



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE  
MÉXICO**

---

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**“PROYECTO EJECUTIVO DEL PUENTE DEL  
ENTRONQUE “CHAPINGO”, KM 19+000”**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A N :**

**ADRIANA JAZMÍN RAMOS LÓPEZ  
GABRIEL RAMÓN MONCADA BALLESTEROS  
HANSEL MONTES CASTELLANOS  
LUIS MARTÍNEZ SÁNCHEZ  
MIGUEL ANGEL SÁNCHEZ LEZAMA**



**DIRECTOR DE TESIS:**

**M.I. RICARDO RUBÉN PADILLA VELÁZQUEZ**

**2014**

## ÍNDICE

INTRODUCCIÓN .....	5
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y PROPUESTA GENERAL DE SOLUCIÓN .....	7
1.1 Planteamiento del problema.....	7
1.2 Justificación del proyecto .....	8
1.3 Tipo de obra a realizar .....	8
1.4 Normatividad .....	10
1.5 Características generales del proyecto.....	13
1.5.1 Localización .....	14
1.5.2 Características del sitio .....	16
1.5.2.1 Preparación del sitio .....	18
1.5.2.2 Uso de suelo .....	18
1.5.2.3 Geología.....	20
1.5.2.4 Topografía.....	23
1.5.2.5 Sismología.....	24
1.5.2.6 Clima.....	26
1.5.2.7 Medio biótico .....	30
1.5.2.7.1 Flora.....	30
1.5.2.7.2 Fauna.....	33
1.5.2.8 Medio socioeconómico .....	34
1.5.2.9 Programa general descriptivo de ejecución de obra .....	44
2. PROPUESTA GEOTÉCNICA.....	48
2.1. Exploración y muestreo .....	48
2.2. Pruebas de laboratorio efectuadas .....	55
2.3. Estratigrafía y tipos de formación .....	59
Figura 2.3.1 Se muestra la zonificación geotécnica de la ciudad de México.....	59
2.4. Memoria de cálculo .....	63
2.4.1. Capacidad de carga.....	63
2.4.2 Asentamientos totales .....	65
2.4.3 Empuje de tierras.....	66
2.5. Recomendaciones.....	69

3. PROPUESTA ESTRUCTURAL.....	84
3.1 Subestructura.....	84
3.1.1 Caballete.....	89
3.1.1.1 Análisis estructural.....	91
3.1.1.2 Diseño estructural.....	103
3.1.2 Pilas.....	126
3.1.2.1 Análisis estructural.....	127
3.1.2.2 Diseño estructural.....	137
3.1.3 Cabezales.....	144
3.1.3.1 Análisis estructural.....	144
3.1.3.2 Diseño estructural.....	148
3.2. SUPERESTRUCTURA.....	158
3.2.1 Alternativa de solución.....	158
3.2.2 Losa.....	162
3.2.2.1 Análisis estructural.....	162
3.2.2.2 Diseño estructural.....	168
3.2.3 Trabes.....	174
3.2.3.1 Análisis estructural.....	178
3.2.3.2 Diseño estructural.....	186
4. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.....	216
4.1 Excavaciones para la cimentación.....	216
4.1.1 Pilas.....	216
4.1.1.1 Trazo de los ejes de referencia.....	217
4.1.1.2 Trabajos de perforación.....	218
4.1.1.3 Habilitado y armado de acero de refuerzo para pilas.....	219
4.1.1.4 Colado de pilas.....	220
4.1.2 Zapatas.....	224
4.2 Construcción de zapatas.....	225
4.2.1 Trazo y nivelación.....	225
4.2.2 Contención del terreno.....	226
4.2.3 Elaboración de la plantilla de concreto.....	226
4.2.4 Descabece de pilas.....	226
4.2.5 Armado de losa de la zapata.....	227

4.2.6 Armado de dado .....	229
4.2.7 Colocación de cimbra para losa y dado .....	229
4.2.8 Colado de losa y dado de zapatas .....	231
4.2.9 Relleno y compactación con material de banco .....	232
4.3 Montaje de subestructura.....	234
4.3.1 Columnas .....	235
4.3.1.1 Armado de acero estructural para las columnas .....	235
4.3.1.2 Nivelación y alineamiento.....	238
4.3.1.3 Cimbrado.....	238
4.3.1.4 Colado.....	239
4.3.2 Caballetes.....	240
4.3.3 Cabezales .....	242
4.3.3.1 Cimbrado del Cabezal.....	243
4.3.3.2 Rampas de Acceso y Descenso del puente.....	245
4.4.- Montaje de superestructura.....	253
5. CONCLUSIONES .....	256
Referencias .....	258

## **INTRODUCCIÓN**

En la actualidad, las vías de comunicación son parte fundamental para el desarrollo. Por esto es necesario en toda infraestructura carretera, crear proyectos geométricos que permitan reducir los tiempos de desplazamiento y posibiliten el libre tránsito en aquellos puntos o sitios donde haya convergencia de caminos, a los cuales se les puede denominar pasos a desnivel o entronques.

Los puentes son elementos de gran importancia en las carreteras y con funcionalidades distintas, como salvar obstáculos naturales tales como: ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales como vías férreas o carreteras, con el fin de poder trasladarse de un punto a otro. Estos elementos se deben construir de una manera funcional y segura para facilitar el desplazamiento de la población y realizar labores económicas y sociales.

La estructura del proyecto en análisis consiste en un Paso Superior Vehicular (PSV) para el entronque Chapingo. Un PSV queda definido como aquella estructura que se construye en un cruce de la carretera de referencia por encima de otra vialidad y cuyas dimensiones quedan definidas por las características geométricas y rasantes de ambas vialidades.

El predio en estudio se ubica al noreste de la Ciudad de México, en la Zona de transición o Zona II, de acuerdo con la zonificación establecida en las normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El análisis la cimentación, se lleva a cabo con la elección de los elementos que son compatibles con la estratigrafía y propiedades mecánicas del suelo del sitio, diseñando los elementos estructurales para satisfacer esencialmente una seguridad adecuada contra la falla y funcionamiento de la estructura en conjunto.

Los elementos principales que se pueden distinguir en el PSV son la subestructura y la superestructura.

-La subestructura de un puente tipo viga, comprende a aquellos elementos como pilas, columnas, cabezales, topes antisísmicos y bancos de apoyo para las trabes que soportan a la plataforma donde circulan los vehículos. Para su análisis se contempla el acero de refuerzo, el concreto y cables de tensión así como las dimensiones de dichos elementos y las cargas que actúan en el mismo, siendo estas las cargas vivas, muertas, cargas por sismo e impacto que se presentarán debidas al paso diario de los vehículos.

Para efectos de diseño nos basaremos en reglamentos de construcción como el LRFD (Load and Resistance Factor Design; Factor de Resistencia de Carga y Diseño) así como el reglamento ACI (American Concrete Institute; Asociación Americana del Concreto), estos reglamentos son de los más usados y reconocidos en la ingeniería civil los cuales se encuentran en muchos de los libros que se emplean en el cálculo estructural.

-La superestructura es el sistema estructural conformado por el tablero, losa de concreto que soporta las cargas de los vehículos y que transmite sus efectos a la estructura principal portante. La estructura portante son aquellos elementos estructurales, por lo general trabes, que soportan al tablero y salvan el claro entre apoyos, transmitiendo las cargas a la subestructura.

La superestructura correspondiente al PSV Chapingo tiene las siguientes características: un ancho total de 18 m, alojará cuatro carriles de circulación, ancho de calzada 7.97 m, claros verticales variables (claro mínimo = 26.50 m y claro máximo = 28 m), barrera central de 1 m e incluye parapeto y guarnición. Para dar solución, se adoptó como superestructura un sistema de piso a base de una losa de concreto reforzado de 15 cm de espesor y ocho trabes presforzadas tipo cajón de longitud máxima de 27.90 m y mínima de 26.40 m, peralte de 135 cm. Por otra parte, según la NORMA AASHTO Standard se colocarán diafragmas en la sección de máximo momento positivo en claros mayores a 12 m.

Una vez determinada la factibilidad ambiental, social y económica del proyecto, para el diseño adecuado de un entronque, es indispensable realizar los estudios

básicos que permitan tomar conocimiento pleno de la zona, para definir las actividades a realizar y así poder emitir una solución satisfactoria.

Toda construcción de este tipo de proyecto, debe estar sujeta a las leyes, reglamentos y normas vigentes, que rigen en el lugar de la obra.

## **1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA Y PROPUESTA GENERAL DE SOLUCIÓN**

### **1.1 Planteamiento del problema**

El punto específico de análisis, se encuentra ubicado en la Carretera Federal los Reyes - Texcoco, en su tramo Chapingo – Texcoco, en el municipio de Texcoco, Estado de México. En esta ubicación se localiza el entronque comúnmente denominado “Chapingo” en el cual cruzan la carretera federal, con la avenida Francisco Dosamantes y también con la calle 22 de febrero, la cual tiene direccionamiento hacia la Universidad Autónoma de Chapingo.

El Plan Municipal de Desarrollo de Texcoco, Estado de México en su punto de Infraestructura Carretera y Ferroviaria menciona que el entronque Chapingo es un tramo conflictivo. Se detectó que en el cruce de la Carretera Federal a Texcoco, frente a la Universidad de Chapingo y que da acceso a la localidad de Huexotla y a la colonia ISSSTE, tiene una afluencia vehicular abundante en horas pico (7, 13 y 17 horas), presentando embotellamientos causados por su sección inadecuada, el cruce de peatones que no utiliza el puente peatonal y a la base de taxis en el lugar.

Actualmente este cruce no cumple con las especificaciones y normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, lo que implica un riesgo constante para todos los vehículos que transitan por esta vía, tanto para los habitantes de las poblaciones aledañas que lo ocupan para comunicarse entre sí, como para los vehículos que diariamente circulan por este cruce.

## 1.2 Justificación del proyecto

Con el propósito de atender la problemática que se presenta en el entronque, se pretende plantear ante las autoridades de la Junta de Caminos del Estado de México, la realización de los estudios de ingeniería de tránsito y todo lo necesario para resolver los conflictos viales que se presentan, y posteriormente presentar el proyecto ejecutivo del puente que se ubicará en el entronque "Chapingo". Se tiene plena seguridad que con la construcción de este proyecto se tendrán las condiciones de seguridad y de flujo vehicular necesarias para los automovilistas que utilizan esta vía y sobre todo para la comunidad universitaria que utiliza el transporte público que circula en esta zona.

## 1.3 Tipo de obra a realizar

El proyecto consiste en la construcción de un Paso Superior Vehicular, denominado comúnmente PSV. La ejecución de este, se considera dentro de los servicios para apoyo a los habitantes de la U.H. Issste Chapingo y a la comunidad universitaria de la Universidad Autónoma de Chapingo. También para mejorar el flujo vehicular que cruza por la carretera federal Texcoco.

La SCT, en su clasificación de caminos, presenta las características físicas que debe tener cada uno de estos y sus especificaciones técnicas, mismas que se determinan de acuerdo al tránsito diario promedio anual (TDPA). La tabla 1.3.1 siguiente muestra el tránsito diario promedio anual que corresponde a cada tipo de camino.

Tipo	Con TDPA
A1	3,000 a 5,000 vehículos
A2	5,000 a 20,000 vehículos
B	1,500 a 3,000 vehículos
C	500 a 1,500 vehículos



D	100 a 500 vehículos
E	hasta 100 vehículos

**Tabla 1.3.1 Tipo de camino y su TDPA correspondiente.**

La vía existente en la actualidad, presenta características de un camino tipo “D”. Con el proyecto “Entronque Chapingo” se busca ampliar y modernizar este camino para convertirlo en uno del tipo “C”, realizando las modificaciones necesarias para cumplir con las especificaciones reglamentarias.

