Fuente: www.chihuahua.gob.mx



Fig. 2.3 Las dunas de Samalayuca
Fuente: www.chihuahua.gob.mx

2.1.2 Hidrografía

El estado de Chihuahua se encuentra rodeado de grandes cadenas montañosas que lo alejan de las costas y las zonas húmedas, por lo cual el clima es mayormente seco y con lluvias escasas, lo cual influye notablemente en la hidrografía.

Al estar situado en una situación mediterránea, cruza por su territorio la Divisoria continental, lo cual permite que en su territorio se encuentren ríos tanto de la vertiente del Golfo de México, como de la vertiente del Pacífico, pero además existe una tercera vertiente, particular del norte de México, y que es constituida por las cuencas cerradas del desierto y se denomina Vertiente interior.

2.1.2.1 Vertiente del Golfo de México

Es la principal del estado y donde se encuentra situado el puete, drena más de la mitad de la superficie y a ella pertenecen los dos principales ríos del estado, el Río Bravo del Norte, que señala la frontera con Texas y el Río Conchos, afluente del Bravo y el más caudaloso río del territorio de Chihuahua, es además el mayor afluente del río Bravo procedente del territorio mexicano. El Río Conchos es la columna vertebral de esta vertiente, en el descargan todas las corrientes del centro y sur del estado, entre las que se incluyen el Río Chuvíscar, Río Florido, Río San Pedro, Río Parral, Río Valle de Allende y Río Santa Isabel.

2.1.3 Demografía

Según el Censo de Población y Vivienda llevado a cabo por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) en 2005, el total de población del estado de Chihuahua es de 3,241,444 habitantes, lo cual le da el 11° lugar entre las entidades federativas de México por población. De este total poblacional, 1,610,275 son hombres y 1,631,169 son mujeres. La edad promedio de la población es de 25 años.

Sin embargo la población de Chihuahua se encuentra repartida de forma muy dispar en el territorio, siendo uno de los estados con menos densidad poblacional, siendo esta en 2000 de 12 habitantes por kilómetro cuadrado, de los 3,241,444 habitantes, casi dos terceras partes, 2,072,129, habitan únicamente en los municipios de Juárez y Chihuahua.

Tras las Ciudad Juárez y Chihuahua, únicamente otras dos poblaciones superan los cien mil habitantes, y son Parral con 101,147 habitantes y Delicias con 108,187 habitantes.

Población Histórica de Chihuahua	
Año	Población
1921	401,622
1930	491,792
1940	623,944
1950	846,414
1960	1'226,793
1970	1'612,525
1980	2'005,477
1990	2'441,873
1995	2'793,537
2000	3'052,907
2005	3'241,444

Ciudad	Población 2000	Población 2005
Ciudad Juárez	5 1'187,27	2 1'301,45
Chihuahua	657,876	748,518
Delicias	98,615	108,187
Parral	98,876	101,147
Cuauhtémoc	85,387	91,725
Nuevo Casas Grandes	50,378	50,863
Camargo	37,456	39,149

Tablas de población Histórica, fuente INEGI

2.1.4 Economía

- El estado de Chihuahua es la quinta economía Nacional.
- La ciudad de Chihuahua es la tercera ciudad con mayor ingreso per.- cápita a nivel nacional.
- La ciudad de Chihuahua es segunda con mayor índice de competitividad en México.
- La ciudad de Chihuahua es primera con mayor índice de Competitividad Social en México.
- Primer Lugar en Personal ocupado por la industria manufacturera de exportación en México.
- Primer lugar como generador de valor agregado en la industria manufacturera de exportación en México.
- Segundo lugar en recepción de inversión extranjera.
- Primer exportador manufacturero de México.
- Segundo lugar en establecimientos maquiladores.
- Las ciudades de Chihuahua tiene el segundo lugar en calidad de vida en el país
- Juárez ocupa el noveno lugar de calidad de vida del país

El desarrollo industrial en el Estado de Chihuahua está basado en Agrupamientos Industriales. Son 6 los agrupamientos industriales, los cuales generan más de 300,000 empleos, en 406 plantas establecidas en el Estado. Existen 4 nuevas áreas de oportunidad dentro del desarrollo tecnológico industrial que está adquiriendo la entidad donde la mano de obra es más calificada. Los 6 Agrupamientos industriales son los siguientes:

- Electrónica y Telecomunicaciones
 - Automotriz y Auto partes
 - Confección
 - Agroindustria y Alimentos
 - Forestal y Muebles
 - Materiales para la Construcción y Minería
- Las 4 áreas de oportunidad son las siguientes:
- Aeroespacial
 - Electrodomésticos
 - Tecnologías de la Información
 - Biotecnología

La industria manufacturera en esta entidad reporta 9,917 unidades económicas, entre las que se encuentran: plantas para la fabricación de estructuras mecánicas, tanques y calderas, fabricación, reparación y/o ensamble de maquinaria, equipo y accesorios eléctricos así como también aparecen diseminados en barrios y localidades: tortillerías, herrerías e imprentas.

Por todo lo anterior se entiende la necesidad de crear caminos que agilicen el movimiento tanto comercial como el social entre ciudades en crecimiento, y esos caminos la necesidad de puentes para salvar obstáculos que se encuentren a lo largo de su eje.

Además de mejorar la calidad de vida de los ciudadanos que viven en la capital del estado, evitando así que vehículos pesados que van hacia Ciudad Juárez y Ojinaca, transiten por las calles contaminando tanto visualmente, auditivamente y generando molestias de tránsito.

2.2 Localización de la Zona de Proyecto

El puente se ubica en el Km. 53+167.00 de la carretera libramiento de Chihuahua, Tramo Libramiento de chihuahua, con origen en el Km. 207+003.00 carretera Jiménez-Chihuahua.

El puente Km. 53+167.00 cruza el río Jesús María que es formado por la cuenca del río Sacramento.

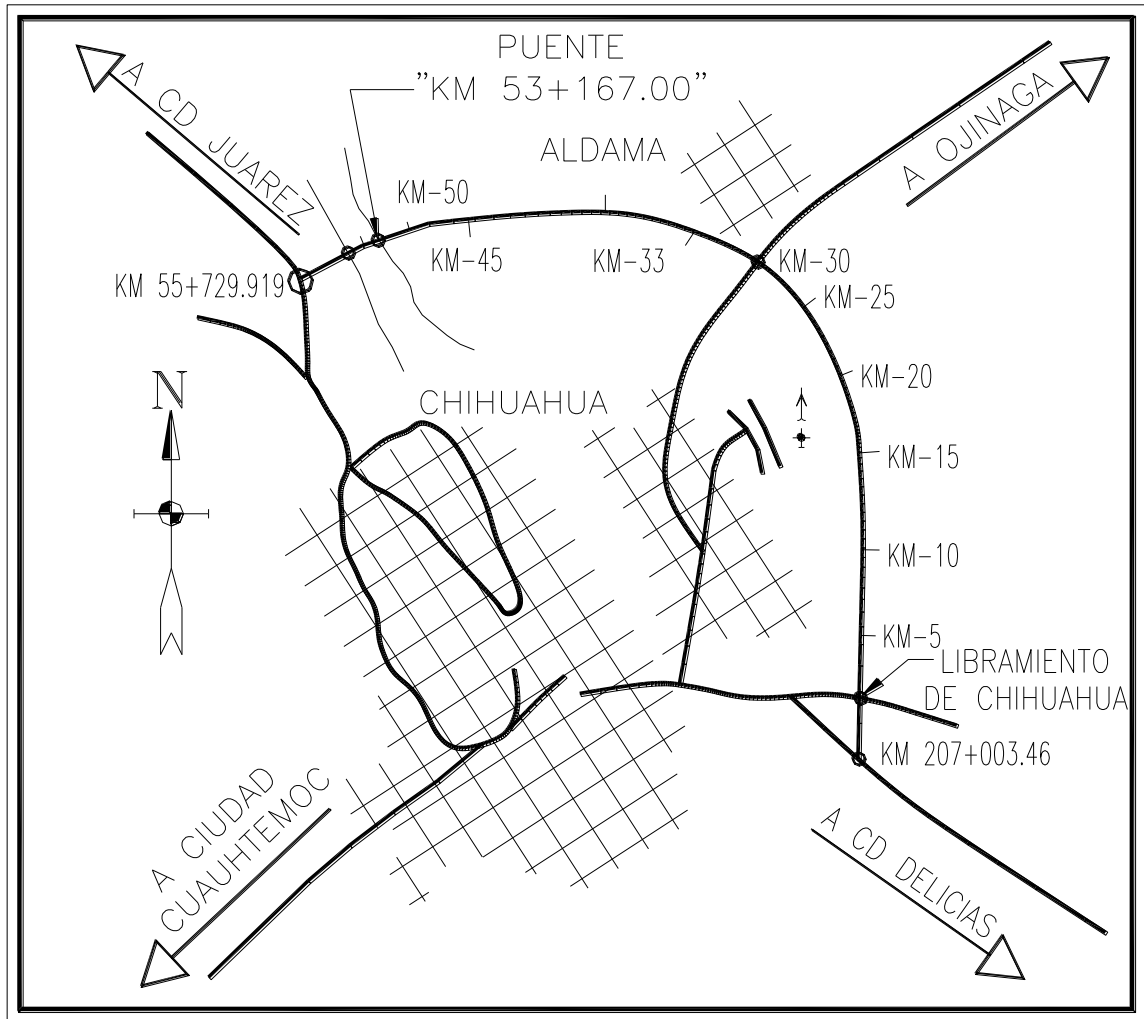


Fig. 2.4 Croquis de localización del puente 53+167.00, donde se observa los ríos Jesús María y Sacramento.

2.3 Estudios de Campo

2.3.1 Estudio Topográfico

2.3.1.1 Descripción de los Trabajos

Siguiendo la definición de la Norma de la SCT N-PRY-CAR-1-01-001-07, un estudio topográfico es el conjunto de actividades, de campo y gabinete, necesarias para representar gráficamente y una escala convenida, la topografía de un lugar mediante sus proyecciones horizontales (planimetría) y verticales (altimetría), identificando sobre ésta cuando así se requiera, los puntos característicos de las obras que existan en el lugar y de las que se proyecten.

Para el caso del puente, el estudio topográfico sirve para trazar, nivelar y referenciar en el campo los ejes definitivos de los diversos elementos, los caballetes, las pilas y los elementos de cimentación, así como para obtener los perfiles y sus secciones transversales, con le propósito de proveer al proyectista de la información topográfica que le permita ejecutar la ingeniería de detalle para elaborar el proyecto ejecutivo correspondiente. Se apoya en los ejes definitivos del trazo de la carretera, ya que el eje principal del camino rige la ubicación del puente.

También los trabajos sirven para realizar el estudio topo-hidráulico del puente.

Pare tener un entendimiento mas claro de los estudios topográficos que se realizan en toda obra carretera y de puentes, muestro aquí unas definiciones empleadas en dichos trabajos contenidas en la norma de la SCT N-PRY-CAR-1-01-002-07-

Trazo: Es el conjunto de trabajos necesarios para marcar en el campo los puntos característicos del eje por trazar, según su tipo, tales como los puntos de inflexión (PI), de principio de espiral (TE), de principio de curva circular (PC o EC), de término de curva circular (PT o CE) y de término de espiral (ET), así como los puntos sobre tangente (PST), sobre subtangente (PSST o PSTe), sobre espiral (PSE) y sobre curva (PSC), que identifican secciones especiales y marcar las estaciones cerradas cada veinte (20) metros.

Establecimiento de las referencias de trazo: Es el conjunto de trabajos necesarios para marcar en el campo los puntos fijos que permitan, en cualquier momento reponer el trazo, particularmente durante la construcción del puente.

Nivelación: Es el conjunto de trabajos necesarios para determinar en el campo las elevaciones de todos los puntos característicos del eje del camino, de las estaciones con cadenamientos cerrados a cada veinte (20) metros y de los puntos singulares que caractericen cambios en la pendiente del terreno.

Para la elaboración de los estudios Topográficos la Norma de la SCT N-PRY-CAR-1-01-001-07 arca como requisito en su apartado **D.1.3**, cartas topográficas de la Republica Mexicana elaboradas por el Instituto Nacional de Estadística Geográfica e Informática (INEGI), a escala uno a cincuenta mil (1:50 000), sobre las cuales se señale el área previamente seleccionada donde se proyectará el puente.

El dibujo de la planta topográfica será a escala uno a mil y con curvas de nivel a cada metro (1:1000/1), salvo que la Secretaria de Comunicaciones y Transportes indique otra cosa, que comprenda el área previamente seleccionada donde se proyectara el puente, y sobre el cual se señale el eje definitivo del punte y los bancos de nivel que se hayan empleado.

En el caso de los perfiles del eje del puente, pide que se muestren las subrasantes correspondientes.

Para llevar a cabo los trabajos referentes al estudio topográfico se desarrolló la siguiente metodología:

Partiendo de los datos de trazo contenidos en el proyecto carretero que fueron proporcionados por la SCT, Bancos de nivel, datos de curvas, puntos sobre tangente (PST), azimutes, longitud de tangentes, etc., se procedió a su localización en campo, para dar inicio al trazo y nivelación del eje del proyecto a fin de calcular y dibujar las plantas general y los perfiles.

Una vez ubicado los puntos característicos se comprobó que no existían obstáculos en el área de construcción que obligarán a modificar el trazo.

En caso de que hubieran existido dichos obstáculos lo que se debe de hacer es notificar a la Secretaria para que determine la modificación pertinente.

Cada punto característico localizado se marco mediante una estaca que sobresalía del terreno, señalando el tipo de punto y su cadenamamiento con aproximación de un (1) centímetro, con pintura azul, en este punto la norma de la SCT N-PRY-CAR-1-01-002-07, establece que si el eje de un camino es preliminar, el trazo y las marcas se deben de hacer de color rojo y en caso de que sea el eje definitivo será de color azul.

En el trazo del eje del puente, se marcaron mediante estacas en el fondo del cauce, los puntos de las estaciones con cadenamamientos cerrados a cada veinte (20) metros, así como los puntos singulares que caractericen cambios en la pendiente del terreno y en la dirección del cauce, señalando las estacas con pintura azul.

En caso de que haya corriente en el cause que impida la colocación de las estacas, la misma norma de la Secretaria, SCT N-PRY-CAR-1-01-002-07, en su sección E.3.3 recomienda trazar en una de las márgenes, una poligonal de apoyo sustentada en el eje del camino, sensiblemente paralela al cauce, hasta los limites de la franja en estudio, y cuyos puntos de inflexión (PI) serán los puntos de referencia a partir de los que se

obtendrán los niveles del terreno en las estaciones del eje del cauce con los cadenamamientos cerrados a cada veinte metros y en los puntos característicos, poniendo las siglas “PAC” Poligonal de apoyo.

En nuestro caso esto no fue necesario ya que le cause solo lleva agua en épocas de lluvias.

Los puntos de referencia, como ya se dijo, permiten reponer el trazo en cualquier momento, facilitando las mediciones lineales y angulares para ubicar los puntos característicos del eje.

Para nuestro caso los puntos de referencia están dados por mojoneras cuya ubicación y elevación fueron proporcionadas por la SCT, dos a cada lado del eje del camino.

Con los datos generados en campo se procesara la información en gabinete para generar los siguientes planos:

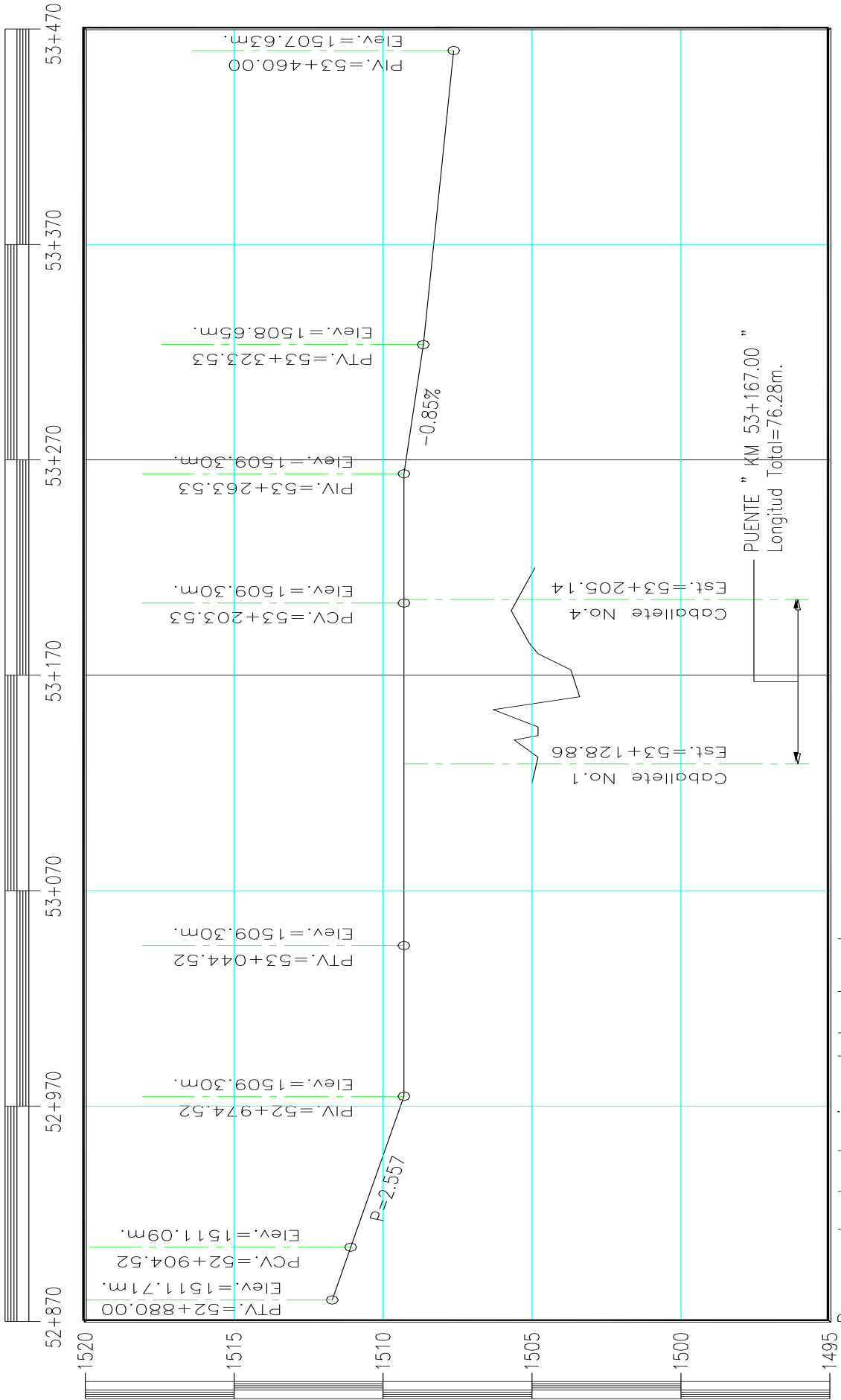
Plano correspondiente a la planta general, dibujado a escala 1:1000, configurada con curvas de nivel, conteniendo eje de trazo del camino principal, ubicación de los monumentos de concreto, sentido de la corriente, detalles de la zona.

Planos de perfil de construcción, para el camino principal conteniendo información de trazo como datos de rumbos, tangentes, datos de curva en caso de existir., bancos de nivel, longitud de tangentes, datos de terreno natural, etc.

De los datos recabados y proporcionados por la SCT, el puente tienes las siguientes características:

- Alineamiento horizontal: En Tangente.
- Alineamiento Vertical: En Tangente.
- Esviajamiento: Normal.

En las siguientes hojas se presenta los planos correspondientes al Plano General, Perfil de construcción y el Croquis de alineamiento Vertical.



HOR. 1:2000
ESC.= VER. 1:200

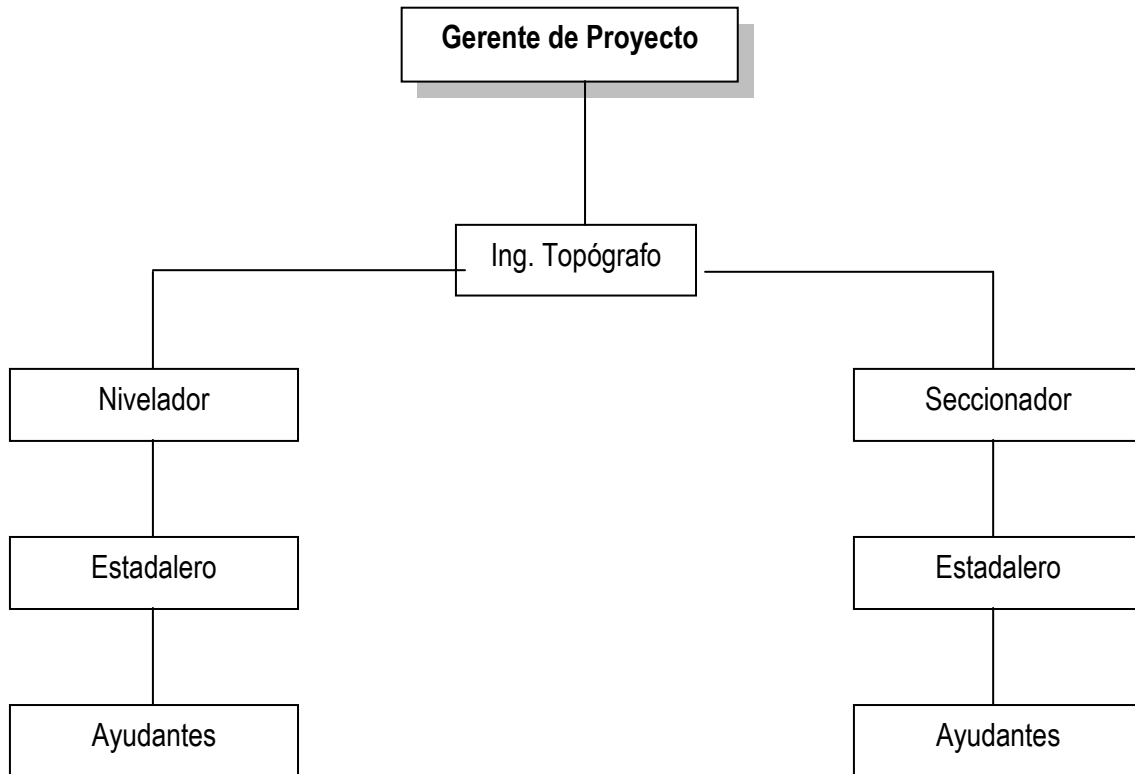
Para encontrar las elevaciones de la subrasante, restense 0.42m. a las elevaciones aquí indicadas

CROQUIS DE ALINEAMIENTO VERTICAL

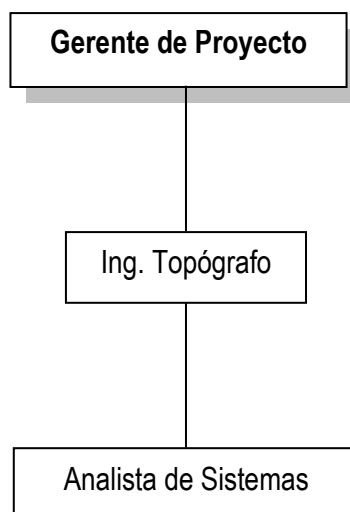
2.3.1.2 Relación de Personal y equipo utilizado

a) Relación de personal empleado.

a.1) Trabajos de Campo



a.2) Trabajos de gabinete



b) Equipo Utilizado y su aplicación.

Equipo

Tránsitos

Niveles

Equipo Menor de Topografía

Jeep Volks Wagen

Computadora

Cámara fotográfica

Aplicación

Trazo.

Nivelación, secciones.

Apoyo a trabajos de Campo.

Movilización de Personal y
Equipo de campo.

Elaboración de reporte
Técnico y elaboración de
Planos.

Reporte fotográfico.



Fig. 2.5 Trabajos de topografía, donde se observa la utilización de equipo topográfico, estadalero y ayudante.



Fig. 2.6 Vista del CL. Hacia CD. Juárez Chihuahua, en el Eje Principal



Fig. 2.7 Vista del CL. Hacia CD. Delicias Chihuahua, en el Eje Principal

2.3.2 Estudio Hidrológico

2.3.2.1 Recopilación de Información.

Para determinar el área de la cuenca del río Sacramento, se utilizaron las cartas topográficas clave H13C56, H13C55, H13C66 y H13C65, Sacramento, Cumbres de Majalca, Chihuahua y Riva Palacio, respectivamente. Escala 1: 50,000 editadas por el Instituto Nacional de Geografía e Informática, INEGI, y los datos de información de lluvia contenidos en los planos de Isoyetas de Intensidad de Lluvia – Duración – Periodo de Retorno, elaborados por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes, SCT, obtenidos con base en información pluviográfica proporcionada por las Comisión Nacional del Agua.

Desarrollo

El estudio hidrológico se realizó aplicando el método de Ven Te Chow, el cual considera las siguientes hipótesis:

- La duración de la precipitación coincide con el tiempo de retraso (t_r)
- La intensidad de lluvia es constante y uniforme sobre toda la cuenca.
- Todas las porciones de la cuenca contribuyen a la magnitud del pico de escurrimiento.
- La capacidad de infiltración es constante en todo el tiempo.
- Los antecedentes de humedad y almacenaje son despreciables.

2.3.2.2 Datos de la Cuenca

Área de la Cuenca: **210 Km²**

Longitud del Cauce: **46 Km.**

Pendiente del fondo del cauce: **1.19 %**

Coefficiente de escurrimiento: **N = 75**

Datos Climatológicos

De los planos de Isoyetas de intensidad de lluvia para el estado de Chihuahua, se obtuvieron las siguientes intensidades para los diferentes tiempos y el periodo de retorno de 100 años:

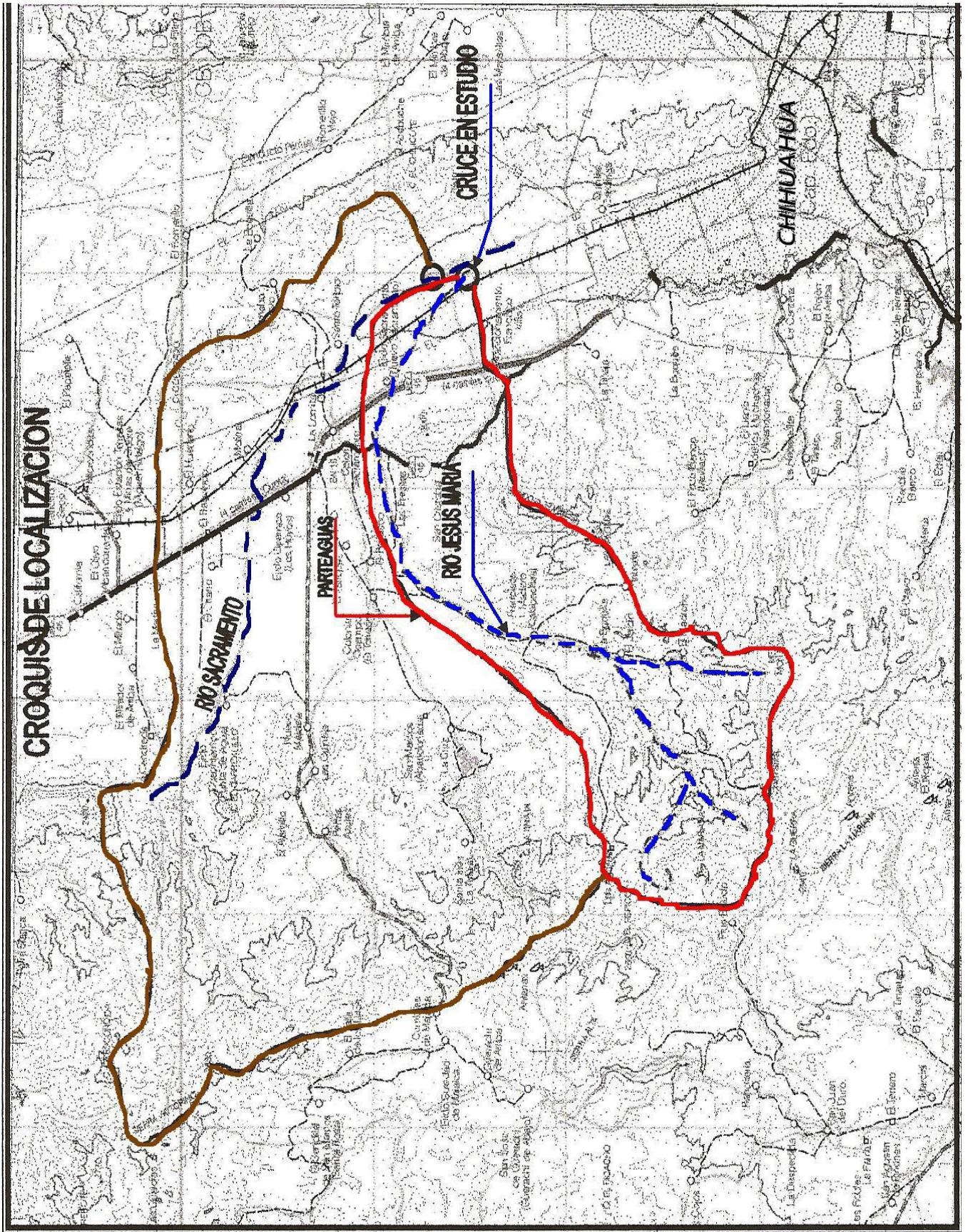


Fig. 2.8 Cuenca donde se localiza el puente.

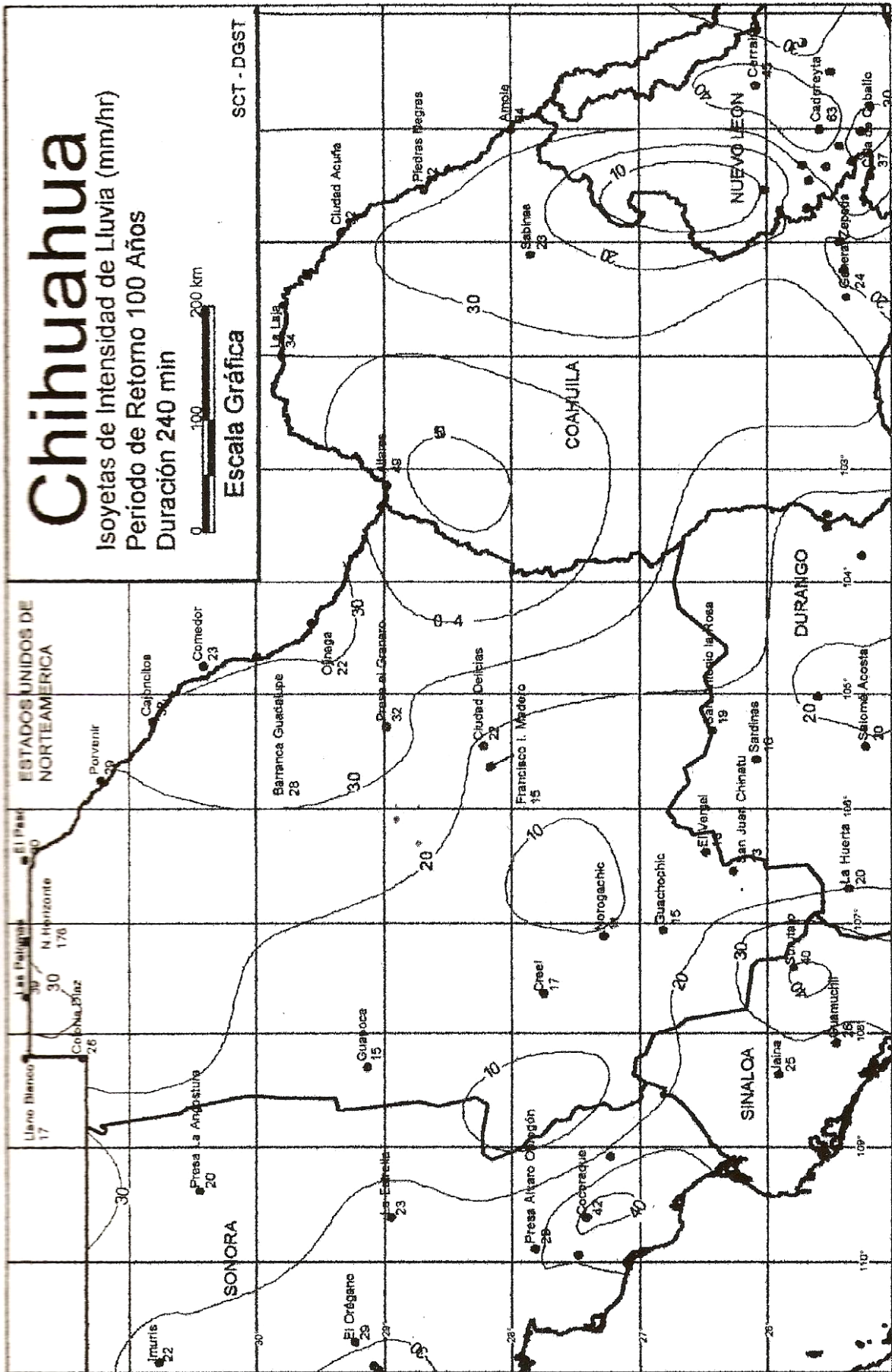


Fig. 2.9 Plano de Isoyetas de intensidad de lluvia para un periodo de retorno de 100 años, proporcionadas por la SCT.

<i>Tiempo en Min.</i>	<i>Intensidad mm/hr</i>
180	25.5
210	23.8
240	22
270	20.3
300	18.5

El coeficiente de escurrimiento se determino considerando un suelo tipo “B” que comprende arenas finas, limos orgánicos y mezclas de arena y limo, el uso de la tierra o cobertura superficial corresponde a bosque natural muy ralo, de transpiración baja.

Para la determinación de la pendiente media del fondo del cauce se aplicó el método de Taylor Schwarz el cual consiste en dividir el cauce en tramos y obtener en cada uno de ellos su pendiente.

Formulas a emplear:

Para el cálculo de la pendiente media.

$$Sc = \left[\frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{s_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{s_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{s_m}}} \right]^2$$

Sc = Pendiente media
 L = Longitud total del cauce.
 l_{1-m} = Longitud del Tramo.
 S_{1-m} = Pendiente del tramo

Para el Gasto de Diseño.

Altura de la lluvia en exceso.

$$Pe = \frac{\left[P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

Pe = Altura de la lluvia en Exceso (cm.)
 P = Altura de la lluvia (cm.)
 N = Coeficiente de escurrimiento

Tiempo de retraso.

$$Tr = 0.005 \left[\frac{L}{\sqrt{Sc}} \right]^{0.64}$$

Tr = Tiempo de retraso (hrs.)
 L = Longitud del cauce (m.)
 Sc = Pendiente media (%)

Gasto.

$$Q = \left[\frac{0.278 * P_e * A_c}{d_e} \right] * Z$$

$$Q = 2.78 * X * A_c * Z$$

Q = Gasto (m³/seg.)
 P = Altura de la lluvia (mm)
 A_c = Área de la cuenca (Km²)
 d = Duración de tormenta. (hrs.)
 Z = Factor de reducción de Pico
 X = Factor de escurrimiento.

Formulas tomadas del libro: Fundamentos de Hidrología de Superficie, Francisco Javier Aparicio Mijares, Editorial Limusa. pp. 24-26, 228-235

2.3.2.3 Método de Taylor – Schwarz

Cálculo de la Pendiente Media.

Numero de tramos	Longitud (m)	Nivel inicial (m)	Nivel Final (m)	Desnivel (m)	Si	\sqrt{Si}	$\frac{1}{\sqrt{Si}}$	$\frac{1}{\sqrt{Si}} \times N^{\circ}$ de Tramos
26	2600	1520	1501	19	0.0073	0.0855	11.6980	304.1468
26	2600	1540	1520	20	0.0077	0.0877	11.4018	296.4456
23	2300	1560	1540	20	0.0087	0.0933	10.7238	246.6475
23	2300	1580	1560	20	0.0087	0.0933	10.7238	246.6475
28	2800	1600	1580	20	0.0071	0.0845	11.8322	331.3005
30	3000	1620	1600	20	0.0067	0.0816	12.2474	367.4235
27	2700	1640	1620	20	0.0074	0.0861	11.6190	313.7117
29	2900	1660	1640	20	0.0069	0.0830	12.0416	349.2062
27	2700	1680	1660	20	0.0074	0.0861	11.6190	313.7117
22	2200	1700	1680	20	0.0091	0.0953	10.4881	230.7379
69	6900	1800	1700	100	0.0145	0.1204	8.3066	573.1570
43	4300	1900	1800	100	0.0233	0.1525	6.5574	281.9699
28	2800	2000	1900	100	0.0357	0.1890	5.2915	148.1621
18	1800	2100	2000	100	0.0556	0.2357	4.2426	76.3675
12	1200	2200	2100	100	0.0833	0.2887	3.4641	41.5692
19	1900	2300	2200	100	0.0526	0.2294	4.3589	82.8191
3	300	2400	2300	100	0.3333	0.5774	1.7321	5.1962
5	500	2500	2400	100	0.2000	0.4472	2.2361	11.1803
2	200	2600	2500	100	0.5000	0.7071	1.4142	2.8284
460	46000						151.9980	4223.228

Pendiente Longitudinal del Cauce

$$Sc = [N^{\circ} \text{ de Tramos} / \text{sumatoria de } ((1/(Si)^{1/2}) * N^{\circ} \text{ de tramos})]^2$$

$$Sc = 0.0119 \text{ Adimensional}$$

$$Sc = 1.19\% \text{ Porcentaje}$$

Cálculo de la pendiente media por medio del método de Taylor – Schwarz.

2.3.2.4 Determinación del Gasto Máximo.

Método: Ven Te Chow

Área de la

cuenca = 210 Km² N = 75

Long. Del

cauce = 46000 m

Pendiente en

% = 1.19 %

$$X = P_e / d$$

$$i * d_e$$

d _e (min)	d _e (hrs.)	i (cm/h r)	P (cm)	P _e (cm)	X	Tr	d/Tr	Z	Q (M ³ /s)
10.2	0.17	12.5	2.13	0.0209	0.1232	4.5599	0.0373	0.0300	2.1601
12	0.20	11.98	2.40	0.0538	0.2692	4.5599	0.0439	0.0352	5.5275
24	0.40	8.53	3.41	0.2900	0.7250	4.5599	0.0877	0.0689	29.1569
30	0.50	6.8	3.40	0.2863	0.5726	4.5599	0.1097	0.0855	28.5931
36	0.60	6.38	3.83	0.4298	0.7164	4.5599	0.1316	0.1021	42.6924
48	0.80	5.54	4.43	0.6694	0.8367	4.5599	0.1754	0.1349	65.9108
60	1.00	4.7	4.70	0.7879	0.7879	4.5599	0.2193	0.1675	77.0685
72	1.20	4.34	5.21	1.0310	0.8592	4.5599	0.2632	0.2000	100.2960
84	1.40	3.98	5.57	1.2186	0.8704	4.5599	0.3070	0.2322	117.9978
96	1.60	3.62	5.79	1.3369	0.8356	4.5599	0.3509	0.2643	128.9387
108	1.80	3.26	5.87	1.3786	0.7659	4.5599	0.3947	0.2963	132.4916
120	2.00	2.9	5.80	1.3413	0.6707	4.5599	0.4386	0.3336	130.6309
135	2.25	2.81	6.32	1.6363	0.7273	4.5599	0.4934	0.3766	159.8873
150	2.50	2.73	6.83	1.9366	0.7746	4.5599	0.5483	0.4160	188.1214
165	2.75	2.64	7.26	2.2082	0.8030	4.5599	0.6031	0.4525	212.1053
180	3.00	2.55	7.65	2.4600	0.8200	4.5599	0.6579	0.4865	232.8892
210	3.50	2.38	8.33	2.9163	0.8332	4.5599	0.7676	0.5484	266.7743
240	4.00	2.2	8.80	3.2430	0.8108	4.5599	0.8772	0.6039	285.8360
255	4.25	2.11	8.97	3.3615	0.7910	4.5599	0.9320	0.6296	290.7441
270	4.50	2.03	9.14	3.4811	0.7736	4.5599	0.9869	0.6543	295.4711
285	4.75	1.94	9.22	3.5385	0.7450	4.5599	1.0417	0.6778	294.7940
300	5.00	1.85	9.25	3.5638	0.7128	4.5599	1.0965	0.7005	291.4702
315	5.25	1.76	9.24	3.5565	0.6774	4.5599	1.1513	0.7223	285.6452
330	5.50	1.68	9.24	3.5565	0.6466	4.5599	1.2062	0.7433	280.5893
345	5.75	1.59	9.14	3.4865	0.6063	4.5599	1.2610	0.7635	270.2795
360	6.00	1.5	9.00	3.3847	0.5641	4.5599	1.3158	0.7831	257.9123

Para un tiempo de retorno = 100 años $Q_{Max.} = 295.47 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Método de Ven Te Chow, para el gasto de diseño.

2.3.3 Estudio Hidráulico.

El método de sección pendiente se basa en la ecuación de Manning que es aplicable a flujo uniforme; mediante este método se determinó la velocidad y gasto correspondiente a las condiciones hidráulicas de la corriente del río Jesús María en la zona de estudio.

Para la aplicación del método se requirió de un levantamiento topográfico del fondo del cauce para determinar su pendiente, y el levantamiento de tres secciones hidráulicas, a 280 metros aguas arriba del cruce, en el cruce de estudio y a 220 metros aguas abajo del cauce.

Con la información de campo se definió el Nivel de Aguas Máximas Observadas en Campo, NAMOC, de la avenida máxima ocurrida en 1994.

En las hojas de cálculo que enseguida se presentan se indica los resultados para obtener las áreas, perímetro mojado, gasto y velocidad en cada una de las secciones consideradas.

Para transitar el gasto de diseño correspondiente al periodo de retorno de 100 años, por la sección ubicada en el cruce, se utilizó la misma información topográfica utilizada para obtener el gasto y la velocidad de la creciente máxima ocurrida en 1994, aplicando el método de Manning variando el área y el perímetro mojado hasta obtener el gasto de diseño.

Formulas a emplear de las normas de N-PRY-CAR-1-06-001-00, Estudios Hidráulico-Hidrológicos para Puentes

$$V_m = \frac{1}{n} R_h^{2/3} (S^{1/2})$$

$$R_h = \frac{A}{P_m}$$

V_m = Velocidad Media (m/seg.).

R_h = Radio Hidráulico (m).

S = Pendiente.

R_h = Radio hidráulico (m).

A = Área (m²).

P_m = Perímetro mojado (m).

$$V_1 = \sqrt{\Delta h \cdot g} \cdot V_2^2$$

V_1 = Velocidad debajo del puente. (m/s)

g = Gravedad. (m/s²)

V_2 = Velocidad media. (m/s)

Δh = Sobre elevación máxima. (m.)

2.3.3.1 Cálculos Hidráulicos.

2.3.3.1.1 280 m. aguas arriba

Nivel de Aguas Máximas Observadas en Campo (NAMOC): 1507.33

Tramo	Cadenamiento	Distancia (m)	Tirante (m)	Σ de tirantes (m)	Tirante medio (m)	ÁREAS		Perímetro mojado (m)	Elevación
						Parcial (m ²)	Total (m ²)		
Uno	0+003.00	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00	1507.33
	0+003.80	0.80	1.42	1.42	0.71	0.57		1.63	1505.91
	0+011.70	7.90	0.86	2.28	1.14	9.01		7.92	1506.47
	0+014.00	2.30	0.77	1.63	0.82	1.87		2.30	1506.56
	0+015.00	1.00	1.34	2.11	1.06	1.06		1.15	1505.99
	0+018.30	3.30	0.64	1.98	0.99	3.27		3.37	1506.69
	0+030.00	11.70	0.05	0.69	0.35	4.04		11.71	1507.28
						19.81		28.08	
Dos	0+030.00	0.00	0.05	0.69	0.35	0.00		0.00	1507.28
	0+041.60	11.60	0.09	0.14	0.07	0.81		11.60	1507.24
	0+047.00	5.40	0.74	0.83	0.42	2.24		5.44	1506.59
	0+050.70	3.70	0.35	1.09	0.55	2.02		3.72	1506.98
	0+060.00	9.30	0.05	0.40	0.20	1.86		9.30	1507.28
	0+076.20	16.20	0.24	0.29	0.15	2.35		16.20	1507.09
	0+076.91	0.71	0.00	0.24	0.12	0.09		0.75	1507.33
						9.36		47.01	
						29.17		75.09	

Cálculos hidráulicos a 280 m aguas arriba del sito del puente.

Tramo	Área Hidráulica (m ²)	Perímetro Mojado (m)	Radio Hidráulico (m)	$r^{2/3}$	Coefficiente de Rugosidad "n"	Pendiente S	$S^{1/2}$	Velocidad V m/s	Gasto Q (m ³ /s)
Uno	19.81	28.08	0.71	0.792	0.04	0.007536	0.0868101	1.720	34.06
Dos	9.36	47.01	0.20	0.341	0.05	0.007536	0.0868101	0.592	5.54
	29.17	75.09							39.61
						V. MED.=	Q/A	1.36	m/s
Condiciones del terreno: regulares									

Cálculos hidráulicos a 280 m aguas arriba del sito del puente.

2.3.3.1.2 En el cruce.

Nivel de Aguas Máximas Observadas en Campo (NAMOC): 1505.22

Tramo	Cadenamiento	Distancia (m)	Tirante (m)	Σ de tirantes (m)	Tirante medio (m)	ÁREAS		Perímetro mojado (m)	Elevación
						Parcial (m ²)	Total (m ²)		
Uno	0+014.30	0.00	0.00	0.00	0.00			0.00	1505.22
	0+020.00	5.70	0.37	0.37	0.19	1.05		5.71	1504.85
	0+028.50	8.50	1.51	1.88	0.94	7.99		8.58	1503.71
	0+033.00	4.50	1.57	3.08	1.54	6.93		4.50	1503.65
	0+040.00	7.00	1.88	3.45	1.73	12.08		7.01	1503.34
	0+043.98	3.98	0.00	1.88	0.94	3.74		4.40	1505.22
						31.79		30.20	
Dos	0+109.23	0.00	0.00	1.88	0.94	0.00		4.40	1505.22
	0+120.00	10.77	0.52	0.52	0.26	2.80		10.78	1504.70
	0+140.00	20.00	0.45	0.97	0.49	9.70		20.00	1504.77
	0+160.00	20.00	0.37	0.82	0.41	8.20		20.00	1504.85
	0+180.00	20.00	0.39	0.76	0.38	7.60		20.00	1504.83
	0+183.18	3.18	0.00	0.39	0.20	0.62		3.20	1505.22
						28.92		73.98	
						60.71		104.18	

Cálculos hidráulicos a en el cruce del puente.

Tramo	Área Hidráulica (m ²)	Perímetro Mojado (m)	Radio Hidráulico (m)	$r^{2/3}$	Coficiente de Rugosidad "n"	Pendiente S	$S^{1/2}$	Velocidad V m/s	Gasto Q (m ³ /s)
Uno	31.79	30.20	1.05	1.035	0.045	0.007536	0.0868101	1.996	63.46
Dos	28.92	73.98	0.39	0.535	0.065	0.007536	0.0868101	0.714	20.65
	60.71	104.18							84.11
					V. MED.=	Q/A	1.39	m/s	
Condiciones del terreno: Malas									

Cálculos hidráulicos a en el cruce del puente.

2.3.3.1.3 220 m. aguas abajo.

Nivel de Aguas Máximas Observadas en Campo (NAMOC): 1503.71

Tramo	Cadenamiento	Distancia (m)	Tirante (m)	Σ de tirantes (m)	Tirante medio (m)	ÁREAS		Perímetro mojado (m)	Elevación
						Parcial (m ²)	Total (m ²)		
Uno	0+000.00	0.00	0.10	0.10	0.05			0.10	1503.61
	0+014.70	14.70	0.32	0.42	0.21	3.09		14.70	1503.39
	0+022.10	7.40	1.18	1.50	0.75	5.55		7.45	1502.53
	0+033.00	10.90	1.03	2.21	1.11	12.04		10.90	1502.68
	0+046.10	13.10	0.49	1.52	0.76	9.96		13.11	1503.22
						30.64		46.26	
Dos	0+046.10	0.00	0.49	1.52	0.76	0.00		0.00	1503.22
	0+060.00	13.90	0.65	1.14	0.57	7.92		13.90	1503.06
	0+080.00	20.00	0.44	1.09	0.55	10.90		20.00	1503.27
	0+090.00	10.00	0.22	0.66	0.33	3.30		10.00	1503.49
						22.12		43.90	
						52.76		90.16	

Cálculos hidráulicos a 220 m aguas abajo del sito del puente.

Tramo	Área Hidráulica (m ²)	Perímetro Mojado (m)	Radio Hidráulico (m)	$r^{2/3}$	Coficiente de Rugosidad "n"	Pendiente S	$S^{1/2}$	Velocidad V m/s	Gasto Q (m ³ /s)
Uno	30.64	46.26	0.66	0.760	0.04	0.006864	0.0828493	1.574	48.21
Dos	22.12	43.90	0.50	0.633	0.045	0.006864	0.0828493	1.166	25.79
	52.76	90.16							74.01
					V. MED.=	Q/A	1.40	m/s	
Condiciones del terreno: Regulares									

Cálculos hidráulicos a 220 m aguas abajo del sito del puente.

2.3.3.1.4 En el cruce.

Nivel de Aguas de Diseño (NADI): 1505.93

Tramo	Cadenamiento	Distancia (m)	Tirante (m)	Σ de tirantes (m)	Tirante medio (m)	ÁREAS		Perímetro mojado (m)	Elevación
						Parcial (m ²)	Total (m ²)		
Uno	0+000.00	0.00	0.32	0.32	0.16			0.32	1505.61
	0+014.30	14.30	0.71	1.03	0.52	7.36		14.31	1505.22
	0+020.00	5.70	1.08	1.79	0.90	5.10		5.71	1504.85
	0+028.50	8.50	2.22	3.30	1.65	14.03		8.58	1503.71
	0+033.00	4.50	2.28	4.50	2.25	10.13		4.50	1503.65
	0+040.00	7.00	2.59	4.87	2.44	17.05		7.01	1503.34
	0+045.40	5.40	0.00	2.59	1.30	6.99		5.99	1505.93
						60.65		46.42	
Dos	0+048.00	0.00	0.00	2.59	1.30	0.00		5.99	1505.93
	0+054.00	6.00	1.23	1.23	0.62	3.69		6.12	1504.70
	0+058.00	4.00	1.16	2.39	1.20	4.78		4.00	1504.77
	0+060.00	2.00	0.34	1.50	0.75	1.50		2.16	1505.59
	0+068.00	8.00	1.10	1.44	0.72	5.76		8.04	1504.83
	0+080.00	12.00	0.85	1.95	0.98	11.70		12.00	1505.08
	0+100.00	20.00	0.53	1.38	0.69	13.80		20.00	1505.40
	0+120.00	20.00	0.92	1.45	0.73	14.50		20.00	1505.01
	0+140.00	20.00	1.18	2.10	1.05	21.00		20.00	1504.75
	0+160.00	20.00	1.18	2.36	1.18	23.60		20.00	1504.75
	0+180.00	20.00	0.99	2.17	1.09	21.70		20.00	1504.94
	0+194.00	14.00	0.11	1.10	0.55	7.70		14.03	1505.82
							129.73		146.35
						190.38		192.77	

Cálculos hidráulicos con gasto de diseño en el cruce del sitio del puente.

Tramo	Área Hidráulica (m ²)	Perímetro Mojado (m)	Radio Hidráulico (m)	$r^{2/3}$	Coefficiente de Rugosidad "n"	Pendiente S	$S^{1/2}$	Velocidad V m/s	Gasto Q (m ³ /s)
Uno	60.65	46.42	1.31	1.195	0.045	0.007536	0.0868101	2.306	139.85
Dos	129.73	146.35	0.89	0.923	0.065	0.007536	0.0868101	1.232	159.88
	190.38	192.77							299.73
					V. MED.=	Q/A	1.57	m/s	
Condiciones del terreno: Malas									

Cálculos hidráulicos con gasto de diseño en el cruce del sitio del puente.

Al obstruir el cause la velocidad aumenta y se provocara una sobre elevación del nivel del agua.

Esa sobre elevación será del orden de 15 cm. Por lo que la velocidad media queda:

$$V_1 = \sqrt{\Delta h \cdot g} \div V_2^2 = 2.3 \text{ m/seg}$$

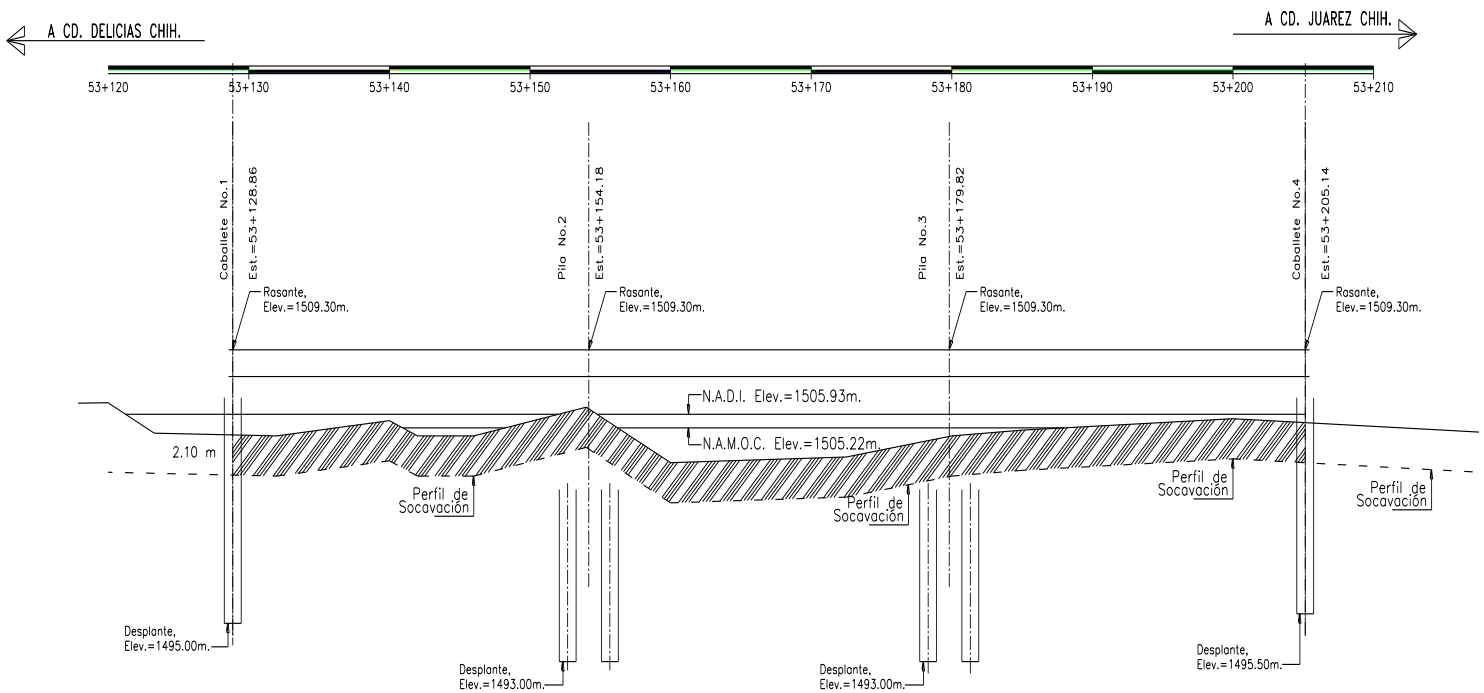


Fig. 2.10 Perfil de socavación

Dado que el material debajo del puente es arena y grava revuelta hasta una profundidad de 2.10 m, ese material será arrastrado por la velocidad media de 2.3 m/seg. Ya que los materiales del fondo tienen un velocidad de arrastre máxima de 2.00 m/seg. Hasta una profundidad de 2.10 metros.

Por lo que se deberá de desplantar la cimentación por debajo de ese nivel.

2.3.4 Informe General

Estudio Topo hidráulico e Hidrológico.

2.3.4.1.- Generalidades.

La corriente nace a 46 Km. Del sitio de cruce y desemboca a 5 Km., en le río “Sacramento” sin que su confluencia provoque influencia hidráulica en el cruce. El área de la cuenca drenada hasta el cruce es de 210 Km² y pertenece a la Región Hidrológica N° 24.

En la zona del cruce, la vegetación se puede clasificar como de tipo semidesértico y topografía es sensiblemente plana.

Elevación y descripción de banco del nivel: **B.N. 53-3, Elev.: 15006.292 m.**

El cauce en la zona de cruce es:

Sinuoso _____ Estable X Encajonado _____

Sensiblemente recto X Divagante _____ con llanura de inundación X

El escurrimiento es de carácter:

Torrencial _____ Perenne _____ Intermitente X

Tipo y longitud máxima de los cuerpos flotantes: **Troncos de hasta 10 metros.**

El periodo de lluvias en la región comprende los meses de julio a septiembre y la precipitación media anual en la cuenca es de 350 mm.

Geología superficial:

En el fondo: **Arena y grava.**

Margen izquierda: **Arena.**

Margen derecha: **Arena.**

El eje del trazo cruza en dirección: Normal X esviado _____ a la corriente.

Angulo de esviajamiento: _____

El paso actual de vehículos se efectúa: **No existe, se trata de un nuevo trazo.**

Si existen puentes cercanos al cruce sobre la misma corriente, proporcionar los datos siguientes:

- a) Ubicación **Hacia aguas arriba, en autopista Chihuahua – Ciudad Juárez.**
- b) Numero y longitud de los claros: **4 claros libres de 17.0 m. cada uno.**
- c) Altura media hasta la parte inferior de la superestructura: **4.5 m.**
- d) ¿Ha funcionado el puente a su máxima capacidad?: **No.**
- e) Área hidráulica del puente hasta el NAMOC: **No se obtuvo.**
- f) Área total bajo el puente: **306.9 m².**
- g) Antigüedad de la obra: **8 años.**
- h) Otros datos útiles a juicio: **Habitantes del lugar indicaron que el puente desde su construcción ha trabajado con tirantes de agua de menos de 1.0 metros.**

2.3.4.2.- Estudio Hidrológico.

Método aplicado: **Ven Te Chow.**

Información utilizada: **Planos de isoyetas de Intensidad de Lluvia – Duración – Periodo de Retorno, elaboradas por la SCT.**

El estudio hidrológico arrojó un gasto de **295 m³/seg.** Para un periodo de retorno de 100 años.

Observaciones: **El estudio hidrológico se considera confiable, ya que los planos de isoyetas, fueron obtenidos a partir de información de lluvia de la zona en que se localiza la cuenca que se estudia.**

2.3.4.3.- Estudio Hidráulico.

Nivel de aguas mínimas: **cauce seco.**

Nivel de Aguas Máximas Observadas en Campo (NAMOC), elevación: **1505.22 m.**

Nivel de Aguas de Diseño (NADI), elevación: **1505.93 m.**

Método aplicado: **Sección y Pendiente.**

Secciones levantadas: **3, a 280 m. aguas arriba, en el cruce y 220 m. aguas abajo.**

Gasto obtenido: **84 m³/seg.**

Velocidad media: **2 m/seg.**

Duración de l acreciente: **2 horas.**

Observaciones: **Los niveles de agua utilizados en los cálculos fueron proporcionados por habitantes del lugar que cuentan con más de 50 años de habitar en las cercanías del cause.**

2.3.4.4.- Conclusiones y Recomendaciones.

Se recomienda adoptar como gasto de diseño de **300 m³/seg.**, asociado con un periodo de retorno de 100 años; para este gasto la velocidad media en el cruce en condiciones naturales, resultó de **2.3 m/seg.**

Para drenar el gasto de diseño se recomienda la construcción de un puente de 70 metros de longitud, con claros no menores de 20 metros, ubicado del Km. 53+130.00 al Km. 53+200.00, considerando estribos sus apoyos extremos.

Socavación total: **2.10 m.**

2.3.5 Estudio de Mecánica de Suelos.

Objetivos:

- Dar información de la zona donde se encontrará alojado el puente proporcionando una descripción geológica y climática.
- Analizar las alternativas de cimentación y elegir la más funcional y económica
- Estudio geotécnico detallado de la alternativa de cimentación.

2.3.5.1 Geología Local.

La zona de estudio se encuentra comprendida dentro de la Provincia Fisiográfica llamada de Cuencas y Sierras, la cual se distingue por ser una gran superficie desértica en la que existen numerosas sierras alargadas en dirección N-NO, separadas por amplias llanuras. La impresión visual que producen estas elevaciones es la de montañas aisladas o perdidas, que sobresalen repentinamente de entre las llanuras con alturas que van de los 600 m, a los 1000 m. Las llanuras, llamadas también bolsones, son típicas de esta provincia y se caracterizan por tener un drenaje interno y suaves pendientes. Su elevación media sobre el nivel del mar va de 1200 a 1400 m.

Litológicamente las sierras están formadas en su mayor parte por rocas sedimentarias que pertenecen principalmente al periodo Cretácico, y en menor cuantía por rocas volcánicas del Terciario, aunque en varias localidades aparecen algunas rocas ígneas intrusivas. Las Formaciones volcánicas se localizan particularmente en el lado occidental de la Provincia de la Sierra Madre Occidental; en las inmediaciones de estas Formaciones volcánicas se encuentra la zona de proyecto del Libramiento de Chihuahua.

En el caso de las llanuras, éstas están formadas por gruesas acumulaciones de material de acarreo, gravas y arenas, depositados durante épocas recientes del Terciario.

El área que ocupa la ciudad de Chihuahua y sus alrededores se divide en tres zonas que son:

Zona I.- Plana o Semiplana. Es de suave pendiente y corresponde a la porción sur de una llanura angosta y alargada que se extiende hacia el NO., del río Chuvíscar. Esta constituida por depósitos aluviales y sobre ella se asienta aproximadamente el 40% de la ciudad.

Zona II.- De Lomeríos. Corresponde esta zona a la transición de la llanura hacia las sierras que rodean a la ciudad. Está zona esta formada tanto por depósitos aluviales como por formas rocosas erosionadas y sobre ella se encuentra asentada el 60% de la ciudad. Esta área se ubica al sur del río Chuvíscar.

Zona III.- Montañosa. Esta zona está representada por las sierras que rodean a la ciudad, las cuales tienen una altura media de 1600 m.s.n.m. y están compuestas principalmente por rocas de origen ígneo, existiendo únicamente rocas sedimentarias marinas al norte de la ciudad.

A continuación se describen las unidades litológicas que aparecen en la Ciudad de Chihuahua y sus alrededores

a) Rocas Sedimentarias

Caliza.- Estas rocas afloran al norte de la ciudad y se les asigna una edad correspondiente al Cretácico Inferior. Son de color negro a gris pardo, a veces masivas, a veces estratificadas en capas de 0.05 a 1.00 m, de espesor.

b) Rocas Volcánicas

Dacitas.- Dan cuerpo a la Sierra que bordea al lado este de la ciudad. La unidad consiste de derrames dacíticos asociados con tobas de naturaleza ácida. Cerca de los "Cerros Colorados"; estos derrames coronan las cimas de las calizas. Las dacitas son de color café claro y generalmente afaníticas, aunque a veces tienen textura fluidal. Las tobas mencionadas son de colores claros o blanquizcos y su textura varía de fina a brechoide.

Riolitas.- Bajo esta denominación se incluyen las rocas volcánicas y piroclásticas de naturaleza ácida que aparecen rodeando el lado oeste y sur de la ciudad.

Al Sur consisten en derrames riolíticos que forman parcialmente el subsuelo en este sector de la ciudad. Las riolitas son de color café claro, generalmente afaníticas y contienen algunas veces, en su masa, inclusiones de fragmentos angulosos de riolitas más antiguas. Dentro de esta zona aparecen algunas elevaciones de tobas riolíticas de color blanco o grisácea, cubiertas en ocasiones por los derrames riolíticos.

En el extremo Suroeste de la ciudad, la litología se vuelve compleja y consiste de tobas brechoides y areniscas tobáceas de colores claros, brechas y vidrios volcánicos, formaciones estas que en ocasiones se presentan cubiertas por algunos derrames riolíticos.

En la zona comprendida entre la presa El Rejón y la rancharía La Cantera, predominan las tobas, que se presentan pseudo-estratificadas y rematadas en su parte superior por derrames riolíticos. Las tobas tienen una textura fina, aunque a veces varían hasta hacerse brechoides; su color es blanquizco o grisáceo.

Al Oeste, existen unos mantos arcillosos de color café rosáceos o amarillento producto posible de la alteración de material cinerítico. Suprayaciendo a estos mantos, por lo general, se presentan láminas delgadas de una arenisca negra de origen Vulcano-sedimentario.

Por último, en el extremo noroeste de la ciudad ocurren derrames laváticos de composición entre riolítica y dacítica, formando fuertes elevaciones que circundan a la ciudad en esta zona.

2.3.5.2 Sismicidad.

Conforme a la carta sísmica de la Republica Mexicana. El Lugar de Proyecto para el Libramiento de Chihuahua se localiza dentro de la zona asísmica (sismos raros o desconocidos) y de acuerdo a la Regionalización sísmica de la Republica Mexicana, se encuentra dentro de la zona "B" y con un suelo tipo II. En la Tabla siguiente se indican los tiempos de recurrencia de sismos en esta zona, para diferentes intensidades:

Recurrencia de Sismos y Relación entre la Intensidad y la Aceleración en la Zona de Estudio.

Magnitud Richter	Intensidad Mercalli	Recurrencia (Años)	Aceleración cm./seg.
5	V y VI	26	25 -- 50 y 50 -- 100
5.3 - 6.0	VII	73	100 -- 250
6.0 - 7.0	VIII	73 - 208	250 -- 500
7.8 - 8.5	IX y X	-----	-----

Recurrencia de Sismos y Relación entre la Intensidad y la Aceleración.



Figura 2.11, Regionalización sísmica de la Republica Mexicana. Fuente: Norma N-PRY-CAR-6-01-005-01 Pág. 8

2.3.5.3 Reporte de Campo.

Para efectuar los estudios de cimentación del Puente indicado, se llevó a cabo la exploración del subsuelo en cada uno de los apoyos, realizándose conforme a los términos de referencia proporcionados por **la Secretaria de Comunicaciones y Transportes**, en los que se establece la ejecución de un sondeo profundo en cada apoyo, realizados sobre el eje del centro de línea del Puente.

Los sondeos se realizaron con maquina rotatoria, utilizando para su avance la prueba de penetración estándar en suelos arenosos ó arenolimosos, obteniendo muestras alteradas. En suelos arcillosos, se utilizó la misma prueba.

Cuando se encontraron suelos muy compactos (N mayor a 50), se empleó barril muestreador de diámetro NQ, con broca y rima de diamante y broca tricónica de 4" y 2 15/16" de diámetro.

La longitud de exploración se definió en campo en función de las características estratigráficas del sitio, tomándose en consideración los siguientes criterios, indicados en los términos de referencia para suspender los sondeos:

- a) Cuando se penetrara 6.0 m. en arena y arcilla con número de golpes mayor a 50 en la prueba de penetración estándar.
- b) Cuando se detectara una masa rocosa, conformando un espesor de la misma, mínimo de 4.0 m.

En el Puente en estudio se programaron cuatro sondeos profundos de tipo continuo mediante la prueba de penetración estándar. Sin embargo, se recurrió al avance con rotación y brocas de diamante algunas veces, debido a que los suelos y/o rocas presentaron elevada resistencia a la penetración estándar.

A continuación se presentan los trabajos de campo realizados.

Se obtuvieron muestras alteradas representativas con penetración estándar. Los resultados de las pruebas de penetración estándar se muestran en el Perfil Estratigráfico.

Los resultados de las pruebas de penetración estándar y/o avances en suelos duros se muestran en el registro de los sondeos en campo.

Al interpretar los resultados obtenidos con la penetración estándar, se obtuvo:

- La definición estratigráfica del sitio.
- La determinación por correlación de la compacidad relativa de los suelos granulares y la consistencia de los suelos finos.

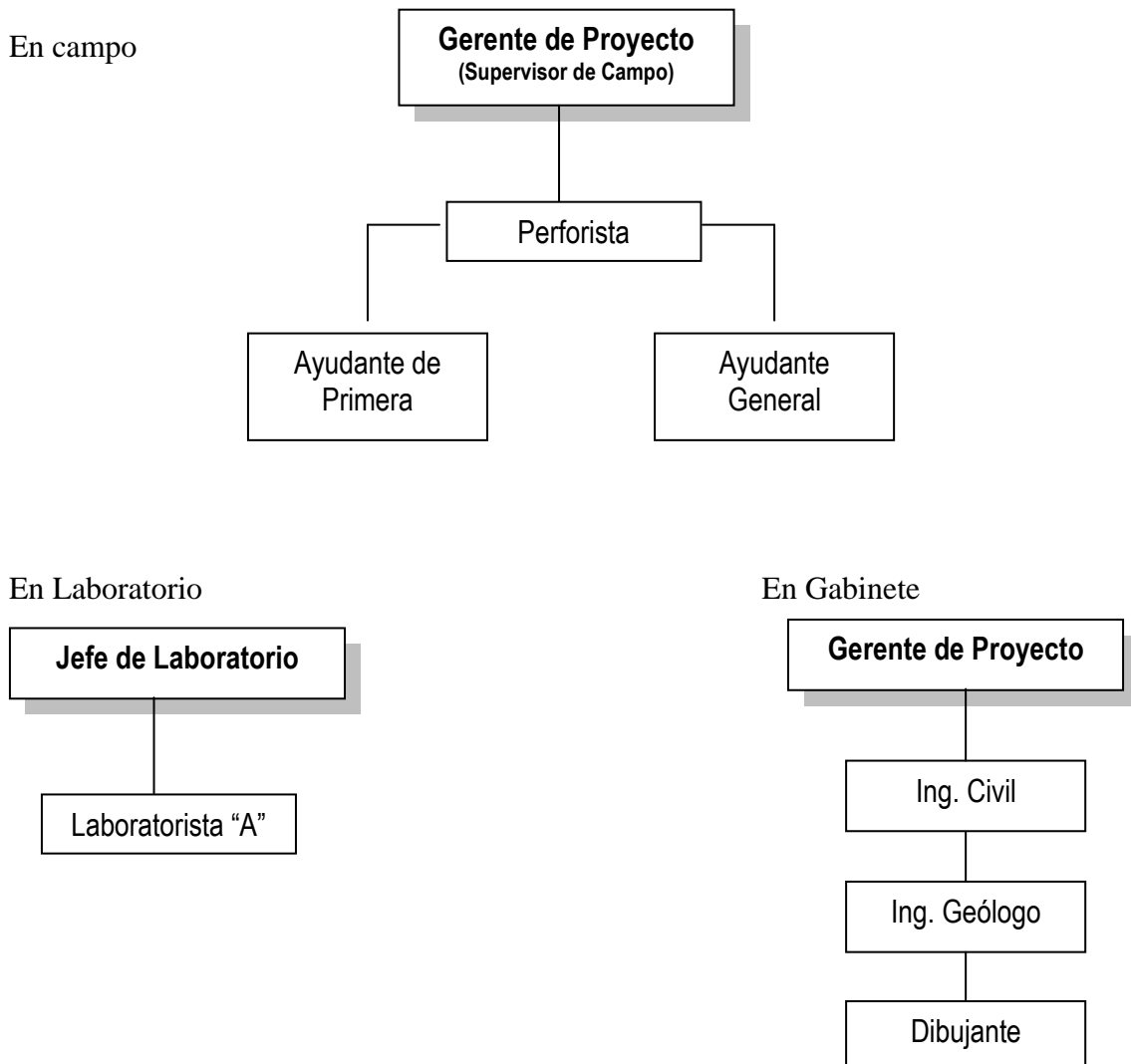
El muestreo consistió en la recuperación de muestras alteradas del suelo. Estas muestras se observaron en el laboratorio para identificar a los suelos, definir la estratigrafía y realizarles sus respectivas pruebas.

Las muestras obtenidas durante la exploración se midieron para calcular la recuperación obtenida, luego se protegieron con polietileno las alteradas para evitar la pérdida de humedad natural.

Finalmente, en varios lotes, se enviaron las muestras obtenidas al laboratorio de la Ciudad de México, para ser sometidas a ensayos.

2.3.5.4 Relación de Personal y equipo utilizado

a) Relación de personal empleado.



b) Relación de equipo empleado.

Camioneta Ford F-350 de 3.5 Ton. De capacidad.
Perforadora Chicago CP-8 con torre.
Bomba de agua motor Evans.
Aditamentos y accesorios para equipos de perforación.
Lote completo de equipo de laboratorio para la mecánica de suelos.
Computadora Celeron Pentium 32 Mb. En RAM con multimedia.
Computadora Compaq Pentium 32 Mb. En RAM con multimedia.
Impresora HP Láser Jet 1000.
Impresora Epson Modelo Láser EPL – 5700.
Copiadora XEROX XD125F Personal.

c) Relación de herramientas y materiales empleados.

Tubos partidos.
Zapatas para tubos partidos.
Canastilla para zapatas de tubos partidos.
Cabezas de tubo Shelby.
Barriles NQ.
Brocas de diamantes NQ.
Rimas de diamante NQ.
Anillos estabilizadores.
Zapatas de diamante NW.
Brocas Tricónicas 2 15/16” y 4”.
Bentonita.
Tope Golpeador.
Swibel Completo.
Tapón elevador.
Martinete.
Tubería de perforación “AW” con sus respectivos coples.
Torre con garruchas.
Juego de llaves Permalite para tubo int. “NQ”.
Coples “NQ” – “AW”.
Picos y palas.
Rieles para rampa.
Llave stilsson 24” y 36”.
Hule polietileno.
Cascos.
Botas de hule.
Caja de herramientas.
Barretas.
Flexómetros.
Tambo de 200 lts.
Cubetas de 19 lts.
Cable de Henequén.
Garrafrones de 19 lts.

2.3.5.5 Exploración y Muestreo.

La exploración consistió en 4 sondeos de penetración estándar con maquinaria perforadora, SP-1, SP-2, SP-3.SP-4.

El sondeo SP-1 se realizó a 0.20 m. a la izquierda de la estación 53+123.45 del eje principal a 15.00 m de profundidad con elevación de brocal de 1505.23 m.

El sondeo SP-2 se realizó a 0.30 m. a la izquierda de la estación 53+150.43 del eje principal a 15.00 m. de profundidad con elevación de brocal de 1505.82 m.

El sondeo SP-3 se realizó a 0.15 m. a la derecha de la estación 53+180.50 del eje principal a 15.00 m. de profundidad con elevación de brocal de 1505.10 m.

El sondeo SP-4 se realizó a 0.15 m. a la derecha de la estación 53+206.50 del eje principal a 15.00 m. de profundidad con elevación de brocal de 1505.08 m.

Las muestras fueron de tipo Alteradas representativas.

En los sondeos efectuados no se detecto nivel freático.

2.3.5.6 Estratigrafía y tipo de Formación.

Sondeo SP-1

De 0.0 a 15.00 m de profundidad se encontraron boleos en forma de fragmentos medianos mezclados con fragmentos chicos, predominando los medianos sobre los chicos, color gris claro con menos de 20% de arena limosa de nula plasticidad, obteniendo un promedio de numero mayor de 50 golpes en profundidades de golpeo de 30 cm. con un porcentaje de fragmentos medianos de boleos de 84% y arena limosa de 16%, con un porcentaje de absorción de 2.8% y densidad aparente de 2.45.

Sondeo SP-2

De 0.0 a 0.60 m de profundidad se encontró una mezcla de arenas y gravas mal graduadas de color café claro con finos, obteniendo un promedio de numero de golpes de 19 en profundidades de golpeo de 30 cm., con un contenido de humedad de 11 %, porcentaje de gravas de 5%, arena de 72% y finos de 23%.

De 0.60 a 15.00 m de profundidad se encontraron boleos en forma de fragmentos medianos mezclados con fragmentos chicos, predominando los medianos sobre los chicos, color gris claro con menos de 20% de arena limosa de nula plasticidad, obteniendo un promedio de numero mayor de 50 golpes en profundidades de golpeo de 30 cm., con un porcentaje de fragmentos medianos de boleos de 83% y arena limosa de 17%, con un porcentaje de absorción de 2.7% y densidad aparente de 2.45.

Sondeo SP-3

De 0.0 a 15.00 m de profundidad se encontraron boleos en forma de fragmentos medianos mezclados con fragmentos chicos, predominando los medianos sobre los chicos, color gris claro con menos de 20% de arena limosa de nula plasticidad, obteniendo un promedio de numero mayor de 50 golpes en profundidades de golpeo de 30 cm., con un porcentaje de fragmentos medianos de boleos de 84% y arena limosa de 16%, con un porcentaje de absorción de 2.8% y densidad aparente de 2.47.

Sondeo SP-4

De 0.0 a 15.00 m de profundidad se encontraron boleos en forma de fragmentos medianos mezclados con fragmentos chicos, predominando los medianos sobre los chicos, color gris claro con menos de 20% de arena limosa de nula plasticidad, obteniendo un promedio de numero mayor de 50 golpes en profundidades de golpeo de 30 cm., con un porcentaje de fragmentos medianos de boleos de 83% y arena limosa de 17%, con un porcentaje de absorción de 2.7% y densidad aparente de 2.46.

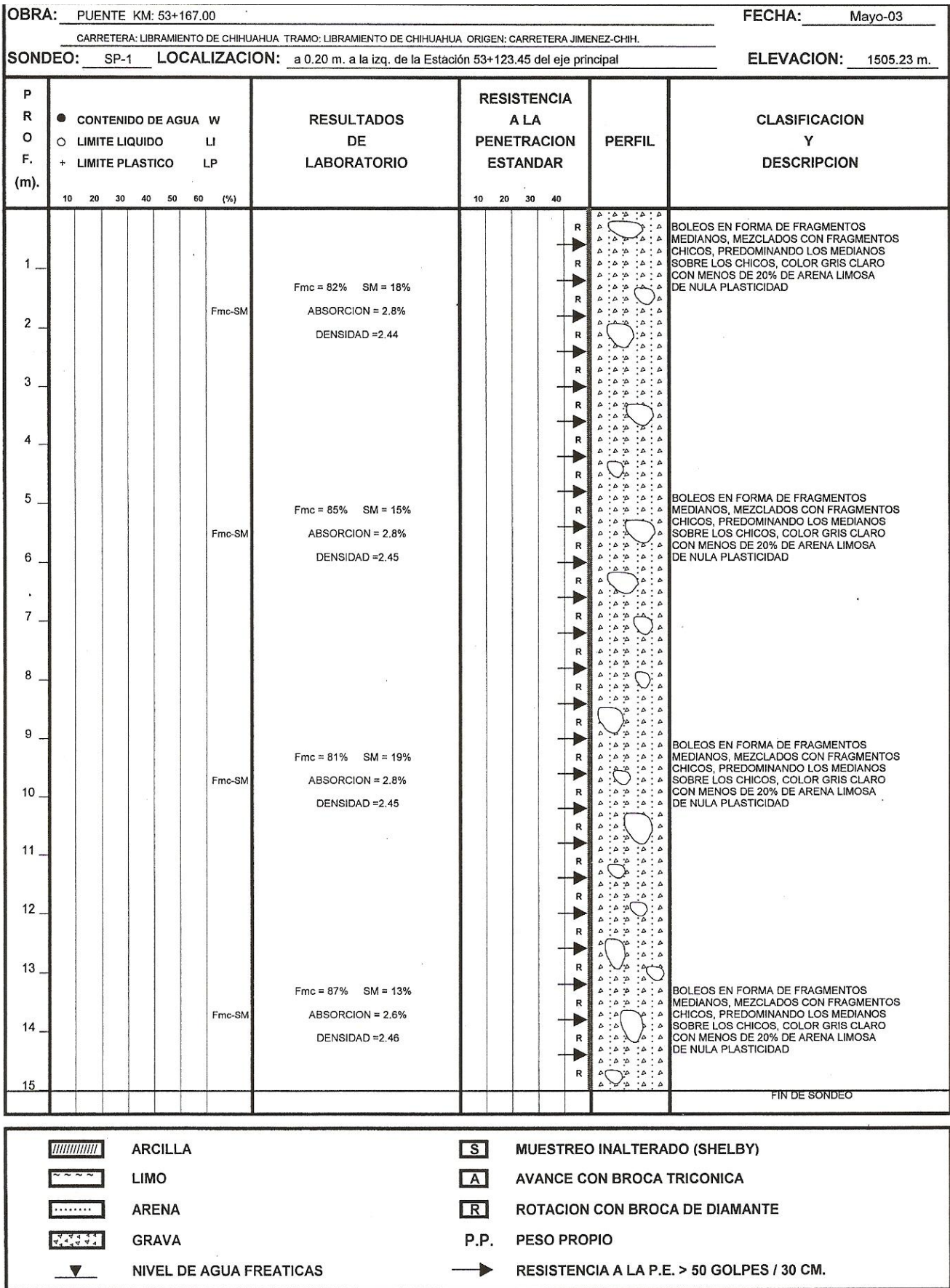


Fig. 2.12 Perfil estratigráfico de la zona del puente.

2.3.5.7 MEMORIA DE CÁLCULO.

Datos:

Apoyos:	Caballete N° 1 y N° 4 – Pila N° 2 y N° 3
Tipo de suelo de apoyo:	Friccionarte.
Profundidad de desplante:	7.0 m.
Nivel de aguas freáticas:	No se detecto
Elementos de Cimentación:	Pilotes de 1.20 de diámetro.
Número de Golpes:	50/7

2.3.5.8 Calculo de Esfuerzos efectivos:

Datos:

Boleos mezclados con arena limosa de compacidad relativa muy densa.

$$\gamma_d = 1.80 \text{ Ton}/m^3 \quad \gamma_m = 1.98 \text{ Ton}/m^3 \quad \gamma_w = 1.00 \text{ Ton}/m^3$$

Formulas a emplear:

$$\Gamma_T = \gamma_d \cdot Z \quad u = \gamma_w \cdot Z \quad \Gamma_o = \Gamma_T - u$$

De donde:

Γ_t = Esfuerzo total (ton. /m²)

u = Presión neutral (ton. /m²)

Γ_o = Esfuerzo efectivo (ton. /m²)

Df = Profundidad de desplante (m.)

Z = Diferencia de profundidad de desplante y nivel de aguas freáticas (m.)

γ_w = Peso volumétrico del agua (ton. /m³)

γ_d = Peso volumétrico natural del suelo (ton. /m³)

γ_m = Peso volumétrico sumergido del suelo (ton. /m³)

Fuente: Apuntes de clases de Mecánica de suelos IV del Ing. Miguel Ángel Casilla

Resumen del cálculo:

Espesor (m)	Esfuerzo total $\Gamma\tau$ (ton. /m ²)	Presión neutral u (ton. /m ²)	Esfuerzo efectivo Γo (ton. /m ²)
7.00	12.60	0.00	12.60

2.3.5.9 Cálculo de capacidad de carga en pilotes de cimentación en suelos granulares:

Diámetro de pilote: 1.20 m.

Área de pilote: 1.13 m².

$$A_p = \frac{\pi * \phi^2}{4} = 1.13$$

Profundidad de desplante: 7.00 m.

Peso Volumétrico del suelo: $\gamma_d = 1.80$ Ton. /m³.

Espesor	γ_d (ton. /m ³)	Esfuerzo total $\Gamma\tau$ (ton. /m ²)	U	Esfuerzo efectivo Γo (ton. /m ²)	Esfuerzo efectivo Acumulado (ton. /m ²)
0	0.00	0.00	0.00	0	0
7	1.80	12.60	0.00	12.60	12.60

Factor de seguridad: 3

Angulo de fricción interna: 32°

De la figura VII.14 de Juárez Badillo se tiene.

$N_q = 67$

$$q_p = \sigma_{z=7} * N_q * A_p \quad Q_p = \frac{q_p}{F.S.}$$

$$q_p = (2.60 * 67 * 1.13) = 953.95 \text{ Ton}$$

$$Q_{p \text{ Admi}} = \frac{953.95}{3} = 318 \text{ Ton/Pilote}$$

$$Q_{p \text{ servicio}} = 151 \text{ Ton/Pilote}$$

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos 1983 **Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes** México PP. 15-50

2.3.5.10 Cálculo de asentamientos:

$$Se = Se_{pila} + Se_{suelo}$$

$$Se_{pila} = \frac{Q * L}{Ap * Ec} \quad Se_{suelo} = 1.57 + \frac{Q}{Es * \sqrt{Ap}} * (1 - \nu^2)$$

De donde:

Se (δ) = Asentamiento (m.)

Q = Capacidad de carga en servicio (Ton)

L = Longitud del pilote (m.)

Ap = Área del pilote (m²)

Ec = Modulo de elasticidad del concreto (ton. /m²)

Es = Modulo de elasticidad del suelo (ton. /m²)

ν = Relación de poisson.

$$Se = \frac{Q * L}{Ap * Ec} + 1.57 + \frac{Q}{Es * \sqrt{Ap}} * (1 - \nu^2)$$

Q	151	Ton / Pila
L	7	m
Ec	2371708	Ton. /m ²
ν	0.2	
$1-\nu^2$	0.96	
Ap	1.131	m ²
Es	11500	Ton. /m ²
δ	0.0190031	m

1.90 cm.

Q	151	Ton / Pila
L	8	m
Ec	2371708	ton. /m ²
ν	0.2	
$1-\nu^2$	0.96	
Ap	1.131	m ²
Es	11500	ton. /m ²
δ	0.01906	m

1.91 cm.

Q	151	Ton / Pila
L	10	m
Ec	2371708	ton. /m ²
ν	0.2	
$1-\nu^2$	0.96	
Ap	1.131	m ²
Es	11500	ton. /m ²
δ	0.01917	m

1.92 cm.

Se obtiene como resultado un asentamiento de Máximo de 1.92 cm. con una longitud de pilote de 10 metros.

Fuente: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos 1983 **Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes** México PP. 15-50

2.3.5.11 Terraplenes

Análisis de estabilidad.