Las mejoras que se tendrán en el camino al realizar el cambio de camino tipo D a C, se reflejan en la tabla 1.3.2 que se muestra a continuación:

CONCEPTO	UNIDAD	TIPO DE CARRETERA											
		D					C						
TDPA	veh/día	100 a 500					500 a 1500						
Velocidad de proyecto	km/h	30	40	50	60	70	40	50	60	70	80	90	100
Distancia de visibilidad de parada	m	30	40	55	75	95	40	55	75	95	115	135	155
Distancia de visibilidad de rebase	m	135	100	225	270	315	180	225	270	315	360	405	450
Grado máximo de curvatura	°	60	30	17	11	75	30	17	11	75	55	425	325
Pendiente máxima	%	12		9	6		8		7		5		
Ancho de corona	m	6					7						
Ancho de acotamientos	m	-					0.5						

**Tabla 1.3.2 Características de un camino tipo C y D.**

El proyecto comprende como objeto principal la modernización del camino, dentro de la cual se consideran varias etapas. En una primera etapa la preparación del sitio, la cual incluye las actividades de deshabilitado y desmantelamiento de la vía ineficiente que existe actualmente, posteriormente el desmonte y despálme; además está la etapa de construcción, la cual implica generar terracerías, construcción de estructuras y obras de drenaje, pavimentación y señalamiento vial. Por último la etapa de operación y mantenimiento por un periodo estimado de 40 años.

## 1.4 Normatividad

La normatividad aplicable para toda aquella obra de infraestructura, es el conjunto de criterios, métodos y procedimientos para la correcta ejecución de los trabajos que se llevarán a cabo.

La normatividad aplicable al proyecto, debe de seguir como objetivo principal:

-La uniformidad de estilo y calidad en las obras públicas y en los servicios relacionados con ellas, estableciendo los criterios y procedimientos para la planeación, licitación, adjudicación, contratación, ejecución y supervisión, y en su caso, operación y mitigación del impacto ambiental.

- Establecer los criterios y procedimientos para la concesión de la infraestructura.

- Normar las relaciones de la dependencia de gobierno (STC) con las personas físicas y/o morales que contraten la ejecución de obras públicas y los servicios relacionados con ellas, o a las que se les otorguen concesiones de infraestructura para el transporte.

- Orientar la selección y aplicación de los criterios, métodos y procedimientos más convenientes para la realización de los estudios y proyectos; para la ejecución, supervisión y aseguramiento de calidad, operación y mitigación de impacto ambiental de la infraestructura durante su construcción, conservación, reconstrucción y modernización.

La normativa que se debe seguir para la construcción del entronque vehicular "Chapingo" está regida por tres elementos: Normas, manuales y prácticas recomendables.

- Normas: estas proponen los valores específicos para diseño; las características de los materiales y de los equipos de instalación permanente, así como las tolerancias en los acabados; los métodos generales de ejecución, medición y base de pago de los diversos conceptos de obra y, en general, todos aquellos aspectos

que se puedan convertir en especificaciones al incluirse en el proyecto o los términos de referencia para la ejecución de las obras públicas y de los servicios relacionados con la infraestructura del transporte. (Normas para la evaluación de proyectos y geometría vial, para la estructura del pavimento, para obras de drenaje vial, para estructuras y puentes, para señalización y seguridad vial, para materiales y ensayos de materiales, normas y especificaciones para mantenimiento de obras, normas de medio ambiente y fiscalización de obras).

- Manuales: estos contienen el compendio de los métodos y procedimientos para la realización de todas las actividades relacionadas con la infraestructura del transporte. (Actualmente, los puentes se diseñan en general en base a las especificaciones AASHTO y en algunos casos con la norma AASHTO LRFD, en las cuales se han desarrollado a lo largo de su existencia y de su vigencia, una serie de criterios, procedimientos y recomendaciones.)

- Prácticas recomendables: estas proponen y explican el establecimiento de criterios y la aplicabilidad de teorías a casos específicos, de manera que el usuario tenga elementos para seleccionar los métodos o procedimientos de entre los contenidos en los manuales.

Existen además, relaciones legales y responsabilidad con respecto al público y al ambiente que se deben efectuar durante el desarrollo del proyecto para poder cumplir con todas las leyes, ordenanzas, códigos de seguridad y reglamentos vigentes; debiendo preservar la propiedad pública y privada para conservar las referencias topográficas establecidas para el control horizontal, vertical, catastral o de los límites del proyecto; debiendo tener todos los permisos y documentos que se precisen para el normal desarrollo de los trabajos a efectuar

Los permisos requeridos para la construcción de este proyecto, son emitidos por dependencias gubernamentales, debiendo cumplir con normativas, reglas, decretos y disposiciones dentro del marco normativo siguiente que la SCT presenta.

\*Normatividad presupuestaria y proyectos de inversión (leyes, reglamentos y programas)

- Plan Nacional de Desarrollo
- Ley de Ingresos de la Federación
- Presupuesto de Egresos de la Federación
- Normativa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes

\*Disposiciones en materia de obra pública y servicios relacionados con las mismas.

- Ley y Reglamento de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas.
- Ley Federal sobre Metrología y Normalización
- Ley Federal del Procedimiento Administrativo.

\*Normatividad para la liberación de derecho de vía.

- Ley General de Bienes Nacionales
- Ley de Vías Generales de Comunicación
- Reglamento del Registro Público de la Propiedad Federal
- Normas Técnicas para la Delimitación de las Tierras al Interior del Ejido
- Manual de Procedimientos para la Liberación del Derecho de Vía en Carreteras Federales.

\*Disposiciones para gestionar la MIA.

- Ley General del Equilibrio Ecológico y Protección al Ambiente.
- Reglamento de la Ley General de Vida Silvestre.
- Términos de Referencia Manifestación de Impacto Ambiental Modalidad Regional para el Proyecto de Carreteras.

\*Permisos ante el Instituto Nacional de Antropología e Historia.

- Reglamento y Ley Federal sobre Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas.

\*Normatividad del programa de empleo temporal.

- Manual para la Atención de Emergencias en la Red de Caminos Rurales y Alimentadores.

\*Disposiciones para emergencias por desastres naturales.

- Ley General de Protección Civil

\*Normatividad del programa de infraestructura básica para la atención de pueblos indígenas.

- Lineamientos para el Seguimiento del Programa de Infraestructura Básica para la Atención a los Pueblos Indígenas.

## **1.5 Características generales del proyecto**

- Nombre del proyecto

Este se denomina “Entronque Chapingo, km. 19+000”,

La estructura del proyecto, en este caso un puente, está conformada por la subestructura y la superestructura.

La subestructura está integrada por una cimentación profunda a base de pilas circulares o pilastrones de 1.20 m de diámetro, colados en sitio y armadas con acero de refuerzo, que están desplantadas a niveles variables sobre un estrato y sobre las cuales están apoyadas las zapatas o dados de cimentación de 8.00 x 8.00 m; también sobre las cuales están apoyadas las columnas que cargarán a la superestructura. Adicionalmente a estos elementos, se encuentran como parte de la subestructura los cabezales. Estos tres elementos son construidos “in situ”.

La superestructura está conformada por traveses de sección cajón, las losas, guarnición y parapeto.

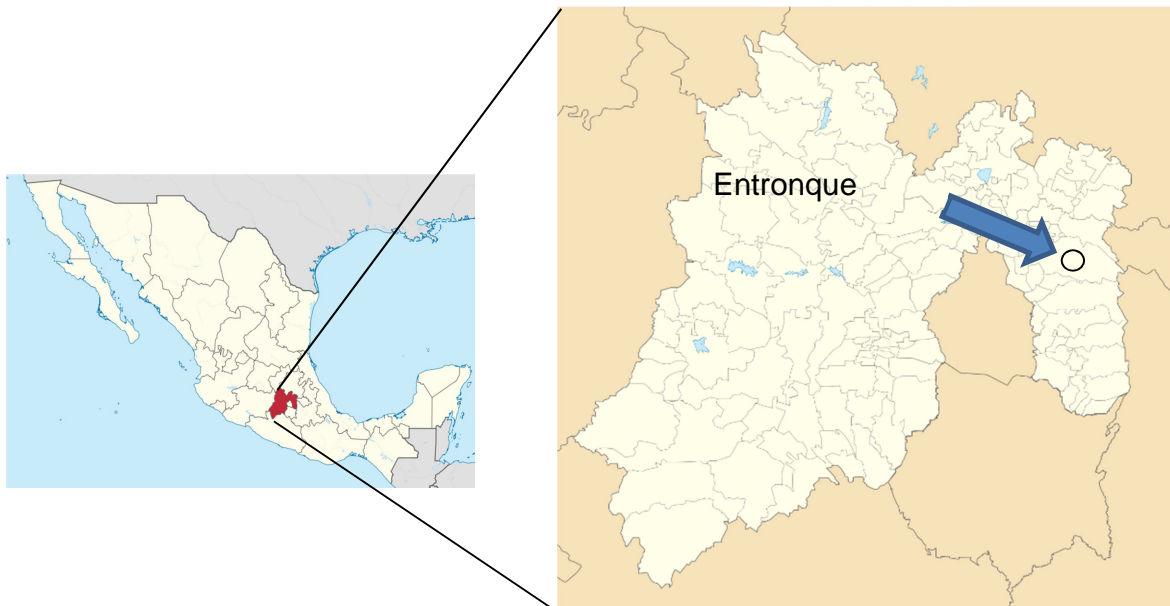
Los accesos del PSV serán de tierra armada y se tendrán claros variables, el mínimo con 26.50 m y el máximo con 28.00 m de longitud. El cuerpo del puente

tendrá un ancho de calzada de 7.97 m y un ancho total de 18.00 m. Lo anterior permite la circulación de automóviles y camiones HS – 20, T3 – S3 Tipo I y T3 – S2 – R4 Tipo I.

### 1.5.1 Localización

El proyecto a realizar se encuentra ubicado en la Carretera Federal los Reyes - Texcoco, en su tramo Chapingo – Texcoco, dentro del municipio de Texcoco de Mora, Estado de México.

Este municipio se encuentra en la zona oriente del estado mencionado, su territorio se extiende desde la cuenca de México hasta la Sierra de Río Frío, sus límites son al norte con los municipios de Tepetlaoxtoc, Papalotla, Chiautla y Chiconcuac; al sur con los de Chimalhuacán, Chicoloapan e Ixtapaluca; al oeste con el de Atenco y al este con los estados de Tlaxcala y Puebla. La ubicación geográfica se muestra en la figura 1.5.1.1.



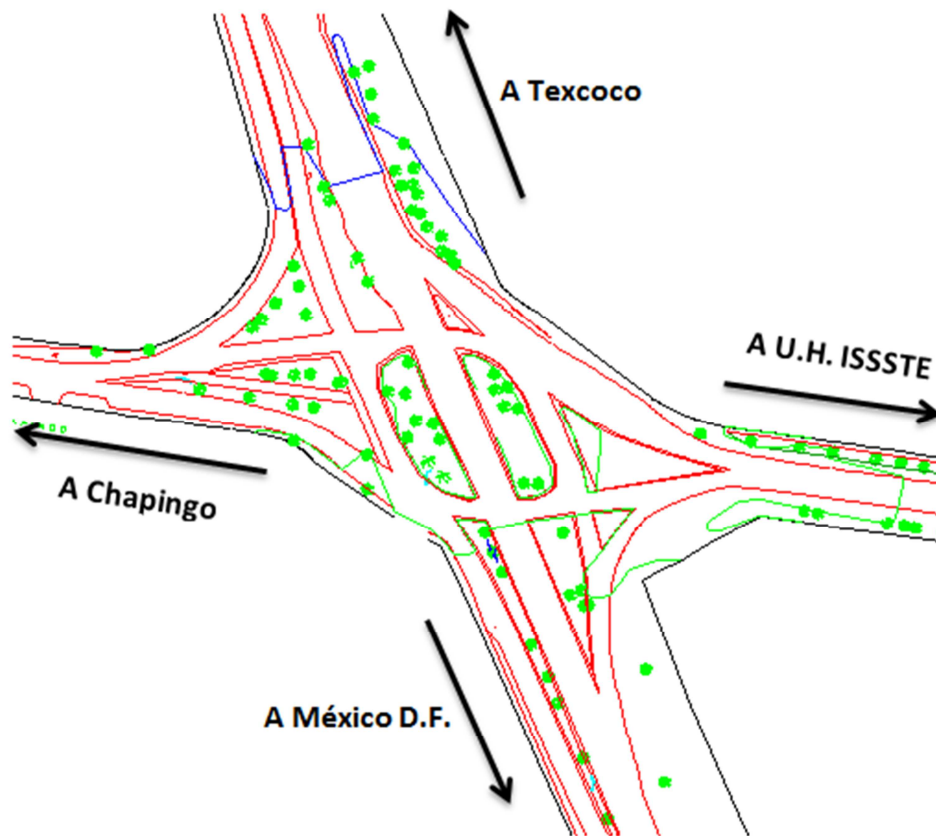
**Figura 1.5.1.1 Localización geográfica del Estado de México, del municipio de Texcoco y del Entronque Chapingo**

Geográficamente el trazo del entronque Chapingo sobre el cual se llevará a cabo el proyecto comienza en el km 18+907, mientras que la finalización del trazo del puente es en el km 19+099; teniendo una longitud total de 192 m. Las coordenadas geográficas que ubican al proyecto se especifican a continuación:

UTM X: 435157.59

UTM Y: 2155027.875

El proyecto en análisis presenta colindancia al norte con la carretera federal Los Reyes – Texcoco, hacia dirección Texcoco; al sur colinda con la misma carreta en dirección hacia México, D.F; al este con la avenida Francisco Dosamantes con rumbo a la unidad habitacional ISSSTE; y al oeste presenta colindancia con la vialidad 22 de febrero con rumbo hacia la Universidad Autónoma de Chapingo. La figura 1.5.1.2 muestra una vista en planta del entronque.