Partiendo de la expresión:

$$C = 0.181 * \gamma_m * H$$

Se puede deducir que:

$$H = \frac{C}{0.181 * \gamma_m * F.S.}$$

De donde:

γ_m = Peso volumétrico del material: 1.50 (ton. /m³)

H = Altura del terraplén en m.

F.S. = Factor de seguridad: 3

c = Resistencia al corte del terreno de cimentación: 10 (ton. /m²)

Sustituyendo los valores se obtiene que:

H = 12.28 m.

Se aceptara una altura máxima de terraplén de 12.28 m., con taludes de 2:1.

2.3.5.12 Calculo de asentamientos inmediatos en terraplenes:

Utilizando la siguiente ecuación:

$$\delta_i = I_w * q * B \frac{(1 - \nu^2)}{E}$$

De donde:

δ_i = asentamiento inmediato en cm.

γ_m = Peso volumétrico natural del material: 1.50 (ton. /m³)

q = Carga uniformemente repartida: 5.70 (ton /m²)

B = Ancho de terraplén: 12.00 m.

I_w = Factor de influencia: 2.25

E = Modulo de elasticidad: 3000 (ton /m²)

ν = Relación de poisson: 0.35

Sustituyendo valores obtenemos:

$$\delta_i = 0.05 \text{ m} = 5 \text{ cm.}$$

2.3.5.13 Modulo de reacción vertical:

El módulo de reacción vertical del sistema suelo – cimentación se define como:

$$K_v = \frac{E * E_s}{Df * E_s + \frac{E * E_s}{4 * \nu} + \frac{E_c * d}{1 + \nu}}$$

De donde:

K_v = Modulo de reacción vertical

E = Modulo de rigidez representativo del pilote: 2'371,708 (ton /m²)

E_c = Modulo de rigidez representativo del concreto: 2'371,708 (ton /m²)

E_s = Modulo de rigidez representativo del suelo donde
Se apoyaran los pilotes. 11,500 (ton /m²)

Df = Profundidad de desplante: 7.00 m.

ν = Relación de poisson: 0.20

d = Diámetro de la pila: 1.20 m.

Sustituyendo los valores obtenemos:

$$K_v = 26,748 \text{ (ton /m}^3\text{)}$$

2.3.5.14 Empuje de tierras:

$$E_H = K_o * \gamma_m * H^2 \left(\frac{1}{2} \right)$$

E_H = Empuje horizontal en condiciones estáticas (ton /m²)

K_o = Coeficiente de empuje en reposo: 0.30

γ_m = Peso volumétrico natural del material: 1.80 (ton. /m³)

H = Altura de relleno. m.

Capítulo III

Proyecto Ejecutivo

3.1 Descripción del Puente.

La estructura del puente “Km. 053 + 167” se localiza en el cruce del Km. 053+167.00 de la carretera Libramiento de Chihuahua, en el Tramo Entronque Terminal – Entr. Aldama con origen Carretera Jiménez, Chihuahua.

- Alineamiento horizontal: En Tangente.
- Alineamiento Vertical: En Tangente.
- Esviajamiento: Normal.

Superestructura: Formada por tres tramos de losa de concreto reforzado apoyado sobre vigas de concreto precoladas y pretensadas con 25.00 metros de claro. Ancho Total de 13.06 metros, con ancho de calzada y de carpeta de 12.00 metros, para una carga móvil tipo T3-S2-R4 en todos sus carriles de circulación.

Subestructura: Formada por dos caballetes y dos pilas, todos de concreto reforzado.

Infraestructura: Formada por zapatas y pilotes de 1.2 m. de diámetro, ambas de concreto reforzado.

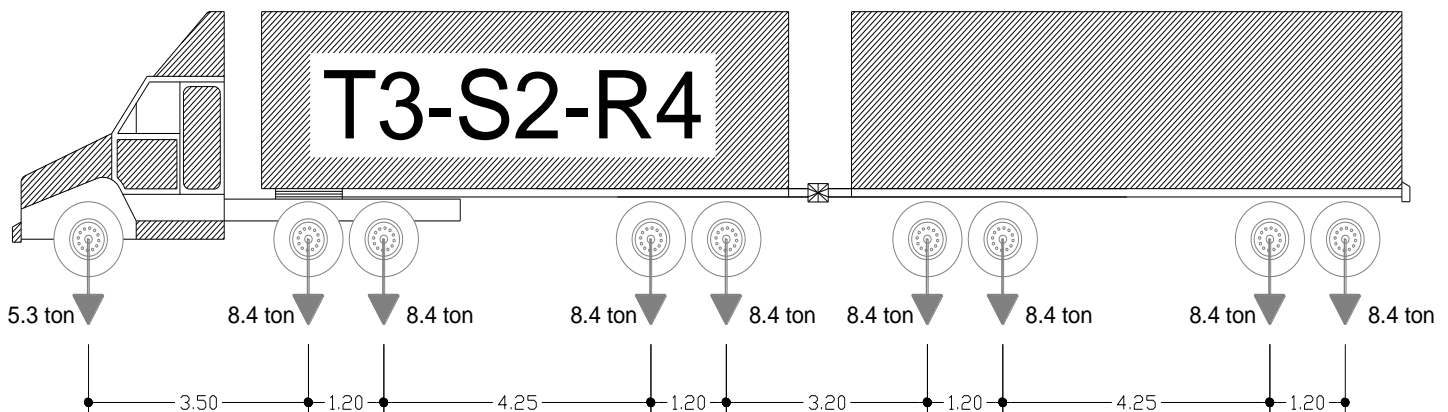


Fig. 3.1 Peso y dimensiones de vehículo T3-S2-R4 (Peso total = 72.5 Ton)

. Fuente: Facultad de Ingeniería de la UNAM Diseño de Puentes con Elementos Prefabricados y Presforzados Pág.64

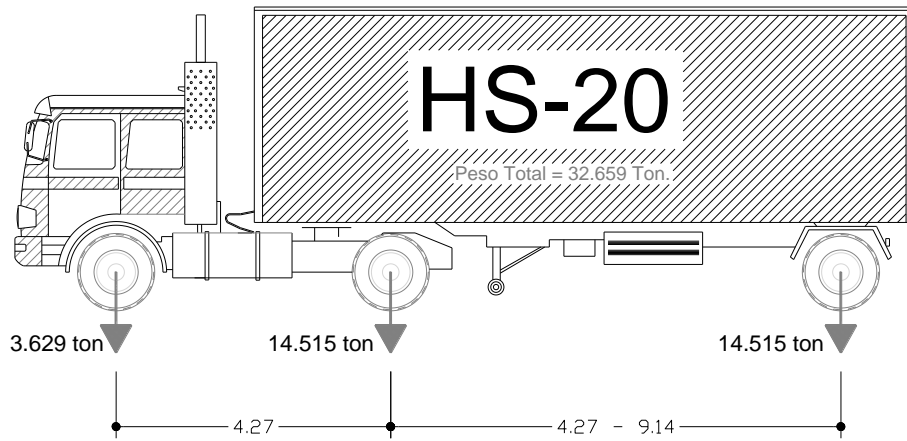


Fig. 3.2 Peso y dimensiones de vehículo HS-20 para diseño de losa (Peso total: 32.659 Ton)
 . Fuente: Facultad de Ingeniería de la UNAM Diseño de Puentes con Elementos Prefabricados y Presforzados Pág.64

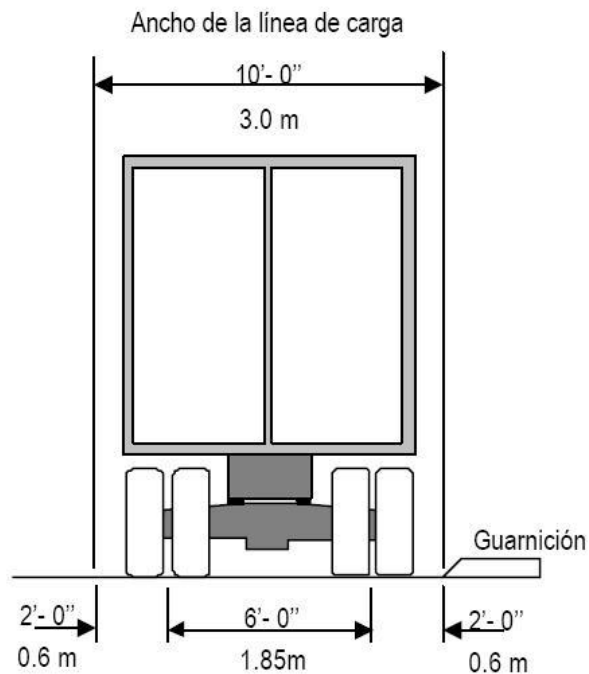


Fig. 3.3 Peso y dimensiones de vehículo.
 . Fuente: Facultad de Ingeniería de la UNAM Diseño de Puentes con Elementos Prefabricados y Presforzados Pág.64

3.2 Consideraciones Generales para Proyecto.

El análisis de cargas de los elementos se realizo considerando los grupos de carga con las combinaciones siguientes:

Grupo I: CM + CV _{+I} + ET + S + PC	100%
Grupo III: Grupo I + F + FR + 30% VE + VCV + FC	125%
Grupo VII: CM + ET + S + PC + TT	133 1/3%

Carga Muerta (Cm.): Para la determinación de las cargas, se consideraron los siguientes pesos volumétricos.

Acero estructural = 7,859 Kg. /cm³

Asfalto = 2,200 Kg. /m³

Concreto = 2,400 Kg. /m³

Tierra para relleno = 1,800 Kg. / m³

Carga Viva + Impacto (CV_{+I}): El cálculo de los elementos mecánicos producidos por cargas móviles se realizo tomando los camiones tipo T3-S2-R4 en todos sus carriles de circulación correspondientes al ancho de calzada.

Para el diseño de la losa se considero el camión tipo HS-20, ya que presenta la descarga por rueda mas desfavorable para producir los máximos elementos mecánicos a la losa.

Empuje de Tierra (ET): Para obtener los elementos mecánicos producidos por el empuje de tierras se considero la teoría de Rankine y se adicionó, una sobre carga de empuje de tierras por efecto de la carga viva de 60 cm.

Sismo (TT): Para la obtención de las fuerzas sísmicas se aplicó el método de la fuerza horizontal estática equivalente, la cual se considera afectar la carga muerta por el coeficiente sísmico del terreno considerando un periodo cero.

Para nuestro caso, según el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, en su tomo de Diseño por Sismo, por la ubicación de la estructura (Zona B suelo Tipo II) y la capacidad de soporte del suelo, le corresponde un coeficiente sísmico C= 0.30 y un coeficiente de ductibilidad Q= 4 para la superestructura y de Q= 2 para la subestructura.

PC: Presión de corriente.

S: Sub.-presión.

3.3 Geometría

Datos de los ejes Transversales:

Esviaje =	Normal
Sobre elevación Izquierda =	-2%
Sobre elevación derecha =	-2%
Carpeta asfáltica =	4 cm.
Numero de ejes =	9 ejes



<i>EJES</i>								
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>
6.530	5.550	3.700	1.850	0.000	-1.850	-3.700	-5.550	-6.530

Sub.-Estructura: Caballete N° 1

Estación:	053+128.86
Elevación de Corona:	1507.52 m.
Apoyo de Neopreno:	Fijo de 20 x 40 x 4.1 cm.



<i>ELEVACIONES</i>								
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>
1509.169	1509.189	1509.226	1509.263	1509.300	1509.263	1509.226	1509.189	1509.169

Sub.-Estructura: Pila N° 2

Estación:	053+154.18
Elevación de Corona:	1507.50 m.
Apoyo de Neopreno:	Móvil de 20 x 40 x 5.7 cm.



<i>ELEVACIONES</i>								
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>
1509.169	1509.189	1509.226	1509.263	1509.300	1509.263	1509.226	1509.189	1509.169

**Sub.-Estructura:
Pila N° 3**

Estación: 053+179.82
 Elevación de Corona: 1507.50 m.
 Apoyo de Neopreno: Móvil de 20 x 40 x 5.7 cm.



<i>ELEVACIONES</i>								
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>
1509.169	1509.189	1509.226	1509.263	1509.300	1509.263	1509.226	1509.189	1509.169

Sub.-Estructura: Caballete N° 4

Estación: 053+205.14
 Elevación de Corona: 1507.52 m.
 Apoyo de Neopreno: Fijo de 20 x 40 x 4.1 cm.

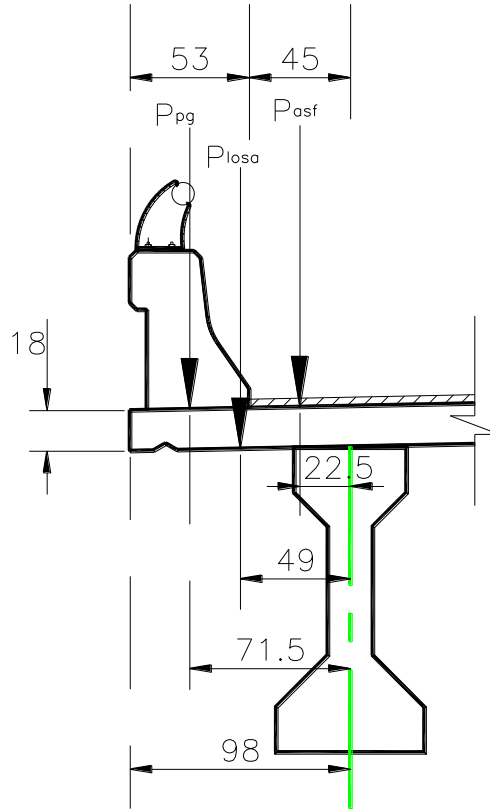


<i>ELEVACIONES</i>								
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>
1509.169	1509.189	1509.226	1509.263	1509.300	1509.263	1509.226	1509.189	1509.169

3.4 Superestructura.

3.4.1 Diseño de losa.

3.4.1.1 Análisis de cargas de losa en voladizo.



$$W_{Losa} = (\rho * h * \gamma_c) = (0.98 * 0.18 * 2.4) = 0.423 \text{ Ton/m}$$

$$W_{Asf} = (\rho * h * \gamma_{asf}) = (0.45 * 0.12 * 2.2) = 0.119 \text{ Ton/m}$$

Carga	Peso Kg./m	Brazo m	Momento Kg.-m
Parapeto y Guarnición	600	0.715	429
Losa	423	0.49	207.270
Asfalto	119	0.225	26.775
	1142		663.045

Fuente para el diseño de losa: Secretaria de Comunicaciones y Transportes 1984

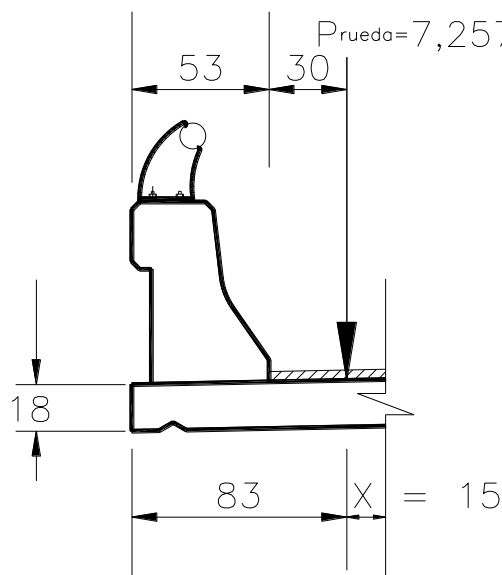
Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros México Tomo I, capítulo

V, pág. 131-150

3.4.1.2 Carga Móvil más impacto.

Ancho de distribución de acuerdo a normas AASTHO, en su artículo 3.24.5.1.1, es donde se reparte el peso de la rueda del camión, el eje de la rueda derecha, se acerca a la cara de la guarnición a 30 cm. como mínimo.

Se denomina impacto al incremento en porcentaje que se aplica a las cargas vivas vehiculares sobre la calzada, para tomar en cuenta los efectos de la vibración de la estructura, que es causada por la respuesta dinámica como un conjunto, a la excitación producida por las ruedas, la suspensión de los vehículos y el golpeteo de las primeras al pasar sobre irregularidades en la superficie de rodamiento, tales como juntas de dilatación, grietas, pequeños baches o despostillamientos.



$$I = \frac{15.24}{(8.1 * S)} \leq 0.30$$

$$I = \frac{15.24}{(8.1 * 0.98)} = 0.39, \text{ Se usar_a } 0.30$$

$$E = 0.8 (K) \} 1.143 \leq 2.13$$

$$E = 0.8 (1.15) \} 1.143 = 1.263$$

$$M = X (P)$$

$$M = 0.15 (7,257.5) = 1,088.63 \text{ Kg.} - m$$

$$M_{cv+IE} = \frac{M * I}{E}$$

$$M_{cv+IE} = \frac{1,088.63 * 1.30}{1.263} = 1,120.5 \text{ Kg.} - m$$

3.4.1.3 Análisis de losa entre viga.

$$W_{Losa} = \rho * h * \gamma_c \Rightarrow 1 * 0.18 * 2.4 \Rightarrow 0.432 \text{ Ton/m}$$

$$W_{Asf} = \rho * h * \gamma_{asf} \Rightarrow 1 * 0.12 * 2.2 \Rightarrow 0.264 \text{ Ton/m}$$

$$\underline{\hspace{10em}} \\ 0.696 \text{ Ton /m.}$$

$$V_{Máx} = \frac{0.696 * 1.35}{2} = 0.470 \text{ Ton.} \quad M_{Máx} = \frac{0.696 * 1.35^2}{10} = 0.130 \text{ Ton.-m}$$

$$M_{cv+E} = 3.28 (0.03125) + 0.0195 (0.8)$$

$$M_{cv+E} = 3.28 (0.03125) (3.5) + 0.0195 (2,257.5) (0.8) \Rightarrow 1,175.16 \text{ Kg.-m}$$

$$I = \frac{15.24}{(8.1 * 1.35)} = 0.30$$

$$M_{cv+EI} = 1,175.16 * 1.30 = 1,527.71 \text{ Kg.-m.}$$

Comparación de momentos:

En voladizo:

$$M = M_{cm} + M_{cv+IE} \quad M = 0.663 + 1.121 = 1.784 \text{ Ton.-m}$$

Entre vigas:

$$M = M_{cm} + M_{cv+IE} \quad M = 0.130 + 1.527 = 1.657 \text{ Ton.-m}$$

Momento de Diseño = 1.784 Ton.-m

3.4.1.4 Constantes de Calculo:

$$f'c = 250 \text{ Kg. /cm}^2 \quad Fy = 4000 \text{ Kg. /cm}^2 \quad Fs = 0.5 Fy = 2000 \text{ Kg. /cm}^2$$

$$fc = 0.4 f'c = 100 \text{ Kg. /cm}^2 \quad Es = 2.1 \times 10^6$$

$$Ec = 4270 * \gamma_c^{1.5} * \sqrt{f'c} \quad Ec = 4270 * 2.4^{1.5} * \sqrt{250} \quad Ec = 251,023.71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2.1 \times 10^6}{251,023.71} = 8.37$$

$$k = \frac{1}{1 + \left(\frac{Fs}{n * fc} \right)} \quad k = \frac{1}{1 + \left(\frac{2000}{8.37 * 100} \right)} = 0.295$$

$$j = 1 - \left(\frac{1}{3} \right) \quad j = 1 - \left(\frac{0.295}{3} \right) = 0.90$$

$$K = 0.5 \left(fc \right) \left(j \right) \quad K = 0.5 \left(100 \right) \left(0.295 \right) \left(0.90 \right) = 13.30$$

$$c = \sqrt{1/K} \quad c = \sqrt{1/13.30} = 0.274$$

3.4.1.5 Determinación del peralte requerido.

$$M = 2.2 \text{ Ton-m} = 220,000.00 \text{ Kg. /cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = c \sqrt{M/b} \quad d = 0.274 \sqrt{178,400/100} = 11.57 \approx 12.00 \text{ cm}$$

$$h = d + \text{recubrimiento} \quad h = 12 + 4 = 16 \text{ cm.}$$

$$16 \text{ cm.} < 18 \text{ cm.} \quad \text{Esta Bien.}$$

Se acepta el peralte propuesto

3.4.1.6 Área de acero por flexión o principal.

$$As = \frac{M}{F_s * j * d} \quad As = \frac{178,400}{2,000 * 0.9 * 14} = 7.08 cm^2$$

Usando Varillas del # 4c con un $as = 1.27 cm^2$

$$S = \frac{as * 100}{As} \quad S = \frac{1.27 * 100}{7.08} = 18 cm.$$

Varillas del # 4c @ 18 cm.

3.4.1.7 Armados Extras

Acero por temperatura:

$$Ac = b * h = 100 * 18 = 1800.00 cm^3$$

$$As_{Tem} = 0.0018 (Ac) \quad As_{Tem} = 0.0018 (1800.00) = 3.24 cm^2$$

Usando Varillas del # 3c con $as = 0.71 cm^2$

$$S = \frac{as * 100}{As_{Tem}} \quad S = \frac{0.71 * 100}{3.24} = 22 cm.$$

Varillas del # 3c @ 22 cm. En el lecho superior.

Acero por distribución

Se colocara un cierto porcentaje del acero de flexión en el lecho inferior de la losa, menor al 67 %.

$$As_{dis} = \% (As) \quad \% = \frac{220}{\sqrt{3.28 * Sep}} \quad \% = \frac{220}{\sqrt{0.98 * 3.28}} = 122.71\% > 67\% \therefore 67\%$$

$$As_{dis} = 67\% (10.8) = 7.24 cm^2$$

Usando Varillas del # 4c con $as = 1.27 cm^2$

$$S = \frac{as * 100}{As_{dis}} \quad S = \frac{1.27 * 100}{7.24} = 17.5 cm.$$

Varillas del # 4c @ 17.5 cm.

3.4.1.8 Revisión por cortante.

$$\text{Cortante total} = V_{cv+IE} + V_{cm} = 559 + 7470.11 = 8029.11$$

$$V_{cm} = \frac{w * l}{2} = \frac{1.142 \text{ Ton/m} * 0.98 \text{ m}}{2} = 0.559 \text{ Ton}$$

$$V_{cv+IE} = \frac{P}{E} * I = \frac{7,257.5}{1.263} * 0.30 = 7,470.11 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo de cortante de diseño.

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{8,029.11}{14 * 100} = 5.73 \text{ Kg./cm}^2$$

$$\text{Cortante admisible del concreto: } 0.03 * (f'c) < 6.3 \text{ Kg./cm}^2$$

$$5.73 \text{ Kg./cm}^2 < 6.3 \text{ Kg./cm}^2 \text{ Esta bien.}$$

Por lo tanto la sección resiste al cortante.

3.4.1.9 Verificación por adherencia.

$$M_{act} = \frac{V}{\sum p * j * d} = \frac{8,029.11}{0.54 * \pi * 7 * 0.9 * 14} = 11.41$$

$$M_{per} = \frac{3.2 * \sqrt{f'c}}{\phi} = \frac{3.2 * \sqrt{250}}{2.54} = 19.92$$

$$11.41 < 19.92 \text{ Esta bien.}$$

3.4.1.10 Análisis por carga Muerta en losa entre vigas.

Ancho Total:	13.06 m.	
Ancho de Calzada:	12.00 m.	
Separación de vigas (Sep):	1.85 m.	Propuesto
Espesor de losa (d):	0.18 m.	
Espesor de asfalto:	0.12 m.	
Ancho "b" unitario:	1.00 m.	
Peso de concreto:	2.4 Ton/m ³ .	
Peso de asfalto:	2.2 Ton/m ³ .	

$$W_{Losa} = \rho * h * \gamma_c \Rightarrow \rho * 0.18 * 2.4 \Rightarrow 0.432 \text{ Ton/m}$$

$$W_{Asf} = \rho * h * \gamma_{asf} \Rightarrow \rho * 0.12 * 2.2 \Rightarrow 0.264 \text{ Ton/m}$$

$$\underline{\underline{0.696 \text{ Ton /m.}}}$$

3.4.1.11 Momento máximo por carga muerta

$$M_{M\acute{a}x. (+)} = 0.112 \text{ Ton-m.}$$

$$M_{M\acute{a}x. (-)} = 0.33 \text{ Ton-m.}$$

3.4.1.12 Momento por carga Móvil

$$HS-20 P = 7,257.5 \text{ Kg.}$$

$$M_{c.v.} = 0.8 * \left(\frac{P}{32} \right) \left(\frac{S}{0.305} + 2 \right) \quad M_{c.v.} = 0.8 * \left(\frac{7,257.5}{32} \right) \left(\frac{1.85}{0.305} + 2 \right) = 1,463 \text{ Kg - m}$$

Impacto, $\leq 30 \%$

$$I = \left(\frac{15.24}{S + 38} \right) \leq 30\% \quad I = \left(\frac{15.24}{1.85 + 38} \right) = 38\% = 30\%$$

$$M_{c.v.+I} = 1.46 * 1.3 = 1.90 \text{ Ton-m}$$

3.4.1.13 Momento de diseño:

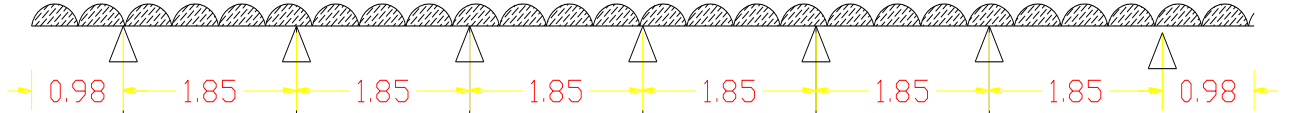
$$M_{dise\tilde{n}o} = M_{M\acute{a}x. (+)} + M_{c.v.+I} = 0.112 + 1.90 = 2.02 \text{ Ton-m}$$

$$M_{dise\tilde{n}o} = M_{M\acute{a}x. (-)} + M_{c.v.+I} = 0.33 + 1.90 = 2.23 \text{ Ton-m}$$

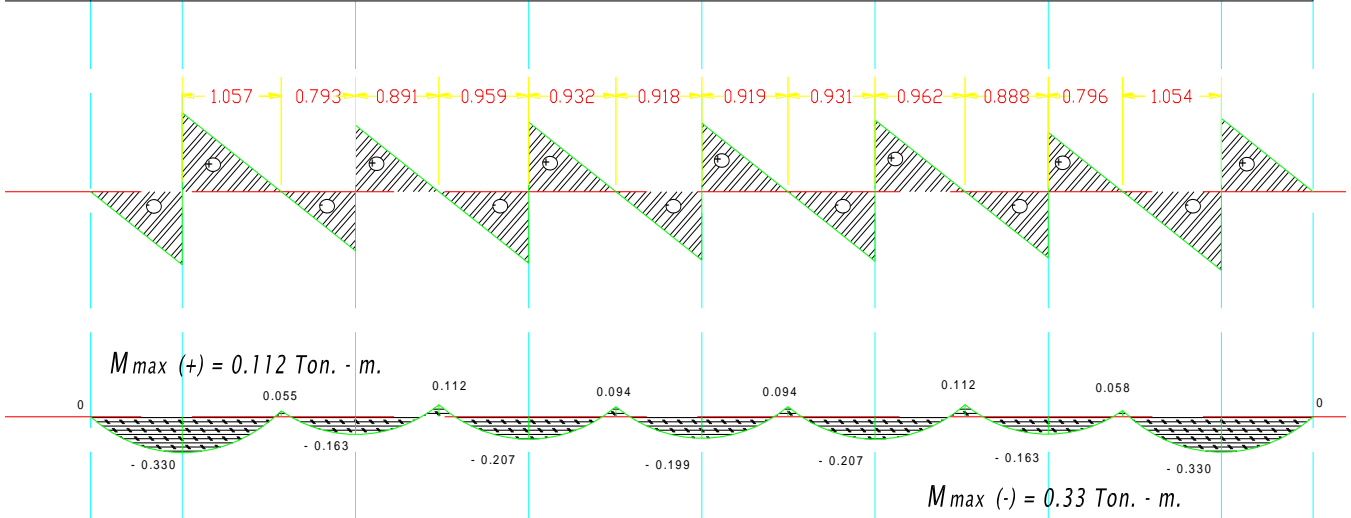
$$M_{dise\tilde{n}o} = 2.23 \text{ Ton-m}$$

Determinación de momentos.

$W = 0.696 \text{ Ton. / m.}$



⚙	0	0.541	0.541	0.541	0.541	0.541	0.541	0.541	0				
fd	0.000	1.000	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	0.500	1.000	0.000		
Me	0.334	-0.199	0.199	-0.199	0.199	-0.199	0.199	-0.199	0.199	-0.199	0.199	-0.334	
1D	0.000	-0.135	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.135	
T	0.000	0.000	-0.068	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.068	0.000	
2D	0.000	0.000	0.034	0.034	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.034	0.034	0.000	
T	0.000	0.017	0.000	0.000	0.017	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.017	0.000	-0.017	
3D	0.000	-0.017	0.000	0.000	-0.009	-0.009	0.000	0.000	0.009	0.009	0.000	0.017	
T	0.000	0.000	-0.009	-0.005	0.000	0.000	-0.005	0.005	0.000	0.000	0.005	0.009	
4D	0.000	0.000	0.007	0.007	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.007	-0.007	0.000	
ΣMe	0.334	-0.334	0.163	-0.163	0.209	-0.209	0.199	-0.199	0.209	-0.209	0.163	-0.163	0.334
Vi	0.682	0.644	0.644	0.644	0.644	0.644	0.644	0.644	0.644	0.644	0.644	0.644	
VH	0.000	0.092	-0.092	-0.025	0.025	0.004	-0.004	-0.004	0.004	0.025	-0.025	-0.092	0.092
Vt	0.682	0.736	0.552	0.620	0.668	0.648	0.640	0.640	0.648	0.668	0.620	0.552	0.736
Reac.	1.418	1.172	1.316	1.280	1.316	1.172	1.418						



Constantes de Calculo:

$$f'c = 250 \text{ Kg. /cm}^2 \quad Fy = 4000 \text{ Kg. /cm}^2 \quad Fs = 0.5 Fy = 2000 \text{ Kg. /cm}^2$$

$$fc = 0.4 f'c = 100 \text{ Kg. /cm}^2 \quad Es = 2.1 \times 10^6$$

$$Ec = 4270 * \gamma_c^{1.5} * \sqrt{f'c} \quad Ec = 4270 * 2.4^{1.5} * \sqrt{250} \quad Ec = 251,023.71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2.1 \times 10^6}{251,023.71} = 8.37$$

$$k = \frac{1}{1 + \left(\frac{Fs}{n * fc} \right)} \quad k = \frac{1}{1 + \left(\frac{2000}{8.37 * 100} \right)} = 0.295$$

$$j = 1 - \left(\frac{1}{3} \right) \quad j = 1 - \left(\frac{0.295}{3} \right) = 0.90$$

$$K = 0.5 \left(\frac{fc}{j} \right) \quad K = 0.5 \left(\frac{100}{0.90} \right) = 13.30$$

$$c = \sqrt{\frac{1}{K}} \quad c = \sqrt{\frac{1}{13.30}} = 0.274$$

3.4.1.14 Determinación del peralte requerido.

$$M = 2.23 \text{ Ton-m} = 223,000.00 \text{ Kg. /cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = c \sqrt{\frac{M}{b}} \quad d = 0.274 \sqrt{\frac{223,000}{100}} = 12.94 \approx 13.00 \text{ cm}$$

$$h = d + \text{recubrimiento} \quad h = 13 + 4 = 17 \text{ cm.}$$

17 cm. < 18 cm. Esta bien.

Se acepta el peralte propuesto

3.4.1.15 Área de acero por flexión o principal.

$$A_s = \frac{M}{F_s * j * d} \quad A_s = \frac{223,000}{2,000 * 0.9 * 14} = 8.73 \text{ cm}^2$$

Usando Varillas del # 4c con un $as = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{as * 100}{A_s} \quad S = \frac{1.27 * 100}{8.73} = 14 \text{ cm.}$$

Varillas del # 4c @ 14 cm.

3.4.1.15.1 Armados Extras

Acero por temperatura:

$$A_c = b * h = 100 * 18 = 1800.00 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{Tem}} = 0.0018 (A_c) \quad A_{s_{Tem}} = 0.0018 (1800.00) = 3.24 \text{ cm}^2$$

Usando Varillas del # 3c con $as = 0.71 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{as * 100}{A_{s_{Tem}}} \quad S = \frac{0.71 * 100}{3.24} = 22 \text{ cm.}$$

Varillas del # 3c @ 22 cm.

Acero por distribución

Se colocara un cierto porcentaje del acero de flexión en el lecho inferior de la losa perpendicular al acero principal, menor al 67 %

$$A_{s_{dis}} = \% (A_s) \quad \% = \frac{220}{\sqrt{3.28 * Sep}} \quad \% = \frac{220}{\sqrt{1.85 * 3.28}} = 89.31\% > 67\% \therefore 67\%$$

$$A_{s_{dis}} = 67\% (8.73) = 5.85 \text{ cm}^2$$

Usando Varillas del # 4c con $as = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{as * 100}{A_s} \quad S = \frac{1.27 * 100}{5.85} = 20 \text{ cm.}$$

Varillas del # 4c @ 20 cm.

3.4.1.16 Revisión por cortante.

$$\text{Cortante total} = 736(0.8) \text{ Kg.} + 7,257.5 = 7,993.5 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo de cortante de diseño.

$$v = \frac{V}{bd} = \frac{7,993.5}{14 * 100} = 5.71 \text{ Kg./cm}^2$$

$$\text{Cortante admisible del concreto: } 0.03*(f'c) < 6.3 \text{ Kg./cm}^2$$

$$5.71 \text{ Kg./cm.}^2 < 6.3 \text{ Kg./cm.}^2 \text{ Esta bien.}$$

3.4.1.17 Verificación por adherencia.

$$M_{act} = \frac{V}{\sum p * j * d} = \frac{7,993.5}{(0.54 * \pi * 8) * 0.9 * 14} = 11.36$$

$$M_{per} = \frac{3.2 * \sqrt{f'c}}{\phi} = \frac{3.2 * \sqrt{250}}{2.54} = 19.92$$

$$11.36 < 19.92 \text{ Esta bien.}$$

3.4.1.18 Armado de Losa.

Losa	As	A_{Dis}	A_{Tem}
Entre Nervaduras	# 4 _c @ 14 cm.	# 4 _c @ 20 cm.	# 3 _c @ 22 cm.
Voladizo	# 4 _c @ 18 cm.	# 4 _c @ 26 cm.	# 3 _c @ 22 cm.

El armado de la losa se realizara de acuerdo al diseño de losa entre nervaduras, ya que es la que rige, como se presenta en la figura.

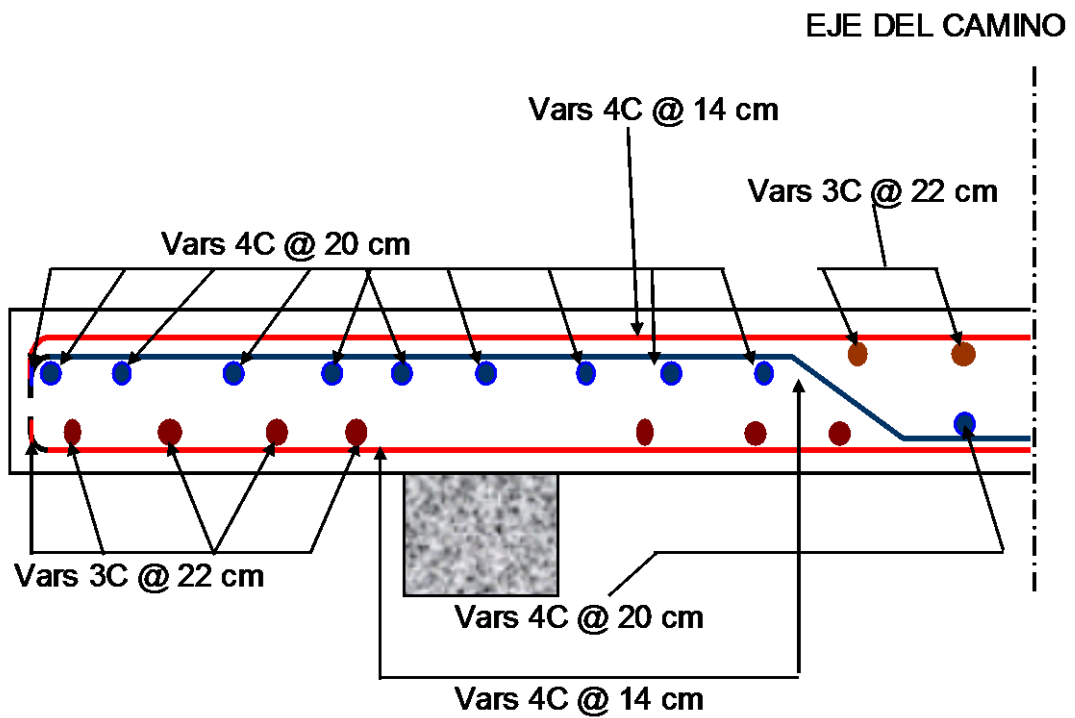


Fig. 3.4, Armado de losa.

3.4.2 Diseño de Viga.

3.4.2.1 Datos de Proyecto:

Claro a salvar:	25.00 m.
Ancho de cazada:	12.00 m.
Ancho de superestructura:	13.06 m.

Para un claro de 25 m. según el Anexo 1 le corresponde una Viga AASHTO tipo IV

Peralte de la Viga:	1.35 m.
Base Superior:	0.50 m.
Base Inferior:	0.66 m.
Separación entre Vigas:	1.85 m.
Carga Móvil:	T3-S2-R4 (72.50 Ton.)

Concreto de $f'c = 350 \text{ Kg. /cm}^2$

Acero de refuerzo = 4000 Kg. /cm^2

Acero de preesfuerzo = 19000 Kg. /cm^2

Esviajamiento = 0° (cero grados)

Para el diseño de la Viga se tomaron como referencias las siguientes fuentes:

Facultad de Ingeniería de la UNAM 2006 **Diseño de Puentes con Elementos Prefabricados y Presforzados** México Capítulo 4. PP. 60-75

Secretaría de Comunicaciones y Transportes 1984 **Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros** México Tomo I, capítulo VI, Pág. 227-240.

3.4.2.2 Cálculo de propiedades geométricas de la Viga de sección simple.

Se procede a dividir la viga de sección simple en 7 elementos como se muestra a continuación, y a calcular sus propiedades geométricas con ayuda del anexo 2.

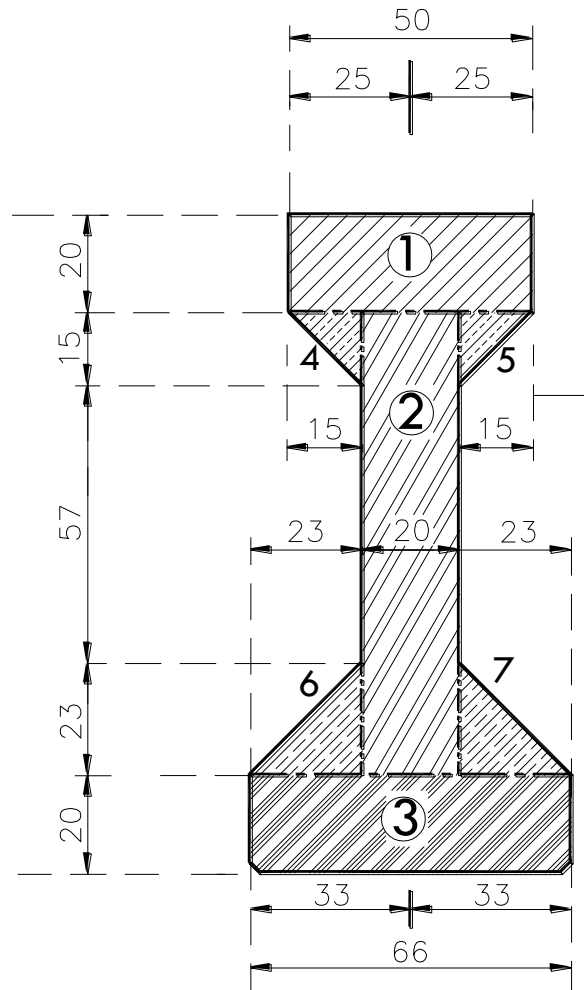
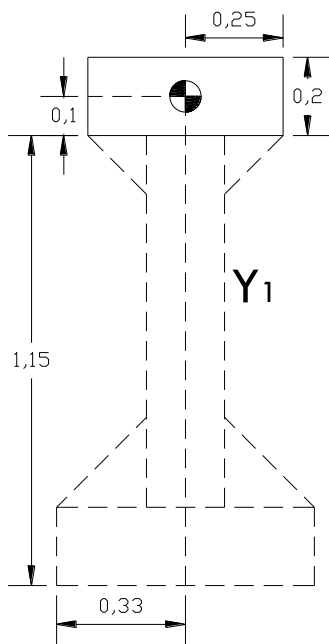


Fig. 3.5 viga AASHTO tipo IV, dividida en 7 elementos para el cálculo de sus propiedades geométricas.

Para el elemento 1 tenemos que:



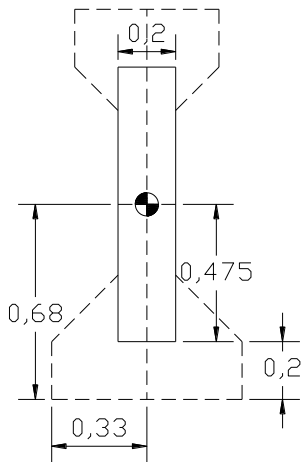
$$A = B * H$$

$$A_1 = 50 * 20 = 1,000\text{cm}^2$$

$$Y_1 = 135 - \left(\frac{20}{2}\right) = 125\text{cm}$$

$$I = \left(\frac{a * h^3}{12}\right) \quad I = \left(\frac{50 * 20^3}{12}\right) = 33,333.33\text{cm}^4$$

Elemento 2

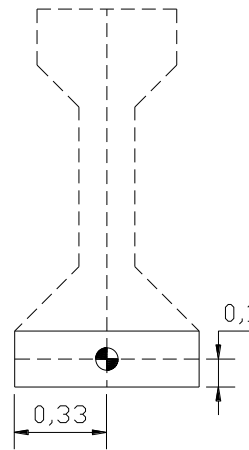


$$A_2 = 95 * 20 = 1,900cm^2$$

$$Y_2 = 47.5 + 20 = 67.5cm$$

$$I = \left(\frac{20 * 95^3}{12} \right) = 1'428,958.33cm^4$$

Elemento 3

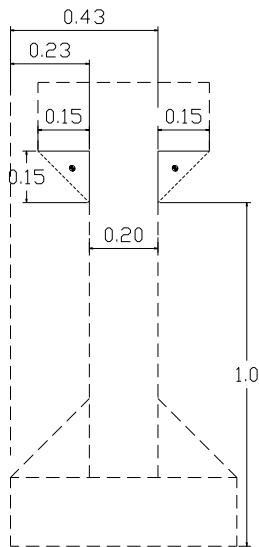


$$A_3 = 66 * 20 = 1,320cm^2$$

$$Y_3 = 10cm$$

$$I = \left(\frac{66 * 20^3}{12} \right) = 44,000cm^4$$

Elementos 4 y 5

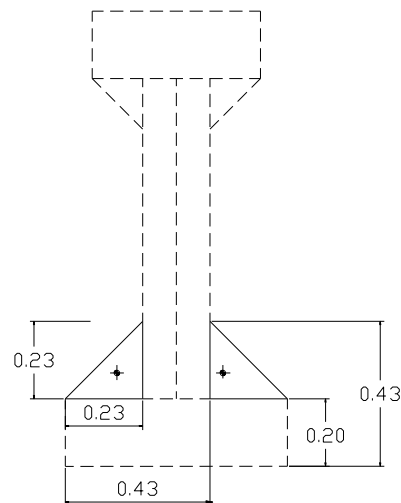


$$A_4 = \frac{15 * 15}{2} = 112.50cm^2$$

$$Y_4 = 115 - 5 = 110.0cm$$

$$I = \left(\frac{15 * 15^3}{36} \right) = 1,406.25cm^4$$

Elementos 6 y 7



$$A_6 = \frac{23 * 23}{2} = 264.50cm^2$$

$$Y_6 = 20 + \left(\frac{23}{3} \right) = 27.67cm$$

$$I = \left(\frac{23 * 23^3}{36} \right) = 7,773.36cm^4$$

	Área cm ²	Y	d (Yi-Y)	A * Y	d ²	A*d ²	I cm ⁴
Elemento 1	1000	125	-63.5	125000.000	4033.9	4033918.314	33333.3333
Elemento 2	1900	67.5	-6.0	128250.000	36.158	68699.805	1428958.3333
Elemento 3	1320	10	51.5	13200.000	2650.9	3499184.397	44000.0000
Elemento 4	112.5	110	-48.5	12375.000	2353.5	264771.480	1406.2500
Elemento 5	112.5	110	-48.5	12375.000	2353.5	264771.480	1406.2500
Elemento 6	264.5	27.667	33.82	7317.833333	1143.8	302536.639	7773.3611
Elemento 7	264.5	27.667	33.82	7317.833333	1143.8	302536.639	7773.3611

	Área T.						
Σ	4974			305835.667		8736418.753	1524650.889

Posición del centroide.

$$Y_i = \left(\frac{\sum A * Y}{\text{Área}_T} \right) = \left(\frac{305835.667}{4974} \right) \quad Y_i = 61.49 \text{ cm}$$

$$Y_s = \left(\text{Peralte} - Y_i \right) = \left(35 - 61.49 \right) \quad Y_s = 73.51 \text{ cm}$$

3.4.2.2.1 Calculo del Momento de Inercia de la Viga.

$$I_{trabe} = \left(\sum I_n + A_n * d^2 \right) \quad I_{trabe} = \left(524,650.889 + 8736,418.753 \right) = 10'261,069.64 \text{ cm}^4$$

$$S_i = \left(\frac{I_{trabe}}{Y_i} \right) = \left(\frac{10261069.64}{61.487} \right) = 166,882.30 \text{ cm}^3$$

$$S_s = \left(\frac{I_{trabe}}{Y_s} \right) = \left(\frac{10261069.64}{73.51} \right) = 139,581.45 \text{ cm}^3$$

3.4.2.2.2 Peso Propio de la Viga:

$$P_p = \left(A_t * \gamma_c \right) = \left(4.974 \text{ m}^2 * 4 \text{ Ton/m}^3 \right) = 1.19 \text{ Ton/m}$$

3.4.2.3 Cálculo de propiedades geométricas de la Viga de sección compuesta.

Peralte de la losa: 18 cm.

Peso Volumétrico del concreto reforzado (γ_c): 2.4 Ton/m³

En losa $f'c = 250$ Kg./cm²

$$Ec = 4270 * \gamma_c^{1.5} * \sqrt{f'c} \quad Ec = 4270 * 2.4^{1.5} * \sqrt{250} \quad Ec = 251,023.71 \text{ Kg/cm}^2$$

En viga $f'c = 350$ Kg./cm²

$$Ec = 4270 * \gamma_c^{1.5} * \sqrt{f'c} \quad Ec = 4270 * 2.4^{1.5} * \sqrt{350} \quad Ec = 297,015.26 \text{ Kg/cm}^2$$

El ancho efectivo de la losa será el menor valor de entre:

- a) 12 Veces el espesor de la losa más el ancho del patín superior.

$$\text{Ancho} = 12 \text{ (8)} + \text{(6)} = 12 \text{ (8)} + \text{(60)} = 266 \text{ cm}$$

- b) La separación entre vigas.

$$\text{Ancho} = \text{Separación de Traves} = 185 \text{ cm}$$

- c) un cuarto del claro (L/4).

$$\text{Ancho} = \left(\frac{L}{4} \right) = \left(\frac{2500}{4} \right) = 625 \text{ cm}$$

El ancho de losa será de 185 cm.

Con el fin de homogenizar la sección, se transformara el área de menor calidad de concreto al de mayor calidad a través del factor siguiente:

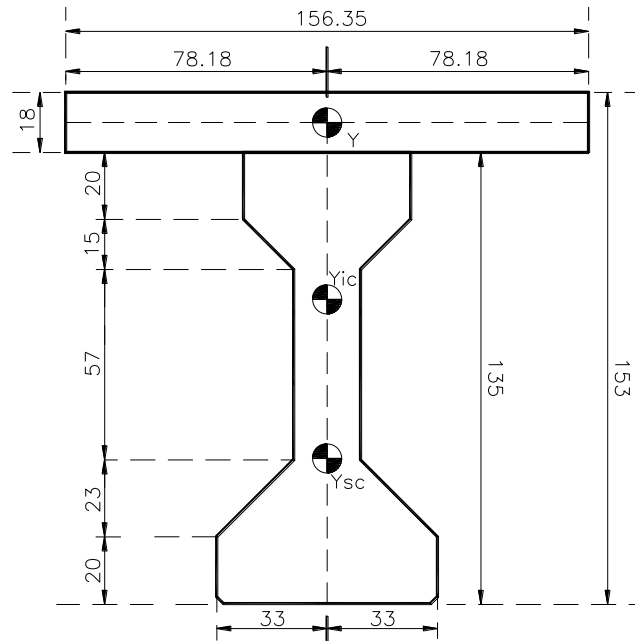
$$n = \left(\frac{Ec_{\text{losa}}}{Ec_{\text{trabe}}} \right) = \left(\frac{251,023.71}{297,015.26} \right) = 0.85$$

El ancho equivalente será entonces: 0.85 x 185 cm. = 156.35 cm.

Área de losa: 18 cm. x 156.35 = 2,814.36 cm²

Y = peralte de viga + (Espesor de losa/2)

Y = 135 + (18/2) = 144 cm.



3.4.2.3.1 Cálculo de la posición del centroide.

$$Y_{i_c} = \left(\frac{A_{trabe} * Y_i}{A_{trabe} + A_{losa}} \right) = \left(\frac{974 * 61.5 + 2814.36 * 144}{4974 + 2814.36} \right) \quad Y_{i_c} = 91.30 \text{ cm}$$

$$Y_{s_c} = \left(\text{peralte} - Y_{i_c} \right) = \left(35 - 91.3 \right) \quad Y_{s_c} = 43.70 \text{ cm}$$

$$Y'_{s_c} = \left(s_c + losa \right) = \left(43.70 + 18 \right) \quad Y'_{s_c} = 61.70 \text{ cm}$$

3.4.2.3.2 Cálculo del momento de inercia de la sección compuesta.

$$d_{trabe} = Y_{i_c} - Y_i = 91.30 - 61.487 \quad d_{trabe} = 29.82 \text{ cm}$$

$$d_{losa} = Y_{i_c} - Y_{losa} = 91.30 - 144 \quad d_{trabe} = -52.697 \text{ cm}$$

$$I_{losa} = \left(\frac{156.35 * 18^3}{12} \right) = 75,987.82 \text{ cm}^4$$

$$I_{compuesta} = \left(I_{trabe} + A_{trabe} * d^2 \right) + \left(I_{losa} + A_{losa} * d^2 \right)$$

$$I_{compuesta} = \left(261069.64 + 974 * 29.82^2 \right) + \left(75987.82 + 2814.36 * 52.697^2 \right)$$

$$I_{compuesta} = 22'574,367.13 \text{ cm}^4$$

$$S i_c = \left(\frac{I_{Compuesta}}{Y i_c} \right) = \left(\frac{22574367.13}{91.30} \right) = 247,245.65 \text{ cm}^3$$

$$S s_c = \left(\frac{I_{Compuesta}}{Y s_c} \right) = \left(\frac{22574367.13}{43.70} \right) = 516,616.03 \text{ cm}^3$$

$$S' s_c = \left(\frac{I_{Compuesta}}{Y' s_c} \right) = \left(\frac{22574367.13}{61.70} \right) = 365,893.17 \text{ cm}^3$$

3.4.2.4 Cuadro de Resumen

Resumen de Propiedades Geométricas			
Sección Simple		Sección Compuesta	
Área	4974.00 cm ²	Área	7788.36 cm ²
I	10261069.64 cm ⁴	Ic	22574367.1 cm ⁴
Yi	61.49 cm.	Yic	91.30 cm.
Ys	73.51 cm.	Ysc	43.70 cm.
Si	166882.30 cm ³	Y'sc	61.70 cm.
Ss	139581.45 cm ³	Sic	247245.65 cm ³
		Ssc	516616.03 cm ³
		S'sc	365893.17 cm ³

3.4.2.5 Estimación de Cargas Muertas, Momentos y Cortantes Máximos

Peso propio de la Viga.

$$W_{pp} = \gamma_c * A_t \Rightarrow 2.4 * 0.4974 \Rightarrow 1.19 \text{Ton}/m$$

$$M_{PP} = \left(\frac{W_{pp} * L^2}{8} \right) = \left(\frac{1.19 * 25^2}{8} \right) = 93.26 \text{Ton} - m$$

$$V_{PP} = \left(\frac{W_{pp} * L}{2} \right) = \left(\frac{1.19 * 25}{2} \right) = 14.87 \text{Ton}.$$

Losa

$$W_{Losa} = \text{Separacion} * h * \gamma_c \Rightarrow 0.85 * 0.18 * 2.4 \Rightarrow 0.799 \text{Ton}/m$$

$$M_{Losa} = \left(\frac{W_{Losa} * L^2}{8} \right) = \left(\frac{0.799 * 25^2}{8} \right) = 62.44 \text{Ton} - m$$

$$V_{Losa} = \left(\frac{W_{Losa} * L}{2} \right) = \left(\frac{0.799 * 25}{2} \right) = 9.74 \text{Ton}$$

Diafragmas

$$W_{Diafragma} = \gamma_c * V_{diafragma} \Rightarrow 2.4 * 0.529 \Rightarrow 1.27 \text{Ton}.$$

Nº de diafragmas = 4

$$M_{Diafragma} = 10.54 \text{Ton} - m \quad V_{Diafragma} = 1.27 \text{Ton}$$

Carpeta Asfáltica

$$W_{Carpeta} = \gamma_c * \text{Separacion} * \text{espesor} \Rightarrow 2.4 * 1.85 * 0.12 \Rightarrow 0.49 \text{Ton}.$$

$$M_{Carpeta} = \left(\frac{W_{Carpeta} * L^2}{8} \right) = \left(\frac{0.49 * 25^2}{8} \right) = 38.16 \text{Ton} - m$$

$$M_{Carpeta} = \left(\frac{W_{Carpeta} * L}{2} \right) = \left(\frac{0.49 * 25}{2} \right) = 6.13 \text{Ton}$$

Guarnición y Parapeto

$$W_{GP} = 0.6 \text{Ton}. \quad M_{GP} = \left(\frac{W_{GP} * L^2}{8} \right) = \left(\frac{0.6 * 25^2}{8} \right) = 46.88 \text{Ton} - m$$

$$M_{GP} = \left(\frac{W_{GP} * L}{2} \right) = \left(\frac{0.6 * 25}{2} \right) = 7.5 \text{Ton}$$

3.4.2.6 Factor de concentración.

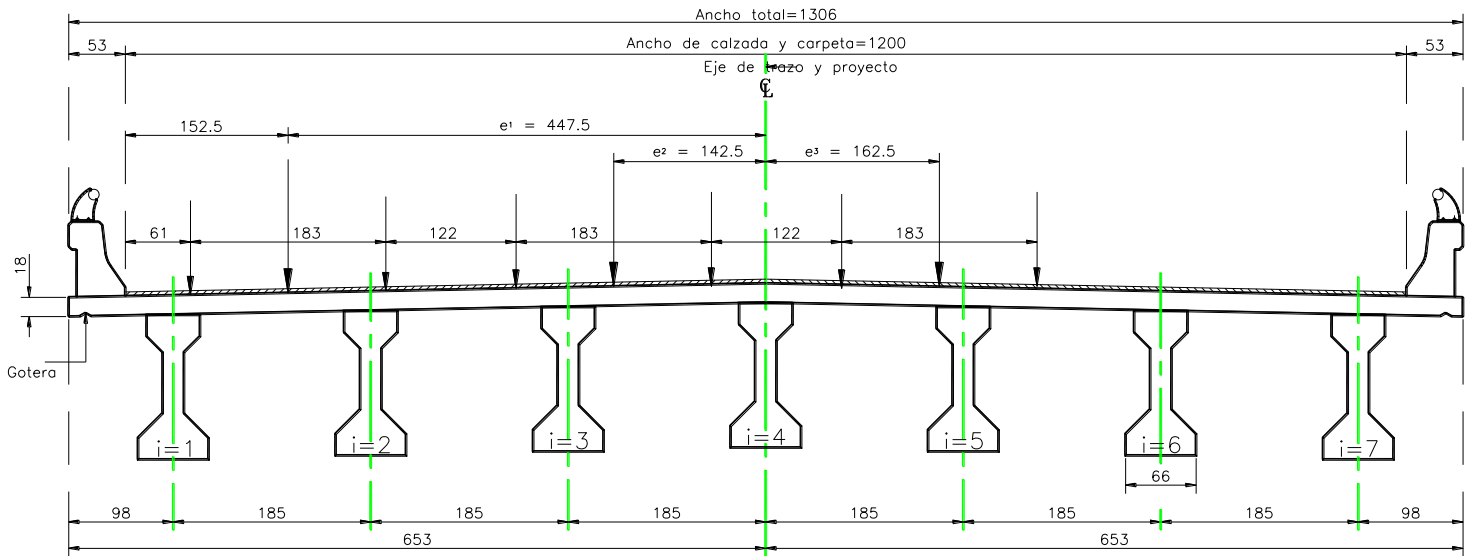


Fig. 3.6 Sección transversal-superestructura

Utilizando la formula de Courbon.

$$F_{con.} = \frac{1}{n} \left(1 + 6 * \left(\frac{e + 1}{n^2 - 1} \right) * e * i \right) * \frac{e}{s}$$

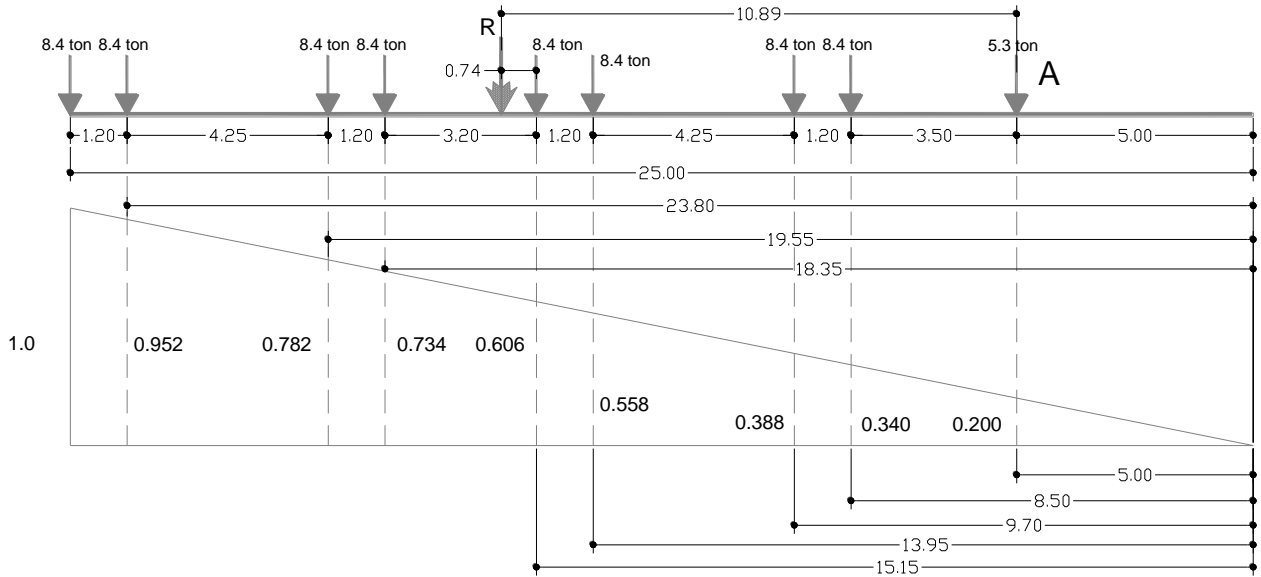
De donde:

- n: Número de viga en la sección transversal. 7
- i: Rango de la viga. 1,2,...,7.
- e: Excentricidad de la carga. e₁ = 4.475
e₂ = 1.425
e₃ = 1.625
- s: Separación entre ejes de vigas. 1.85 m.

Viga	Fc un carril	Fc 2 carriles	Fc 3 carriles
Extrema i=1	0.402	0.225	0.049

3.4.2.7 Momento y Cortante Máximo por carga viva.

Por líneas de influencia para carga T3-S2-R4:



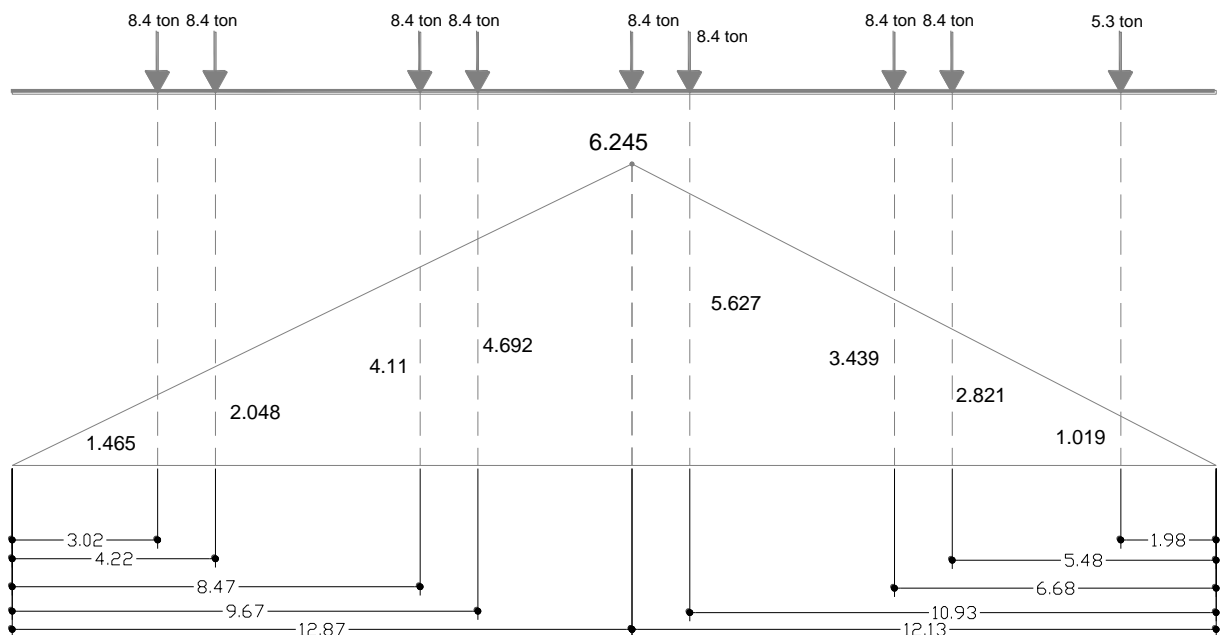
$$V_{max} = (8.4 * 5.36) + (0.2 * 5.3) = 46.08 \text{Ton.}$$

$$\sum M_A = 3.5(8.4) + 4.7(8.4) + 8.95(8.4) + 10.15(8.4) + 13.35(8.4) + 14.55(8.4) + 18.80(8.4) + 20(8.4)$$

$$\sum M_A = 789.60 \text{Ton.}$$

$$d = \frac{\sum M_A}{\sum P} = \frac{789.60}{72.50} = 10.89$$

El momento Máximo Maximorum se encuentra bajo la rueda mas pesada y mas próxima al paso de la resultante d .



$$\sum M_{Max} = 1.465 \text{ (4)} + 2.048 \text{ (4)} + 4.11 \text{ (4)} + 4.692 \text{ (4)} + 6.245 \text{ (4)} + 5.627 \text{ (4)} + 3.439 \text{ (4)} + \dots + \dots + 2.821 \text{ (4)} + 1.019 \text{ (3)} = 261.16 \text{ Ton} - m.$$

$$I = \left(\frac{15.24}{S + 38} \right) \leq 30\% \quad I = \left(\frac{15.24}{25 + 38} \right) = 24.2\%$$

Para 3 carriles cargados:

$$M_{Cv+I} = M_{M\acute{a}x.} * F_{c3} * I \quad M_{Cv+I} = 261.16 * 0.676 * 1.242 = 219.27 \text{ T-m}$$

$$V_{cv+I} = V_{cv} * F_{c3} * I \quad V_{cv+I} = 46.08 * 0.676 * 1.242 = 38.69 \text{ Ton.}$$

Para 2 carriles cargados:

$$M_{Cv+I} = M_{M\acute{a}x.} * F_{c2} * I \quad M_{Cv+I} = 261.16 * 0.627 * 1.242 = 203.37 \text{ T-m}$$

$$V_{cv+I} = V_{cv} * F_{c2} * I \quad V_{cv+I} = 46.08 * 0.627 * 1.242 = 35.87 \text{ Ton.}$$

Para 1 carriles cargados:

$$M_{Cv+I} = M_{M\acute{a}x.} * F_{c1} * I \quad M_{Cv+I} = 261.16 * 0.402 * 1.242 = 130.39 \text{ T-m}$$

$$V_{cv+I} = V_{cv} * F_{c1} * I \quad V_{cv+I} = 46.08 * 0.402 * 1.242 = 23.00 \text{ Ton.}$$

3.4.2.7.1 Reducción de la intensidad de las cargas.

Según la Norma Técnica, en su apartado 1.2.9, cuando la máxima sollicitación por carga viva vehicular en un elemento ocurra por la presencia simultanea en varios carriles, para tomar en cuenta la baja probabilidad de la coincidencia de posición para producir el máximo efecto, se aplican los siguientes factores de reducción.

Numero de carriles Cargados	Factor de reducción por presencia múltiple	M	v
1	1	130.39	23.00
2	1	203.37	35.87
3	0.9	197.33	34.65

Se toma el Momento y Cortante mayor:

$$M_{Cv} = 203.37 \text{ Ton-m}$$

$$V_{cv} = 35.87 \text{ Ton.}$$

3.4.2.8 Cuadros de Resumen.

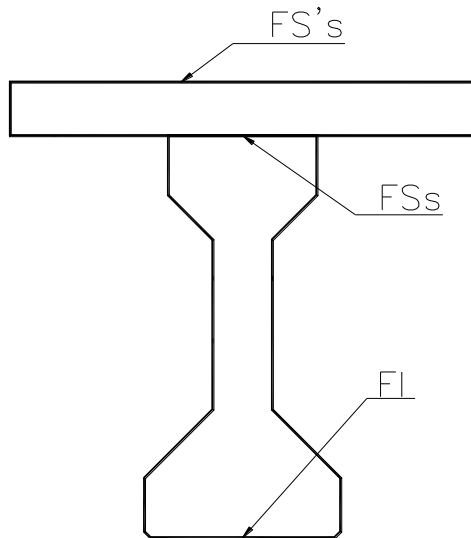
3.4.2.8.1 Resumen de cargas muertas:

CARGA MUERTA	W (Ton/m)
Peso Propio	1.19
Losa	0.799
Diafragma	1.27
Carpeta Asfáltica	0.49
Guarnición y Parapeto	0.6

3.4.2.8.2 Resumen de elementos mecánicos.

CARGA	Momento (M) Ton-m	Cortante (V) Ton
Peso Propio	93.26	14.87
Losa	62.44	9.74
Diafragma	10.54	1.27
Carpeta Asfáltica	38.16	6.13
Guarnición y Parapeto	46.88	7.50
SUBTOTAL	251.28	39.51
CARGA VIVA		
T3-S2-R4	203.37	35.87
TOTAL	454.65	75.38

3.4.2.9 Esfuerzos al Centro del Claro.



$$F_s = \frac{M}{S}$$

Convención de signos.

(+) Esfuerzo de compresión.

(-) Esfuerzo de tensión.

CARGA MUERTA	Momento (M) Ton	FI	FSs	FS's
CONDICIÓN INICIAL				
Peso Propio	93.26	-55.88	66.81	
Diafragma	62.44	-37.42	44.73	
Losa	10.54	-6.32	7.55	
CONDICIÓN DE SEVICIO				
Peso Propio	93.26	-37.72	18.05	
Diafragma	62.44	-25.25	12.09	
Losa	10.54	-4.26	2.04	
Carpeta Asfáltica	38.16	-15.43	7.39	10.43
Guarnición y Parapeto	46.88	-18.96	9.07	12.81
T3-S2-R4	203.37	-82.25	39.37	55.58
TOTAL	454.65	-183.89	88.01	78.82

3.4.2.10 Preesfuerzo.

La fuerza inicial de Preesfuerzo se estima como:

$$P = \frac{\left(\frac{M_1}{S_i} + \frac{M_2}{S_{ic}} - fp \right)}{\left(\frac{1}{A_{trabe}} + \frac{e}{S_i} \right)} = \frac{FI_Servicio}{\left(\frac{1}{A_{trabe}} + \frac{e}{S_i} \right)} \quad P = \frac{183.89}{\left(\frac{1}{4974} + \frac{51.8}{166882.30} \right)} = 359,542.79 \text{ Kg.}$$

Donde:

P: Fuerza inicial de presión.

A: área de la viga de sección simple. (cm²)

FI Ser: Suma de esfuerzos en la fibra inferior debido a todas las cargas ajenas al preesfuerzo. (Kg. /cm².)

e: Excentricidad propuesta. $e = y_i - g = 61.49 - 9.69 = 51.80$ cm.

De acuerdo a que existe un remanente de esfuerzos en compresión, se propone un porcentaje de perdidas del 20%, por lo que la fuerza necesaria de preesfuerzo es:

$$P = \frac{359,542.79}{(-0.20)} = 449,428.48 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo al tensar el acero (fs) es:

$$0.75 f_{sr} \Rightarrow 0.75 (9000) \Rightarrow 14250 \text{ Kg/cm}^2$$

f_{sr} = Esfuerzo de ruptura del acero.

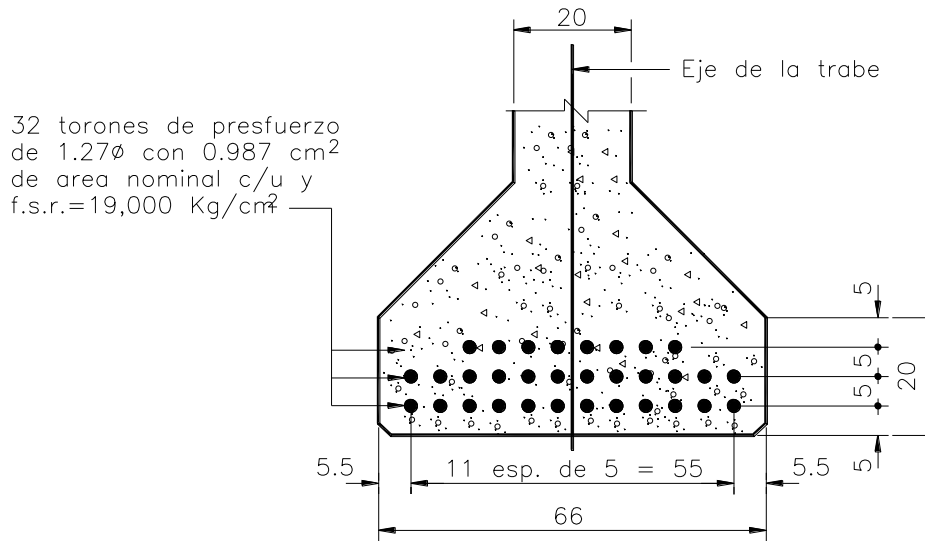
Por lo que le área de acero necesario será:

$$A_s = \frac{P}{0.75 f_{sr}} = \frac{449,428.48}{14,250} = 31,54 \text{ cm}^2$$

Empleando torones de ½” de con área neta de 0.987 cm², por lo que el número de torones necesarios será:

$$N\phi = \frac{A_s}{a_s} = \frac{31.54}{0.987} = 31.95 \approx 32$$

Se proponen 32 Torones en la siguiente disposición.



La excentricidad del preesfuerzo será:

Nº de Torones	a_s	Área	d (cm.)	A x d
A1 = 12	0.987	11.844	5.0	59.22
A2 = 12	0.987	11.844	10.0	118.44
A3 = 8	0.987	7.896	15.0	118.44
32		31.584		296.1

$$Y = \left(\frac{\sum A * d}{\text{Área.}} \right) = \left(\frac{296.1}{31.584} \right) = 9.38 \text{ cm.}$$

$$e = Y_i - Y = 61.49 - 9.38 = 52.11 \text{ cm.}$$

3.4.2.10.1 Esfuerzo por preesfuerzo:

Fuerza de preesfuerzo inicial:

$$P_i = A_{\text{toron}} * N^{\circ} \text{ Torones} * f_s = 0.987 * 32 * 14250 = 450,072 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo en la fibra superior:

$$f_{ps} = P_i \left(\frac{1}{A_{\text{trabe}}} + \frac{e}{S_s} \right) = 450,072 \left(\frac{1}{4974} - \frac{52.11}{139581.44} \right) = -77.54 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo en la fibra inferior:

$$f_{pi} = P_i \left(\frac{1}{A_{\text{trabe}}} + \frac{e}{S_i} \right) = 450,072 \left(\frac{1}{4974} + \frac{52.11}{166882.30} \right) = 231.03 \text{ Kg/cm}^2$$

Según AASHTO artículo 9.15.2.1 9.15.2.2, los esfuerzos permisibles son:

En Transferencia				
Tensión	$(0.8 * f'c)^{1/2}$	$(0.8 \cdot 350)^{1/2}$	16.73	Kg. /cm ² .
Compresión	0.6 (f'c)	0.6 (350)	210	Kg. /cm ² .

Estado de Carga	Fibra Inferior		Fibra Superior	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Preesfuerzo	231.03		-77.55	
Peso Propio	-55.88	175.14	66.81	-10.73

Como se observa los esfuerzos resultantes al momento de la transferencia no rebasan los esfuerzos permisibles.

3.4.2.11 Cálculo de Pérdidas por preesfuerzo.

3.4.2.11.1 Por acortamiento elástico.

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

De donde:

ΔAE : Perdidas por acortamiento elástico (Kg. /cm²)

E_s : Modulo de elasticidad del torón de preesfuerzo = 2×10^6 Kg. / cm²

E_{ci} : Modulo de elasticidad del concreto al momento de la transferencia.

W : Peso volumétrico del concreto (Kg. /cm³)

f_{cgp} : Esfuerzo del concreto en la fibra del centro de gravedad del acero de preesfuerzo.

$$E_{ci} = \frac{W^{3/2} \sqrt{f' c_i}}{7.3} = \frac{400^{3/2} \sqrt{0.8 \cdot 350}}{7.3} = 2.69 \times 10^5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{cgp} = -\frac{P}{A_{trabe}} - \frac{P * e^2}{I} + \frac{M_{pp} * e}{I}$$

$$f_{cgp} = -\frac{450,072}{4,974} - \frac{450,072 * (2.11)^2}{10'261,069.64} + \frac{9'326,250 * 52.11}{10'261,069.64} = 162.23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta AE = \frac{2 \times 10^6}{2.69 \times 10^5} 162.23 = 1203.93 \text{ Kg/cm}^2$$

3.4.2.11.2 Por Contracción del Concreto.

$$\Delta Cc = 1195 - 10.5 \left(\frac{RH}{100} \right)$$

RH: Humedad relativa (80%)

$$\Delta Cc = 1195 - 10.5 \left(\frac{80}{100} \right) = 355 \text{ Kg/cm}^2$$

3.4.2.11.3 Por Flujo Plástico.

$$\Delta FP = 12 f_{cgp} - 7 f_{cds}$$

f_{cds} : Esfuerzo de compresión del concreto en el centro de gravedad del acero de preesfuerzo bajo carga muerta total.

$$f_{cds} = \frac{M_{losa} \left(\frac{1}{I} \right) + M_{cm} \left(\frac{1}{I_{com}} \right)}{10'261,069.64} = \frac{7'298,000 \left(\frac{1}{10'261,069.64} \right) + 8'504,000 \left(\frac{1}{10'261,069.64} \right)}{10'261,069.64} = 104.96 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta FP = 12 (62.23) - 7 (104.96) = 1,212.07 \text{ Kg/cm}^2$$

3.4.2.11.4 Por Relajación.

$$\Delta RE_d = 0.25 \left[408 - 0.4 \left(\frac{AE}{AE_0} \right) - 0.2 \left(\Delta Cc + \Delta FP \right) \right]$$

$$\Delta RE_d = 0.25 \left[408 - 0.4 (203.93) - 0.2 (355 + 1212.07) \right] = 153.25 \text{ Kg/cm}^2$$

Resumen de Perdidas.

Perdida	Δf (Kg./cm ²)	% f_s (14250)	% f_{sr} (19000)
Acortamiento Elástico	1203.93	8.45%	6.34%
Flujo Plástico	1212.07	8.51%	6.38%
Contracción	355.00	2.49%	1.87%
Relajación Diferida	153.25	1.08%	0.81%
TOTAL	2924.26	20.52%	15.39%

El esfuerzo efectivo en el acero después de ocurridas las pérdidas.

$$14250-2924.26 = 11,325.74 \text{ Kg. /cm}^2.$$

Que debe ser menor a:

$$0.8 (f_{py}) = 0.8 (16200) = 12,960 \text{ Kg. /cm}^2.$$

$$11,325.74 < 12,960 \text{ OK.}$$

Después de ocurridas las pérdidas la fuerza será:

$$P = 11,325.74 * 0.987 * 32 = 357,712.17 \text{ Kg.}$$

El esfuerzo máximo a tensar los cables será de:

$$0.75 (f_{sr}) = 0.75 (19000) = 14250 \text{ Kg. /cm}^2$$

3.4.2.12 Esfuerzos por Preesfuerzo en servicio

$$f_{ps} = P \left(\frac{1}{A_{trabe}} - \frac{e}{S_s} \right) = 357,712.17 \left(\frac{1}{4974} - \frac{52.11}{139,581.44} \right) = -61.63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{pi} = P \left(\frac{1}{A_{trabe}} + \frac{e}{S_i} \right) = 357,712.17 \left(\frac{1}{4974} + \frac{52.11}{166882.30} \right) = 183.92 \text{ Kg/cm}^2$$

CARGA MUERTA	FI		FSs		FS's	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
CONDICIÓN INICIAL						
Preesfuerzo	183.92		-61.63			
Peso Propio	-55.88	128.04	66.81	5.18		
Diafragma	-37.42	90.62	44.73	49.92		
Losa	-6.32	84.30	7.55	57.47		
CONDICIÓN DE SEVICIO						
Preesfuerzo	183.92		-61.63			
Peso Propio	-37.71	146.21	18.05	-43.58		
Diafragma	-25.25	120.96	12.09	-31.49		
Losa	-4.26	116.70	2.04	-29.45		
Carpeta Asfáltica	-15.43	101.27	7.39	-22.06	10.43	
Guarnición y Parapeto	-18.96	82.31	9.07	-12.99	12.81	23.24
T3-S2-R4	-82.25	0.06	39.37	26.38	55.58	78.82
		Esta Bien		Esta Bien		Esta bien

Como se nota los esfuerzos generados por la combinación de preesfuerzo y demás cargas, son menores que los permisibles, como resultado se acepte la cantidad de preesfuerzo y su distribución.

3.4.2.13 Revisión de la sección a la ruptura por flexión.

La revisión tiene como objetivo prever la acción de una sobrecarga eventual, tanto de carga permanente como de Carga móvil soportada por la viga.

$$M_{cm.} = 251.28 \text{ Ton.-m.}$$

$$M_{cv.} = 203.37 \text{ Ton.-m}$$

$$Mu = 1.3 \left(M_{cm} + \frac{5}{3} M_{cv} \right) = 1.3 \left(251.28 + 1.67 \cdot 203.37 \right) = 767.46 \text{ Ton - m.}$$

La capacidad última de la viga en su sección central será estimada con el criterio de trabajo al límite.

La posición del eje neutro en condiciones de resistencia limite:

Esfuerzo en el acero. (N.T.P.P.C., tomo I, 1.6.9, c)

$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - 0.5 * P_p \frac{f_{sr}}{f'c} \right]$$

P_p = porcentaje de acero de preesfuerzo.

$$P_p = \frac{as * N^{\circ} \text{ _Torones}}{d * b} = \frac{0.987 * 32}{185 * 143.6} = 0.001188$$

$$f_{sp} = 19,000 \left[1 - 0.5 * 0.001188 \frac{9,000}{350} \right] = 18,387.33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q = 1.4 * d * \left(P_p \frac{f_{sp}}{f'c} \right) = 1.4 * 143.6 * \left(0.001188 \frac{18,387.33}{350} \right) = 12.55 \text{ cm.}$$

12.55 < 18.00 La sección Patín se comporta como viga rectangular.

3.4.2.14 Calculo de la resistencia a la ruptura.

Según N.T.P.P.C., tomo I, 1.6.9, a, la resistencia ala ruptura queda definida por:

$$M_{uR} = \left[A_s * f_{sp} * d * \left(1 - 0.6 P_p \frac{f_{sp}}{f'c} \right) \right]$$

$$M_{uR} = \left[2 * 0.987 * 18,387.33 * 143.6 * \left(1 - 0.6 * 0.001188 * \frac{18,387.33}{350} \right) \right] = 802.72 \text{Ton} - m$$

$$M_{uR} > M_u \quad 802.72 \text{ Ton-m} > 767.46 \text{ Ton-m}$$

La sección cumple con lo especificado por tal se acepta.

3.4.2.14.1 Revisar por ductibilidad

$$\text{Condición: } \omega < 0.36\beta_1 \quad \beta_1 = 0.85 \quad (0.85)(0.36) = 0.31$$

$$\omega = \frac{P_p * f_{sp}}{f'c} = \frac{0.001188 * 18,387.33}{350} = 0.0624 < 0.31$$

Revisar que el momento ultimo resistente sea mayor que 1.2 veces el momento de agrietamiento.

$$f_{pc} = \frac{P_{servicio}}{A_{compuesta}} = \frac{357,712.17}{7788.36} = 45.93 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_{uA} = (f_r + f_{pc}) * S_{ic} - M_{cm} \left(\frac{S_{ic}}{S_i} - 1 \right)$$

De donde:

fr: Modulo de Ruptura del concreto = 37.22 Kg./cm²

fpc: Esfuerzo de compresión en el concreto debido al preesfuerzo, después de pérdidas.

$$M_{uA} = (7.22 + 45.93) * 247245.65 - 16624000 \left(\frac{247245.65}{166882.30} - 1 \right) = 12'553,071.20 \text{kg} - cm$$

$$M_{uA} = 125.53 \text{Ton} - m \quad 1.2M_{uA} = 150.63 \text{Ton} - m$$

$$1.2 M_{uA} < M_{UR} \quad 150.63 \text{ Ton- m} < 802.72 \text{ Ton-m} \quad \text{OK.}$$

3.4.2.15 Calculo de la Longitud de Adherencia.

La longitud de adherencia se obtiene con la expresión siguiente:

$$L = \left(f_{sp} - \frac{2}{3} f_{se} \right) D \quad f_{sp} = f_{sr} \left[1 - 0.5 * P \frac{f_{sr}}{f'c} \right] \quad P = \frac{as * N^{\circ} \text{ Torones}}{A_{si}}$$

f_{se} : Esfuerzo del acero después de las perdidas: 11,325.74 Kg. /cm².

$$P_p = \frac{0.987 * 32}{7788.36} = 0.004055$$

$$f_{sp} = 19,000 \left[1 - 0.5 * 0.004055 \frac{9,000}{350} \right] = 16,908.78 \text{ Kg/cm}^2 = 240,431.44 \text{ lb/pulg}^2$$

$$f_{se} = 11,325.74 \text{ Kg/cm}^2 = 161,044.40 \text{ lb/pulg}^2$$

$$L = \left(\frac{240,431.44}{1000} - \frac{2}{3} \left(\frac{161,044.40}{1000} \right) \right) 0.5 = 66.53 \text{ pulg.}$$

$$L = 169 \text{ cm.}$$

3.4.2.16 Encamisado de los Torones.

Para disminuir los esfuerzos por preesfuerzo en la zona próxima a los extremos de la viga, dado que los requerimientos son menores, se procederá a la eliminación de la adherencia Torón-Concreto, por medio de ductos de PVC que cubrirán a los torones en la longitud deseada.

Se consideran las cargas por peso propio $W_{pp} = 1,193.76 \text{ Kg. /m.}$

$$f_i = -\frac{P}{A} - \frac{Pe}{S_i} + \frac{M_{pp}}{S_i}$$

$$f_s = -\frac{P}{A} - \frac{Pe}{S_s} + \frac{M_{pp}}{S_s}$$

Los esfuerzos permisibles son:

$$f_{i_{perm}} = 0.6 * f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_{s_{perm}} = \sqrt{0.8 * f'c} = \sqrt{0.8 * 350} = 16.73 \text{ Kg/cm}^2$$

3.4.2.16.1 Revisión de Esfuerzos

Al centro del claro $X = 12.5 \text{ m.}$

$$M_{pp} = \frac{1193.76 * 12.5}{2} (5 - 12.5) = 9'326,250 \text{ Kg - cm}$$

Nº de Torones: 32

$$P_i = 14250 * 0.987 * 32 = 450,072 \text{ Kg.}$$

$$e = 52.11$$

$$f_i = -\frac{450,072}{4,974} - \frac{450,072 (52.11)}{166,882.30} + \frac{9'326,250}{166,882.30} = -175.14 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ---} < \text{---} \rightarrow \text{OK}$$

$$f_s = -\frac{450,072}{4,974} + \frac{450,072 (52.11)}{139,581.44} - \frac{9'326,250}{139,581.44} = 10.72 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ---} < \text{---} \rightarrow \text{OK}$$

De igual manera se revisa en distintas secciones.