**Figura 1.5.1.2 Vista en planta y colindancias del entronque**

### **1.5.2 Características del sitio**

Actualmente esta vía de comunicación, se encuentra en una zona urbanizada ya que cuenta con todos los servicios como suministro de agua potable, energía eléctrica y alumbrado público, drenaje, líneas telefónicas, transporte; además debido a este tipo de zona, las características de flora y fauna se encuentran impactadas por las actividades antropogénicas. El camino existente es de tipo D de acuerdo a la clasificación de la SCT, en el cual la velocidad de diseño promedio es de 50 km/h.

Los vehículos que actualmente transitan por esta vía, son de tipo ligero y pesado, siendo estos tanto del sector público como del privado. De acuerdo al último registro efectuado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes que data



del año 2011, indica que el tránsito vehicular promedio que pasa por esta vía en ambos sentidos es de 758 vehículos al día, y en la tabla 1.5.2.1 se muestra la proporción en porcentaje, de los tipos de vehículos que transitan por el cruce Chapingo.

Clasificación vehicular	%	Referido a:
A	70.6	Automóviles
B	13.6	Autobuses
C2	4.3	Camiones unitarios de 2 ejes
C3	2.2	Camiones unitarios de 3 ejes.
T3-S2	4.6	Tractor de 3 ejes con semi-remolque de 2 ejes.
T3-S3	2.3	Tractor de 3 ejes con semi-remolque de 3 ejes.
T3-S2-R4	0.9	Tractor de 3 ejes con semi-remolque de 2 ejes y remolque de 4 ejes.
Otros	1.3	Considera otro tipo de combinaciones de camiones de carga.

**Tabla 1.5.2.1 Proporción de vehículos que transitan en la carretera México-Texcoco**

El TDPA que pasa por esta vía (758 vehículos), sobrepasa al TDPA al que fue diseñado (camino tipo C con TDPA de 100 a 500 vehículos); por tanto, debido al

incremento en la demanda de vehículos para utilizar esta vía y de algunas deficiencias en el entronque, hacen que esta carretera resulte ineficiente.

#### **1.5.2.1 Preparación del sitio**

En la etapa de preparación del sitio, dadas las condiciones actuales del terreno, consistirá en las actividades de despalme y excavación, ya que el área donde estará el trazo del puente es una vía urbanizada y ya no será necesario realizar el desmonte.

Las actividades realizadas durante la preparación del sitio deberán regirse en lo general por las Normas de Construcción e Instalaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Las acciones a realizar para la preparación del sitio, son las siguientes:

##### a) Despалme

El despалme es la remoción de material superficial del terreno, de acuerdo con lo establecido en el proyecto, con objeto de evitar la mezcla del material de las terracerías con material orgánica o con depósitos de material no utilizable.

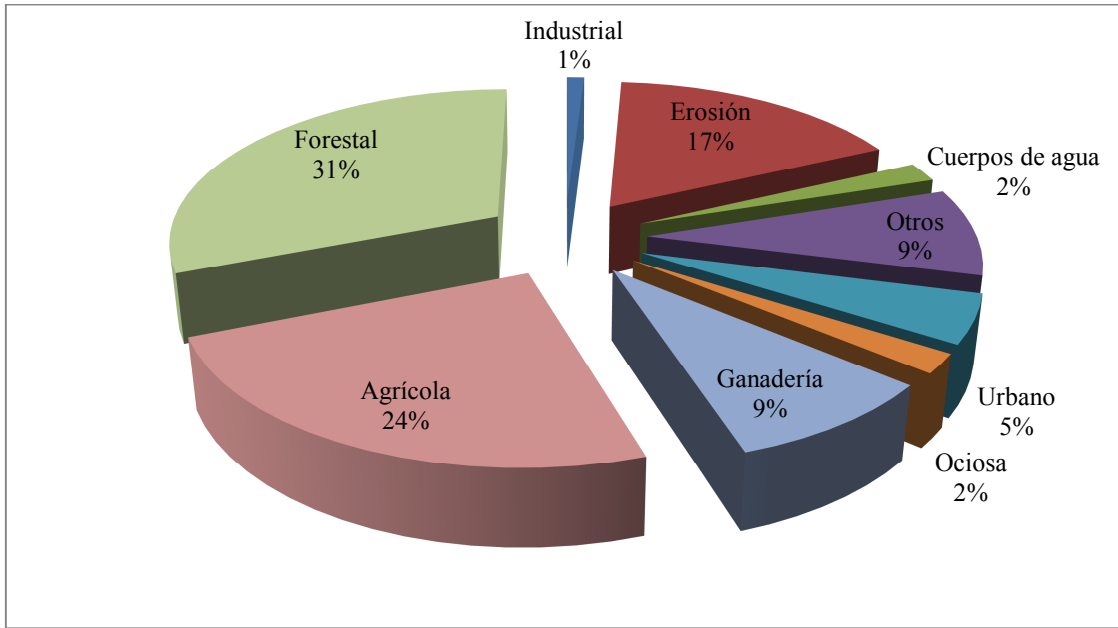
##### b) Excavación para Estructuras

Las excavaciones para estructuras son las que se ejecutan a cielo abierto en terreno natural o en rellenos existentes, para alojar estructuras y obras de drenaje, entre otras, efectuándose con medios mecánicos o manuales.

#### **1.5.2.2 Uso de suelo**

En la siguiente gráfica se presentan los diferentes usos de suelo del municipio de Texcoco. Se observa que el uso de suelo forestal y agrícola comprenden la mayor superficie con el 31% y 24% respectivamente. Cabe destacar la presencia de suelo erosionado, así como algunos cuerpos de agua, los cuales comprenden el

17% y el 2% respectivamente. A la fecha, la tierra destinada para suelo urbano en el Municipio de Texcoco es de 5% del total de uso del suelo existente, la ociosa es del 2% y la erosionada del 17%. Las proporciones se muestran en la figura 1.5.2.2.1.



**Figura 1.5.2.2.1 Proporción del uso de suelo en el municipio de Texcoco**

En Texcoco, el suelo está relacionado con sedimentos arcillosos, producto de un proceso lacustre de barro. El suelo degradado o con fines de tipo habitacional o urbano depende del uso de suelo que se le ha aplicado en este último decenio; son suelos blandos sobre las cuales se asienta una parte importante de la población desde épocas prehispánicas.

El proyecto en su sección entronque ocupará el actual derecho de vía de la Carretera Federal Libre No. 095 México- Texcoco. Dicha vía tiene un uso actual de suelo de “corredores urbanos”. Los terrenos aledaños tienen un uso de suelo semi-urbano, comercial y habitacional.

### **1.5.2.3 Geología**

El estado de México está comprendido dentro de dos provincias geológicas que son: la Sierra Madre del Sur y el Eje Neovolcánico o también conocido por la Faja Volcánica Transmexicana. Esta provincia cubre la mayor parte del estado en su porción norte. Limita al sur con la Sierra Madre del Sur. Está caracterizada geológicamente por el predominio de rocas volcánicas cenozoicas que datan del periodo Terciario y Cuaternario, aislando a esta zona de las demás y creando una cuenca cerrada, por lo que se considera como una provincia fisiográfica independiente del resto del país; esta zona de la región se encuentra delimitada por elevaciones topográficas de origen volcánico, como lo son la sierra de Guadalupe al norte, la sierra de las Cruces al poniente, la sierra Chichinautzin al sur, el volcán Ajusco al suroeste y la sierra nevada al oriente.

Derivado de esto, el área de Texcoco se encuentra constituida por rocas ígneas ó volcánicas (lavas, tobas, basaltos, riolitas, y dacitas), además de cenizas; intercalados con materiales granulares (aluviones) y cubiertos en las partes bajas por arcillas, transportados por ríos y arroyos provenientes de las partes altas.

El municipio de Texcoco de Mora, está situado en una llanura que tiene al oriente una porción montañosa y al poniente el ex Lago de Texcoco. La altitud media del territorio es de 2 250 msnm. Forma parte de una de las cuencas lacustres producto de las erupciones volcánicas que tuvieron lugar en el Valle de México y de Toluca. Tiene elevaciones importantes, como el Monte Tláloc con 4 500 msnm. Además existen tres manantiales, cinco ríos y veinte arroyos.

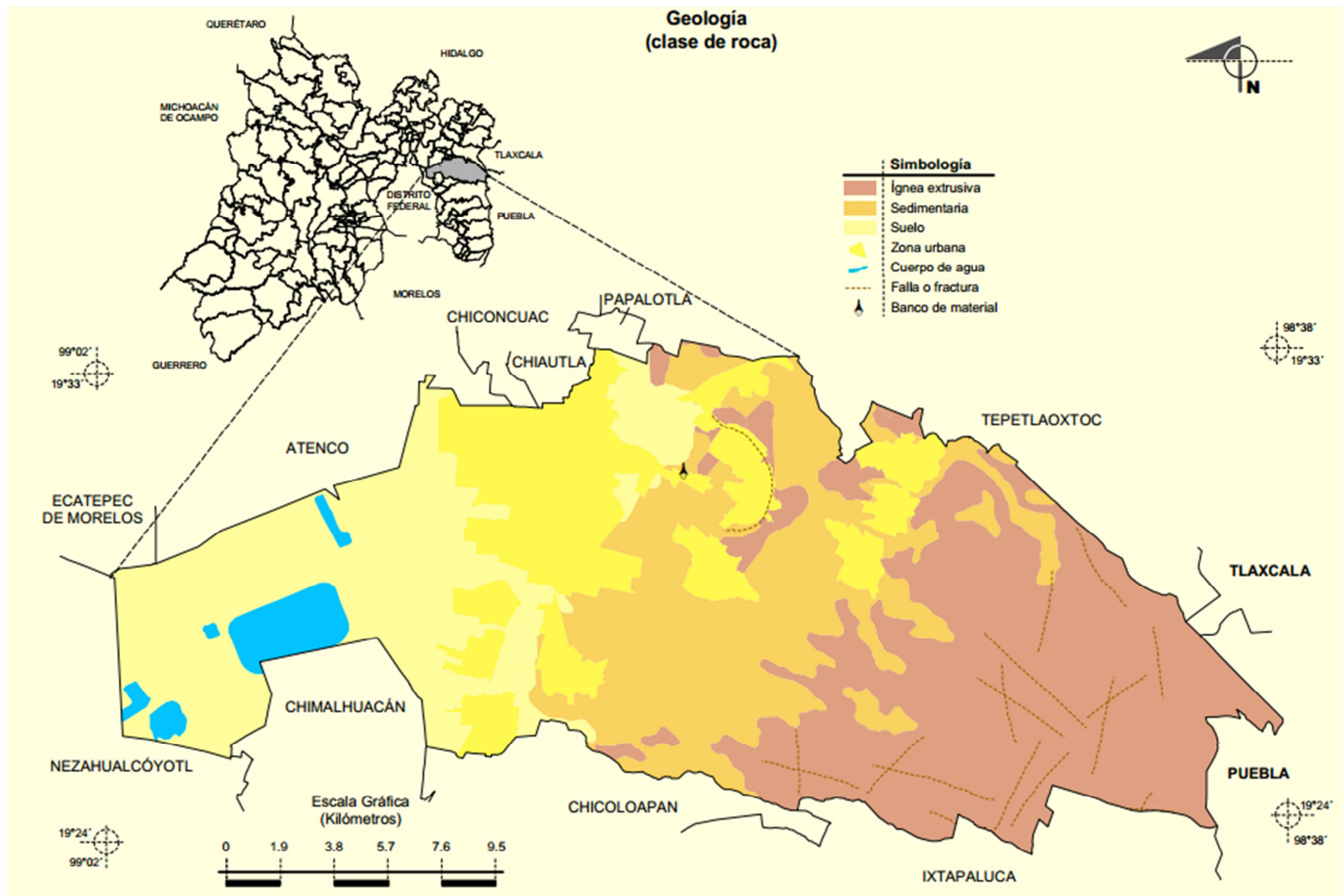
Como ejemplos de este tipo de rocas están: andesita, tobas, brecha, basaltos, riolitas y dacitas.