Revisión a:

X= 9.5 m.

$$M_{pp} = \frac{1193.76 * 9.5}{2} (5 - 9.5) = 8'789,058 \text{ Kg} - cm$$

Nº de Torones: 30

$$P_i = 14250 * 0.987 * 30 = 421,942.5 \text{ Kg.}$$

e = 52.49

$$f_i = -\frac{421,942.5}{4,974} - \frac{421,942.5 (2.49)}{166,882.30} + \frac{8'789,058}{166,882.30} = -164.87 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ---} \text{<} \text{---} \text{OK}$$

$$f_s = -\frac{421,942.5}{4,974} + \frac{421,942.5 (2.49)}{139,581.44} - \frac{8'789,058}{139,581.44} = 10.86 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ---} \text{<} \text{---} \text{OK}$$

Revisión a:

X= 6 m.

$$M_{pp} = \frac{1193.76 * 6}{2} (5 - 6) = 6'804,432 \text{ Kg} - cm$$

Nº de Torones: 24

$$P_i = 14250 * 0.987 * 24 = 337,554 \text{ Kg.}$$

e = 53.57

$$f_i = -\frac{337,554}{4,974} - \frac{337,554 (3.57)}{166,882.30} + \frac{6'804,432}{166,882.30} = -135.45 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ---} \text{<} \text{---} \text{OK}$$

$$f_s = -\frac{337,554}{4,974} + \frac{337,554 (3.57)}{139,581.44} - \frac{6'804,432}{139,581.44} = 12.93 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ---} \text{<} \text{---} \text{OK}$$

Revisión a:

X= 3.5 m.

$$M_{pp} = \frac{1193.76 * 3.5}{2} (5 - 3.5) = 4'491,522 \text{ Kg} - cm$$

Nº de Torones: 16

$$P_i = 14250 * 0.987 * 16 = 225,036 \text{ Kg.}$$

e = 55.23

$$f_i = -\frac{225,036}{4,974} - \frac{225,036 (5.23)}{166,882.30} + \frac{4'491,522}{166,882.30} = -92.81 \text{ Kg/cm}^2 \text{ --- } \leftarrow \text{OK}$$

$$f_s = -\frac{225,036}{4,974} + \frac{225,036 (3.57)}{139,581.44} - \frac{4'491,522}{139,581.44} = 11.63 \text{ Kg/cm}^2 \text{ --- } \leftarrow \text{OK}$$

Revisión a:

X= 1.8 m.

$$M_{pp} = \frac{1193.76 * 1.8}{2} (5 - 1.8) = 2'492,570.8 \text{ Kg} - cm$$

Nº de Torones: 12

$$P_i = 14250 * 0.987 * 12 = 168,777 \text{ Kg.}$$

e = 55.65

$$f_i = -\frac{168,777}{4,974} - \frac{168,777 (5.65)}{166,882.30} + \frac{2'492,570.8}{166,882.30} = -75.28 \text{ Kg/cm}^2 \text{ --- } \leftarrow \text{OK}$$

$$f_s = -\frac{168,777}{4,974} + \frac{168,777 (5.65)}{139,581.44} - \frac{2'492,570.8}{139,581.44} = 15.50 \text{ Kg/cm}^2 \text{ --- } \leftarrow \text{OK}$$

Revisión a:

X= 1.0 m.

$$M_{pp} = \frac{1193.76 * 1.0}{2} (5 - 1.0) = 1'432,512 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Nº de Torones: 6

$$P_i = 14250 * 0.987 * 6 = 84,388.50 \text{ Kg.}$$

e = 56.59

$$f_i = -\frac{84,388.50}{4,974} - \frac{84,388.50 (6.59)}{166,882.30} + \frac{1'432,512}{166,882.30} = -36.94 \text{ Kg/cm}^2 \text{ --- } \leftarrow \text{OK}$$

$$f_s = -\frac{84,388.50}{4,974} + \frac{84,388.50 (6.59)}{139,581.44} - \frac{1'432,512}{139,581.44} = 6.92 \text{ Kg/cm}^2 \text{ --- } \leftarrow \text{OK}$$

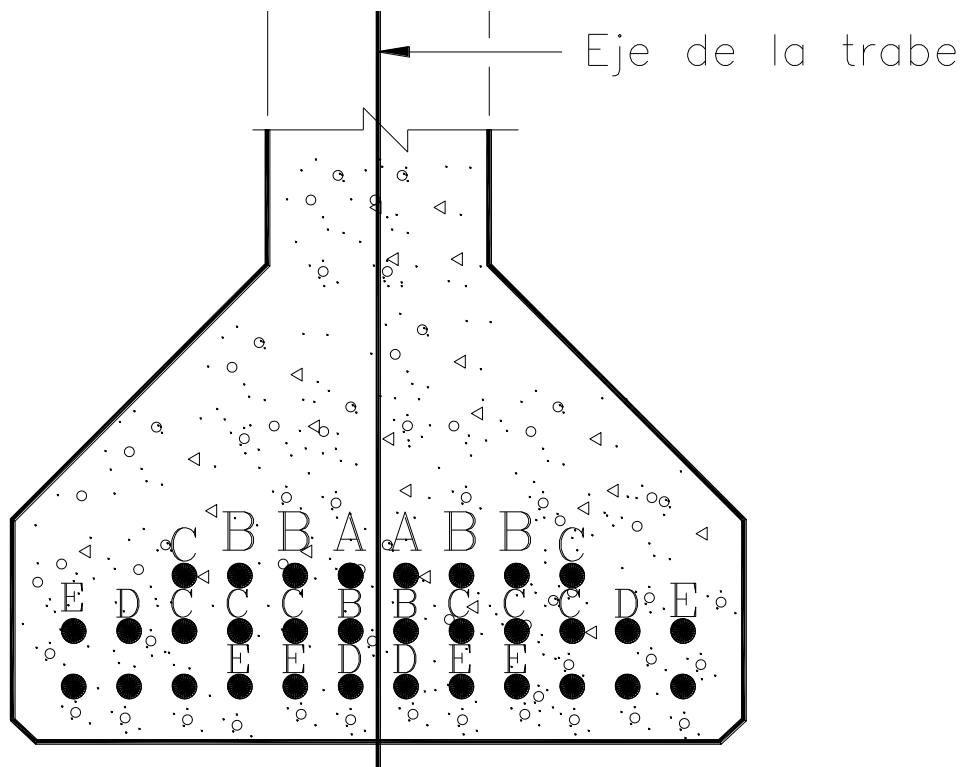
Las secciones en donde se decide encamisar son relativamente arbitrarias y están en función de la propuesta del calculista, es recomendable encamisar torones en grupos de 2 a 6 de manera simétrica para no provocar torsiones en la viga.

En la siguiente tabla se muestra el resumen de los cálculos anteriores donde se indica el estado de los torones y los esfuerzos en la viga para algunas distancias X desde el extremo.

TABLA DE ENCAMISADOS

X (m)	Torones sin encamisar	Torones a encamisar	Torón tipo	Esfuerzos	
				f_i $f_{i_{per}} = 210 \text{ Kg./cm}^2$	f_s $f_{s_{per}} = 16.73 \text{ Kg./cm}^2$
12.50	32	--		-175.137	10.725
9.50	30	2	A	-164.870	10.866
6.00	24	6	B	-135.447	12.938
3.50	16	8	C	-92.813	11.633
1.80	12	4	D	-75.281	15.505
1.00	6	6	E	-36.946	6.922

En el siguiente croquis se indican los torones que deben encamisarse según la tabla anterior.



DETALLE DEL PRESFUERZO

3.4.2.17 Diseño por Cortante.

En el apoyo:

$$S_{\max} = \left(\frac{A_v * f_y}{7.03 * b'} \right)$$

De donde:

A_v : Área de refuerzo en el alma

f_y : Esfuerzo nominal en el punto de fluencia del acero convencional.

b' : Ancho del alma de un miembro con patín.

Para estribos del número 4 en dos ramas:

$$A_v = 2(1.27) = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$b' = 20 \text{ cm.}$$

$$f_y = 4000 \text{ Kg. /cm}^2$$

$$S_{\max} = \left(\frac{2.54 * 4000}{7.03 * 20} \right) = 72.26 \text{ cm}^2$$

3.4.2.17.1 Fuerza cortante que absorbe el concreto:

a) Esfuerzo Cortante:

$$V_c = 12.7 * b * J * d$$

Para_Cortante

$$Jd = d - \frac{a}{2} = \left(35 + 18 \right) - \frac{18}{2} = 144$$

$$V_c = 12.7 \left(20 \right) \left(144 \right) = 36,576 \text{ Kg.} = 36.58 \text{ Ton.}$$

De donde:

J : Relajación de la fibra extrema en compresión, al centro de gravedad del acero, sobre el peralte d .

d : distancia de la fibra extrema en compresión al centro del acero en tensión.

b) Cortante Ultimo

$$V_u = \frac{1.3}{\phi} \left(V_{cm} + \frac{5}{3} V_{cv} \right) = \frac{1.3}{0.9} \left(39.51 + \frac{5}{3} \left(5.87 \right) \right) = 143.42 \text{ Ton.}$$

$$V_u - V_c = 143.42 - 36.58 = 106.84 \text{ Ton.}$$

$$S = \frac{N^{\circ} \text{ramas} * A_v * f_y * Jd}{143.42 - 36.58} = \frac{2 * 1.27 * 4000 * 144}{106,840} = 13.69 \text{ cm}$$

Se proponen estribos del #4 c @ 12.5 cm. hasta ¼ del claro.

A un cuarto del Claro

$$X = 25/4 = 6.25 \text{ m}$$

$$V_{cv} = 21.97 \text{ Ton.}$$

$$V_{cm} = \left(\frac{W_{total} * L}{2} \right) - W_{total} * X + V_{dia} = \left(\frac{3.08 * 25}{2} \right) - 3.08 * 6.25 + 1.27 = 20.52 \text{ Ton}$$

$$V_u = \frac{1.3}{\phi} \left(V_{cm} + \frac{5}{3} V_{cv} \right) = \frac{1.3}{0.9} \left(20.52 + \frac{5}{3} * 21.97 \right) = 82.53 \text{ Ton.}$$

$$V_u - V_c = 82.53 - 36.58 = 45.95 \text{ Ton.}$$

Utilizando varilla del # 4c $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$ con 2 ramas.

$$S = \frac{N^{\circ} \text{ramas} * A_v * f_y * Jd}{82.53 - 36.58} = \frac{2 * 1.27 * 4000 * 144}{45,950} = 31.84 \text{ cm}$$

Por especificación la separación máxima es de 30 cm.

Se proponen estribos del #4c @25 cm. en el claro central.

3.4.2.17.2 Cortante Horizontal.

$$V_u = 143.42 \text{ Ton.}$$

$$\phi = 0.85$$

$$\text{Peralte (d)} = 153 - 9.375 = 143.625 \text{ cm.}$$

Ancho del patín superior: 20 cm.

Cortante horizontal:

$$V_h = \frac{V_u}{\phi} = \frac{143,625}{0.85} = 168,971 \text{ Kg.}$$

$$V_c = 80 \left(\frac{b}{2.54} \right) \left(\frac{d}{2.54} \right) = 80 \left(\frac{20}{2.54} \right) \left(\frac{143.625}{2.54} \right) 35,619 \text{ lb} = 16,156.54 \text{ Kg.}$$

Como V_c es menor a V_h se requieren estribos

3.4.2.17.3 Calculo del área de acero necesaria.

$$A_{sreq} = \left(\frac{Vh}{fy} \right) = \left(\frac{168,971}{4000} \right) = 42.25 \text{ cm}^2$$

Usando estribos del N° 4c de dos ramas,

$$A_{sreq} = \left(\frac{Vh}{fy} \right) = \left(\frac{168,971}{4000} \right) = 42.25 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{as * \left(\frac{\pi}{2} \right)}{As_{req}} = 37 \text{ cm}$$

Estribos del N° 4c @ 37 cm.

3.4.2.18 Calculo de Deformaciones

3.4.2.18.1 Deformación permisible:

$$\Delta_{Permisible} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{2500}{240} + 0.5 \approx 11.00 \text{ cm.}$$

a) en transferencia.

3.4.2.18.2 Deformación por preesfuerzo,

$$Pi = A_{toron} \left(f_s - \Delta AE \right) = 0.987 * 32 \left(4250 - 1203.93 \right) = 412,047.07 \text{ Kg.}$$

Pi = Fuerza de preesfuerzo después de pérdida por acortamiento elástico.

$$\Delta P = \frac{-Pi * e * \left(\frac{\pi}{2} \right)}{Eci * 8 * I} = \frac{412047.07 * 52.11 * \left(\frac{\pi}{2} \right)}{269508.84 * 8 * 10261069.64} = -6.07 \text{ cm}$$

3.4.2.18.3 Deformación por peso propio.

$$W_{pp} = \rho_c * A * t = 2.4 * 0.4974 = 1.19 \text{ Ton/m}$$

$$\Delta P_p = \frac{5 * W_{pp} * L^4}{384 * E_c * I} = \frac{5 * 11.90 * 500^4}{384 * 269508.84 * 10261069.64} = 2.19 \text{ cm}$$

$$\Delta \text{transferencia} = \Delta P + \Delta P_p = -6.07 + 2.19 = -3.88$$

b) 3.4.2.18.4 Al colocar losa.

$$W_{Losa} = \rho_{Losa} * h * \gamma_c = 2.45 * 0.18 * 2.4 = 0.799 \text{ Ton/m}$$

$$\Delta l = \frac{5 * W_{Losa} * L^4}{384 * E_c * I} = \frac{5 * 7.99 * 500^4}{384 * 297,015.25 * 10^6 * 261,069.64} = 1.33 \text{ cm}$$

3.4.2.18.5 Deformación por diafragmas:

Peso de diafragma = 1.27 Ton.

$$\Delta d = 0.23 \text{ cm}$$

3.4.2.18.6 Deformación después de colocar la losa y diafragmas.

$$\Delta \text{Total1} = \Delta \text{transferencia} + \Delta l + \Delta d = -3.88 + 1.33 + .23 = -2.31 \text{ cm}$$

c) en servicio.

3.4.2.18.7 Deformación debida ala capeta asfáltica:

$$W_{Carpeta} = \rho_c * Separacion * espesor = 2.2 * 1.85 * 0.12 = 0.49 \text{ Ton.}$$

$$\Delta ca = \frac{5 * W_{Carpeta} * L^4}{384 * E_c * I_c} = \frac{5 * 4.9 * 500^4}{384 * 297,015.25 * 22574367.13} = 0.4 \text{ cm}$$

3.4.2.18.8 Deformación por Guarnición y parapeto.

$$W_{GP} = 0.6 \text{ Ton.}$$

$$\Delta ca = \frac{5 * W_{GP} * L^4}{384 * E_c * I_c} = \frac{5 * 6 * 500^4}{384 * 297,015.25 * 22574367.13} = 0.46 \text{ cm}$$

3.4.2.18.9 Deformación por Carga Viva:

$$E_C = 297,015.25 \text{ Kg. /cm}^2 = 4,223.53 \text{ Kip/ pulg}^2$$

$$L = 25 \text{ m.} = 82.02 \text{ Ft. .}$$

$$I_c = 22,574,367.13 \text{ cm}^4 = 542,351.34 \text{ pulg}^4$$

$$P_{\text{Rueda}} = 4200 \text{ Kg.} = 9.25 \text{ Kip.}$$

$$\text{Impacto} = 1.242$$

$$\Delta_{cv} = \frac{324}{E_C * I_c} * P * \left(L^3 - \left(55 * L + 4780 \right) \right)$$

$$\Delta_{cv} = \frac{324}{4'223,530 * 542,351.34} * 9250 * \left(0.02^3 - \left(55 * 80.02 + 4780 \right) \right) = 0.686$$

$$\Delta_{cv} + I = 0.686 * 1.242 = 0.852 \text{ pulg.} = 2.16 \text{ cm}$$

3.4.18.10 Deformación total en servicio.

$$\Delta_{\text{Total}} = \Delta_{\text{transferencia}} + \Delta l + \Delta d + \Delta ca + \Delta gp + \Delta cv$$

$$\Delta_{\text{Total}} = -3.88 + 1.33 + 0.23 + 0.4 + 0.46 + 2.16 = 0.7 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{Tcm}} = \Delta_{\text{Total}} - \Delta_{cv} = 0.7 - 2.16 = 1.46 \text{ cm.}$$

1.46 cm. < 11 cm. OK

3.4.3 Análisis y Diseño de Diafragma.

Se diseña para que soporte su propio peso, losa, carpeta asfáltica, así como concentraciones de los camiones que estén directamente sobre el.

Compresión en flexión:

$$\text{Losa: } 0.45 (f'c) = 0.45 (250) = 112.5 \text{ Kg. /cm}^2$$

$$\text{Viga: } 0.40 (f'c) = 0.40 (350) = 100 \text{ Kg. /cm}^2$$

Tensión diagonal en viga.

$$\text{TDT} = 1.33 \sqrt{f'c} = 21.03 \text{ Kg. /cm}^2$$

Tensión del acero:

$$\text{Losa: } 0.5 (fy) = 0.5 (4000) = 2000 \text{ Kg. /cm}^2$$

$$\text{Viga: } 0.5 (fy) = 0.5 (4000) = 2000 \text{ Kg. /cm}^2$$

Constantes de Calculo:

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2.1 \times 10^6}{251,023.71} = 8.37$$

$$k = \frac{1}{1 + \left(\frac{Fs}{n * fc} \right)}$$

$$k = \frac{1}{1 + \left(\frac{2000}{8.37 * 100} \right)} = 0.295$$

$$j = 1 - \left(\frac{1}{3} \right)$$

$$j = 1 - \left(\frac{0.295}{3} \right) = 0.90$$

$$K = 0.5 \left(\frac{fc}{j} \right) \left(\frac{j}{3} \right)$$

$$K = 0.5 \left(\frac{100}{0.90} \right) \left(\frac{0.90}{3} \right) = 13.30$$

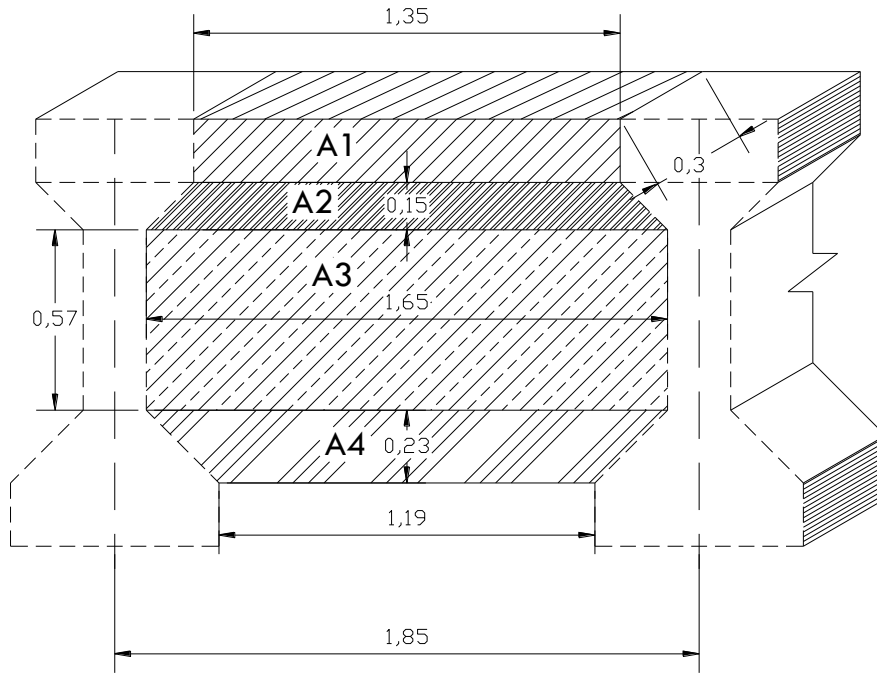
$$c = \sqrt{\frac{1}{K}}$$

$$c = \sqrt{\frac{1}{13.30}} = 0.274$$

Separación d = 185 cm.

3.4.3.1 Dimensiones.

Espesor: 30 cm.



$$A_{TOTAL} = A1 + A2 + A3 + A4$$

Elemento	A	B	ÁREA
1	1.35	0.2	0.27
2	1.5	0.15	0.225
3	0.57	1.65	0.9405
4	1.42	0.23	0.3266
			1.7621

$$\text{Volumen} = (A_{total}) (\text{Espesor}) = (1.76) * 0.30 = 0.528 \text{ M}^3$$

$$\text{Peso Propio} = (\text{Volumen}) (\text{Peso volumétrico}) = 0.528 * 2400 = 1267 \text{ Kg. /Pza.}$$

CARGA MUERTA	W (Kg./m)
Peso Propio	1,190.00
Losa	799.00
Carpeta Asfáltica	490.00
Total	2,479.00
CARGA VIVA	
HS-20 (Kg.)	7,257.50

$$M_{cm} = \frac{w * l^2}{8} = \frac{2479 * 1.85^2}{8} = 1,060.55 \text{ Kg.} - m.$$

$$M_{cv} = \frac{P * l}{4} = \frac{7,257.5 * 1.85}{4} = 3,356.59 \text{ Kg.} - m.$$

$$M_{cv+l} = 3,356.59 (1.3) = 4,363.57 \text{ Kg.} - m.$$

Determinación de Cortante

$$V_{cm} = \frac{wC}{2} = \frac{4,479 * 1.85}{2} = 2,293.08 \text{ Kg.}$$

$$V_{cv} = \frac{P}{2} = \frac{7,257.5}{2} = 3,628.75 \text{ Kg.}$$

Esfuerzo permisible en el acero (fs)

$$f_s = 1343 \left(1 + \frac{M_{cm}}{M_{cv}} \right) = 1343 \left(1 + \frac{106,055}{436,357} \right) = 1,669.4 \text{ Kg/cm}^2$$

3.4.3.4 Calculo del peralte necesario:

$$d = c \sqrt{M/b} \quad d = 0.274 \sqrt{542,412/30} = 36.84 \approx 37.00 \text{ cm}$$

Se acepta ya que $37 < 185$ cm.

3.4.3.2 Refuerzo por Flexión.

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} = \frac{542412}{1,669.4 * 0.9 * 185} = 1.95 \text{ cm}^2$$

Se colocaran 2 Varillas de N° 5c, $a_s = 1.97 \text{ cm}^2$.
En la parte baja.

3.4.3.3 Revisión por Cortante.

$$V_u = \frac{1.3}{\phi} \left(V_{cm} + \frac{5}{3} V_{cv} \right) = \frac{1.3}{0.9} \left(2,293.08 + \frac{5}{3} (3,628.75) \right) = 12,048.11 \text{ Kg.}$$

Utilizando estribos del N° 4c en dos ramas $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$, $A_s = 2.54 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{2.54 * f_s * 0.9 * d}{V_u} = \frac{2.4 * 1,669.4 * 0.9 * 185}{12,048.11} = 55 \text{ cm.}$$

Se colocarán a cada 15 cm.

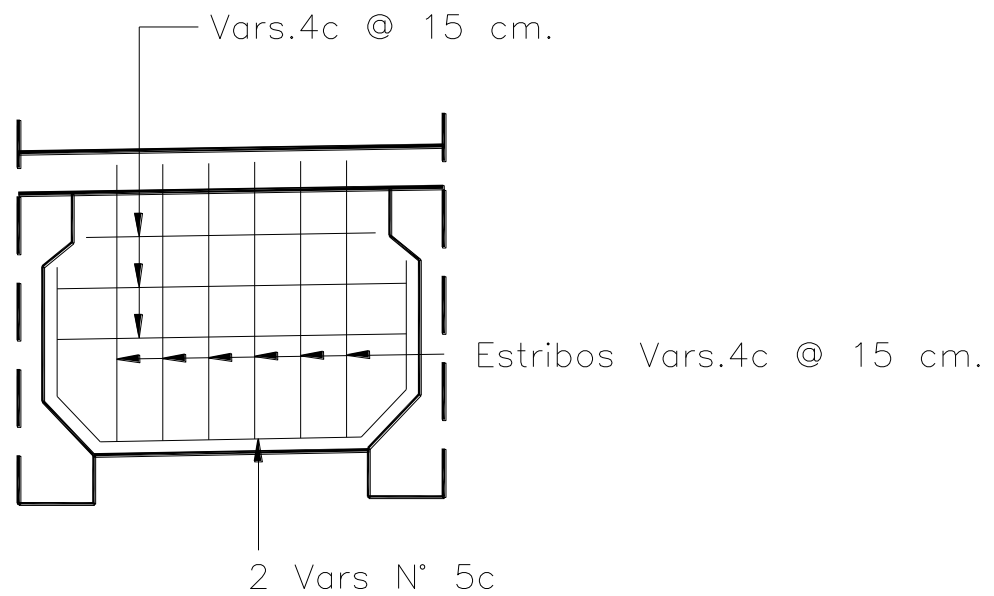
3.4.3.4 Refuerzo por Temperatura.

$$A_{stem} = 0.0018 * b * d \quad A_{stem} = 0.0018 * (185-19) * 30 = 8.964 \text{ cm}^2.$$

Utilizando Varillas del N° 4c con $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{100 * a_s}{A_{stem}} = \frac{100 * 1.27}{8.964} = 14.60 \text{ cm}$$

Varillas del N° 4c @ 15 cm.



3.4.4 Cálculo de Apoyos

Los apoyos serán de Neopreno integral, tanto los fijos como los móviles, los cuales están formados por capas de Neopreno vulcanizadas con placas de acero.

3.4.4.1 Cargas Verticales.

Carga Muerta: 39.51 Ton.
Carga Viva mas impacto: 35.87 Ton.

Giros en el extremo de la Viga

3.4.4.2 Por carga muerta: se considera un factor de 3 para considerar el efecto de la deformación a largo plazo.

$$\alpha = \frac{3ML}{3EI} = \frac{ML}{EI} = \frac{M_{cm}}{EI_c}$$

De donde:

M_{cm} : Momento por carga muerta.
L: Longitud de la viga entre apoyos.
E: Modulo de elasticidad del Concreto

$$\alpha = \frac{25'128,000 \text{ (560)}}{269,508.84 * 22'574,367.12} = 0.0105732 \text{ rad.}$$

3.4.4.3 Por carga viva: se considera la tercera parte del giro, dada la eventualidad de la misma.

$$\alpha = \frac{M_{cv}}{3EI_c} \quad \alpha = \frac{20'337,000 \text{ (560)}}{269,508.84 * 22'574,367.12} = 0.00285244 \text{ rad.}$$

3.4.4.4 Por Preesfuerzo: se considera un factor de 3 para considerar el efecto de la deformación a largo plazo.

$$\alpha = \frac{Pe * L * (1.93)}{EI} = \frac{Pe * L}{EI}$$

P: Fuerza efectiva después de ocurrir las perdidas. (357,712.17 Kg.)
e: Yic-Yitoron = 91.30-9.37 = 81.93 cm.

$$\alpha = \frac{357,712.17 \text{ (1.93)} * 2560}{269,508.84 * 22'574,367.12} = 0.01233184 \text{ rad}$$

3.4.4.5 Deformaciones Horizontales.

3.4.4.5.1 Por contracción del fraguado.

$$\Delta_{cont} = 0.0002 \left(\frac{L}{2} \right) \quad \Delta_{cont} = 0.0002 \left(\frac{2560}{2} \right) = 0.25 \text{ cm / apoyo}$$

3.4.4.5.2 Por temperatura.

$$\Delta_{Tem1} = 0.00035 (975) = 0.691 \text{ cm / apoyo (corta duración)}$$

$$\Delta_{Tem2} = 0.000225 (975) = 0.44 \text{ cm / apoyo (larga duración)}$$

3.4.4.5.3 Giro por carga muerta.

$$\Delta_{CM} = 0.0105732 (1.30) = 0.97 \text{ cm}$$

3.4.4.5.4 Giro por carga Viva

$$\Delta_{CV} = 0.00285244 (1.30) = 0.26 \text{ cm}$$

3.4.4.5.5 Por preesfuerzo

$$\Delta_P = \frac{3P * L}{2E * A_c} + \alpha_p Y_{ic} \quad \Delta_P = \frac{3 (57,712.17) * 2560}{2 (69,508.84) * 7788.36} + 0.01233184 (1.30) = 1.78 \text{ cm.}$$

3.4.4.6 Dimencionamiento de los poyos.

3.4.4.6.1 Altura neta (T)

$$T \geq 2UI \dots UI = \text{Deformación Horizontal Máxima.}$$

Valor de UI.

Contracción:

$$\Delta_{CM} + \Delta_P - \Delta_{cont} + \Delta_{tem1}$$

$$0.97 + 1.78 - 0.25 + 0.691 = 1.81 \text{ cm}$$

Dilatación:

$$\Delta_{CM} + \Delta_{CV} - \Delta_P + \Delta_{t2} - \Delta_{cont}$$

$$0.97 + 0.26 - 1.78 + 0.44 - 0.25 = 0.36 \text{ cm}$$

Se considera la condición más desfavorable, la deformación mayor.

$$2UI = 2 \left(\frac{81}{2} \right) = 3.62 \text{-----} T = 3.62$$

Se propone dispositivo de:

$$N (2 \times 1.3 + 2 \times 0.32) = 3.24 \text{ cm.}$$

$$A (3 \times 0.32) = 0.96 \text{ cm.}$$

$$\text{Total} = 4.20 \text{ cm.}$$

N = Placas de Neopreno.

A = Placas de Acero.

3.4.4.6.2 Dimencionamiento en planta.

Condición:

$$5h \leq a \leq 10h \qquad 21 \leq a \leq 41$$

a: Dimensión del lado paralelo al eje longitudinal del apoyo.

h: Altura del dispositivo = 4.20 cm.

Se propone 40 cm. Ya que es un medida comercial.

Área Necesaria del dispositivo, considerando un esfuerzo promedio permisible de la placa de 100 Kg. /cm²

$$A = \frac{39519 + 35879}{100} = 753.98 \text{ cm}^2$$

Dimensión del lado perpendicular al eje longitudinal (b).

$$b = \frac{A}{a} = \frac{753.98}{40} \approx 20 \text{ cm}$$

Se acepta la propuesta.

3.4.4.7 Revisión de esfuerzos.

$$Esfuerzo_Real = \frac{39519 + 35879}{30 * 40} = 62.83 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Esfuerzo_Perm = \frac{8 \left(\frac{40}{1.3} \right)}{1.3 \left(\frac{40}{1.3} + 40 \right)} = 105.49 \text{ Kg/cm}^2$$



Fuente: Ortiz Hernández Adrián 2007 **Tesis Puente Copalillo** Biblioteca **ESIA Zacatenco**. México capítulo II PP. 116-120

3.5 Subestructura e Infraestructura.

Constantes de Calculo.

$$f'c = 250 \text{ Kg. /cm}^2 \quad Fy = 4000 \text{ Kg. /cm}^2 \quad Fs = 0.5 Fy = 2000 \text{ Kg. /cm}^2$$

$$fc = 0.4 f'c = 100 \text{ Kg. /cm}^2 \quad Es = 2.1 \times 10^6$$

$$Ec = 4270 * \gamma_c^{1.5} * \sqrt{f'c} \quad Ec = 4270 * 2.4^{1.5} * \sqrt{250} \quad Ec = 251,023.71 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2.1 \times 10^6}{251,023.71} = 8.37$$

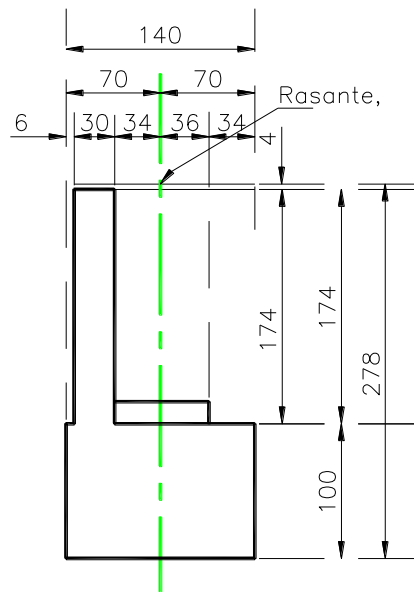
$$k = \frac{1}{1 + \left(\frac{Fs}{n * fc} \right)} \quad k = \frac{1}{1 + \left(\frac{2000}{8.37 * 100} \right)} = 0.295$$

$$j = 1 - \left(\frac{k}{3} \right) \quad j = 1 - \left(\frac{0.295}{3} \right) = 0.90$$

$$K = 0.5 \left(fc \right) \left(j \right) \quad K = 0.5 \left(100 \right) \left(0.295 \right) \left(0.90 \right) = 13.30$$

$$c = \sqrt{1/K} \quad c = \sqrt{1/13.30} = 0.274$$

3.5.1 Diseño del Muro de Respaldote Caballete



3.5.1.1 Empuje de tierras sobre Muro de Respaldo

$$E_H = K_o * \gamma_m * H^2 \left(\frac{1}{2} \right)$$

E_H = Empuje horizontal en condiciones estáticas (ton /m²)

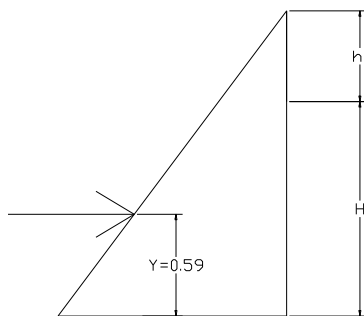
K_o = Coeficiente de empuje en reposo: 0.30

γ_m = Peso volumétrico natural del material: 1.80 (ton. /m³)

H = Altura de relleno. m.

$$E_H = 0.30 * 1.80 * 1.78^2 \left(\frac{1}{2} \right) = 0.86Ton.$$

Con un brazo de palanca de 0.59 m.

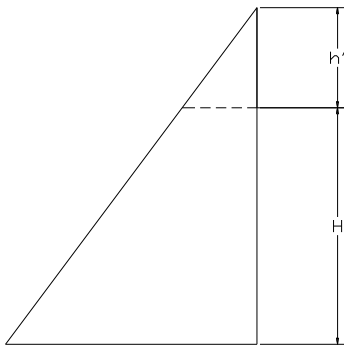


Empuje Volumetrico o Incluyendo Sobrecarga

$$q = \frac{W_{HS-20}}{Ancho_Camin o} = \frac{14.515}{13.06} = 1.11Ton$$

$$h' = \frac{1.11}{1.80} = 0.61m$$

Siendo un trapecio.



$$P_{\min} = KxWxh'$$

$$P_{\max} = KxWx(H + h')$$

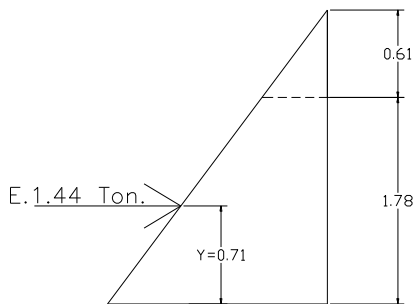
Quedando La Ecuación para Sobre-Carga

$$E.T. = \left(\frac{KxWxH}{2} \right) (H + 2h')$$

$$E.T. = \left(\frac{0.30 \times 1.80 \times 1.78}{2} \right) (1.78 + 2 \times 0.61) = 1.44 \text{ Ton.}$$

El brazo de esta fuerza esta dado por:

$$Y = \frac{H}{3} \left(\frac{H + 3h'}{H + 2h'} \right) = \frac{1.78}{3} \left(\frac{1.78 + 3 \times 0.61}{1.78 + 2 \times 0.61} \right) = 0.71 \text{ m}$$



$$\text{Momento} = 1.44 \times 0.71 = 1.021 \text{ Ton.-m}$$

3.5.1.2 Determinación del peralte requerido.

$$M = 1.021 \text{ Ton.-m} = 102,100.00 \text{ Kg. /cm.}$$

$$b = 100 \text{ cm.}$$

$$d = c \sqrt{\frac{M}{b}} \quad d = 0.274 \sqrt{\frac{102,100}{100}} = 9.00 \text{ cm}$$

$$h = d + \text{recubrimiento} \quad h = 9 + 6 = 15 \text{ cm.}$$

$$15 \text{ cm.} < 30 \text{ cm.} \quad \text{OK.}$$

Se acepta el peralte propuesto

3.5.1.3 Acero Principal

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} = \frac{102,100}{2000 * 0.90 * 24} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.8 \sqrt{f'c}}{f_y} * d \geq \frac{0.8 \sqrt{250}}{4000} * 24 \geq 7.59 \text{ cm}^2$$

Rige el acero mínimo, además de que el área del acero de refuerzo deberá ser por lo menos 1/3 mayor de lo requerido por el análisis.

$$A_s = 10.09 \text{ cm}^2$$

Proponiendo Varillas del N° 4c, $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{a_s * 100}{A_s} = \frac{127}{10.09} = 12.50 \text{ cm}$$

Varillas del N° 4c @ 12.50 cm. En ambas parrillas.

3.5.1.4 Acero por Temperatura.

$$A_{s_{tem}} = 0.0018 * b * d$$

$$A_{s_{tem}} = 0.0018 * 100 * 24 = 4.32 \text{ cm}^2$$

Utilizando estribos del N° 4c

Con $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$, en ambas parrillas $A_s = 4 * 1.27 = 5.08 \text{ cm}^2$.

$$S = \frac{a_s * 100}{A_s} = \frac{127}{5.08} = 25 \text{ cm}$$

Varillas del N° 4c @ 20 cm. En ambas parrillas.

3.5.1.5 Revisión por Cortante.

$$V = \frac{Vd}{b * d} = \frac{1,440}{100 * 24} = 0.60 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante que absorbe el concreto:

$$V_{rc} = 0.25\sqrt{f'c} = 0.25\sqrt{250} = 3.95 \text{ Kg/cm}^2$$

0.60 < 3.95. No requiere Acero por cortante.

Fuente: Ortiz Hernández Adrián 2007 **Tesis Puente Copalillo** Biblioteca **ESIA Zacatenco**. México capítulo II PP. 123-127

3.5.2 Diseño de Cabezal y Pilotes.

El cabezal y columnas del caballete se analizaran como marco rígido empotrado en el suelo, los elementos mecánicos se obtendrán mediante el uso del programa STAAD 2004.

Para el diseño de las columnas se revisarán diferentes grupos de cargas. Estos grupos representan varias condiciones de cargas y fuerzas a las que podrá estar sujeta la estructura, se aplicara el porcentaje de los esfuerzos unitarios indicados.

Combinación de Cargar	Porcentaje de Esfuerzos Unitarios
Grupo I: CM + CV _{+I} + ET + S + PC	100%
Grupo III: Grupo I + F + FR + 30% VE + VCV + FC	125%
Grupo VII: CM+ ET + S + PC+ TT	133%

Donde:

CM: Carga Muerta.

CV_{+I}: Carga Viva mas Impacto.

ET: Empuje de Tierras.

S: Subpresión.

VE: Viento sobre la Estructura.

F: Fuerza longitudinal debida a la fricción o resistencia a la fuerza cortante en los apoyos.

FR: Fuerza Longitudinal por CV.

PC: Presión de la Corriente.

3.5.2 Viento Sobre la Estructura (VE)

Para determinar la fuerza actuante del viento sobre la estructura, se aplicara el método de Diseño por Viento del Manual de Obras Civiles de la CFE. Pág. 1.4.9 – 1.4.35

I) Velocidad de Diseño.

La velocidad de diseño se determina con la expresión siguiente:

$$V_D = F_T * F_\alpha * V_R$$

De donde:

F_T : Factor de topografía, adimensional

F_α : Factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición local, el tamaño de la construcción y de la variación de la velocidad con la altura, adimensional.

V_R : Velocidad regional del sitio en donde se construirá el puente, Km. /h.

I.1) Categoría del terreno.

Las características del terreno son: ondulado con pocas obstrucciones, de la tabla de categoría del terreno según su rugosidad (Pág. 1.4.13 del Manual de Obras Civiles, Diseño por Viento, de la CFE) corresponde a una categoría 2,

I.2) Clase de estructura según su tamaño.

Dado que su mayor dimensión no excede los 50 metros coincide con una estructura tipo B.

I.3) Velocidad Regional.

Del mapa de velocidades regionales en la Republica Mexicana CFE-IIE-1993, se obtiene una velocidad de 140 Km. /h.

I.4) Factor de exposición, $F_\alpha = F_C * F_{rz}$

El factor de tamaño $F_C = 0.95$ y el factor F_{rz} se obtiene a través de la siguiente formula: La altura de la estructura desde el nivel de piso hasta el nivel de la rasante es de 4.50 m.

$$F_{rz} = 1.56 \left| \frac{10}{\delta} \right|^\alpha \quad \text{--- si } Z < 10$$

De donde:

δ : Es la altura media a partir del nivel del terreno de desplante, se le conoce como altura gradiente, esta dada en metros: 315 m

α : El exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura, adimensional: 0.131

Estos coeficientes están en función de la rugosidad del terreno y del tamaño de la construcción, en la siguiente tabla se muestra los valores que se aconsejan para estos coeficientes:

Categoría de Terreno	α			δ (m)
	Clase de estructura			
	A	B	C	
1	0.099	0.101	0.105	245
2	0.128	0.131	0.138	315
3	0.156	0.160	0.171	390
4	0.170	0.177	0.193	455

. Fuente: Manual de Diseño de Obras Civiles, CFE Diseño por Viento Pág.1.4.20

$$F_{rz} = 1.56 \left| \frac{10}{315} \right|^{0.131} = 0.993$$

Por lo tanto el factor de exposición queda:

$$F_{\alpha} = F_C * F_{rz} \quad F_{\alpha} = 0.95 * 0.993 = 0.943$$

I.5) Factor topográfico.

El terreno es expuesto con inclinaciones entre 5 y 10%, por lo cual le corresponde un factor de topografía de 1.10.

Por lo tanto la velocidad de diseño queda de la siguiente manera:

$$V_D = 1.1 * 0.943 * 140 = 145 \text{ Km/h.}$$

II) Presión de Diseño.

Se obtiene a través de la siguiente fórmula:

$$P_z = C_p * q_z$$

De donde:

P_z : Presión actuante sobre la construcción, Kg. /m².

C_p : Coeficiente de presión, adimensional.

q_z : Presión dinámica de base sobre la estructura, Kg. /m².

II.1) Presión dinámica:

La presión dinámica se calcula con la siguiente expresión:

$$q_z = 0.0048 * G * V_D^2$$

De donde:

G : Factor de corrección por temperatura y altura con respecto al n.m.m., adimensional.

V_D : Velocidad de Diseño, Km. /h.

G se calcula con la siguiente expresión:

$$G = \frac{0.392\Omega}{273 + \tau}$$

De donde:

Ω : Presión barométrica en mm de Hg.

τ : Temperatura ambiental en °C.

La ubicación del puente se encuentra a una altitud de 1505 msnm, a lo que le corresponde una presión barométrica de 635t mm de Hg., y un temperatura promedio de 30 °C.

$$G = \frac{0.392 (635)}{273 + 30} = 0.822$$

Por lo tanto q_z es:

$$q_z = 0.0048 * 0.822 * 145^2 = 82.95 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

El coeficiente de presión $C_p = 0.6$

Por lo tanto la presión de diseño queda:

$$P_z = 0.6 * 82.95 = 49.77 \text{ Kg/m}^2$$

El área expuesta en la estructura considerando todo el tramo es de: 147.70 m^2 .

Por lo tanto la fuerza del Viento sobre la estructura será de:

$$VE = 0.04977 \left(\frac{147.70}{2} \right) = 3.67 \text{ Ton.}$$

El momento es:

$$Mx = 3.67 \left(\frac{7.70}{2} \right) = 20.95 \text{ Ton} - m$$

$$0.30VE = 1.10 \text{ Ton}$$

$$0.3Mx = 1.10 \left(\frac{7.70}{2} \right) = 6.28 \text{ Ton} - m$$

Momento para una columna:

$$M = \frac{20.95}{4} = 5.24 \text{ Ton} - m$$

$$0.3M = \frac{6.28}{4} = 1.57 \text{ Ton} - m$$

3.5.3 Viento sobre la carga viva VCV

La carga longitudinalmente será de 60 Kg. por metro de claro, aplicada a 1.83 m sobre la rasante.

Brazo: $1.83 + 4.50 = 6.33 \text{ m}$.

$$FECV = 0.060 \left(\frac{25}{2} \right) = 0.75 \text{ Ton}$$

$$M = 0.75 * 6.33 = 4.75 \text{ Ton} - m$$

Momento por columna.

$$M = \frac{4.75}{4} = 1.19 \text{ Ton} - m$$

3.5.4 Fuerza Longitudinal por Frenaje “FR”

El cortante que llega al caballete por carga viva es: 173.00 Ton

El cortante que llega al caballete por carga muerta es: 256.10 Ton

$$FR = 0.05 \left(\frac{173}{2} \right) = 4.33 \text{Ton}$$

La fuerza es aplicada a 1.83 m arriba de la rasante, por lo tanto el brazo de palanca es el mismo que el aplicado en el viento sobre carga viva.

Brazo: $1.83 + 4.50 = 6.33 \text{ m}$.

$$M_x = 4.33 \cdot 6.33 = 27.41 \text{Ton} - m$$

Momento para una columna:

$$M = \frac{27.41}{4} = 6.85 \text{Ton} - M$$

$$F_v = \frac{4.33}{4} = 1.08 \text{Ton}$$

3.5.5 Fuerza Longitudinal debida a la fricción en los apoyos de neopreno

El cortante que llega al caballete por carga muerta es: 256.10 Ton

$$FR = 0.05 \left(\frac{256.10}{2} \right) = 6.40 \text{Ton}$$

$$M_x = 6.40 \cdot 2.92 = 18.68 \text{Ton} - m$$

Momento para una columna:

$$M = \frac{18.68}{4} = 4.67 \text{Ton} - M$$

$$F_v = \frac{6.40}{4} = 1.60 \text{Ton}$$

Análisis para el grupo III:

Para Caballete 1 y 4

Carga	Grupo III 125%	
	Mx	
Grupo I	88.89	
FR	6.85	
F	4.67	
0.3 VE	1.57	
VCV	1.19	
Subtotal	103.17	
1/1.25	82.536	Ton-m

Para Caballete pila 2 y 3

Carga	Grupo III 125%	
	Mx	
Grupo I	41.38	
FR	12.7	
F	8.32	
0.3 VE	3.14	
VCV	2.38	
Subtotal	67.92	
1/1.25	54.336	Ton-m

3.5.6 Cálculo de la Longitud de Empotramiento.

La longitud de empotramiento esa dada por la formula:

$$Le = \sqrt[4]{\frac{KhD}{4EI}}$$

$$D = 120cm.$$

$$Kh = 6$$

$$E = 235,500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I = 10'178,760cm^4$$

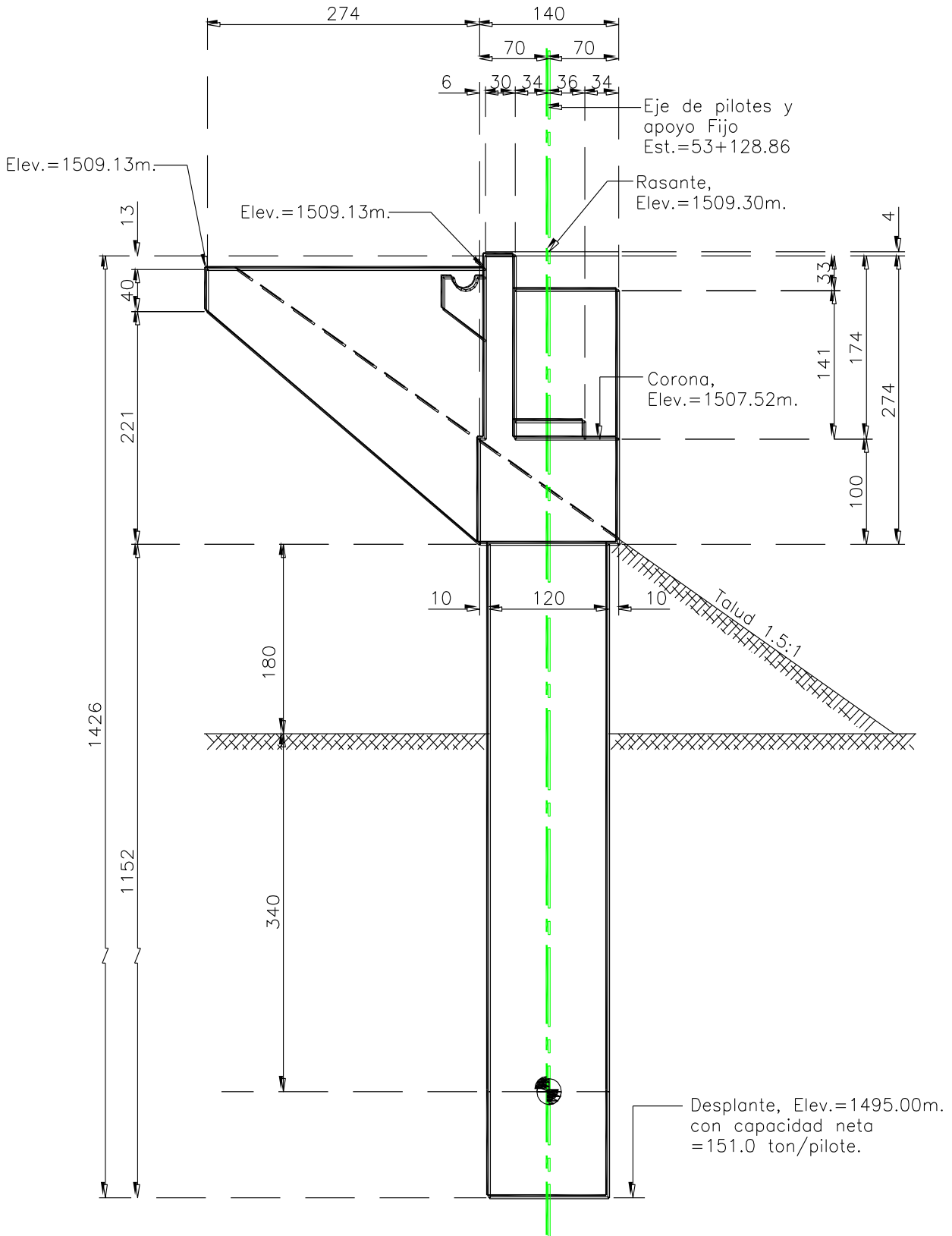
Momento de inercia de lasa pilas:

$$I = \frac{\pi * D^4}{64} = \frac{\pi * 120^4}{64} = 10'178,760cm^4$$

$$Le = \sqrt[4]{\frac{6(20)}{4(235500)(10178760)}}$$

$$Le = \frac{1}{\sqrt[4]{0.00294}} = 339.70cm = 3.40.mts.$$

Se empotrara a 3.40 metros de profundidad.



3.5.7 Cálculo de Longitud de apoyo mínima.

De acuerdo al Manuel de Diseño de Obras Civiles de la CFE pág. 1.3.126, la longitud de apoyo mínima para vigas o tableros sobre la subestructura esta dado por:

$$D = 254 + 2.08L + 8.35H$$

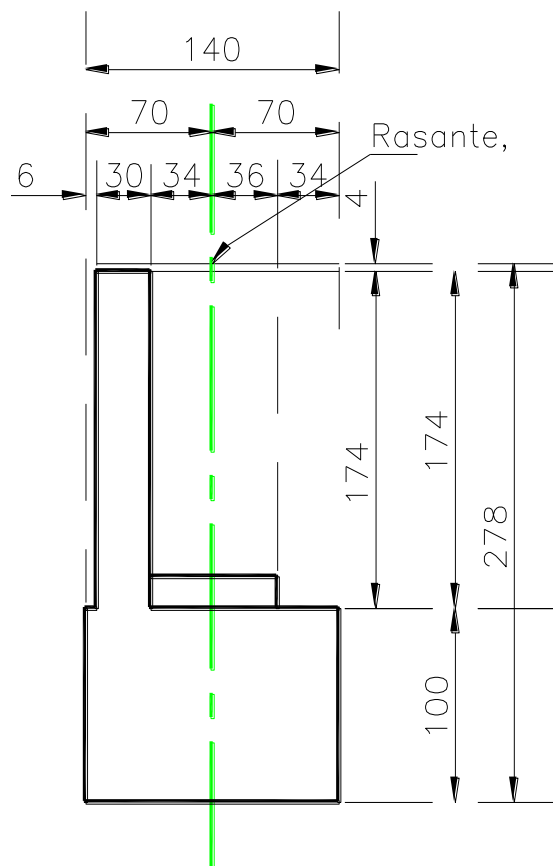
De donde:

L: Longitud entre los apoyos: 25.60

H: Altura de la pila = 14.26

$$D = 254 + 2.08(25.6) + 8.35(14.26) = 426mm$$

Se propone entonces una longitud de 700 mm = 70 cm.



3.5.8 Análisis de Carga viva.

Por carga viva de Camión T3-S2-R4.

Tipo I: 72.5 Ton.

$V = 46.08$ Ton.

$$I = \left(\frac{15.24}{S + 38} \right) \leq 30\% \quad I = \left(\frac{15.24}{25 + 38} \right) = 0.242$$

$V_{+I} = 46.08 * (1.242) = 57.21$ Ton/Carril.

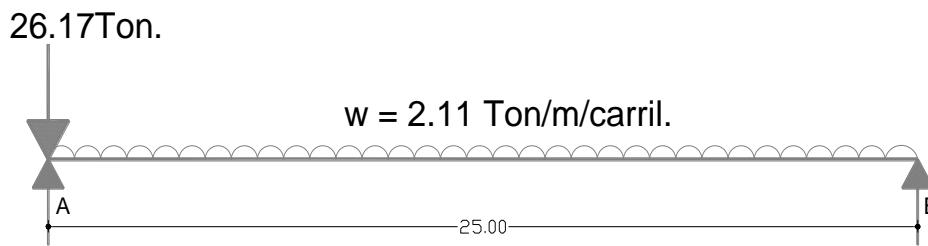
Ancho de carpeta: 12.00 mts.

$$N^{\circ} \text{carriles} = \frac{1200}{350} = 3.43 \approx 3 \text{ Carriles}$$

Considerando los tres carriles cargados:

$(V_{+I})_{\text{total}} = 57.21 (3) (0.9) = 154.47$ Ton.

3.5.9 Por carga viva uniforme.



Relación de cargas:

Para HS-20 $w_{cq} = \frac{0.952 \langle 2.5 \rangle}{32.659} = 2.11 \text{ Ton / m / carril}$

$w = 0.952 \text{ Ton/m}$

$W = 32.659 \text{ Ton.}$

$P_{cq} = \frac{11.793 \langle 2.5 \rangle}{32.659} = 26.17 \text{ Ton.}$

$I = \left(\frac{15.24}{S + 38} \right) \leq 30\%$

$I = \left(\frac{15.24}{25 + 38} \right) = 0.242$

$V = \langle 6.17 \rangle + \langle 2.11 * 25 * 0.5 \rangle = 52.50 \text{ Ton.}$

$V_{+I} = 52.50 \langle 0.242 \rangle = 64.04 \text{ Ton / carril}$

$\langle V_{+I} \rangle_{total} = 64.04 \langle 0.90 \rangle = 173 \text{ Ton}$

$173 \text{ Ton} > 154.47 \text{ Ton}$

Rige por carga Viva uniforme.

Fuente: Secretaria de Comunicaciones y Transportes 1984 **Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros México Tomo I**, capítulos I, pág. 37

3.5.10 Peso de la Superestructura.

$$W_{Guarnicion_y_Parapeto} = 0.6 \text{ (5.6) } = 15.36 \text{Ton.}$$

$$W_{carpeta_asfaltica} = 0.12 \text{ (5.6) } * 12.00 * 2.2 * 0.5 = 40.65 \text{Ton.}$$

$$W_{Losa} = 0.18 \text{ (5.6) } * 13.06 * 2.4 * 0.5 = 72.40 \text{Ton.}$$

$$W_{Trabe} = 0.4974 \text{ (5.6) } * 0.5 * 2.4 * 7 = 106.97 \text{Ton}$$

$$W_{Diafragma} = 1.267 \text{ (8) } * 0.5 = 11.52 \text{Ton}$$

W_{Total} : 246.90 Ton.

El coeficiente Sísmico: 0.45

Factor de ductibilidad: 4

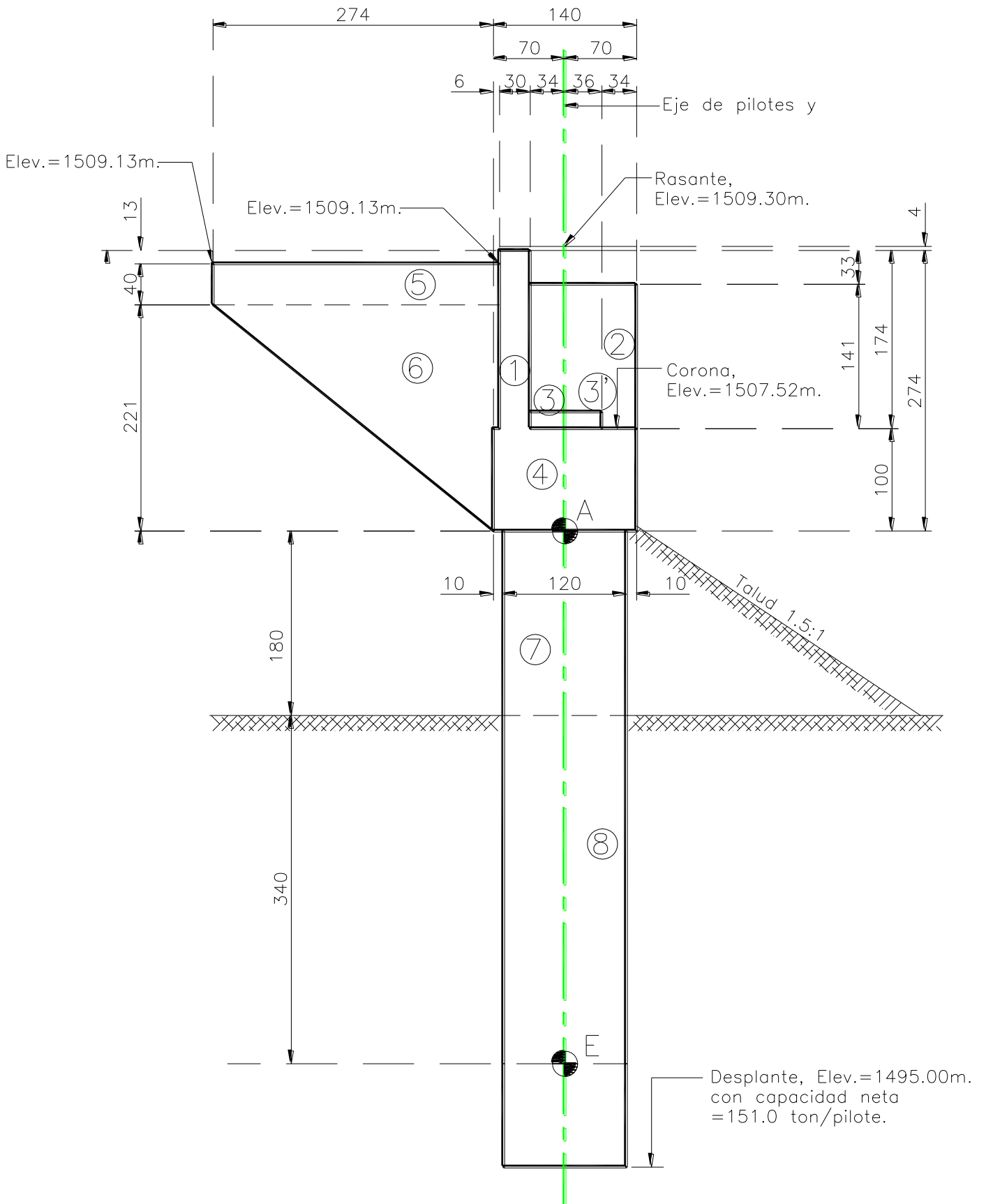
$$C.S = \frac{0.45}{4} = 0.1125$$

Fuerza por Sismo de la Superestructura.

$$FS. = 246.90 (0.1125) = 27.78 \text{ Ton.}$$

La fuerza por sismo se aplica a 15 cm. arriba de la superficie de la corona del cabezal.

3.5.11 Peso del Caballete.



Peso del caballete.

Se toma cabezal. Muro, nichos, topes, bancos.

$$W_1 = 0.30 * 1.70 * 12.60 * 2.4 = 15.42Ton.$$

$$W_2 = 0.30 * 1.04 * 1.41 * 2.4 * 2 = 2.11Ton.$$

$$W_3 = 0.70 * 0.70 * 0.70 * 2.40 = 0.82Ton.$$

$$W_{3'} = 0.10 * 1.04 * 0.50 * 2.4 * 2 = 0.25Ton$$

$$W_4 = 1.40 * 1 * 12.60 * 2.4 = 42.34Ton$$

$$W_5 = 0.40 * 2.80 * 0.30 * 2.4 * 2 = 2.42Ton.$$

$$W_6 = 2.21 * 2.80 * 0.50 * 0.30 * 2.4 * 2 = 4.46Ton$$

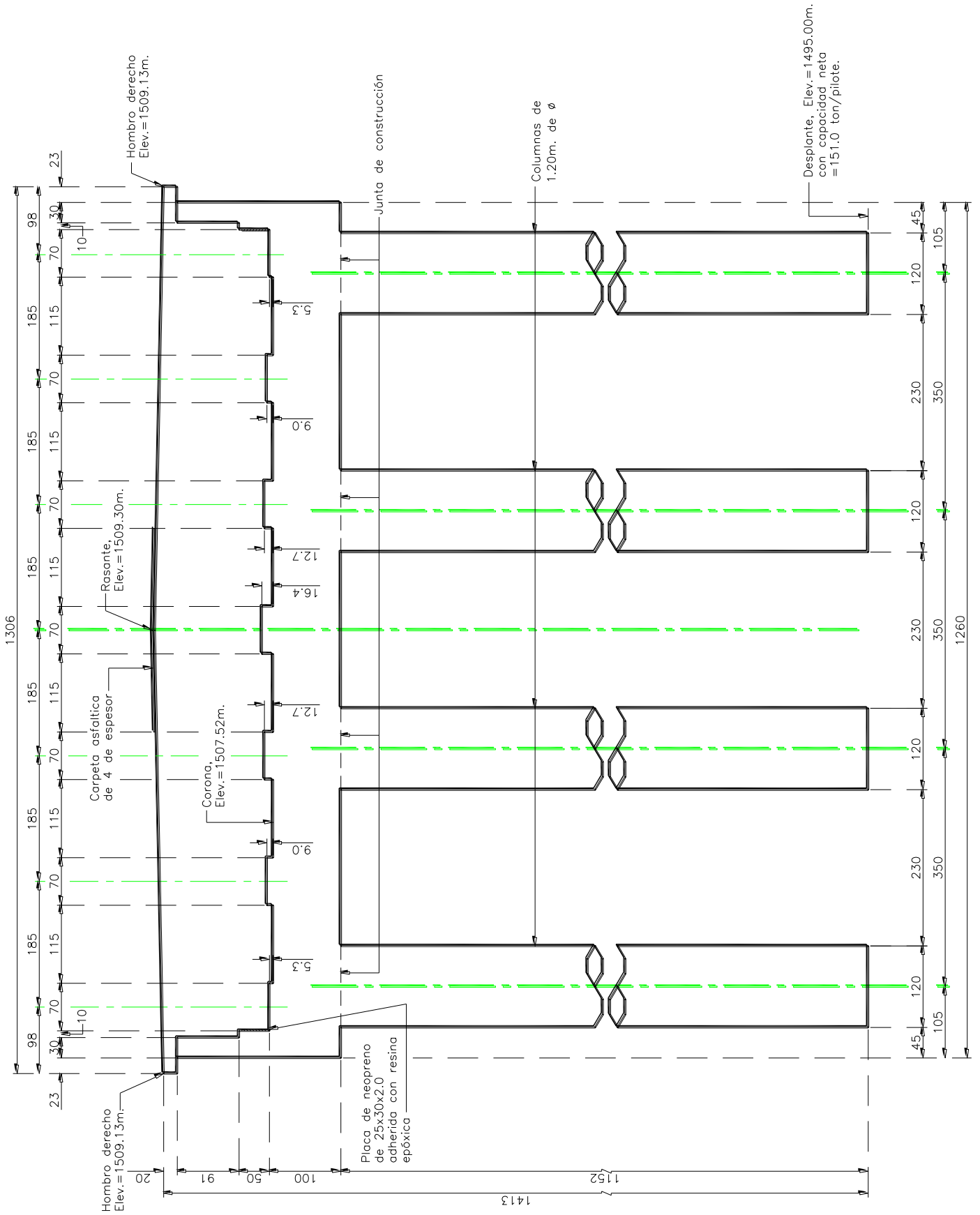
$$W_{6'Chaplan} = 0.30 * 0.30 * 0.5 * 2.61 * 2.4 * 2 = 0.56Ton$$

$$W_{1-6} = 68.38Ton.$$

$$W_7 = \pi (0.60)^2 (0.8) (0.4) = 19.54Ton$$

$$W_8 = \pi (0.60)^2 (0.4) (0.4) = 36.92Ton$$

$$W_{7-8} = 56.46Ton.$$



CORTE ELEVACION POR A - A

3.5.11.1 Posición del peso respecto al Punto A

$$X_A = \frac{-15.42(0.49) + 0.18(0.11) + 1.07(0.01) + -0.242(0.04) + -4.46(0.61) + 0.56(0.67)}{68.38} = 0.28m.$$

Factor de ductibilidad: 2

$$C.S = \frac{0.45}{2} = 0.225$$

Fuerza por Sismo de la Subestructura.

$$FS_1. = 15.42 (0.225) = 3.47 \text{ Ton.}$$

$$FS_2. = 2.11 (0.225) = 0.47 \text{ Ton.}$$

$$FS_3. = 1.07 (0.225) = 0.24 \text{ Ton.}$$

$$FS_4. = 42.34 (0.225) = 9.53 \text{ Ton.}$$

$$FS_5. = 2.42 (0.225) = 0.54 \text{ Ton.}$$

$$FS_6. = 5.02 (0.225) = 1.13 \text{ Ton.}$$

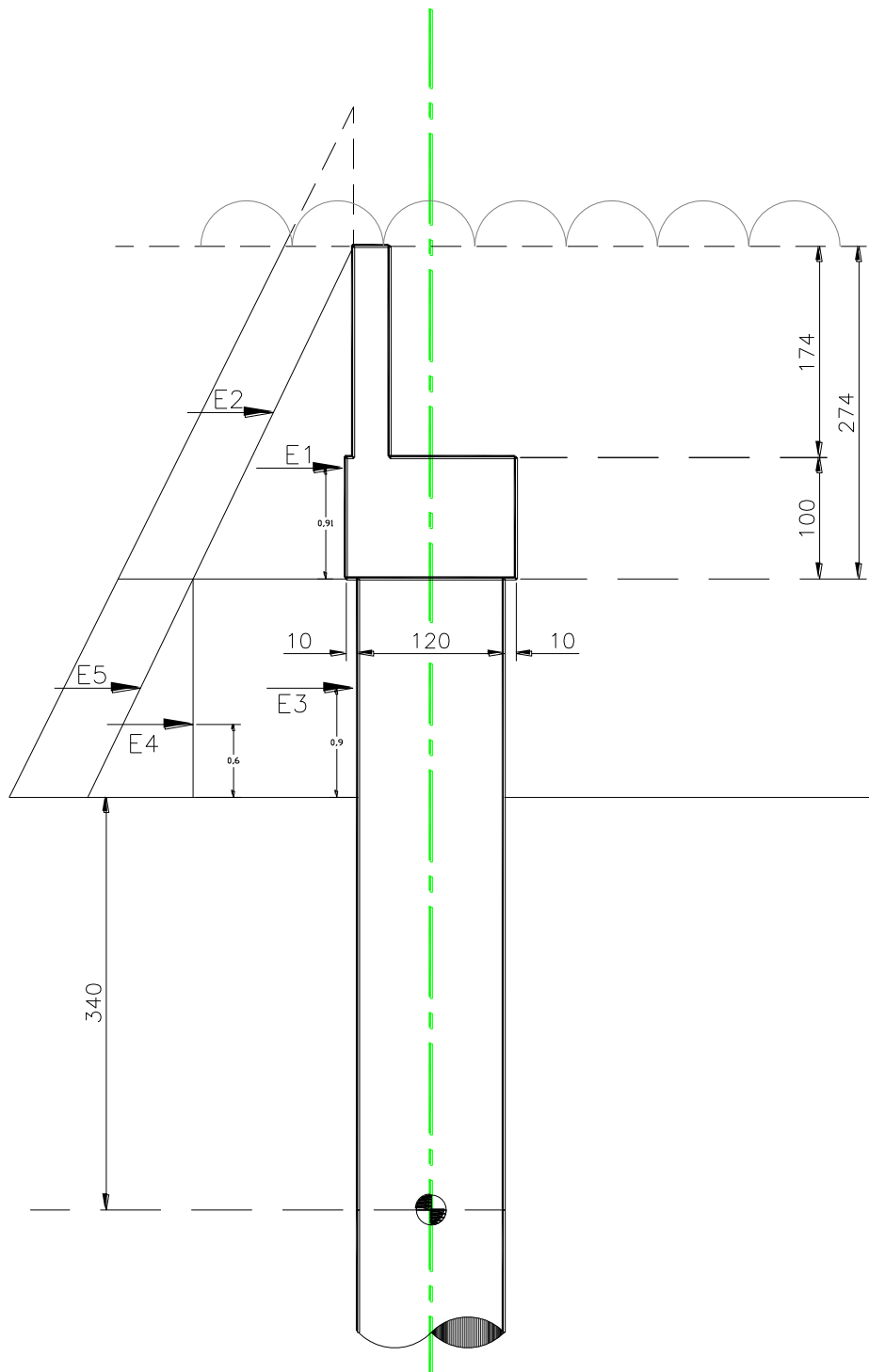
$$FS_7. = 19.54 (0.225) = 4.40 \text{ Ton.}$$

$$FS_{\text{Total}} = 19.80 \text{ Ton.}$$

3.5.11.2 Posición del peso respecto al Punto e

$$Y_e = \frac{3.47(0.07) + 0.47(0.9) + 0.24(6.35) + 9.53(0.7) + 0.54(0.61) + 1.13(0.67) + 4.40(4.3)}{19.78} = 5.77m.$$

3.5.12 Empuje de Tierras Sobre la Estructura.



$$K_a = 0.30$$

$$\phi = 33^\circ$$

$$CS = 0.225$$

$$\gamma = 1.80 \text{Ton}/\text{m}^3$$

$$K_{as} = 0.415$$

3.5.12.1 Empuje de Tierras Estático.

$$E_1 = \frac{1}{2} (0.8 \cdot 2.74^2 \cdot 0.30) = 2.03 \text{Ton}$$

$$E_2 = (0.08 \cdot 2.74 \cdot 0.30) = 0.89 \text{Ton}$$

$$E_3 = (0.80 \cdot 2.74 \cdot 0.30 \cdot 1.80) = 2.66 \text{Ton}$$

$$E_4 = \frac{1}{2} (0.80 \cdot 0.30 \cdot 1.80^2) = 0.88 \text{Ton}$$

$$E_5 = (0.08 \cdot 0.30 \cdot 1.80) = 0.58 \text{Ton}$$

3.5.12.2 Empuje de Tierras Estático Total.

$$E_{1T} = 2.03 \cdot 12.60 = 25.58 \text{Ton}$$

$$E_{2T} = 0.89 \cdot 12.60 = 11.21 \text{Ton}$$

$$E_{3T} = 2.66 \cdot 1.2 \cdot 1.5 \cdot 4 = 19.15 \text{Ton}$$

$$E_{4T} = 0.88 \cdot 1.2 \cdot 1.5 \cdot 4 = 6.34 \text{Ton}$$

$$E_{5T} = 0.58 \cdot 1.2 \cdot 1.5 \cdot 4 = 4.18 \text{Ton}$$

$$E_T = 66.46 \text{Ton.}$$

3.5.12.3 Posición del peso respecto al Punto e

$$Y_e = \frac{25.58 (6.11) + 11.21 (6.57) + (4.3) 19.15 + 6.34 (4) + 4.18 (4.3)}{66.46} = 5.35 \text{m.}$$

3.5.12.4 Empuje de Tierras con Sismo.

$$E_1 = \frac{1}{2} (0.8 \cdot 2.74^2 \cdot 0.415) = 2.80 \text{Ton}$$

$$E_2 = (0.08 \cdot 2.74 \cdot 0.415) = 0.123 \text{Ton}$$

$$E_3 = (0.80 \cdot 2.74 \cdot 0.415 \cdot 1.80) = 3.68 \text{Ton}$$

$$E_4 = \frac{1}{2} (0.80 \cdot 0.415 \cdot 1.80^2) = 1.21 \text{Ton}$$

$$E_5 = (0.08 \cdot 0.415 \cdot 1.80) = 0.81 \text{Ton}$$

3.5.12.5 Empuje de Tierras Estático Total.

$$E_{1T} = 2.80 \cdot 12.60 = 35.28 \text{Ton}$$

$$E_{2T} = 1.23 \cdot 12.60 = 15.50 \text{Ton}$$

$$E_{3T} = 3.68 \cdot 1.2 \cdot 1.5 \cdot 4 = 26.50 \text{Ton}$$

$$E_{4T} = 1.21 \cdot 1.2 \cdot 1.5 \cdot 4 = 8.71 \text{Ton}$$

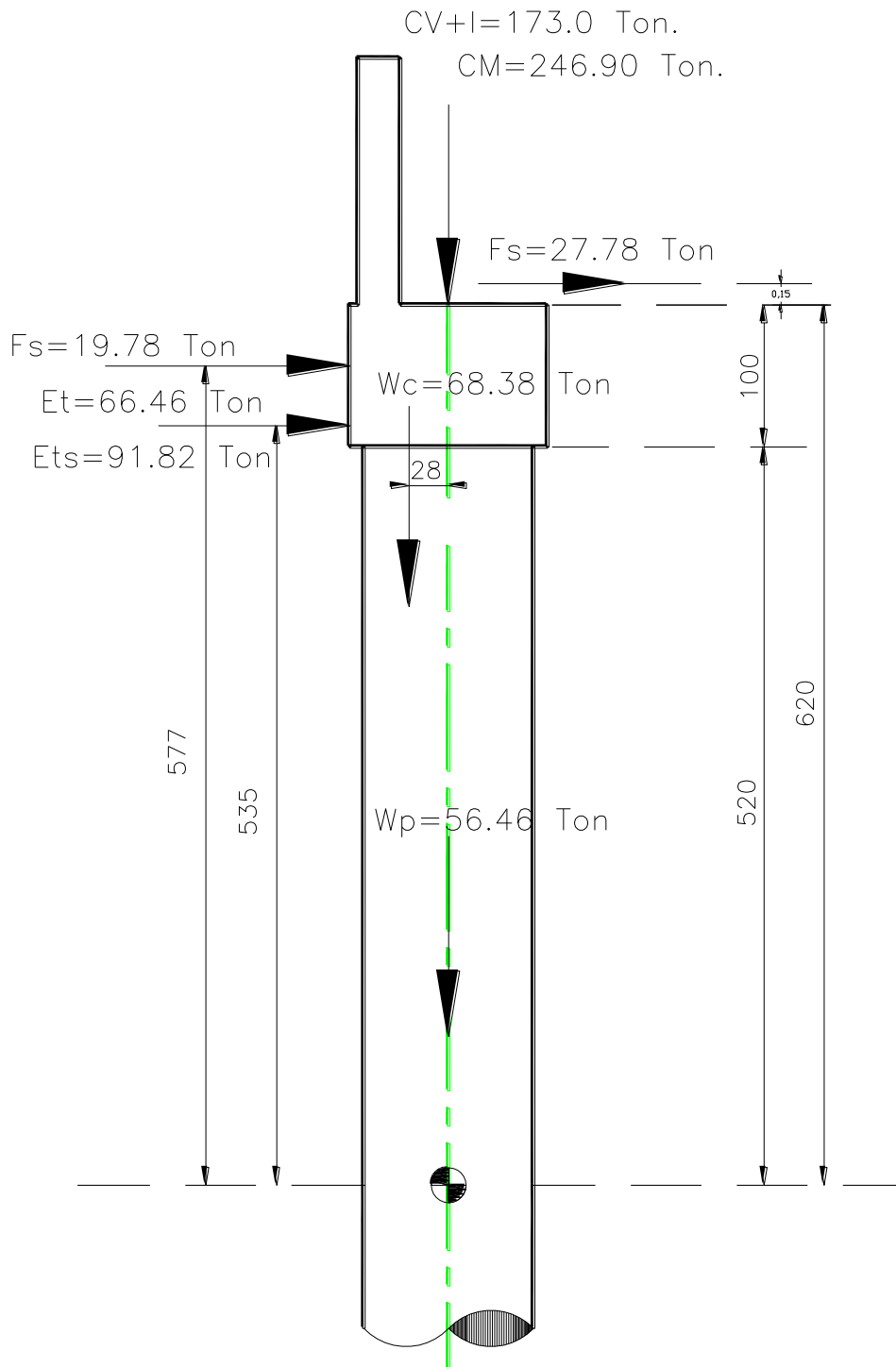
$$E_{5T} = 0.81 \cdot 1.2 \cdot 1.5 \cdot 4 = 5.83 \text{Ton}$$

$$E_T = 91.82 \text{Ton.}$$

3.5.12.6 Posición del peso respecto al Punto e

$$Y_e = \frac{35.28 (6.11) + 15.50 (6.57) + (4.3) 26.50 + 8.71 (4) + 5.83 (4.3)}{91.82} = 5.35 \text{m.}$$

3.5.13 Posición de Cargas y Fuerzas.



3.5.14 Análisis para el Grupo I (CM + CV+I +ET)

$$CM = 246.90 + 68.38 + 56.46 = 371.74 \text{ Ton.}$$

$$CV_{+I} = 173.0 \text{ Ton.}$$

$$ET = 66.46 * 5.35 = 355.56 \text{ Ton-m.}$$

$$P = \frac{371.74 + \overbrace{173.0}}{4} = 136.19 \text{ Ton/Pilote}$$

$$136.19 \text{ Ton} < 318 \text{ Ton y } 151 \text{ Ton.}$$

$$M = \frac{355.56}{4} = 88.89 \text{ Ton-M/Pilote}$$

$$V = \frac{|27.78 + 19.78 + 91.82|}{4} = 34.85 \text{ Ton/Pilote}$$

3.5.15 Análisis para el Grupo VII (CM + ETs + TT)

$$CM = 246.90 + 68.38 + 56.46 = 371.74 \text{ Ton.}$$

$$Ets = 91.82 * 5.35 = 491.24 \text{ Ton.}$$

$$TT = (27.78 * 6.35) + (19.78 * 5.77) - (68.38 * 0.28) = 271.39 \text{ Ton.-M}$$

$$P = \frac{371.74}{4} = 92.94 \text{ Ton/Pilote}$$

$$M = \frac{491.24 + 271.39}{4} = 190.66 \text{ Ton/Pilote}$$

$$V = \frac{|27.78 + 19.78 + 91.82|}{4} = 34.85 \text{ Ton/Pilote}$$

3.5.16 Diseño del Pilote.

Se considera los elementos más desfavorables, Grupo VII, que se multiplicara por 1/1.33 para tomar en cuenta la probabilidad de que se sucedan las cargas.

$$M = 190.66 \left(\frac{1}{1.33} \right) = 143.35 \text{Ton} / \text{Pilote}$$

$$V = 34.85 \left(\frac{1}{1.33} \right) = 26.20 \text{Ton} / \text{Pilote}$$

$$P = 92.94 \left(\frac{1}{1.33} \right) = 70 \text{Ton} / \text{Pilote}$$

$$n = 8.37$$

Radio interior (r) = 55 cm.

$$e = \frac{Mt}{Pt} = \frac{143.35}{70} = 2.051$$

Un porcentaje de Acero (p) de 3%.

$$n\rho = 8.37 * 0.03 = 0.251$$

$$\frac{r}{e} = \frac{55}{205.1} = 0.268$$

Con relación de $n\rho$ y r/e , ingresamos al diagrama de Sontherland Recse (Apéndice B)

$$C = 3.8$$

$$K = 0.401$$

$$f_c = C \frac{M}{\pi * r^3} = 104.22 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

$$f_s = n * f_c \left(\frac{1}{k} - 1 \right) = 1,308.48 \text{Kg} / \text{cm}^2$$

1.5.16.1 Revisión de esfuerzos.

Concreto: $f_c = 0.45 f'c = 112.5 \text{Kg.} / \text{cm}^2. > 104.22 \text{Kg.} / \text{cm}^2. \text{ OK.}$

Acero $f_s = 2000 \text{Kg.} / \text{cm}^2. > 1,308.48 \text{Kg.} / \text{cm}^2. \text{ OK.}$

3.5.16.2 Cálculo del Área de acero Necesaria.

$$A_s = \rho * \pi * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.03 * \pi * 55^2 = 285.10 \text{ cm}^2$$

Utilizando Varillas del N° 8c con $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$.

N° de Varillas:

$$N^\circ = \frac{285.10}{5.07} = 56 \text{ Varillas}$$

Se proponen 28 paquetes de 2 varillas cada uno.

$$Sep = \frac{Perimetro}{N^\circ} = \frac{110 * \pi}{28} = 12.3 \text{ cm.}$$

3.5.16.3 Revisión por Cortante:

Cortante que absorbe el concreto: $V_{cr} = 0.25 \sqrt{250} = 3.95 \text{ Kg/cm}^2$

$$V_c = \frac{Vd}{b * d} = \frac{26200}{9503} = 2.76 \text{ Kg/cm}^2$$

$2.76 \text{ Kg. /cm}^2 < 3.95 \text{ Kg. /cm}^2$; no se requiere acero por cortante.

Por especificación y como mínimo se debe de utilizar varillas del N° 4c, $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$ en 1 rama.

$$S = \frac{0.8 * 1.27 * 2000}{1 * 110} = 18.57 \dots : 15.00$$

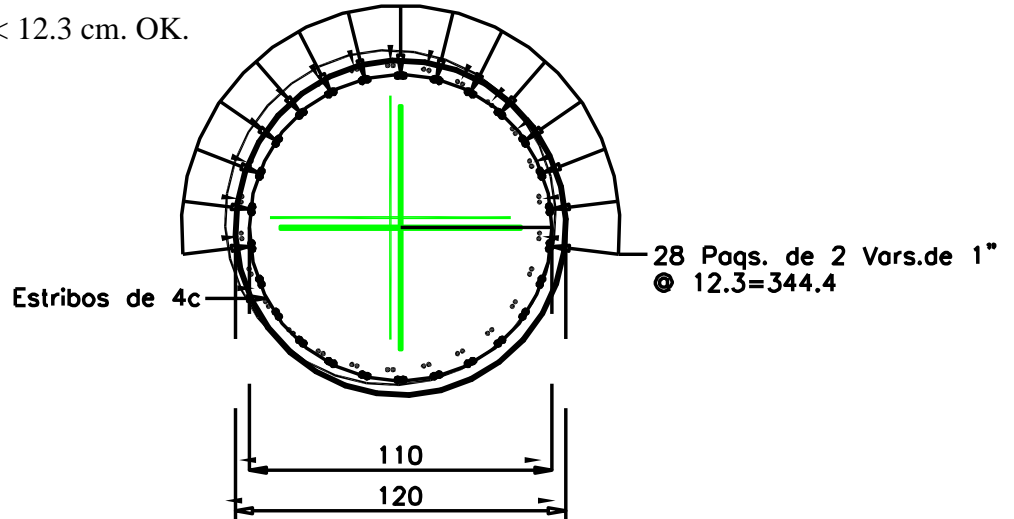
Se colocaran Varillas del 4c @ 15 cm.

3.5.17 Armado del Pilote colado en sitio:

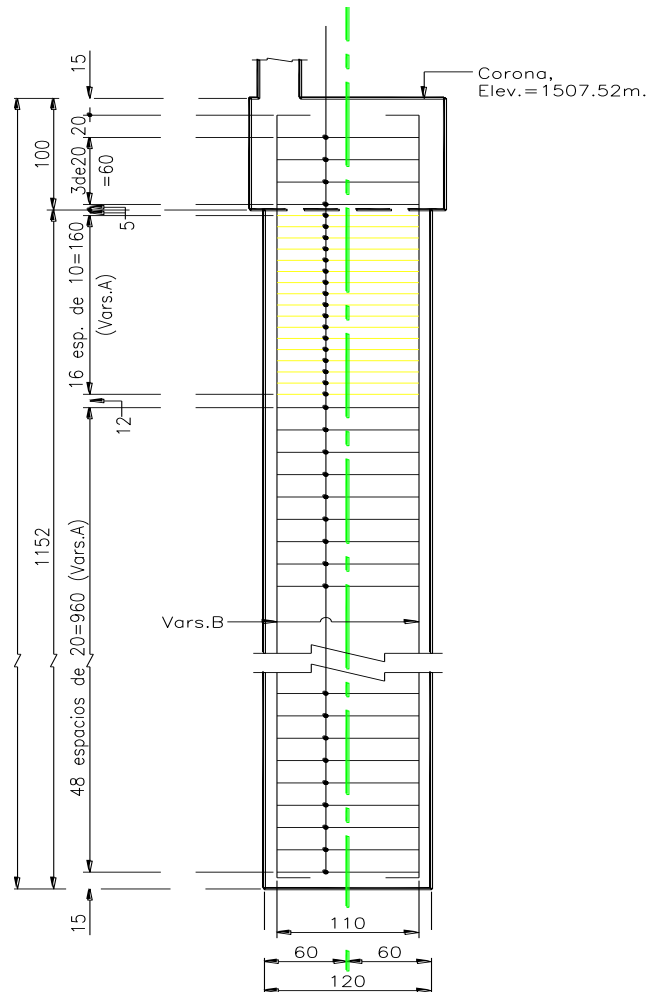
Longitud de cuerda: 344.40 cm.

Separación mínima: $\frac{3}{4} \varnothing$ Varilla:

$(0.75) * 2.54 = 1.91 \text{ cm.} < 12.3 \text{ cm. OK.}$



El refuerzo quedara como se indica a continuación.