La figura 1.5.2.3.1 muestra la zonificación de tipos de suelo que hay en el municipio, así como el área de zonas urbanas y de cuerpos de agua.

Dentro del municipio de Texcoco, podemos encontrar bancos naturales de materiales pétreos que consisten en: arena, cantera, grava, tepetate y tezontle. Este municipio abastece de materiales pétreos a un importante mercado de la zona oriente del Distrito Federal y a municipios aledaños.

Dentro de la rama de la edafología, encontramos en esta zona suelo de tipo vertisol. Estos suelos presentan alto contenido de arcilla, con grietas anchas y profundas en la época de secas y pegajosos con la humedad; se encuentran en zonas bajas y de lomeríos; presentan problemas de inundación debido a su baja permeabilidad, asimismo se destacan por ser expansivos, lo que significa que al saturarse de agua provocan fuertes presiones de empuje o alzamiento, y al secarse se contraen y agrietan.

Leptosol, es otro tipo de suelo que se encuentra en esta región. Este suelo está limitado en profundidad por una roca dura continua y por materiales altamente calcáreos; una capa continua cementada dentro de los 30 cm superficiales; se encuentran en áreas de montaña y de lomeríos.



**Figura 1.5.2.3.1 Geología del municipio**

#### **1.5.2.4 Topografía**

Los levantamientos topográficos involucrados en el proyecto de un puente están íntimamente relacionados con los de la carretera o camino correspondiente. Cuando se efectúan los estudios topográficos de las posibles rutas para el desarrollo de una carretera, es de interés primordial la ubicación de las obras de paso a proyectarse sobre éstas. Es así como la trayectoria del puente está determinada en gran medida por la trayectoria del camino u otra infraestructura sobre la cual este pasará y también en función de las necesidades que se requiera que el puente satisfaga. Con estos estudios se tendrá una apreciación general de las dimensiones, tipo y dificultades que solucionar, del puente a proyectar.

Para el caso específico de los estudios de topografía del puente en el entronque Chapingo, se realizaron los trabajos de campo que permiten elaborar la planta topográfica detallada y el levantamiento de los perfiles correspondientes a la zona de la estructura; para ello, fue necesario proporcionar la definición precisa de la ubicación y las dimensiones de los elementos estructurales.

Los trabajos topográficos tuvieron como base los términos de referencia proporcionados por Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos, en los cuales se solicita la elaboración de una planta topográfica del sitio de cruce y de perfiles del eje donde estará ubicado el P.S.V.

Para la ejecución de estos trabajos, se empleará un equipo conocido como “estación total”, en la que se registrará la información topográfica recopilada en sitio y que posteriormente será procesada por medio de un software especializado. Para la elaboración de la planta topográfica, se debe considerar lo siguiente:

- Levantamiento topográfico general de la zona del proyecto, documentado en planos a escala entre 1:500 y 1:2000 con curvas de nivel a intervalos de 1m y comprendiendo por lo menos 100 m a cada lado del puente en

dirección longitudinal (correspondiente al eje de la carretera) y lo mismo aplicado también para la dirección transversal.

- Definición de la topografía de la zona de ubicación del puente y sus accesos, con planos a escala entre 1:100 y 1:250 considerando curvas de nivel a intervalos no mayores que 1 m y con perfil topográfico sobre los ejes del camino principal y del camino secundario, tanto en dirección longitudinal como en dirección transversal. Los planos deberán indicar los accesos del puente, así como otros caminos, autopistas, vías férreas y otras posibles referencias. Deberán indicarse igualmente con claridad la vegetación existente.
- Ubicación e indicación de cotas de puntos referenciales, puntos de inflexión y puntos de inicio y término de tramos curvos.
- Levantamiento por medio de radiaciones de los puntos de interés, así como colindancias de propiedades, alambrados, árboles, bancos de nivel y vías de comunicación, entre otros, además de algunos puntos generales sobre el terreno natural.

De acuerdo al levantamiento topográfico, se describe que el área del proyecto y sus alrededores tienen forma amplia tanto en la dirección norte-sur, como en la dirección oriente-poniente; presenta un relieve muy regular y las pendientes van de muy suaves a suaves, alternadas con cientos de espacios planos que es donde se ubican las viviendas y locales institucionales.

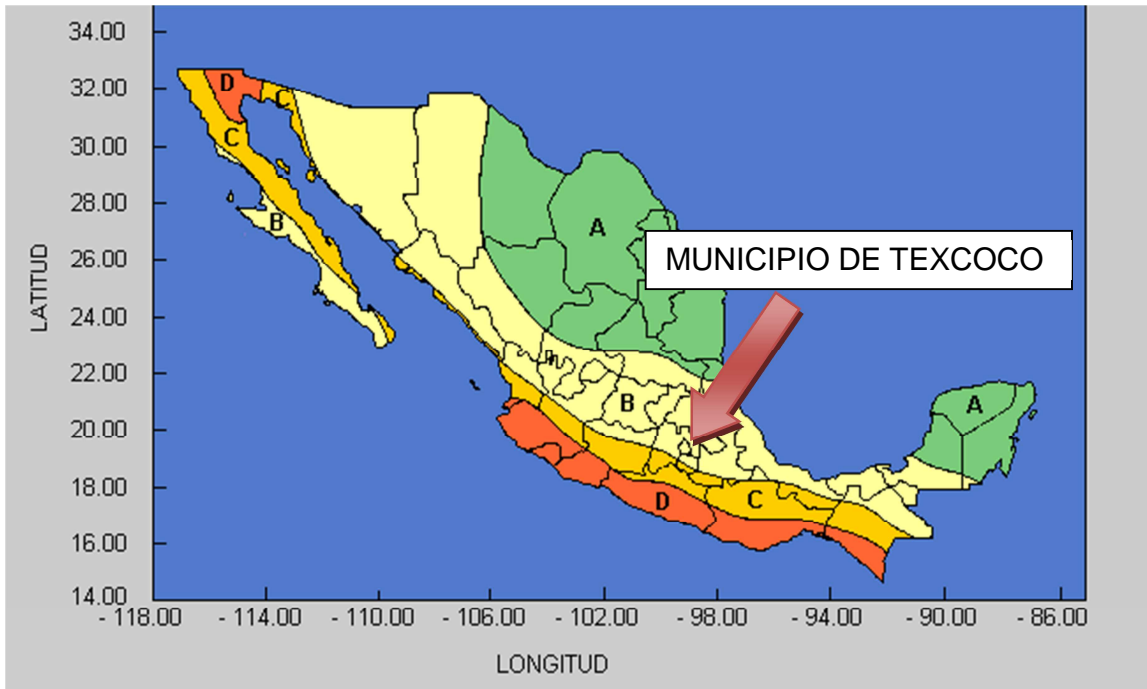
#### **1.5.2.5 Sismología**

La República Mexicana se encuentra dividida en cuatro zonas sísmicas, como se puede apreciar en la figura 1.5.2.5.1, de acuerdo al mapa de regionalización



sísmica de México, el cruce donde se construirá el entronque se localiza dentro de la zona sísmica B.

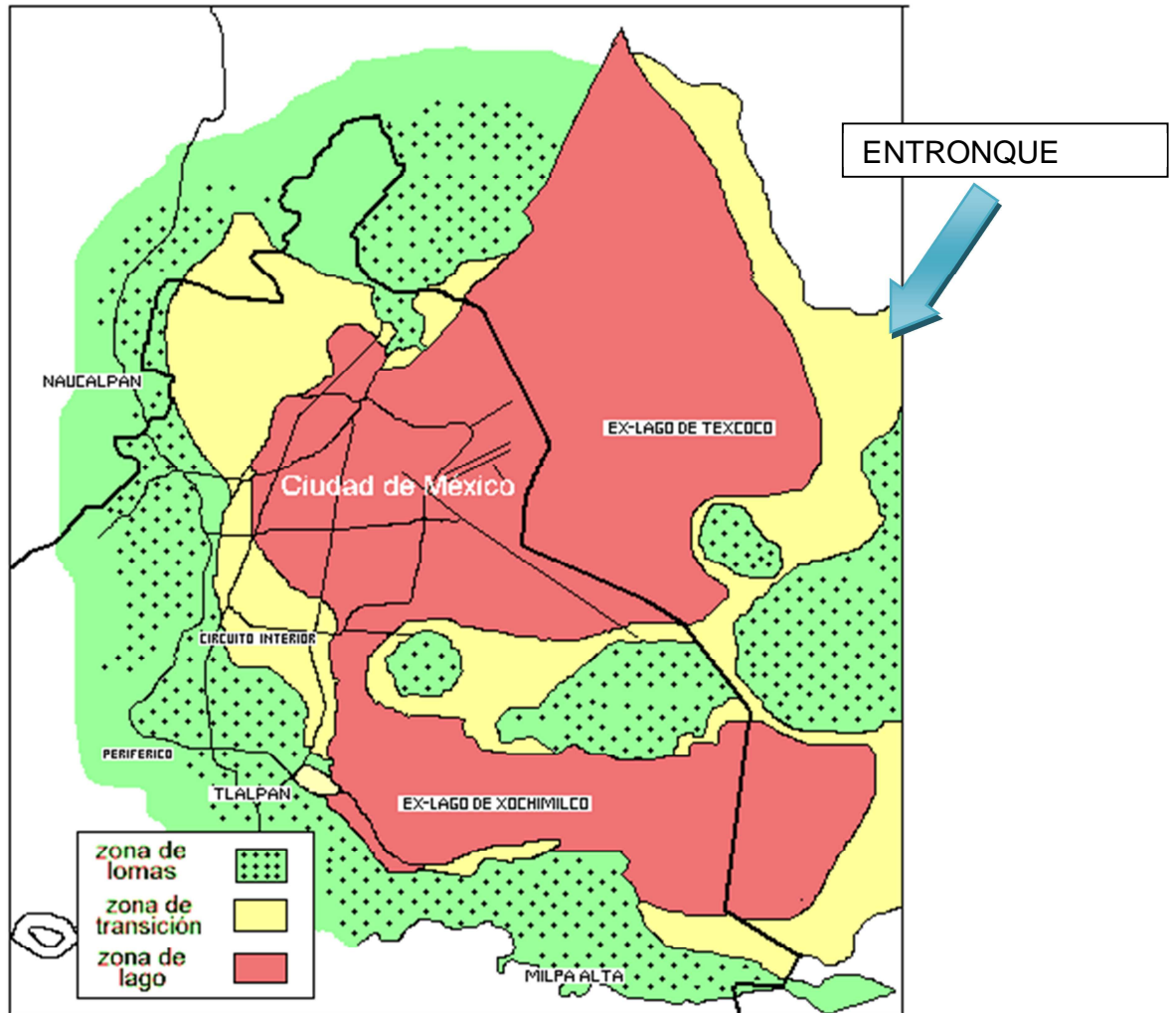
La zona B es una zona intermedia, donde se registran sismos que no son tan frecuentes o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo.



**Figura 1.5.2.5.1. Regionalización sísmica de la República Mexicana**

Dentro de la zonificación sísmica del valle de México, se distinguen tres zonas de acuerdo al tipo de suelo; zona I, zona II y zona III (figura 1.5.2.5.2). El entronque Chapingo se encuentra dentro de la zona II o también conocida como zona de transición. El tipo de suelo II tiene depósitos profundos a 20 m de profundidad o menos, y que está constituido predominantemente por estratos arenosos y limo-arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstos es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.