REFUERZO DE PILOTES

3.5.18 Análisis del Caballete en sentido del Marco:

Cargas y fuerzas que intervengan.

W caballete: $(1.40 \text{ m}^2 * 2.4 \text{ Ton/m}^3) =$	3.36 Ton/m.
W banco: $(0.70*0.70*0.70*2.4)/12.60 =$	0.07 Ton/m.
W diafragma: $(0.30*1.68*2.4) =$	1.21 Ton/m.
	4.64 Ton/m.

Peso de Tope, pantalla y alero.

W top: $0.10*0.50*0.70*2.4=$	0.08 Ton.
W pant: $0.30*1.41*1.04*2.4=$	1.06 Ton.
W alero:	3.35 Ton
	4.50 Ton.

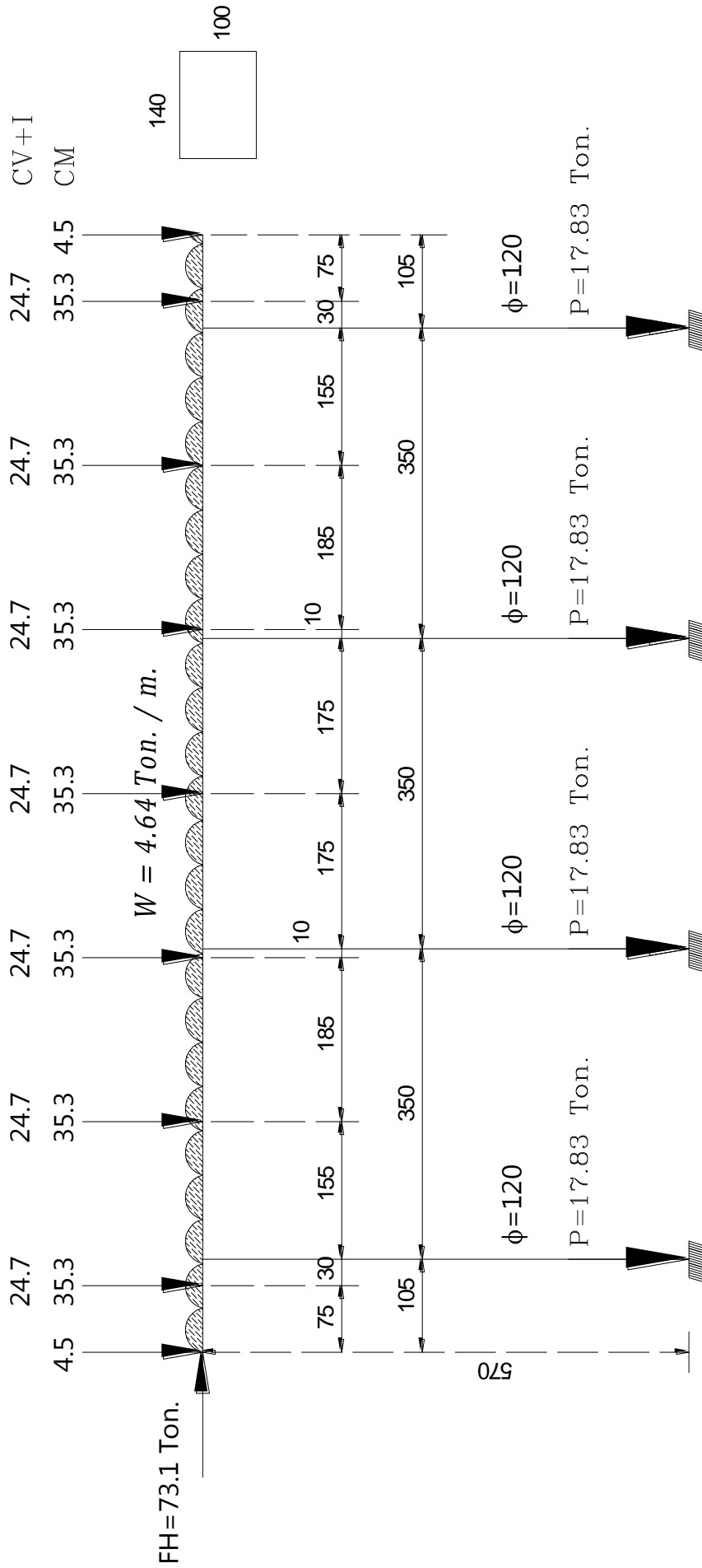
Peso por viga:

$$P_{cm} = \frac{246.90}{7} = 35.30 \text{ Ton/Trabe}$$

$$P_{CV+I} = \frac{173}{7} = 24.70 \text{ Ton/Trabe}$$

$$FH = \sqrt{(F_{s_{super}} + F_s)^2 + E T s^2} \cos 45 = \sqrt{(7.78 + 19.78)^2 + (1.82)^2} \cos 45 = 73.12 \text{ Ton}$$

$$W_{pilate} = \frac{(8.38 + 56.46)}{7} = 17.83 \text{ Ton.}$$



Del análisis del marco por medio del STAAD 2004 por los dos grupos de Cargas (I y VII) tenemos los siguientes resultados..

Grupo I:

Mmáx: 31.77 Ton-m.

Vmáx: 93.41 Ton.

Grupo: VII: 1/1.33

Mmáx: 34.07 Ton-m.

Vmáx: 44.38 Ton.

3.5.19 Diseño del Cabezal:

Momento de diseño: 34.07 Ton-m

V diseño: 93.41 Ton.

3.5.20 Peralte requerido:

$$d = \sqrt{M/b * K} \quad d = \sqrt{3'407,000 / 13.30 * 140} = 42.77 \approx 45.00 \text{ cm}$$

Recubrimiento: 8 cm.

H= d + recubrimiento = 8 + 45 = 53 cm. < 100 OK.

3.5.21 Acero Requerido:

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} = \frac{3407000}{2000 * 0.9 * 92} = 20.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = \frac{0.8 \sqrt{f'c}}{f_y} b * d = \frac{0.8 \sqrt{250}}{4000} 140 * 92 = 40.73 \text{ cm}^2$$

40.73 > 20.58 Rige por acero mínimo.

Utilizando Varillas del N° 8c con $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$, se proponen 9 varillas.

$$9 * 5.07 = 45.63 \text{ cm}^2.$$

$$Sep = \frac{100 * a_s}{A_s} = \frac{100 * 5.07}{45.63} = 11.11$$

Se colocaran varillas del N° 8c @ 15.5 cm.

3.5.22 Revisión por Cortante:

$$V = \frac{Vd}{b * d} = \frac{93,410}{140 * 92} = 7.25 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante que absorbe el concreto:

$$V_{cr} = 0.25 \sqrt{250} = 3.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$7.25 > 3.95$, se requiere de acero por cortante.

$$7.25 - 3.95 = 3.30 \text{ Kg./cm}^2.$$

Utilizando varillas del N° 4c, en 4 ramas con $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$.

$$Sep = \frac{0.8 * (4) * 1.27 * (1000)}{140 * (30)} = 17.59 \text{ cm}.$$

Se colocaran varillas del N° 4c @ 15 cm.

3.5.23 Revisión por Adherencia:

$$M_{act} = \frac{V}{\sum p \cdot j \cdot d} = \frac{93,410}{0.54 \cdot \pi \cdot 10 \cdot 0.9 \cdot 92} = 14.14$$

$$M_{per} = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{\phi} = \frac{3.2 \sqrt{250}}{2.54} = 19.92$$

$$14.14 < 19.92 \quad \text{OK}$$

3.5.24 Acero por Temperatura:

$$A_{S_{tem.}} = 0.001 \cdot 140 \cdot 92 = 13 \text{ cm}^2.$$

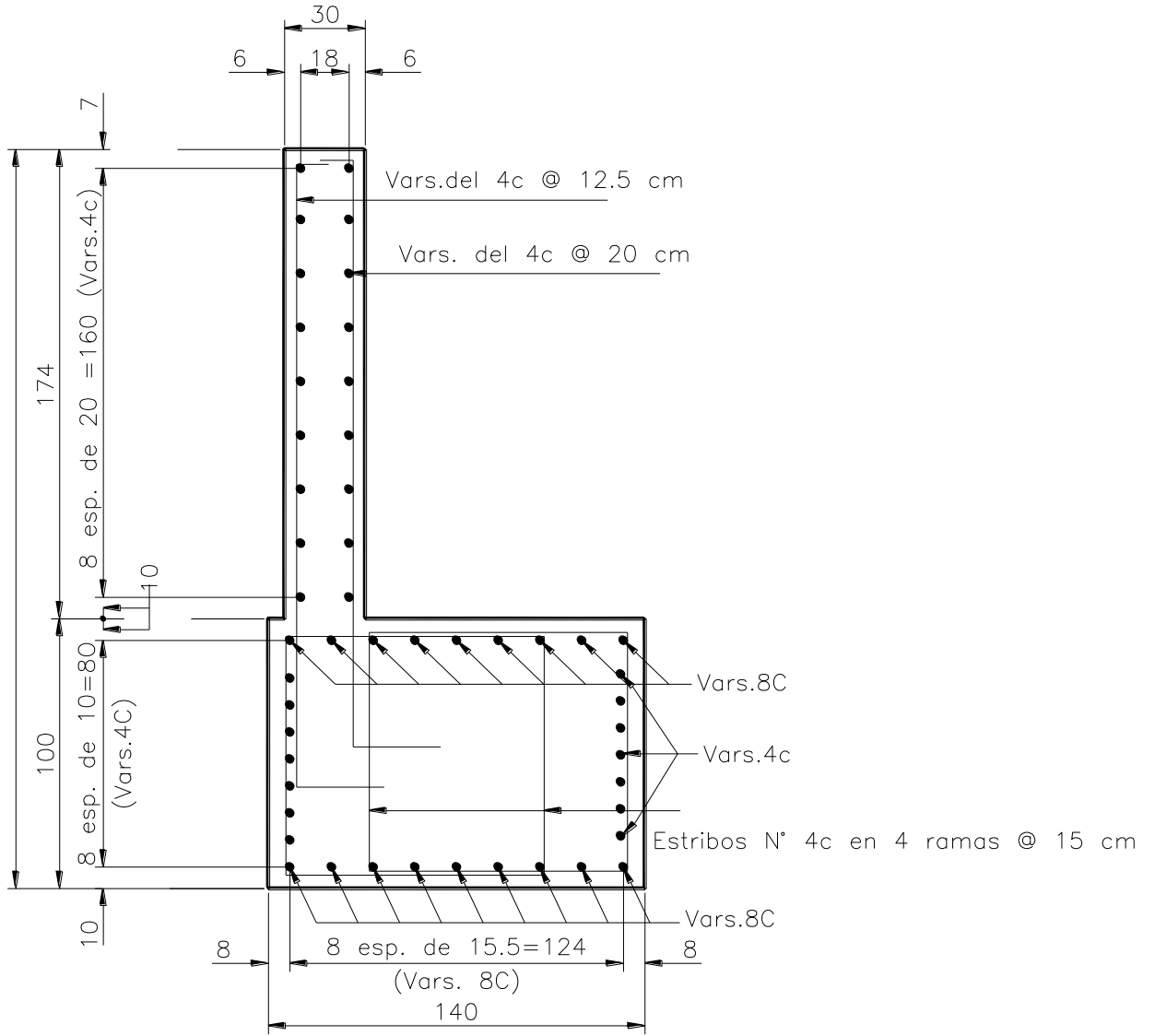
Utilizando varillas del N° 4c con un $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$.

$$A_s = 11 \cdot 1.27 = 13.97 \text{ cm}^2.$$

$$Sep = \frac{100 \cdot 1.27}{13.97} = 10 \text{ cm}.$$

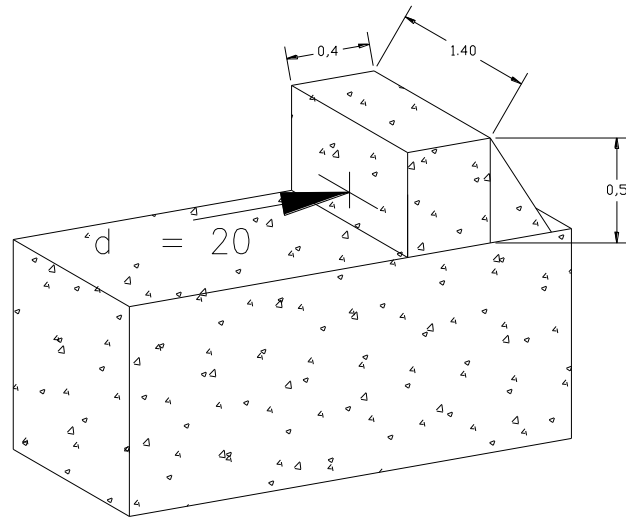
Se colocaran Varillas del N° 4c @ 10 cm.

3.5.24 Armado del Muro y Cabezal.:



3.5.3 Diseño de Tope Sismo-Resistente.

Las dimensiones propuestas son de 50 x 64 cm.



Constantes de Calculo:

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.1 \times 10^6}{251,023.71} = 8.37$$

$$k = \frac{1}{1 + \left(\frac{F_s}{n * f_c} \right)}$$

$$k = \frac{1}{1 + \left(\frac{2000}{8.37 * 100} \right)} = 0.295$$

$$j = 1 - \left(\frac{1}{3} \right)$$

$$j = 1 - \left(\frac{0.295}{3} \right) = 0.90$$

$$K = 0.5 \left(f_c \right) \left(k \right) \left(j \right)$$

$$K = 0.5 \left(100 \right) \left(0.295 \right) \left(0.90 \right) = 13.30$$

$$c = \sqrt{1/K}$$

$$c = \sqrt{1/13.30} = 0.274$$

Separación d = 15 cm.

3.5.3.1 Peso de la Estructura.

Come se tienen 2 topes, se afectará la carga entre 2.

Carga Muerta (CM)= $493.79/2 = 246.90$ Ton.

Carga Viva +I = $154.79/2 = 77.40$ Ton.

Cortante Ultimo:

$$Vu = 246.90 + 77.40 = 324.30$$

3.5.3.2 Fuerza Sísmica:

Coefficiente Sísmico (C) = 0.45

Factor de Ductilidad (Q) = 4

$$FS = \frac{Vu * C}{Q} = \frac{324.30 * 0.45}{4} = 36.48 \text{ _Ton}$$

Momento Máximo.

$$M = 36,480 * 20 = 729,600 \text{ kg - cm}$$

3.5.3.3 Área de Acero Requerido.

$$As = \frac{729,600}{2000 * 0.90 * 36} = 11.25 \text{ Kg / cm}^2$$

Proponiendo Varillas del N° 4c con $as = 1.27 \text{ cm}^2$.

$$N^{\circ} = \frac{11.25}{1.27} = 8.86 \approx 9 \text{ _Varillas.}$$

$$Sep = \frac{40 * 1.27}{11.25} = 5.1 \text{ _cm}$$

Varillas del N° 4c @ 5 cm.

3.5.3.4 Revisión del peralte.

$$d = c \sqrt{M/b} \quad d = 0.274 \sqrt{547,200/40} = 32.00 \text{ cm}$$

32 cm. < 50 cm. OK.

Revisión por Cortante.

$$V = \frac{V_d}{b * d} = \frac{36.48}{40 * 46} = 19.82 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante que absorbe el concreto:

$$V_{cr} = 0.25 \sqrt{250} = 3.95 \text{ Kg/cm}^2$$

19.82 > 3.95 Se requiere acero por cortante: Estribos.

Proponiendo Varillas del N° 4c con $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$ en 2 ramas.

$$S = \frac{0.8 \left(\frac{1.27 \cdot 0.9 \cdot 2000}{15.87 \cdot 0.36} \right)}{15.87 \cdot 0.36} = 16.0 \text{ cm}$$

Varillas del N° 4c @ 15 cm.

3.5.3.5 Revisión por Cortante- Fricción.

Se revisa considerando cortante de fricción debido a la colocación de los concretos en diferentes tiempos.

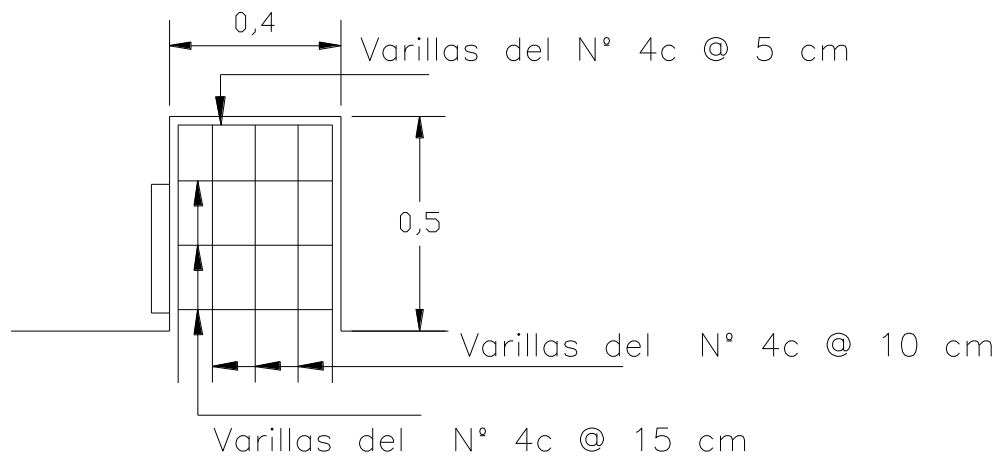
El área requerida por cortante-fricción será:

$$A_{vf} = \frac{V}{f_s * u} = \frac{36.48}{2000 * 1} = \frac{18.24}{2} = 9.12 \text{ cm}^2$$

Proponiendo Varillas del N° 4c con $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$ en 2 ramas.

Varillas del N° 4c @ 10 cm.

3.5.3.6 Armado del tope sismorresistente.



3.5.3.6 Placas de Neopreno en Topes del Caballete

Carga de Diseño:

$$V = 36.48 \text{ Ton.}$$

Dimensiones:

$$N (1*1.27)+2(2*0.32)+A(2*0.32)=2.54 \text{ cm.}$$

Dimensiones en planta:

Condición:

$$5h \leq a \leq 10h \qquad 12.70 \leq a \leq 25.4$$

a: Dimensión del lado paralelo al eje longitudinal del apoyo.

h: Altura del dispositivo = 2.54 cm.

Se propone 25 cm. Ya que es un medida comercial.

Área Necesaria del dispositivo, considerando un esfuerzo promedio permisible de la placa de 100 Kg. /cm²

$$A = \frac{36480}{100} = 364.80 \text{ cm}^2$$

Dimensión del lado perpendicular al eje longitudinal (b).

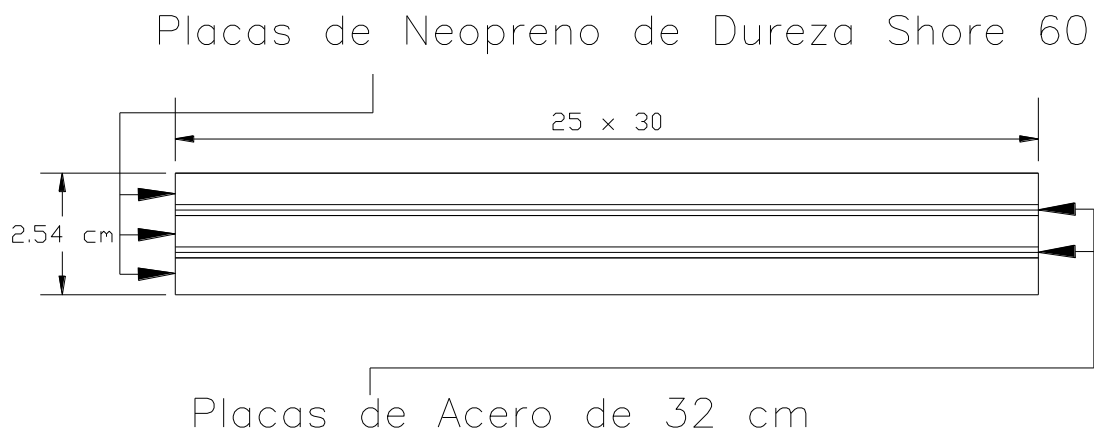
$$b = \frac{A}{a} = \frac{364.8}{25} \approx 15 \text{ cm}$$

Como b tiene que ser > que a, se propone a b = 30 cm. , que corresponde a una medida comercial.

3.5.3.7 Revisión de esfuerzos.

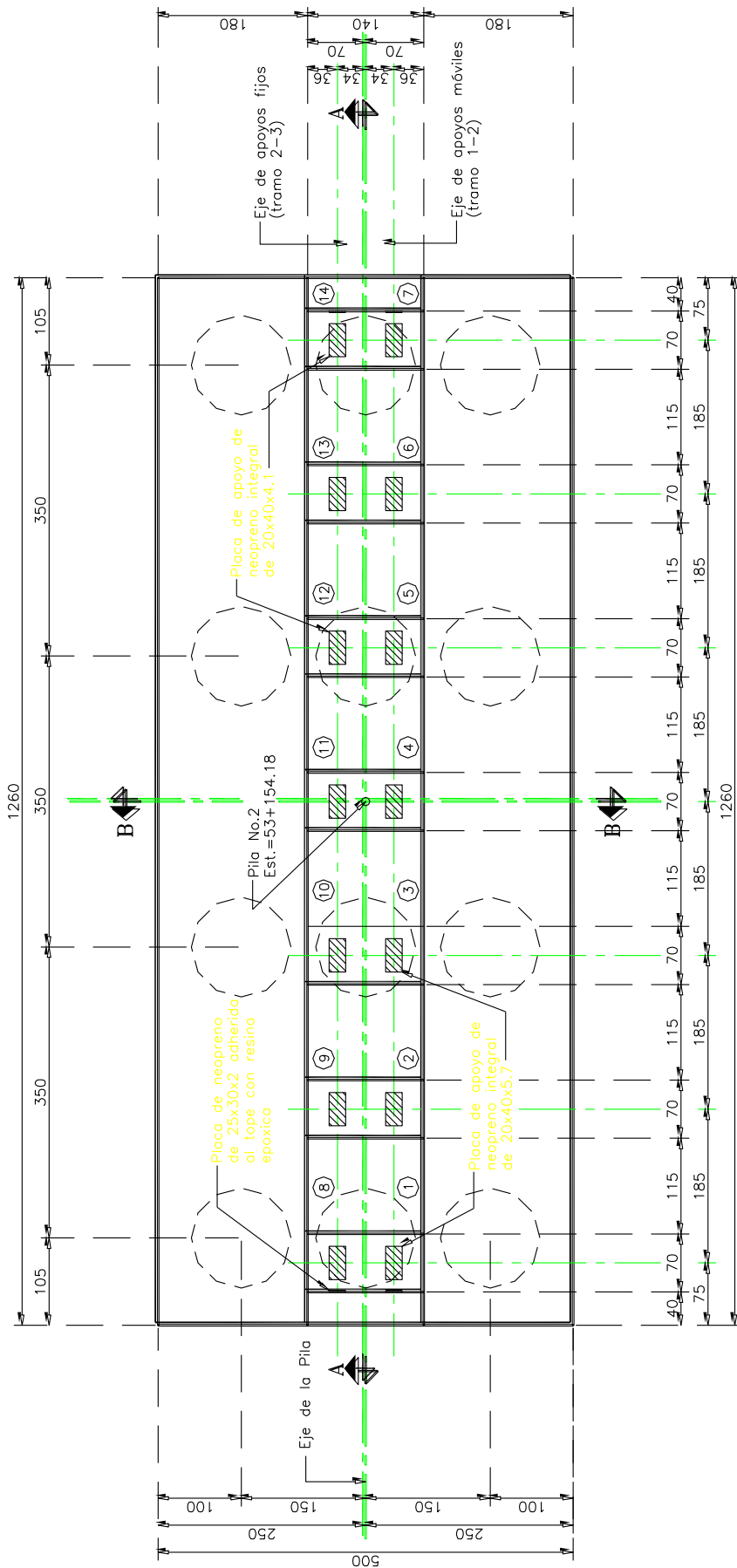
$$\text{Esfuerzo_Real} = \frac{36480}{30 * 25} = 48.64 \text{ Kg/cm}^2$$

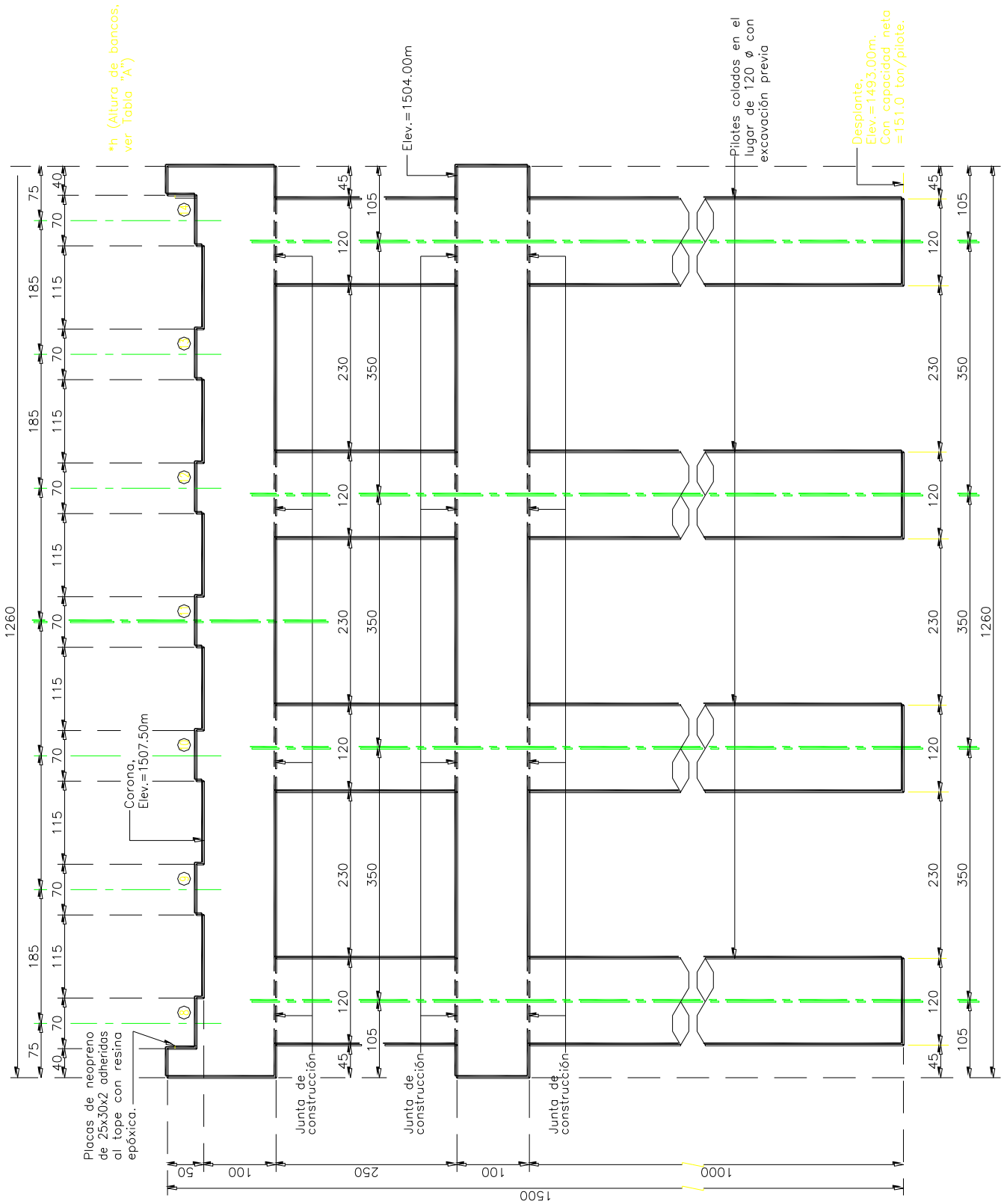
$$\text{Esfuerzo_Perm} = \frac{8 \left(\frac{60 * 25}{1.3} \right)}{60 + 25} = 83.92 \text{ Kg/cm}^2$$



Fuente: .- Ortiz Hernández Adrián 2007 **Tesis Puente Copalillo** Biblioteca **ESIA Zacatenco**. México capítulo II PP. 167-172.

3.5.6 Diseño de Pilas N°. 2 y N°. 3





3.5.6.1 Cálculo de la Longitud de Empotramiento.

La longitud de empotramiento esa dada por la formula:

$$Le = \sqrt[4]{\frac{KhD}{4EI}}$$

$$D = 120cm.$$

$$Kh = 6$$

$$E = 235,500 \text{ Kg/cm}^2$$

$$I = 10'178,760cm^4$$

Momento de inercia de lasa pilas:

$$I = \frac{\pi * D^4}{64} = \frac{\pi * 120^4}{64} = 10'178,760cm^4$$

$$Le = \sqrt[4]{\frac{6(20)}{4(235500)(10178760)}}$$

$$Le = \frac{1}{0.00294} = 339.70cm = 3.50.mts.$$

Se empotrara a 3.50 metros de profundidad.

3.5.6.2 Análisis de Carga viva.

Por carga viva de Camión T3-S2-R4.

Tipo I: 72.5 Ton.

$V = 46.08$ Ton.

$$I = \left(\frac{15.24}{S + 38} \right) \leq 30\% \quad I = \left(\frac{15.24}{25 + 38} \right) = 0.242$$

$$V_{+I} = 46.08 * (1.242) = 57.21 \text{ Ton/Carril.}$$

Ancho de carpeta: 12.00 mts.

$$N^{\circ} \text{carriles} = \frac{1200}{350} = 3.43 \approx 3 \text{ Carriles}$$

Considerando los tres carriles cargados:

$$(V_{+I})_{B \text{ total}} = 57.21 (3) (0.9) = 154.47 \text{ Ton./ } \frac{1}{2} \text{ Tramo}$$

$$(V_{+I})_{C \text{ total}} = 57.21 (3) (0.9) = 154.47 \text{ Ton./ } \frac{1}{2} \text{ Tramo}$$

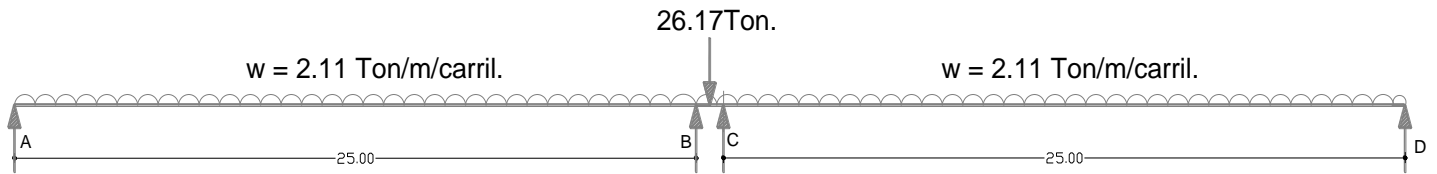
3.5.6.3 Análisis de Carga viva uniforme.

De la memoria del caballete se tiene:

$$w_{cq} = 2.11 \text{Ton/m/carril}$$

$$P_{cq} = 26.17 \text{Ton.}$$

$$I = \left(\frac{15.24}{25 + 38} \right) = 0.242$$



$$V_B = 2.11 \times 2.50 + 26.17 \times 0.50 = 39.47 \text{Ton/Carril}$$

$$V_C = 2.11 \times 2.50 + 26.17 \times 0.50 = 39.47 \text{Ton/Carril}$$

$$V_{+I}^B = 39.47 \times 1.242 = 49.0 \text{Ton/carril}$$

$$V_{+I}^C = 39.47 \times 1.242 = 49.0 \text{Ton/carril}$$

$$V_{+I}^{B \text{ Total}} = 49.0 \times 0.9 \times 3 = 132.3 \text{Ton}$$

$$V_{+I}^{C \text{ Total}} = 49.0 \times 0.9 \times 3 = 132.3 \text{Ton}$$

$$132.3 \text{ Ton} < 154.47 \text{ Ton}$$

Rige por carga Viva de Camión.

Fuente: Secretaria de Comunicaciones y Transportes 1984 **Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros México Tomo I**, capítulos I, pág. 37

3.5.6.4 Peso de la Superestructura (Por tramo)

$$W_{Guarnicion_y_Parapeto} = 0.6 \text{ (5.6) } * 2 = 30.72 \text{Ton.}$$

$$W_{carpeta_asfaltica} = 0.12 \text{ (5.6) } * 12.00 * 2.2 = 81.11 \text{Ton.}$$

$$W_{Losa} = 0.18 \text{ (5.6) } * 13.06 * 2.4 = 144.50 \text{Ton.}$$

$$W_{Trabe} = 0.4974 \text{ (5.6) } * 2.4 * 7 = 213.94 \text{Ton}$$

$$W_{Diafragma} = 1.267 \text{ (8) } = 22.84 \text{Ton}$$

$$W_{Total}: 493.79 * 0.5 = 246.90 \text{ Ton/tramo.}$$

El coeficiente Sísmico: 0.45

Factor de ductibilidad: 4

$$C.S = \frac{0.45}{4} = 0.1125$$

Fuerza por Sismo de la Superestructura.

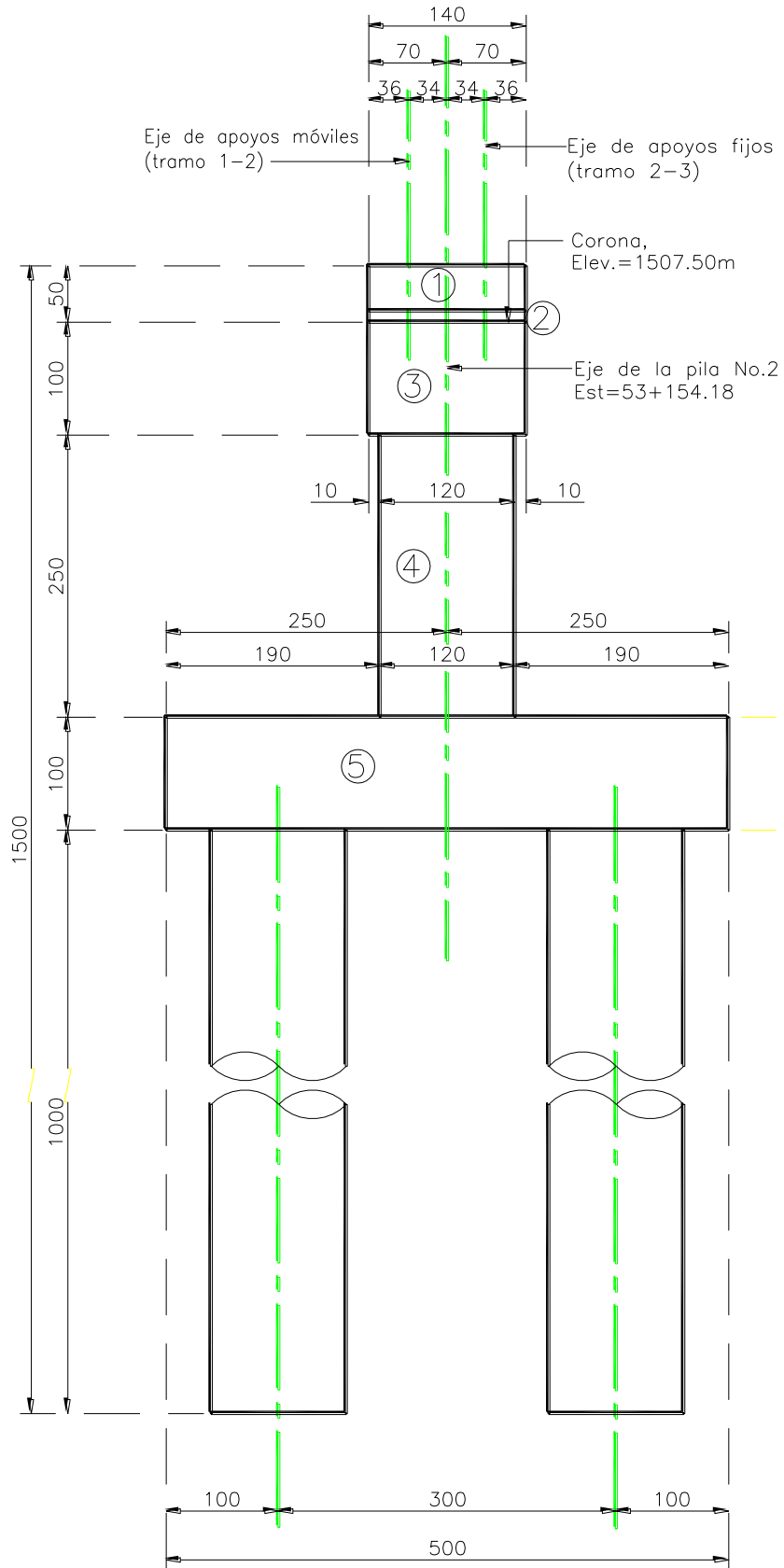
$$FS. = 246.90 (0.1125) = 27.78 \text{ Ton.}$$

La fuerza por sismo se aplica a 15 cm. arriba de la superficie de la corona del cabezal.

Peso por viga:

$$P_{CM} = \frac{246.90}{7} = 35.27 \text{Ton/Trabe}$$

3.5.6.5 Peso de la Pila a Nivel Inferior de la Zapata.



Peso de la pila a nivel inferior de la zapata..

$$W_{1top} = 0.40 * 1.40 * 0.50 * 2.4 * 2 = 1.34Ton.$$

$$W_{2ban} = 0.70 * 0.70 * 1.576 * 2.4 = 1.85Ton.$$

$$W_{3cab} = 1.40 * 1.0 * 12.60 * 2.40 = 42.34Ton.$$

$$W_{4col} = \pi * 0.60^2 * 2.5 * 2.4 * 4 = 27.14Ton$$

$$W_{1-3} = 45.53Ton.$$

$$W_{1-4} = 72.67Ton.$$

$$W_{5zap} = 5.0 * 1.0 * 12.6 * 2.4 = 151.2Ton$$

Peso de los Pilotes a nivel de empotre.

$$W_{6pilo} = \pi * 0.60^2 * 6.5 * 4 * 8 = 76.00Ton$$

$$W_{1-6} = 299.87Ton$$

$$W_{*pilote} = \frac{299.87}{8} = 38.00Ton/pilote$$

3.5.6.6 Fuerza por sismo.

Factor de ductibilidad: 2

$$C.S = \frac{0.45}{2} = 0.225$$

Fuerza por Sismo de la Subestructura.

$$FS_1. = 1.34 (0.225) = 0.30 Ton.$$

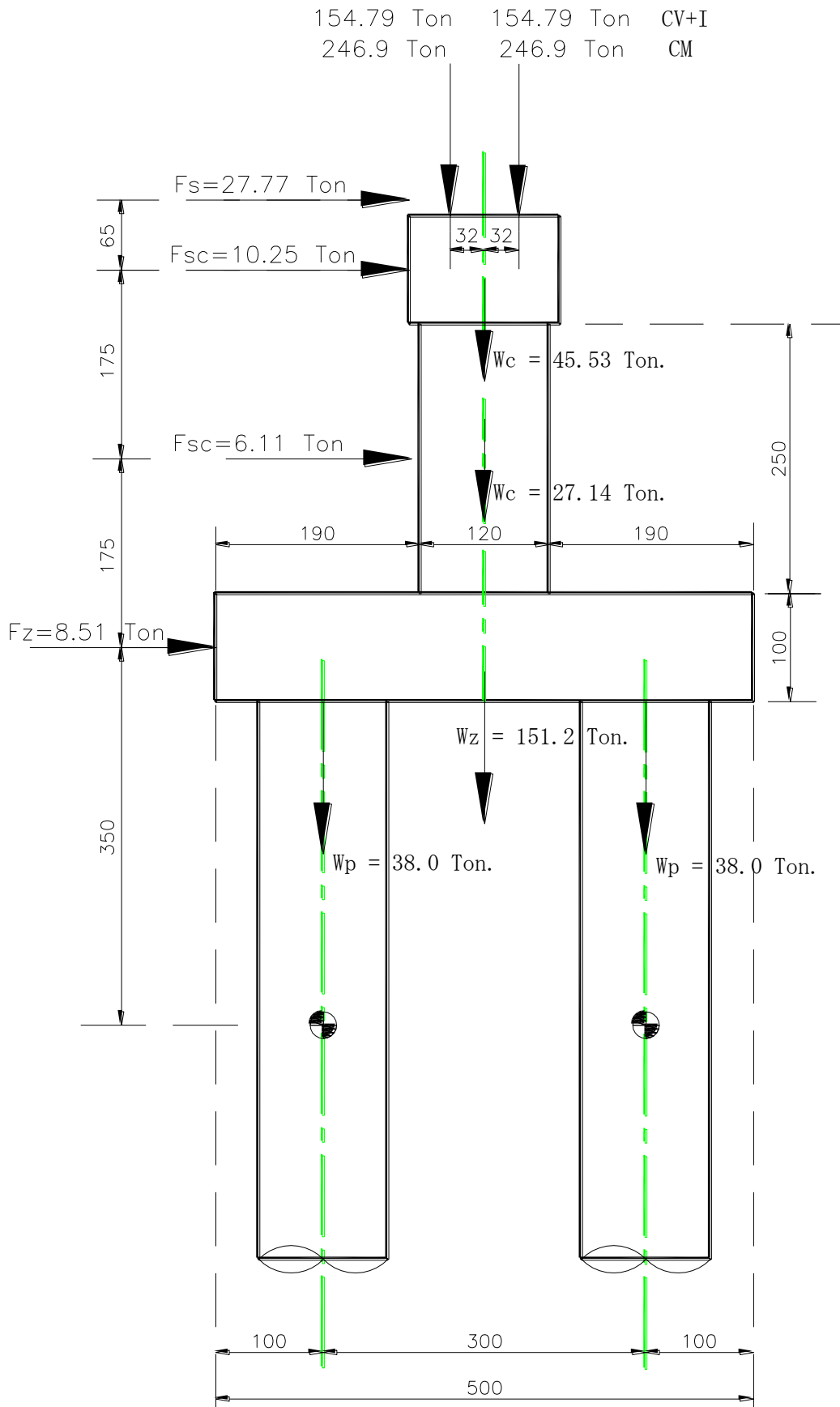
$$FS_2. = 1.85 (0.225) = 0.42 Ton.$$

$$FS_3. = 42.3 (0.225) = 9.53 Ton.$$

$$FS_4. = 27.14 (0.225) = 6.11 Ton.$$

$$FS_5. = 37.80 (0.225) = 8.51 Ton.$$

$$FS_{1-3} = 10.25Ton$$



3.5.6.7 Análisis para el Grupo I (CM + CV+I +ET)

$$CM = 246.90(2) + 72.67 = 566.47 \text{ Ton.}$$

$$CV_{+I} = 154.47 * 2 = 308.94 \text{ Ton.}$$

$$ET = 0 \text{ Ton-m.}$$

$$P = \frac{566.47 + 308.94}{4} = 219 \text{ Ton / Columna}$$

3.5.6.8 Análisis para el Grupo VII (CM + ETs + TT)

$$CM = 246.90 (2) + 72.67 = 566.47 \text{ Ton.}$$

$$TT = (27.77 * 2 * 3.65) + (10.25 * 3.00) + (6.11 * 1.25) = 241.11 \text{ Ton.-M}$$

$$P = \frac{566.47}{4} = 141.6 \text{ Ton / Columna}$$

$$M = \frac{241.11}{4} = 60.28 \text{ Ton / Columna}$$

$$V = \frac{|27.77 * 2 + 10.25 + 6.11|}{4} = 17.975 \text{ Ton / Columna}$$

3.5.6.9 Diseño de la Columna.

$P = 141.6$ Ton.