**Figura 1.5.2.5.2. Zonificación de tipo de suelo de la Ciudad de México**

### 1.5.2.6 Clima

El municipio de Texcoco se encuentra a una altitud promedio de 2247 msnm; su clima se considera templado semiseco, con una temperatura media anual de 15,9°C con heladas poco frecuentes pero teniendo un rango de temperatura de 6 a 16°C. El municipio tiene un rango de precipitación que va de los 500 a los 1200

mm, teniendo mayor porcentaje de precipitación en las partes montañosas de la región, pero presenta una precipitación media anual de 686 mm. Sus vientos dominantes son del sur.

En la región de Texcoco, se presentan tres tipos de clima: el seco estepario, el templado y el semifrío. El clima seco se presenta en la parte poniente del municipio; el clima templado domina la parte centro; y el clima semifrío prevalece en la parte alta de la Sierra de Río Frío

El clima seco estepario o semiárido templado es el menos seco de los climas secos, presenta lluvia invernal inferior al 5% con reducida oscilación térmica y la temperatura más elevada ocurre antes del solsticio de verano. Se localiza en la parte poniente del municipio de Texcoco.

El clima templado subhúmedo se presenta más en la época de verano. Tiene lluvia invernal inferior al 5% de la precipitación media anual, con oscilación térmica entre 5° y 7°C.

Durante la primavera la temperatura comienza a aumentar considerablemente en la mayor parte de la Región. Las temperaturas más elevadas se registran durante mayo. En las montañas como en la Sierra de Río Frío la temperatura fluctúa entre 6 y 16°C.

Las lluvias más abundantes acontecen en los meses de junio a septiembre, temporada en la cual suelen presentarse inundaciones en algunos sitios de las planicies. Las lluvias finalizan, normalmente, en la primera quincena de octubre. La imagen siguiente presenta al municipio de Texcoco y la infraestructura que este presenta.

El color amarillo en la figura 1.5.2.6.1, muestra la zona urbana dentro del municipio de Texcoco de Mora. El entronque Chapingo se encuentra dentro de la

zona urbana. Ésta, en específico, presenta un clima semiseco con lluvias en verano.

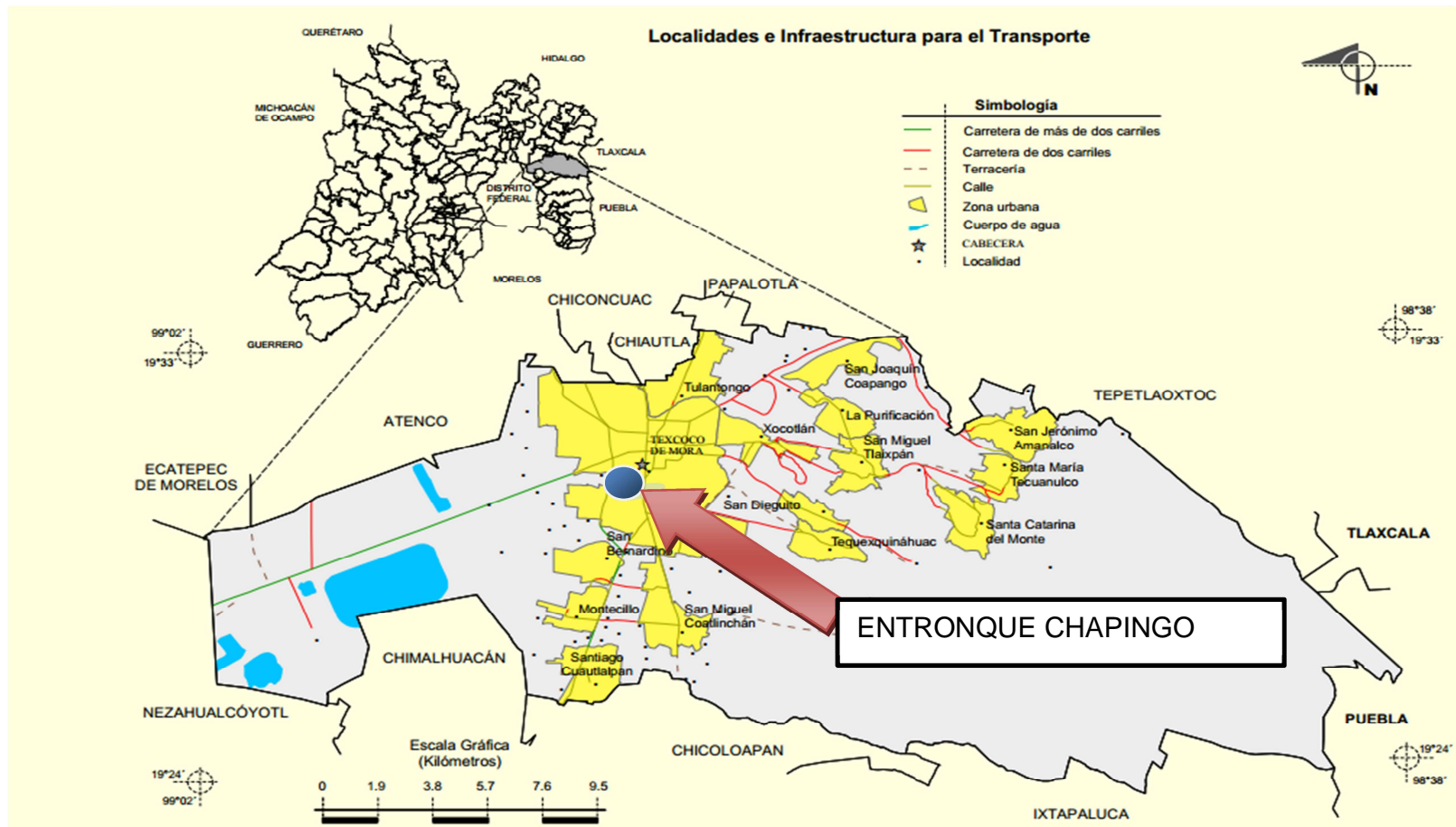


Figura 1.5.2.6.1 Infraestructura del municipio de Texcoco

## 1.5.2.7 Medio biótico

### 1.5.2.7.1 Flora

Debido al tipo de clima, variedad de suelos, al relieve y las actividades humanas, los tipos de vegetación principales que se desarrollan en la Región están representados por bosques de encino, pino, oyamel y mixto. El matorral crasicaule y pastizal inducido se sitúan en la Sierra de Platachique; y la vegetación acuática del tipo halófito se desarrolla en los humedales del ex Lago de Texcoco. Derivado de las actividades de reforestación también existen bosques cultivados. El bosque de pino se desarrolla en las partes altas. Entre las especies arbóreas dominantes de pinos están: *Pinus hartwegii*, *P. rudis*, *P. montezumae* y *P. teocote*, asimismo, en el estrato arbustivo los géneros más comunes son: *Eupatorium*, *Senecio*, *Arctostaphylos*, *Baccharis*, *Stevia* y *Buddleia*. En el estrato herbáceo destacan las especies leguminosas *Lupinus exvcelsa* y *Lupinus montana* y de gramíneas como *Festuca tolucensis*.

El bosque de oyamel se presenta principalmente en lugares de clima frío, en los lugares más altos de la región. Esta comunidad vegetal presenta un ecotono con el bosque de pino, por lo que es común encontrar cinturones donde las especies de *Pinus* se encuentran mezcladas con las de oyamel. La especie dominante en esta comunidad es *Abies religiosa*. Donde las condiciones lumínicas lo permiten, existe un estrato arbóreo inferior formado por *Garrya ovata*, *Buddleia* sp e individuos juveniles de *Abies religiosa*. Dentro del estrato herbáceo, las familias mejor representadas son *Asteraceae* y *Gramineae*.

En el bosque de encino presenta alturas promedio entre los 15 y 25 metros, las especies dominantes pertenecen a *Quercus rugosa*, *Q. laeta* y *Q. mexicana* y suelen ir acompañadas por especies de los géneros *Arbutus*, *Buddleia*, *Alnus* y *Cupressus*. El estrato arbustivo está constituido por distintas especies de las familias *Compositae*, *Labeate*, *Gramineae* y *Leguminosae* que resultan ser las más importantes.

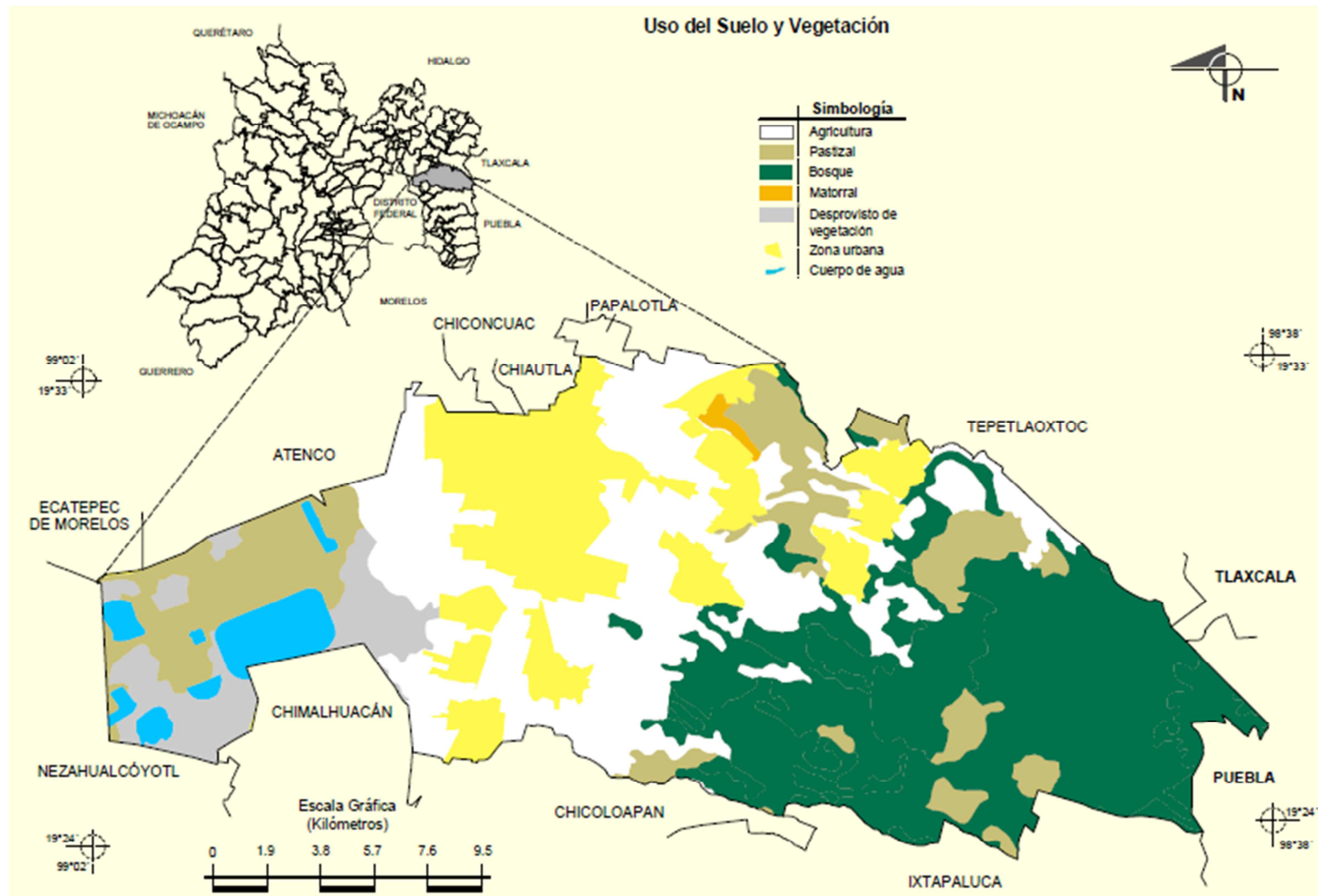
En el municipio se pueden encontrar el matorral crasicaule, además de otras especies de la familia de las cactáceas como los nopales (*Opuntia streptacanth*, *O. tunicata*, *O. robusta* y *O. tomentosa*), así como uña de gato (*Mimosa biuncifera* y *M. aculeaticarpa*), huizaches (*Acacia schaffneri*), cenicilla (*Zaluzania augusta*) y palo dulce (*Eysenhardtia polystachya*).

En ciertas áreas con altos índices de perturbación y que fueron reforestadas se encuentran bosques cultivados los cuales no presentan una estructura claramente definida, ni una fase de crecimiento dominante. En éstos se pueden observar especies de pino, cedro, fresno, álamo y otras especies exóticas como el eucalipto, la casuarina y la jacaranda.

El clima es propicio para árboles como: pirul, sauce, fresno, nogal, tejocote, capulín, chabacano, olivo, manzano, higo, etc. En cuanto a las plantas y flores, crecen: rosas, claveles, alcatraces, gladiolos, ayapangos, nube, margaritas, margaritones, violetas, bugambilias, nardos, azucenas, etc.

La cobertura que hay en el área del proyecto del entronque Chapingo es pastizal, vegetación herbácea y zona urbana. Cabe mencionar que en el lugar exacto donde se construirá el puente, es una vía urbanizada, donde hay cruces de caminos pavimentados. Alrededor del sitio del proyecto se pueden observar algunos tipos de especies arbóreas que se encuentran aledañas al sitio, pero que no serán afectados por el proyecto, algunas de estas especies son: Pirul (*Schinus molle*), Eucalipto (*Eucalyptus*), Trueno (*Ligustrum sp*), Olivo (*Olea europea*), Cassuarina (*Casuarina equisetifolia*), Zacate (*Distichis sp*).

La figura 1.5.2.7.1 muestra la distribución de los tipos de vegetación existentes en el municipio.



**Figura 1.5.2.7.1** Uso de suelo y vegetación en el municipio de Texcoco



### 1.5.2.7.2 Fauna

Como es sabido, en el Estado de México están presentes dos zonas biogeográficas: la neotropical y la neártica. La primera abarca la depresión del Río Balsas hacia el sur, y la segunda abarca las sierras montañosas y lomeríos de la porción centro y norte de la entidad. Por tanto, las especies de fauna silvestre de la región de Texcoco, son características de la zona neártica. La fauna silvestre está representada por distintas especies de mamíferos, aves, reptiles y anfibios restringidos en las áreas no perturbadas de los bosques existentes.

Mastofauna. Con base en información de la Comisión Nacional para el Conocimiento y Uso de la Biodiversidad (CONABIO), existen 109 especies de mamíferos de distintos órdenes y familias, la mayoría de talla pequeña. Como ejemplos de los más conocidos están: ardillas arborícolas (*Sciurus oculatus* y *S. aureogaster*), ardillas terrestres (*Spermophilus variegatus* y *S. mexicanus*), ardilla voladora (*Glaucmys volans*), armadillo (*Dasypus novemcinctus*), tejón (*Bassariscus astutus*), onzita (*Mustela frenata*), conejos de diferentes especies (*Sylvilagus audubonii*, *S. cunicularius*, *S. floridanus*), grisón (*Galictis vittata*), liebres (*Lepus callotis* y *L. californicus*), gato montés (*Lynx rufus*), mapache (*Procyon lotor*), temazate (*Mazama americana*); diferentes especies de ratones de campo como el ratón de alfalfar (*Microtus mexicanus*), metorito (*Microtus quasiater*) y 22 especies más, la musaraña (*Cryptotis goldmani* y *Sorex oreopolus*), tejón (*Nasua narica*), tlacuache cola pelada (*Didelphis virginiana*), tejón (*Taxidea taxus*), tuza (*Cratogeomys merriami*), conejo de los volcanes (*Romerolagus diazi*), zorra gris (*Urocyon cinereoargenteus*), zorrillo listado (*Mephitis macroura*), zorrillo manchado (*Spilogale putorius*), así como 54 especies de murciélagos, entre ellas *Dermanura tolteca*, *Glossophaga soricina*, *Hylonycteris underwoodi*, *Idionycteris phyllostotis* y *Lasiurus blossevillii*.

Avifauna. Entre las especies de aves más sobresalientes están: gavilán ratonero (*Buteo albonotatus*), aguililla (*Buteo lineatus*), búho (*Bubo virginianus*), halcón

(*Buteo jamaicensis*), garza garrapatera (*Bubulcus ibis*), zopilote (*Coragyps atratus*), paloma arroyera (*Leptotila verreauxi*), pájaros carpinteros (*Melanerpes chrysogenys* y *M. formicivorus*), vencejo (*Streptopronce semicollaris*), torgón mexicano (*Torgon mexicanus*), lechuza (*Tyto alba*) y en la comarca del ex Lago de Texcoco es posible observar especies de aves migratorias entre ellas el pato golondrino (*Anas acuta*), pato mexicano (*Anas drazii*), pato cucharón (*Anas clypeata*), pato boludo (*Aythya affinis*) y pato pico anillado (*Aythya collaris*).

Herpetofauna. Entre las especies de anfibios destacan: la ranita gris (*Hyla arenicolor*), la ranita verde (*Hyla eximia*), el sapito excavador (*Spea hammondi*) y el sapo (*Spea multiplicatus*). Respecto a las especies de reptiles sobresalen: lagartijas de distintas especies (*Sceloporus spinosus*, *S. grammicus* *S. torcuatus* y *S. scalaris*), camaleón (*Phrynosoma orbiculare*), culebra escavadora (*Conopsis nasus*), cincuate (*Pituophis deppei*), culebra de agua (*Thamnophis eques*) culebrilla (*Toluca lineata*) y víbora de cascabel (*Crotalus molossus*) entre otras.

En cuanto a animales domésticos se encuentran los ordinarios como perros, gatos, etc.

El municipio contó con una fauna abundante que ha ido desapareciendo o que de plano ha desaparecido, como el venado, coyote y ocelote. También los insectos se han aminorado a causa del deterioro ambiental, solamente teniendo mariposas, libélulas, abejas, zancudos, alacranes, hormigas, moscas y mosquitos.

#### **1.5.2.8 Medio socioeconómico**

Con base en la información de los datos censales del INEGI (Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática), el municipio de Texcoco de Mora, presentó en los últimos 10 años, una tasa de crecimiento poblacional del 3.5%. El comportamiento del crecimiento poblacional está condicionado al proceso de la mancha urbana de la Ciudad de México y del Valle Cuatitlán-Texcoco. El municipio

en cuestión se encuentra ubicado a 23 kilómetros del Distrito Federal y es uno de los municipios pertenecientes a la denominada Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM).

El municipio de Texcoco se está conformado por un total de 72 localidades; las principales se muestran en la tabla 1.5.2.8.1.

LOCALIDAD
Texcoco de Mora
San Miguel Coatlinchán
Tulantongo
Santiago Cuautlalpan
San Miguel Tlaixpán
San Miguel Tocuila
San Joaquín Coapango
Montecillo
San Bernardino
San Dieguito Xochimanca
Santa Catarina del Monte
San Jerónimo Amanalco
Tequexquináhuac
La Purificación Tepetitla
Xocotlán

**Tabla 1.5.2.8.1 Principales localidades de Texcoco**

La superficie del municipio, de acuerdo a datos del INEGI, es de 432.6 km<sup>2</sup>, en la cual habitan 235151 habitantes (INEGI 2010). La cabecera municipal (Texcoco de Mora) concentra más de 128,000 habitantes, es por tanto una ciudad media y en sus diversas comunidades concentra el resto de la población en delegaciones, pueblos y rancherías, con una densidad de 543.6 hab/km<sup>2</sup>, la cual es menor con respecto a la del Estado de México que es de 678.8 hab/km<sup>2</sup>.

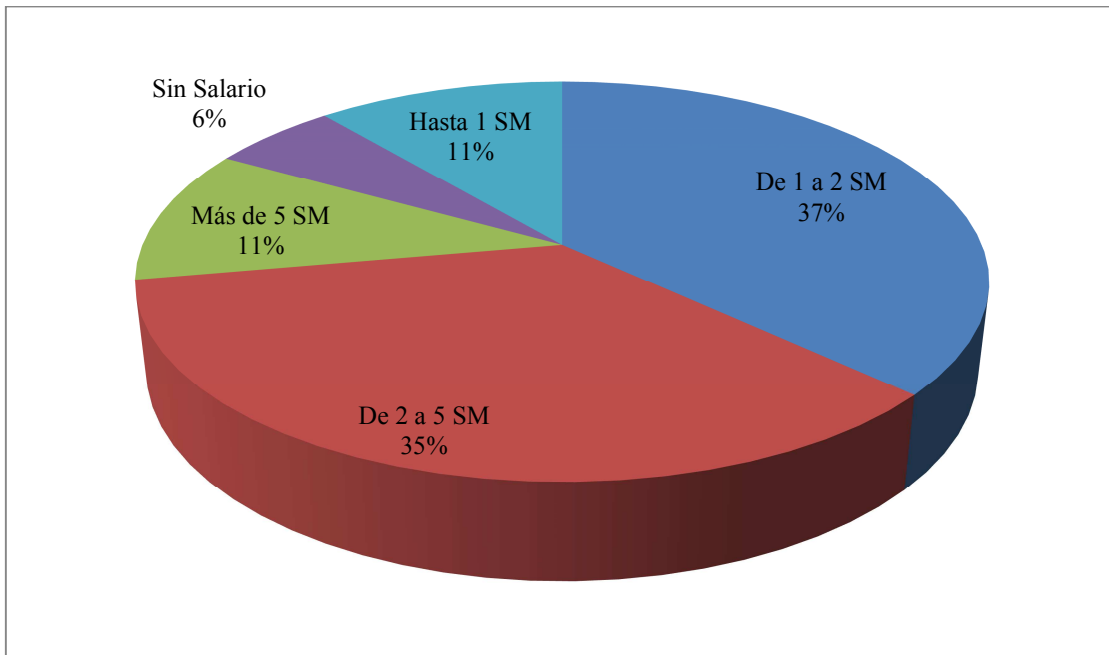
De acuerdo a la clasificación salarial de la Comisión Nacional de Salarios Mínimos, el Estado de México se encuentra ubicado en el área geográfica "A". Texcoco, al ubicarse dentro de este estado, le corresponde al municipio un salario mínimo de \$64.76, como se muestra en la tabla 1.5.2.8.2

Periodo	Área geográfica	
	A	B
2013	\$ 64.76	\$ 61.38

FUENTE: INEGI, CON BASE EN CIFRAS DE LA COMISIÓN NACIONAL DE SALARIOS MÍNIMOS

**Tabla 1.5.2.8.2 de salarios mínimos de acuerdo al área geográfica**

Los niveles de ingreso salarial en el municipio de Texcoco se distribuyen de la siguiente manera: 11.2% de la PEA (población económicamente activa) recibe hasta 1 salario mínimo (SM), el 36.9% más de 1 y hasta 2 SM, el 35.3% más de 2 y hasta 5 SM, y el 10.9% más de 5 SM y el 5.7 no recibe salario, como se puede ver en la figura 1.5.2.8.1.



FUENTE: DIRECCIÓN DE DIAGNÓSTICO AMBIENTAL, CÁLCULOS A PARTIR DE LA INFORMACIÓN DEL XII CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA. INEGI (2011).

### Figura 1.5.2.8.1 Distribución de los niveles de ingreso de acuerdo al salario mínimo

Las actividades económicas de la República Mexicana, pertenecen a una clasificación por sectores: Sector primario, sector secundario y sector terciario. Las actividades de los tres sectores están ligadas entre sí.