$M = 60.28$ Ton.

$V = 17.975$ Ton.

Radio interior (r) = 55 cm.

$$e = \frac{Mt}{Pt} = \frac{60.28}{141.6} = 0.426$$

Un porcentaje de Acero (p) de 1%.

$$n\rho = 8.37 * 0.02 = 0.084$$

$$\frac{r}{e} = \frac{55}{425.7} = 1.29$$

Con relación de $n\rho$ y r/e , ingresamos al diagrama de Sontherland Recse (Apéndice B)

$C = 6.0$

$K = 0.501$

$$f_c = C \frac{M}{\pi * r^3} \left(\frac{1}{1.33} \right) = 51.89 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = n * f_c \left(\frac{1}{k} - 1 \right) = 432.59 \text{ Kg/cm}^2$$

3.5.6.10 Revisión de esfuerzos.

Concreto: $f_c = 0.45 f'c = 112.5 \text{ Kg/cm}^2 > 51.89 \text{ Kg/cm}^2$. OK.

Acero $f_s = 2000 \text{ Kg/cm}^2 > 432.59 \text{ Kg/cm}^2$. OK.

3.5.6.11 Cálculo del Área de acero Necesaria.

$$A_s = \rho * \pi * \left(\frac{\phi}{2}\right)^2 = 0.01 * \pi * 55^2 = 95.03 \text{ cm}^2$$

Utilizando Varillas del N° 8c con $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$.

N° de Varillas:

$$N^\circ = \frac{95.03}{5.07} = 18 \text{ _Varillas}$$

$$Sep = \frac{Perimetro}{N^\circ} = \frac{110 * \pi}{18} = 19.20 \text{ cm.}$$

3.5.6.12 Revisión por Cortante:

Cortante que absorbe el concreto:

$$V_{cr} = 0.25 \sqrt{250} = 3.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = \frac{Vd}{b * d} = \frac{17975}{9503} = 1.89 \text{ Kg/cm}^2$$

$1.89 \text{ Kg. /cm}^2 < 3.95 \text{ Kg. /cm}^2$; no se requiere acero por cortante.

Se utilizará varillas del N° 5c, $a_s = 1.97 \text{ cm}^2$ en 1 rama.

$$S = \frac{0.8 * 1.97 * 2000}{1 * 110} = 28.65 \dots : 25.00$$

Se colocaran Varillas del 5c @ 25 cm.

3.5.6.13 Análisis de Zapata en sentido cortó a esta.

Carga concentrada por columna.

$$P_{CM} = \frac{566.47}{4} = 141.6 \text{Ton/Col}$$

$$M = \frac{241.11}{4} = 60.28 \text{Ton-m/Col}$$

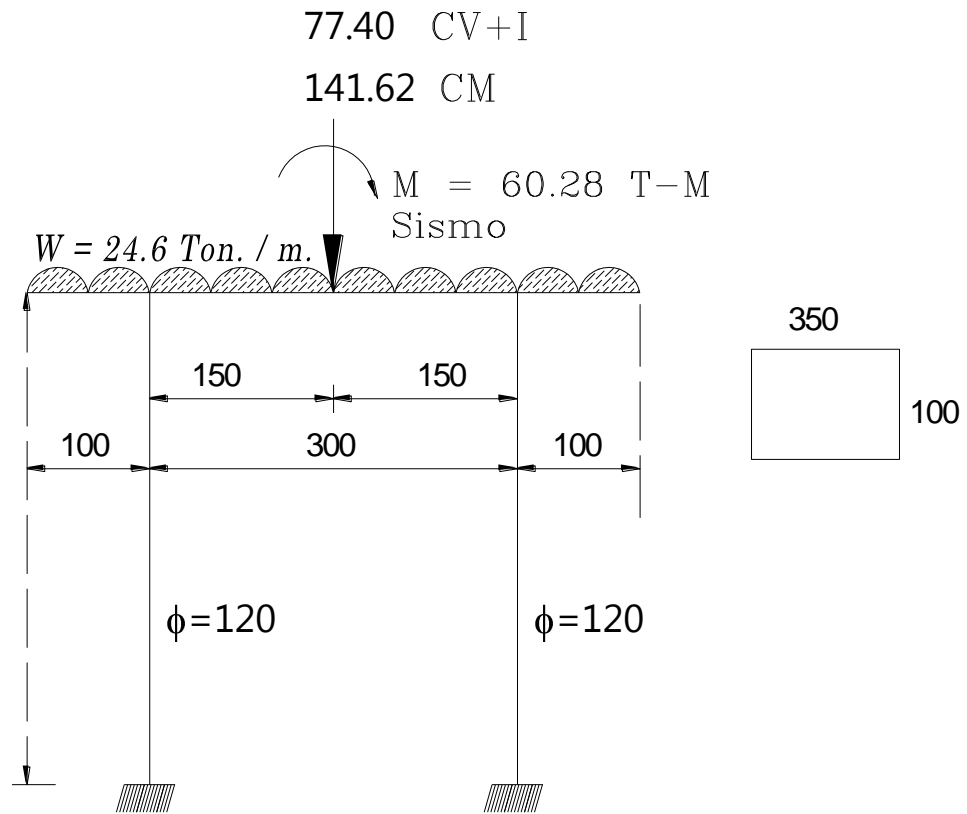
$$FH = \frac{71.90}{4} + 8.51 = 26.49 \text{Ton/Marco_de_Pilotes}$$

$$P_{CV+I} = \frac{154.47 * 2}{4} = 77.40 \text{Ton/Col}$$

$$W_{Zap} = 5 * 1.0 * 2.4 = 12.0 \text{Ton/m}$$

$$W_{Re\ lleno} = 3.5 * 2.0 * 1.8 = 12.60 \text{Ton/m}$$

$$W_{Total} = 24.60 \text{Ton/m}$$



Obteniéndose los siguientes elementos:

$$M_{\pm} = 147.48 \text{ Ton -m}$$

$$V = 141.01 \text{ Ton.}$$

3.5.7 Diseño de la Zapata.

Considerando un porcentaje de Acero (p) de 76% sobre la franja de columna, se tiene que $b = 5 * 0.76 = 3.80 \text{ m.}$

$$d = \sqrt{\frac{14748000}{13.3 * 3.8}} = 51 \text{ cm} + r = 10 \text{ cm} = h = 61 \text{ cm} < 100 \text{ _OK}$$

$$A_s = \frac{14748000}{2000 * 0.9 * 90 * 3.80} = 34.2 \text{ cm}^2$$

Proponiendo Varillas del N° 8c con $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$.

Varillas del N° 8c @ 15 cm.

$$V_c = \frac{Vd}{b*d} = \frac{141010}{500(90)} = 3.91 \text{ Kg/cm}^2$$

3.91 Kg. /cm². < 3.95 Kg. /cm²; OK.

3.5.7.1 Armado en el Lecho Inferior.

M (-) = 40.41 Ton-m.

$$A_s = \frac{4041000}{2000 * 0.9 * 90 * 2.66} = 9.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \min} = \frac{0.8 \sqrt{f'c}}{f_y} \llcorner * d \rceil = \frac{0.8 \sqrt{250}}{4000} \llcorner 00 * 90 \rceil = 28.46 \text{ cm}^2$$

Rige por acero mínimo, se deberá incrementar 1/3.

$$A_s = 37.85 \text{ cm}^2.$$

Proponiendo Varillas del N° 8c con as= 5.07 cm².

Varillas del N° 8c @ 15 cm.

3.5.7.2 Análisis de la pila en el sentido del marco.

Peso.

$$W_{1top} = 0.40 * 1.40 * 0.50 * 2.4 = 0.70 \text{ Ton.}$$

$$W_{2ban} = \frac{0.70 * 0.70 * 1.576 * 2.4}{12.60} = 0.15 \text{ Ton - m.}$$

$$W_{3cab} = 1.40 * 1.0 * 2.40 = 3.36 \text{ Ton - m.}$$

Carga por viga:

$$P_{CM} = \frac{246.90}{7} = 35.30 \text{ Ton/Trabe} - \text{consideran do los dos tramos : } 2 \times 5.3 \Rightarrow 70.60 \text{ Ton/Trabe}$$

$$P_{CV+I} = \frac{154.79}{7} = 44.23 \text{ Ton/Trabe}$$

$$P_C = \frac{27.14}{4} = 6.8 \text{ Ton/Columna}$$

$$FH1 = 27.77 + 10.25 + 3.05 = 68.90 \text{ Ton}$$

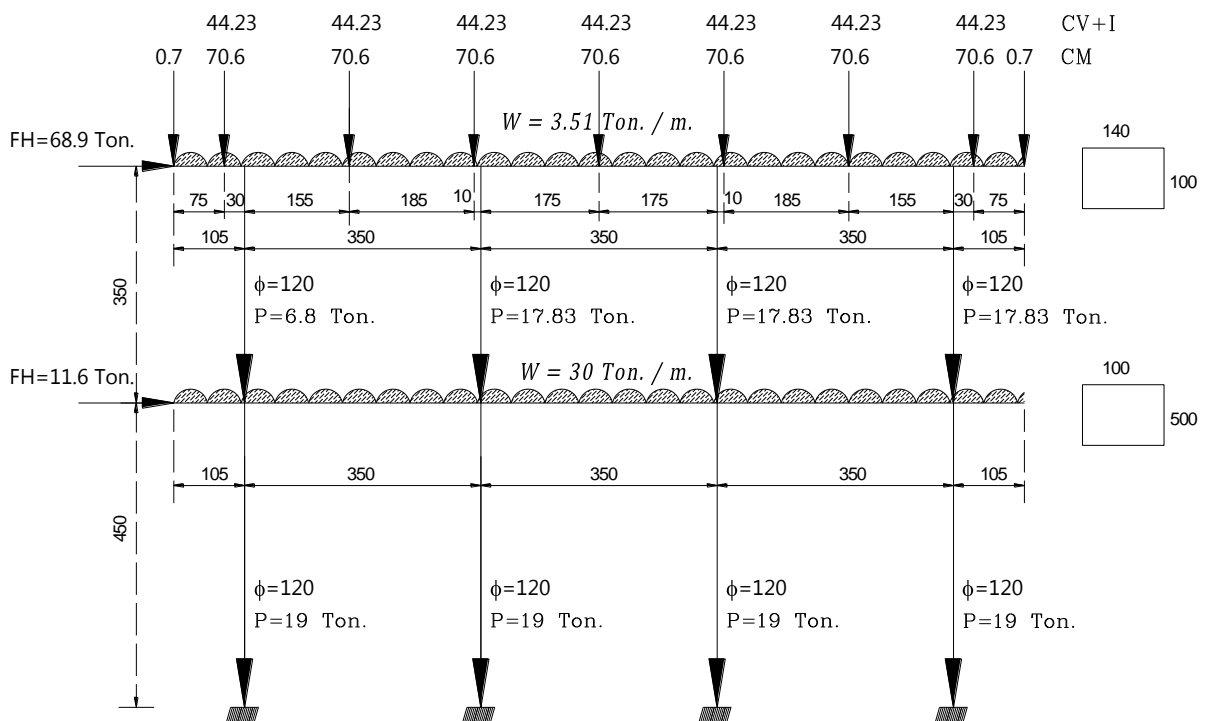
$$FH2 = 8.51 + 3.05 = 11.57 \text{ Ton}$$

$$W_{Pilote} = \pi * 0.60^2 * 3.5 * 2 = 19.00 \text{ Ton/2 pilotes}$$

$$W_{Zap} = 5 * 1.0 * 2.4 = 12.0 \text{ Ton/m}$$

$$W_{Total} = 30.00 \text{ Ton/m}$$

$$W_{Re lleno} = 5 * 2.0 * 1.8 = 18.00 \text{ Ton/m}$$



Obteniéndose lo siguientes elementos mecánicos:

Grupo I:

M_1 : 55.64 Ton-m.

M_2 : 33.37 Ton-m

V_1 : 168.64 Ton

V_2 : 55.36 Ton

Grupo VII:

M_1 : 41.38 Ton-m

M_2 : 65.45 Ton-m

V_1 : 88.53 Ton

V_2 : 61.17 Ton

3.5.8 Diseño del Cabezal:

Momento de diseño: 55.64 Ton-m

V diseñó: 168.64 Ton.

3.5.8.1 Peralte requerido:

$$d = \sqrt{M/b * K} \quad d = \sqrt{5'564,000 / 13.30 * 140} = 54.67 \approx 55.00 \text{ cm}$$

Recubrimiento: 8 cm.

H= d + recubrimiento = 8 + 55 = 63 cm. < 100 OK.

3.5.8.2 Acero Requerido:

$$A_s = \frac{M}{f_s * j * d} = \frac{5564000}{2000 * 0.9 * 92} = 33.60 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.8 \sqrt{f'c}}{f_y} b * d = \frac{0.8 \sqrt{250}}{4000} 140 * 92 = 40.73 \text{ cm}^2$$

40.73 > 33.60 Rige por acero mínimo.

Utilizando Varillas del N° 8c con $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$, se proponen 9 varillas.

$$9 * 5.07 = 45.63 \text{ cm}^2.$$

$$Sep = \frac{100 * a_s}{A_s} = \frac{100 * 5.07}{45.63} = 11.11 \text{ cm}$$

Se colocaran varillas del N° 8c @ 9.0 cm.

3.5.8.3 Revisión por Cortante:

$$V = \frac{Vd}{b * d} = \frac{168640}{140 * 92} = 13.10 \text{ Kg/cm}^2 \quad 168.64$$

Cortante que absorbe el concreto:

$$V_{cr} = 0.25 \sqrt{250} = 3.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$13.10 > 3.95$, se requiere de acero por cortante.

$$13.95 - 3.95 = 9.15 \text{ Kg./cm}^2.$$

Utilizando varillas del N° 5c, en 4 ramas con $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$.

$$Sep = \frac{0.8 * \left(\begin{matrix} 4 \\ \end{matrix} \right) * 1.27 * \left(\begin{matrix} 1000 \\ \end{matrix} \right)}{140 * \left(\begin{matrix} 0.15 \\ \end{matrix} \right)} = 10.00 \text{ cm}.$$

Se colocaran varillas del N° 5c @ 10 cm.

3.5.8.4 Revisión por Adherencia:

$$M_{act} = \frac{V}{\sum p \cdot j \cdot d} = \frac{168,640}{(0.54 * \pi * 12) * 0.9 * 92} = 19.56$$

$$M_{per} = \frac{3.2 \sqrt{f'c}}{\phi} = \frac{3.2 \sqrt{250}}{2.54} = 19.92$$

$$19.56 < 19.92 \quad \text{OK}$$

3.5.8.5 Acero por Temperatura:

$$A_{S_{tem.}} = 0.001 * 140 * 92 = 13 \text{ cm}^2.$$

Utilizando varillas del N° 4c con un $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$.

$$A_s = 11 * 1.27 = 13.97 \text{ cm}^2.$$

$$Sep = \frac{100 * 1.27}{13.97} = 10 \text{ cm}.$$

Se colocaran Varillas del N° 4c @ 10 cm.

3.5.9 Diseño de la zapata en el sentido largo se esta.

$$M= 65.45 \text{ Ton} \cdot \text{m}$$

$$V= 61.17 \text{ Ton.}$$

$$d = \sqrt{\frac{6'545,000}{13.3 * 500}} = 30\text{cm} + r = 10\text{cm} = h = 40\text{cm} < 100 \text{ _OK}$$

$$A_s = \frac{6545000}{2000 * 0.9 * 90 * 500} = 8.10\text{cm}^2$$

Proponiendo Varillas del N° 8c con $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$.

Varillas del N° 8c @ 15 cm.

$$A_{S_{\text{Tem.}}} = 0.001 (100) (100) = 10 \text{ cm}^2.$$

Varillas del N° 5c @ 20 cm.

3.5.10 Diseño del Pilote.

Se considera los elementos más desfavorables, Grupo VII, que se multiplicara por 1/1.33 para tomar en cuenta la probabilidad de que se sucedan las cargas.

M: 49.00 Ton-m

$$P = 95.84 \text{ Ton} / \text{pilote}$$

$$n = 8.37$$

Radio interior (r) = 55 cm.

$$e = \frac{Mt}{Pt} = \frac{49}{95.84} = 0.511$$

Un porcentaje de Acero (p) de 1%.

$$n\rho = 8.37 * 0.01 = 0.084$$

$$\frac{r}{e} = \frac{55}{51.1} = 1.08$$

Con relación de $n\rho$ y r/e , ingresamos al diagrama de Sontherland Recse (Apéndice B)

$$C = 6.3$$

$$K = 0.46$$

$$f_c = C \frac{M}{\pi * r^3} = 53.44 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

$$f_s = n * f_c \left(\frac{1}{k} - 1 \right) = 525.04 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

3.5.10.1 Revisión de esfuerzos.

Concreto: $f_c = 0.45 f'c = 112.5 \text{ Kg.} / \text{cm}^2. > 53.44 \text{ Kg.} / \text{cm}^2. \text{ OK.}$

Acero $f_s = 2000 \text{ Kg.} / \text{cm}^2. > 525.04 \text{ Kg.} / \text{cm}^2. \text{ OK.}$

3.5.10.2 Cálculo del Área de acero Necesaria.

$$A_s = \rho * \pi * r^2 = 0.01 * \pi * 55^2 = 95.03 \text{ cm}^2$$

Utilizando Varillas del N° 8c con $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$.

N° de Varillas:

$$N^\circ = \frac{95.03}{5.07} = 18 \text{ _Varillas}$$

$$Sep = \frac{\text{Perimetro}}{N^\circ} = \frac{110 * \pi}{18} = 19.20 \text{ cm.}$$

3.5.10.3 Revisión por Cortante:

Cortante que absorbe el concreto:

$$V_{cr} = 0.25 \sqrt{250} = 3.95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = \frac{Vd}{b * d} = \frac{17305}{9503} = 1.82 \text{ Kg/cm}^2$$

$1.82 \text{ Kg. /cm}^2 < 3.95 \text{ Kg. /cm}^2$; no se requiere acero por cortante.

Por especificación y como mínimo se debe de utilizar varillas del N° 4c, $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$ en 1 rama.

$$S = \frac{0.8 * 1.27 * 2000}{1 * 110} = 18.57 \dots \therefore 15.00$$

Se colocaran Varillas del 4c @ 15 cm.

Capítulo IV

Conclusiones y Recomendaciones.

4.1 Conclusiones.

En el diseño de puentes o de cualquier obra civil, el objetivo es tener un proyecto que se apege a la realidad, por lo cual es necesario tener como fundamento de diseño las siguientes normas:

- Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE)
- Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
- Libro 6, Proyectos de Nuevos Puentes y Estructuras Similares, de la SCT.

Cuando el ingeniero proyectista, bajo su responsabilidad, se vea obligado a poner en prácticas otras normas, especificaciones o procedimientos no contempladas dentro de las anteriores (AISC, AASHTO, LFRD, etc.) estas deberán de estar respaldadas por estudios técnicos que las justifiquen.

Recomendaciones:

Registro de construcción. Para cada pila se llevara un registro con todos los detalles relevantes durante la construcción, incluyendo al menos información relativa a los incisos siguientes.

Control topográfico. Es indispensable contar con un equipo topográfico para referenciar los ejes y niveles de colocación de las pilas antes y después del colado, es decir, los proyectos y los reales.

Equipo de perforación. Deberá utilizarse un equipo de perforación con la herramienta adecuada para garantizar la verticalidad del barreno, minimizar la alteración del suelo adyacente a la excavación, obtener una perforación limpia y conservar las dimensiones

de proyecto en toda la profundidad, evitando la sobre excavación lateral y vertical del terreno.

Entre los conceptos que conviene verificar o anotar durante la excavación se tiene:

Información general: fecha, condiciones atmosféricas, identificación individual, hora de inicio y terminación de la excavación, equipo utilizado, personal a cargo, etc.

Localización de la pila; se debe determinar con aparatos la desviación del centro de la excavación terminada con respecto al centro de proyecto.

Conformidad de procedimientos de perforación a intervalos regulares. La verticalidad de la perforación se debe comparar con el valor de proyecto y con la desviación permisible especificada.

Bondad del método y equipo usado para atravesar estratos permeables y grandes obstáculos.

Seleccionar adecuadamente la secuela de perforación y colada, cuando se contemple ejecutar varias pilas relativamente cercanas, a fin de garantizar el movimiento del equipo y la seguridad tanto de este como de las construcciones vecinas.

Registro de los estratos de suelo atravesado durante la perforación.

Profundidad de empotramiento.

Calidad del estrato de apoyo (esto debe hacerse con inspección visual cuando sea posible). Se recomienda la obtención de núcleos y ensaye in situ del material hasta una profundidad de 1 a 2 diámetros bajo el nivel del desplante. El inspector debe decidir cuando se ha alcanzado el material de apoyo y cual es la profundidad correcta de la pila.

Limpieza del fondo, de las paredes de la perforación y del ademe permanente.

Gasto de filtración hacia la perforación.

Calidad del lodo (hora, elevación y cantidad)

Apoyo de las pilas. El material suelto que se acumule en el fondo de la perforación se retirara en su totalidad empleando herramientas de limpieza adecuadas (cuchara o air lift) para garantizar el apoyo adecuado de las pilas.

Acero de refuerzo. Una vez terminada la perforación, se procederá de inmediato a la colocación de acero de refuerzo previamente habilitado con separadores para garantizar un recubrimiento libre mínimo de 5 cm. entre pafios de estribos y perforación.

Colocado del concreto. Inmediato después de instalar el armado se iniciara la colocación del concreto con el procedimiento de tubo tremie, manteniendo el extremo inferior del tubo embebido en el concreto fresco un mínimo de 1.5 m. El revenimiento del concreto será de 18 + 2 cm. por arriba del nivel del desplante para eliminar el concreto contaminado y permitir la liga estructural de las pilas.

La supervisión de la cimentación deberá:

- Reconocer procedimientos de construcción deficientes.
- Interpretar correctamente los registros de colados de las pilas
- Evaluar adecuadamente las condiciones reales del subsuelo.

Así mismo, la inspección y Verificación de las pilas incluirá entre otros aspectos:

- La corroboración de su localización.
- La inspección directa de la perforación.
- La protección del agujero y de las construcciones vecinas.
- La verificación de la verticalidad del barreno y de las dimensiones del fuste.
- La confirmación de la profundidad de desplante adecuada y de la capacidad de carga del estrato de apoyo.
- La verificación de la calidad de los materiales usados en el concreto.
- La verificación de los procedimientos de colado del concreto.

Deberá marcarse con una estaca la localización exacta de cada una de las pilas y verificar su posición inmediatamente antes de la construcción de cada unidad. Después de terminada la instalación, la localización de cada elemento se deberá comparar con la tolerancia permisible prevista.

Observar el método de colocación del concreto en la pila y asegurarse de que no hay segregación de materiales cuando se utilizan procedimientos tales como caída libre desde una tolva, tubería tremie y botes con descarga de fondo. No usar concreto bombeando a menos que sea colocado con tubos tremie.

Realizar pruebas en el concreto fresco tales como revenimiento, aire incluido y peso volumétrico húmedo cuando se necesite.

Asegurarse de que el concreto se coloca en forma continua sin interrupciones ni retrasos largos y dentro del ademe.

El inspector deberá estar pendiente de que el concreto no se contamine con el suelo debido a desprendimiento de las paredes o extrusión.

Vibrar el tramo superior de hasta 3 metros de concreto cuando este tenga un revenimiento menor a 10 cm.

Determinar la elevación del descabece y la longitud exacta de cada elemento.

Verificar in situ las pilas terminadas extrayendo núcleo con barril NQ.

Bibliografía.

- 1.- Aparicio Mijares Francisco Javier 2004 **Fundamentos de Hidrología de Superficie** duodécima edición, México pp. 24-26, 228-235
- 2.- Juárez, Eulalio 2007 **Mecánica de Suelos II: Teoría y Aplicaciones**, 2da edición México Capitulo VII.
- 3.- Olivera Bustamante Fernando 2007 **Estructuración de Vías Terrestres**, 9na edición, México pp.76-86.
- 4.- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos 1983 **Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes** México PP. 15-50
- 5.- Comisión Federal de Electricidad Instituto de Investigaciones de la Industria Eléctrica 1983 **Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Viento**.
- 6.- Comisión Federal de Electricidad Instituto de Investigaciones de la Industria Eléctrica 1983 **Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo**.
- 7.- Facultad de Ingeniería de la UNAM 2006 **Diseño de Puentes con Elementos Prefabricados y Presforzados** México Capitulo 4. PP. 60-75
- 8.- Secretaria de Comunicaciones y Transportes 1984 **Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros** México Tomo I, capítulos I, II, III, V, VI
9. - AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 2nd Edition 1998
- 10.- Secretaria de Comunicaciones y Transportes Normas:

N-PRY-CAR-6-01-001/01	N-PRY-CAR-6-01-005/01
N-PRY-CAR-6-01-002/01	N-PRY-CAR-6-01-006/01
N-PRY-CAR-6-01-003/01	N-PRY-CAR-6-01-007/04

11.- Ortiz Hernández Adrián 2007 **Tesis Puente Copalillo** Biblioteca **ESIA Zacatenco**. México capítulo II PP. 85-130, 167-172.

12.- Álvarez Servin Antonio 2001 **Tesis Diseño del Puente Arroyo Acuatempa** Biblioteca **ESIA Zacatenco**. México capítulo II PP. 15-20.

Resumen de Referencia Bibliografía de Figuras:

Figura	Pagina	Referencia
Capitulo I		
1.1	3	es.wikipedia.org
1.2	4	es.wikipedia.org
1.3	4	es.wikipedia.org
1.4	5	www.chiapas.gob.mx
1.5	5	www.chiapas.gob.mx
1.6	7	www.gpeuropa.net
1.7	7	es.wikipedia.org
1.8	7	www.tenosique.com
1.9	7	www.senniki.biz/es/wiki
1.10	8	www.gpeuropa.net
1.11	8	www.gpeuropa.net
1.12	8	Facultad de Ingeniería de la UNAM Diseño de Puentes con Elementos Prefabricados y Presforzados Pág.60
1.13	10	Tesis Puente Copalillo, Pág. 5.
1.14	10	www.construaprende.com
Capitulo II		
Figura	Pagina	Referencia
2.1	11	www.chihuahua.gob.mx
2.2	12	www.chihuahua.gob.mx
2.3	12	www.chihuahua.gob.mx

2.11	41	Norma N-PRY-CAR-6-01-005-01 Pagina 5 de 18.
------	----	--

Capitulo III

Figura	Pagina	Referencia
3.1	55	Facultad de Ingeniería de la UNAM
3.2	56	Diseño de puentes con elementos prefabricados y presforzados. Pág. 64
3.3	56	

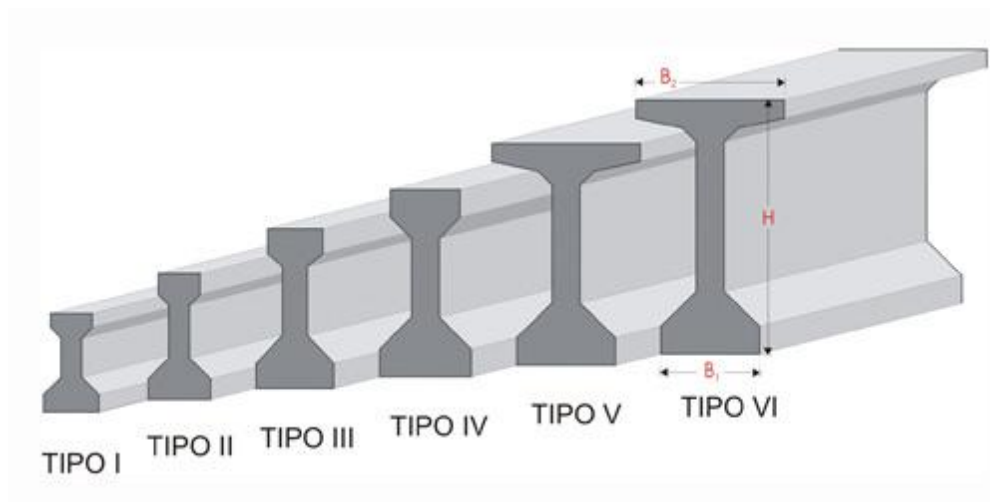
Anexos

Anexo 1	182	www.mexpresa.com
Anexo 2	183	es.wikipedia.org
Anexo 3	184	Juárez, Eulalio Mecánica de Suelos II: Teoría y Aplicaciones , Pág. 375.
Anexo 4	185	Apéndice A, Tesis Puente Copalillo.

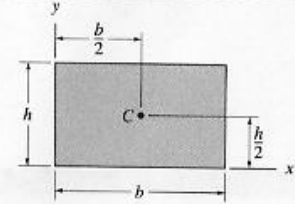
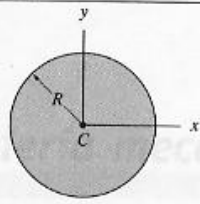
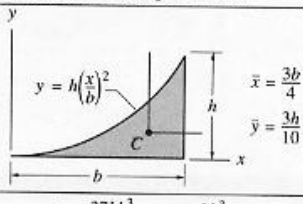
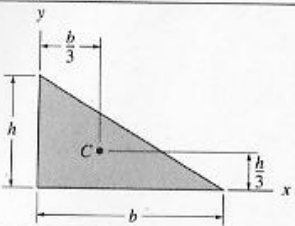
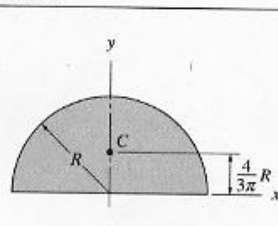
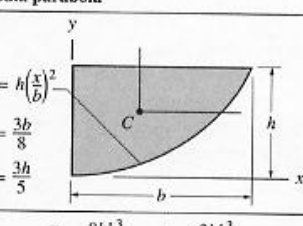
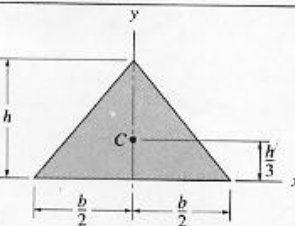
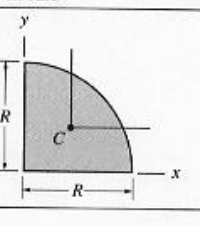
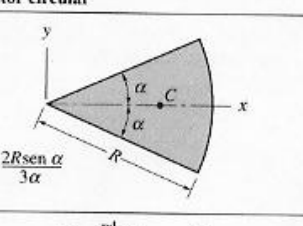
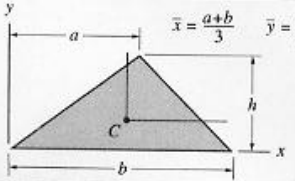
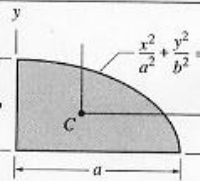
Anexos

Anexo 1 Fuente: www.mexpresa.com

Propiedades de secciones de Vigas AASHTO para puentes				
Tipo	H (cm)	B1 (cm)	B2 (cm)	Claro (m)
I	71	40	30	10 a 13
II	91	45	30	12 a 18
III	115	56	40	16 a 24
IV	135	66	50	21 a 30
V	160	71	107	27 a 36
VI	183	71	107	33 a 42



Anexo 2. Fuente: es.wikipedia.org

Área momento de inercia		
<p>Rectángulo</p>  <p>$\bar{I}_x = \frac{bh^3}{12}$ $\bar{I}_y = \frac{b^3h}{12}$ $\bar{I}_{xy} = 0$ $I_x = \frac{bh^3}{3}$ $I_y = \frac{b^3h}{3}$ $I_{xy} = \frac{b^2h^2}{4}$</p>	<p>Círculo</p>  <p>$I_x = I_y = \frac{\pi R^4}{4}$ $I_{xy} = 0$</p>	<p>Media parabólica complementaria</p>  <p>$\bar{I}_x = \frac{37bh^3}{2100}$ $I_x = \frac{bh^3}{21}$ $\bar{I}_y = \frac{b^3h}{80}$ $I_y = \frac{b^2h}{5}$ $\bar{I}_{xy} = \frac{b^2h^2}{120}$ $I_{xy} = \frac{b^2h^2}{12}$</p>
<p>Triángulo rectángulo</p>  <p>$\bar{I}_x = \frac{bh^3}{36}$ $\bar{I}_y = \frac{b^3h}{36}$ $\bar{I}_{xy} = -\frac{b^2h^2}{72}$ $I_x = \frac{bh^3}{12}$ $I_y = \frac{b^3h}{12}$ $I_{xy} = \frac{b^2h^2}{24}$</p>	<p>Semicírculo</p>  <p>$\bar{I}_x = 0.1098R^4$ $\bar{I}_{xy} = 0$ $I_x = I_y = \frac{\pi R^4}{8}$ $I_{xy} = 0$</p>	<p>Media parábola</p>  <p>$\bar{I}_x = \frac{8bh^3}{175}$ $I_x = \frac{2bh^3}{7}$ $\bar{I}_y = \frac{19b^3h}{480}$ $I_y = \frac{2b^3h}{15}$ $\bar{I}_{xy} = \frac{b^2h^2}{60}$ $I_{xy} = \frac{b^2h^2}{6}$</p>
<p>Triángulo isósceles</p>  <p>$\bar{I}_x = \frac{bh^3}{36}$ $\bar{I}_y = \frac{b^3h}{48}$ $\bar{I}_{xy} = 0$ $I_x = \frac{bh^3}{12}$ $I_{xy} = 0$</p>	<p>Cuarto de círculo</p>  <p>$\bar{I}_x = \bar{I}_y = 0.05488R^4$ $I_x = I_y = \frac{\pi R^4}{16}$ $\bar{I}_{xy} = -0.01647R^4$ $I_{xy} = \frac{R^4}{8}$</p>	<p>Sector circular</p>  <p>$I_x = \frac{R^4}{8}(2\alpha - \sin 2\alpha)$ $I_y = \frac{R^4}{8}(2\alpha + \sin 2\alpha)$ $I_{xy} = 0$</p>
<p>Triángulo</p>  <p>$\bar{I}_x = \frac{bh^3}{36}$ $I_x = \frac{bh^3}{12}$ $\bar{I}_y = \frac{bh}{36}(a^2 - ab + b^2)$ $I_y = \frac{bh}{12}(a^2 + ab + b^2)$ $\bar{I}_{xy} = \frac{bh^2}{72}(2a - b)$ $I_{xy} = \frac{bh^2}{24}(2a + b)$</p>	<p>Cuarto de elipse</p>  <p>$\bar{I}_x = 0.05488ab^3$ $I_x = \frac{\pi ab^3}{16}$ $\bar{I}_y = 0.05488a^3b$ $I_y = \frac{\pi a^3b}{16}$ $\bar{I}_{xy} = -0.01647a^2b^2$ $I_{xy} = \frac{a^2b^2}{8}$</p>	

Anexo 3. Fuente: Juárez, Eulalio *Mecánica de Suelos II: Teoría y Aplicaciones*, Pág. 375.

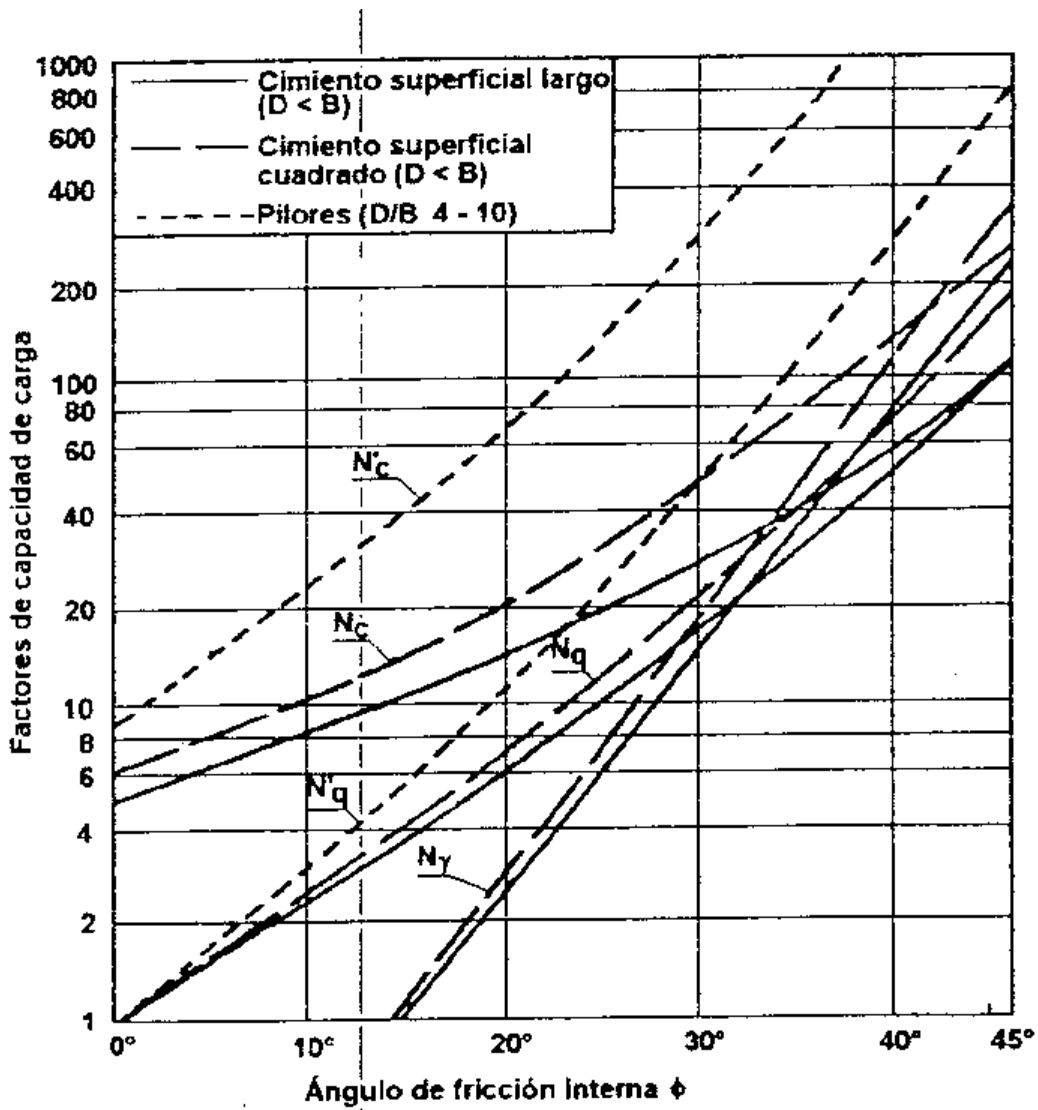
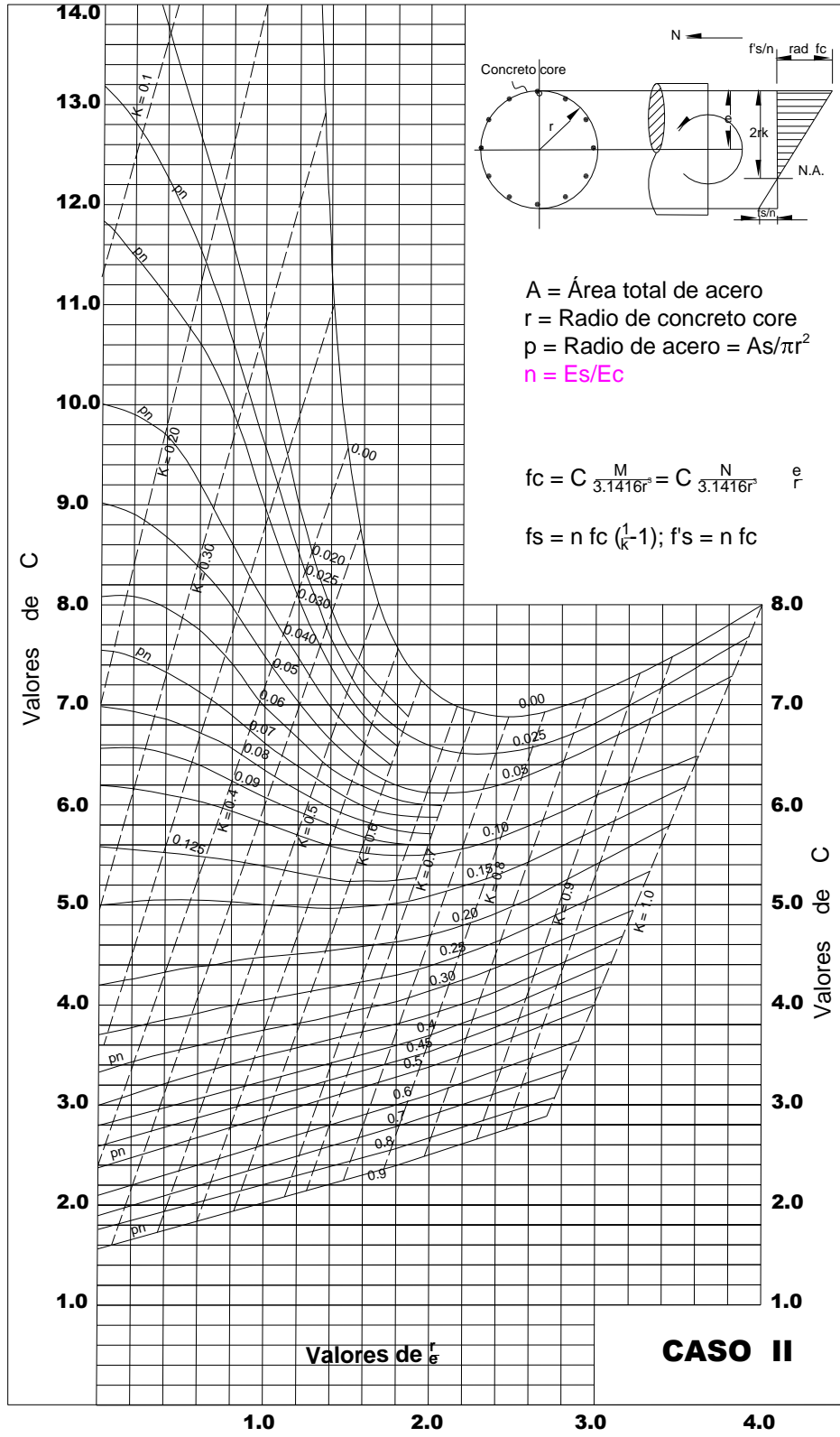


Fig. 4.24 Valores N_c , N_q , N_γ

Anexo 4 Diagrama Sountherland Recse. Fuente: Apéndice A, Tesis Punte Copalillo.



Bending and direct Stress

Caso II Sección circular

Anexo 5

Lista de Planos

***General.**

***Losa y diafragma.**

***Trabe.**

***Caballete 1 y 4.**

***Pila2 y 3.**

*** Parapeto y guarnición.**