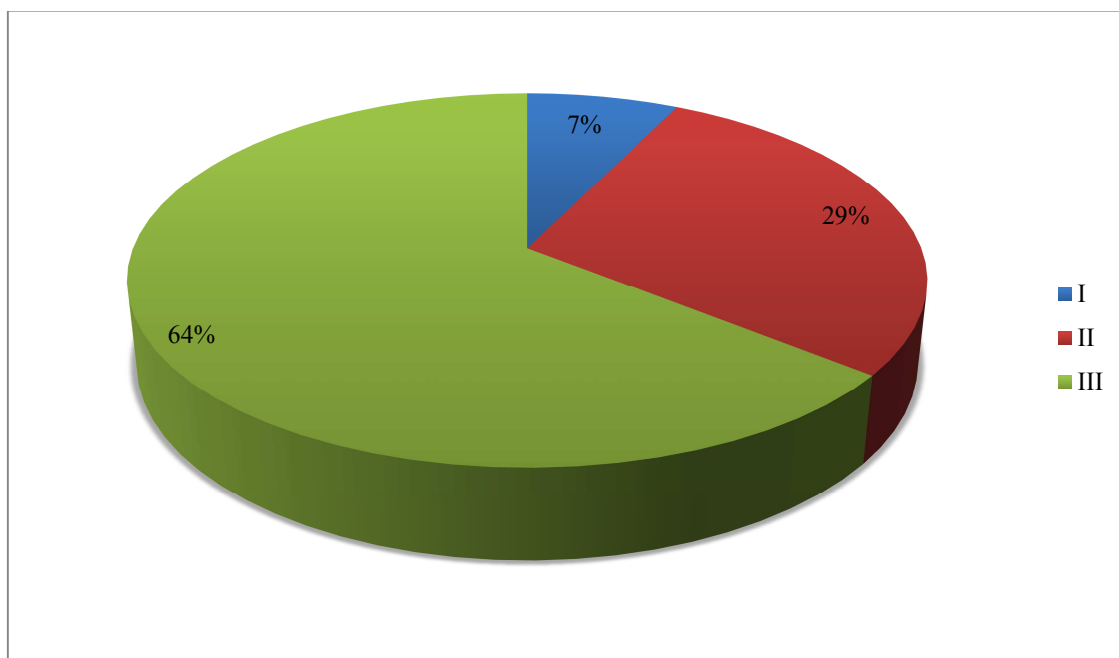
El sector primario incluye todas las actividades donde los recursos naturales se aprovechan tal como se obtienen de la naturaleza, ya sea para alimento o para generar materias primas. Por ejemplo: agricultura, explotación forestal, ganadería, minería, pesca.

El sector secundario se caracteriza por el uso predominante de maquinaria y de procesos cada vez más automatizados para transformar las materias primas que se obtienen del sector primario. Incluye las fábricas, talleres y laboratorios de todos los tipos de industrias. De acuerdo a lo que producen, sus grandes divisiones son construcción, industria manufacturera y electricidad, gas y agua.

En el sector terciario de la economía no se producen bienes materiales; se reciben los productos elaborados en el sector secundario para su venta; también nos ofrece la oportunidad de aprovechar algún recurso sin llegar a ser dueños de él, como es el caso de los servicios. Como ejemplo de sector terciario tenemos al comercio, los servicios, el transporte, y las comunicaciones.

De la población en el municipio de Texcoco, el 34.5% conforman la población económicamente activa (PEA). Los sectores económicos del municipio muestran que el 64% de la PEA se emplea en actividades relacionadas con el sector terciario, el 29% en el sector secundario y el 7% en el sector primario.

El municipio de Texcoco se ha convertido en un centro dedicado mayoritariamente al sector terciario de la economía; más del 64 por ciento de la población económicamente activa del municipio se ubica en esta parte. La figura 1.5.2.8.2 muestra la distribución de los sectores económicos en el municipio.



DIRECCIÓN DE DIAGNÓSTICO AMBIENTAL, CÁLCULOS A PARTIR DE LA INFORMACIÓN DEL XII CENSO GENERAL DE POBLACIÓN Y VIVIENDA. INEGI (2011)

**Figura 1.5.2.8.2 Actividades por sector económico en Texcoco (2010)**

Texcoco es un municipio donde la actividad comercial, de servicios y pequeña industria maquiladora es fundamental en su economía. Además existen otras actividades que son el sostén de su estructura económica, tales como: agricultura, ganadería, turismo, y servicios diversos.

- Agricultura: En el municipio destinan 18,934 hectáreas a la agricultura y 18,494 hectáreas a la producción de cultivos cíclicos y perene. La principal producción agrícola corresponde a los cultivos de remolacha forrajera, poro, rábano y ajo; le siguen en importancia los cultivos de coliflor acelga, alcachofa y tejocote. También existen huertos familiares que producen aguacate, ciruela, manzana y pera.
- Ganadería: Se cuenta en la actualidad con ranchos productores lecheros con alrededor de 9 mil cabezas de ganado lechero. Además resalta la producción de cabezas de ganado porcino, así como también granjas avícolas y productoras de carne.
- Turismo: Se cuenta con varios lugares turísticos en el municipio como son la delegación Huexotla, la universidad de Chapingo, los vestigios arqueológicos del palacio de Acolmiztli-Nezahualcóyotl, el monumento de los Bergantines, la catedral o Capilla de Gante de la Enseñanza, una casa de la cultura, edificio del siglo XVIII, el molino de flores y los vestigios arqueológicos de Tetzcutiznco.
- Servicios Educativos: En Texcoco se encuentran instaladas las instituciones como la Universidad Autónoma de Chapingo, que cuenta con más de 6 000 estudiantes, 1 210 académicos, 2 623 administrativos; el Centro Público de Investigación en Ciencias Agrícolas y Desarrollo Agrícola de Posgrado que cuenta con más de 600 docentes, 1 400 administrativos y un promedio anual de 700 alumnos de posgrado; el Centro Internacional de Mejoramiento de Maíz y Trigo que cuenta con más de 200 investigadores y 600 trabajadores.

Entre otras actividades que se desarrollan en el sector de servicios se enlistan por orden de importancia los siguientes:

- Servicios de reparación y mantenimiento

- Restaurantes y hoteles
- Servicios profesionales técnicos, especializados y personales
- Servicios educativos, de investigación, médicos y de asistencia social
- Servicios de esparcimiento, recreativo y deportivos y
- Servicios relacionados con la agricultura, ganadería, construcción y transporte.
- Industria: En el municipio de Texcoco se cuenta con 581 establecimientos industriales que por orden de importancia por su número resaltan los siguientes:
  - Productos alimenticios, bebidas y tabaco
  - Textiles, prendas de vestir e industria del cuero
  - Productos metálicos, maquinaria y equipo
  - Productos minerales no metálicos
  - Industria de la madera y productos de madera y
  - Papel y productos de papel, imprentas y editoriales
- Comercio: Respecto a este sector, destacan las siguientes ramas de actividad:
  - Comercio de productos no alimenticios al por menor en establecimientos especializados.
  - Comercio de productos alimenticios, bebidas y tabaco, al por menor en establecimientos especializados.
  - Comercio al por menor de automóviles, incluyendo llantas y refacciones y
  - Comercio de productos alimenticios, bebidas y tabaco al por mayor.

### **Infraestructura urbana, social y de comunicaciones.**

En Texcoco hay un total de 56 427 viviendas. Para cada hogar, se tiene un tamaño promedio 4.1 habitantes por casa-habitación. Dentro del ámbito de vivienda y urbanización, se presentan los siguientes datos, presentados en la tabla 1.5.2.8.3.



VIVIENDA Y URBANIZACIÓN	CANTIDAD
Promedio de ocupantes en viviendas particulares	4.1
Viviendas particulares habitadas con piso diferente de tierra	53,321
Viviendas particulares habitadas que disponen de agua de la red pública en el ámbito de la vivienda	48,033
Viviendas particulares habitadas que disponen de drenaje	53,226
Viviendas particulares habitadas que disponen de excusado o sanitario	53,648
Viviendas particulares habitadas que disponen de energía eléctrica	54,720
Viviendas particulares habitadas que disponen de refrigerador	45,440
Viviendas particulares habitadas que disponen de televisión	53,492
Viviendas particulares habitadas que disponen de lavadora	36,114
Viviendas particulares habitadas que disponen de computadora	18,671
Tomas domiciliarias de agua entubada	46,518
Tomas instaladas de energía eléctrica	47,148

**Tabla 1.5.2.8.3 Datos de urbanización y vivienda del municipio (2011)**

La cobertura de servicios públicos dentro del municipio de Texcoco puede considerarse como aceptable. La dotación de agua potable es de 93.9% de la población. Drenaje cuenta con 88%, de cobertura y electricidad con un 82.92% del total de viviendas.

En términos generales el municipio de Texcoco cuenta con la siguiente infraestructura urbana:

En educación, hay centros tanto públicos como privados de educación preescolar, primaria, secundaria, telesecundaria, secundaria técnica, preparatorias y universidades, así como escuelas de artes y oficios. La infraestructura de educación se encuentra conformada de la tabla 1.5.2.8.4.

Nivel educativo	Escuelas	Grupos	Maestros	Alumnos
Preescolar	68	228	197	5,127
Primaria	81	736	747	25,739
Media básica	43	300	588	10,454
Media superior	19	202	617	6,380
Superior	4	-	1163	3,663

FUENTE: ANUARIO ESTADÍSTICO DEL ESTADO DE MÉXICO

**Tabla 1.5.2.8.4 Infraestructura educativa en el municipio de Texcoco**

En salud, la población recibe servicios médicos por parte del IMSS, ISSSTE, ISSEMYM, ISEM y del DIFEM, asimismo, cuenta con servicios privados de salud. En total existen 42 unidades médicas de consulta externa y 3 de hospitalización. Los servicios de salud en el municipio son proporcionados como se muestra en la tabla 1.5.2.8.5.

Concepto	Consulta externa	Hospitalización general	Total
Seguridad social	1	2	3
IMSS	-	1	1
ISSSTE	1	-	1
Asistencia social	20	0	20
ISEM	18	-	18
DIF	2	-	2

FUENTE: ANUARIO ESTADÍSTICO DEL ESTADO DE MÉXICO

#### Tabla 1.5.2.8.5 Infraestructura de Seguridad Social en el municipio de Texcoco

Referente a abasto, existen 17 tiendas DICONSA, 37 tianguis, 6 mercados, 3 rastros y 25 lecherías LICONSA, pero no cuenta con central de abasto. Los centros de abasto suman en total 88 unidades.

La tabla 1.5.2.8.6, presenta el resumen de la infraestructura urbana básica con que cuenta el municipio en cuestión.

Municipio	Tiendas diconsa	Tianguis	Mercados	Rastros	Centrales de abasto	Lecherías Liconsa	U.M. Consulta externa	U.M. Hosp.	No. De centros de hospedaje	Número de edificios educativos	Número de aulas
Texcoco	11	26	2	3	-	14	22	3	7	50	452

FUENTE: ANUARIO ESTADÍSTICO DEL ESTADO DE MÉXICO (2010)

#### Tabla 1.5.2.8.6 Infraestructura urbana básica del municipio de Texcoco

En cuanto a vías de comunicación terrestre, la red de carreteras consta de 231 kilómetros y está constituida por caminos federales, alimentadoras estatales y rurales. Las carreteras comunican con los estados de Tlaxcala, Puebla y con el Distrito Federal.

#### **1.5.2.9 Programa general descriptivo de ejecución de obra**

El programa de ejecución de obra se entenderá como la definición de una propuesta metodológica para realizar de manera sistemática todas las actividades requeridas para lograr el alcance del objeto del proyecto.

La etapa de construcción consiste en actividades de explotación de bancos de materiales, compactación, construcción de obras de drenaje, formación de muros mecánicamente autosoportable con tierra armada, construcción de capa subrasante, tendido de carpeta asfáltica, montaje de traveses, construcción de losa piso y señalización.

Las actividades realizadas durante la construcción deberán regirse en lo general por las Normas de Construcción e Instalaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, CTR.CAR. Parte 1 Títulos 01, 02, 03,04 y 06:

##### a) Explotación de bancos de materiales.

Los bancos de materiales son excavaciones a cielo abierto destinadas a extraer material para la formación del cuerpo de la rampa, relleno de excavaciones para estructuras, así como para la fabricación de mezclas asfálticas y concretos hidráulicos.

Se utilizarán los bancos de materiales cercanos al proyecto en uso y con autorización de las autoridades correspondientes.

##### b) Compactación.

La compactación es el proceso por el que se hace pasar peso sobre material compactable (tepetate u otro) por medios mecánicos como aplanadoras de rodillos, compactadores vibratorios, bailarinas, etc.

El proceso consiste en pasar la maquinaria (compactador) sobre la superficie a compactar varias veces hasta que la superficie presenta una dureza tal que el laboratorio marca 90 o 95% de compactación. Cuando se requiere formar un terraplén o rellenar, se compacta el material en capas de 20 cm. y se asegura que el material cuente con una humedad óptima.

c) Construcción de Obras de Drenaje.

De conformidad con los estudios topográficos e hidrológicos, se determinarán los puntos o zonas de cruce de las corrientes superficiales con la construcción de los retornos; asimismo, con base en los gastos o caudales de agua que se espera pasen o transiten en cada punto correspondiente.

d) Formación de muros mecánicamente autosoportable con tierra armada.

La formación de los accesos estarán contenidos con muros de contención; se emplearán en la construcción de las rampas de los accesos. Consiste en colocar dos muros paralelos de elementos de concreto armado. Los accesos serán de 40 m por cada uno.

e) Base y SubBase.

El material proveniente de los bancos de materiales autorizados se llevará a la obra acamellonándolo con motoconformadora. Se disgregará para luego mezclarlo con motoconformadoras hasta homogeneizarlo.

El agua no se regará de una sola vez, sino que se distribuirá en varias pasadas de la pipa. Es importante que el material húmedo se coloque en el centro de la corona y se vaya distribuyendo hacia los lados.

El material acamellonado se abrirá parcialmente hacia la corona de la obra y pasará la pipa haciendo un primer riego, luego, la motoconformadora abrirá una nueva cantidad de material y la colocará sobre el ya humedecido, volviendo a pasar la pipa y así en seguida, hasta que proporcione toda el agua necesaria; en

seguida se homogeneizará la humedad en todo el material por medio de la motoconformadora, que hará cambios sucesivos del material de un lado a otro, sobre la corona de la obra.

Ya que se consiguió uniformizar la humedad en todo el material, se distribuirá a través de la corona para formar la capa con el espesor suelto necesario. Una vez que se ha extendido el material, se compactará hasta alcanzar el 100% de su peso volumétrico seco máximo AASHTO modificada, con una humedad cercana a la óptima, en un espesor mínimo de 15 cm.

f) Tendido de carpeta asfáltica.

La carpeta asfáltica se construye para proporcionar al usuario una superficie de rodamiento uniforme, bien drenada, resistente al derrapamiento, cómoda y segura. Se construye después de construir las terracerías.

g) Montaje de trabes.

La superestructura está formada de trabes, que son elementos prefabricados, de concreto armado según lo indique el proyecto que se montan sobre los estribos por medio de grúas mecánicas.

h) Construcción de losa de piso y parapetos.

La losa de piso y parapetos se construirá con concreto armado según lo indique el proyecto.

i) Construcción del señalamiento horizontal y vertical.

Además, estas actividades deberán regirse en lo general por las Normas de Construcción e Instalaciones de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes: CTRCAR Parte 1, Título 07.

Para dar por terminada la construcción se verificará la alineación, perfil, sección, compactación, espesor y acabados, de acuerdo a la norma de SCT, anteriormente mencionadas.

j) Puesta en Marcha.

La puesta en marcha del puente vehicular se contempla a corto plazo, tan pronto como se terminen las obras la ampliación del trazo carretero.

i) Operación y Mantenimiento.

El tiempo de operación mínimo para este proyecto es de 30 años. Durante ese tiempo no existe ninguna actividad de operación que se realice, los usuarios automovilistas que pasen por este entronque están fuera de la jurisdicción y control de la promovente.

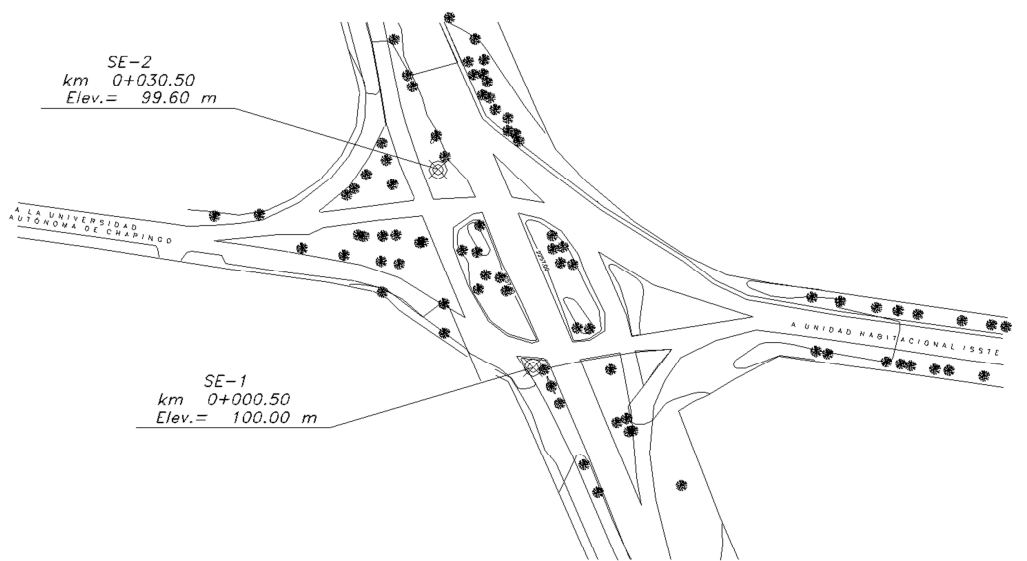
El mantenimiento para este proyecto se realizará indefinidamente durante el tiempo que opere la carretera, especialmente cuando así se requiera, como en los casos de pérdida de la carpeta asfáltica y sustitución de obras de drenaje.

## 2. PROPUESTA GEOTÉCNICA

### 2.1. Exploración y muestreo

Como objetivo principal de la mecánica de suelos, se tienen los de conocer las condiciones estratigráficas del predio, mediante la realización de sondeos profundos, como los realizados en este predio, obteniendo muestras del suelo alteradas pero aún representativas, **SPT Standard Penetration Test (ensayo de penetración estándar)**.

Se realizaron dos sondeos preliminares, obteniendo muestras alteradas representativas, denotados como "SE-1" y "SE-2" utilizando equipo de perforación, penetrómetro estándar y para el estrato duro broca tricónica. Llegando a profundidades de: 18.00 m y 23.46 m respectivamente para cada sondeo, como se muestran en la figuras 2.1.1, 2.1.2 y 2.1.3.



#### CROQUIS

LOCALIZACIÓN DE SONDEOS EN PLANTA  
OBRA: ENTRONQUE " CHAPINGO "  
CARRETERA: LOS REYES - TEXCOCO  
TRAMO: CHAPINGO - TEXCOCO  
km: ENTRADA A LA UNIVERSIDAD DE CHAPINGO,  
EDO. DE MÉXICO.

Figura 2.1.1 Localización de sondeos





**Figura 2.1.2 Sondeo SE-2**



**Figura 2.1.3 Sondeo SE-1**

En las tablas 2.1.1 y 2.1.2 se resume el sondeo "SE-1" que muestran los resultados de la prueba de penetración estándar en el km 0+000.50 a una elevación de 100.00 m, en las cuales se puede constatar que el sondeo consta de una costra superficial a base de arena arcillosa SC según el **SUCS, Unified Soil Classification System, (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos)**; normado también por la **A.S.T.M. D 2487-93, American Society for Testing and Materials, (Sociedad Americana para el Ensayo de Materiales)**. Que va de 0.00 m a 3.00 m de profundidad, a los 6.94 m de profundidad se emplea el avance auxiliar con broca tricónica para pasar estratos duros y al final del sondeo, suelo granular con arena limosa SM (clasificación SUCS) con gravas aisladas de 11.40 m a 18.00 m de profundidad, estrato que rebasa los 50 golpes del ensayo de penetración estándar.

Subsecuentemente en las tablas 2.1.3 y 2.1.4 se resume el sondeo "SE-2" que muestra los resultados de SPT en el km 0+030.50 a una elevación de 99.60 m, cuyos resultados arrojan una costra superficial de arcilla arenosa CL de 0.00 m a 3.60 m de profundidad; a los 7.49 m de profundidad se emplea el avance auxiliar con broca tricónica para pasar estratos duros. Avanzando hasta los 23.46 m de profundidad cuyo último estrato encontrado de 4.26 m de espesor se encuentra constituido por gravas empacadas GM.

SONDEO: SE-1  
 LOCALIZACIÓN: km: 0 + 000.50  
 ELEV: 100.00 m  
 PROCEDIMIENTO: PENETRACIÓN ESTÁNDAR

BARRA PERF: A.W.  
 H = 76.2 cm (altura de caída)  
 W = 63.500 kg (peso del martillo)  
 H\*W = 48.40 kg\*m

OBRA: **ENTRONQUE CHAPINGO**  
 CARRETERA: LOS REYES - TEXCOCO  
 TRAMO: CHAPINGO - TEXCOCO  
 km: ENTRADA A LA UNIVERSIDAD DE CHAPINGO,  
 EDO. DE MÉXICO.

PROF. EN METROS	DESCRIPCIÓN	MUESTRA Nº	DE m	A m	Nº DE GOLPES EN PENETRACIÓN ESTÁNDAR	LONG. RECUPERADA EN cm	OBSERVACIONES
0.00	Arena arcillosa, café claro, con raíces, con gravas (3%), de medianamente compacta a compacta.	1	0.00	0.60	3-16-8	38	
		2	0.60	1.20	8-32-16	42	
		3	1.20	1.80	10-21-12	46	
		4	1.80	2.40	12-26-19	45	
		5	2.40	3.00	10-32-28	49	
3.00	Arcilla poco arenosa (1%), café oscuro, de alta plasticidad, de firme a muy firme.	6	3.00	3.60	4-12-7	52	
		7	3.60	4.20	5-10-16	39	
		8	4.20	4.80	3-10-5	44	
		9	4.80	5.40	6-12-5	50	
		10	5.40	6.00	8-16-12	51	
		11	6.00	6.60	5-10-12	38	
6.60	Arena limosa, gris verdosa, con gravas (7%), muy compacta.	12	6.60	6.94	11-50/19	34	
		-	6.94	7.20	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		13	7.20	7.34	50/14	14	
		-	7.34	7.80	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
8.40	Limo arenoso (48%), café claro, con gravas (2%), muy duro.	14	7.80	7.95	50/15	15	
		-	7.95	8.40	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		15	8.40	8.53	50/13	13	
		-	8.53	9.00	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		16	9.00	9.44	21-50/29	36	
		-	9.44	9.60	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		17	9.60	10.03	18-50/28	31	
		-	10.03	10.20	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
11.40	Arena limosa, café claro, con gravas (5%), muy compacta.	18	10.20	10.62	33-50/27	24	
		-	10.62	10.80	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		19	10.80	11.24	29-50/29	35	
		-	11.24	11.40	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		20	11.40	11.82	39-50/27	31	
-	11.82	12.00	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR		

Tabla 2.1.1 Sondeo SE-1 de 0.00 m a 12.00 m de profundidad

SONDEO: SE-1  
 LOCALIZACIÓN: km: 0 + 000.50  
 ELEV: 100.00 m  
 PROCEDIMIENTO: PENETRACIÓN ESTÁNDAR

BARRA PERF: A.W.  
 H = 76.2 cm (altura de caída)  
 W = 63.500 kg (peso del martillo)  
 H\*W = 48.40 kg·m

OBRA: **ENTRONQUE CHAPINGO**  
 CARRETERA: LOS REYES - TEXCOCO  
 TRAMO: CHAPINGO - TEXCOCO  
 km: ENTRADA A LA UNIVERSIDAD DE CHAPINGO,  
 EDO. DE MÉXICO.

PROF. EN METROS	DESCRIPCIÓN	MUESTRA Nº	DE m	A m	Nº DE GOLPES EN PENETRACIÓN ESTÁNDAR	LONG. RECUPERADA EN cm	OBSERVACIONES
		21	12.00	12.29	33-50/14	28	
		-	12.29	12.60	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		22	12.60	13.04	36-50/29	41	
		-	13.04	13.20	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		23	13.20	13.64	32-50/25	34	
		-	13.64	13.80	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		24	13.80	14.23	38-50/30	33	
		-	14.23	14.40	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		25	14.40	14.84	34-50/28	37	
		-	14.84	15.00	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		26	15.00	15.35	30-50/23	30	
		-	15.35	15.60	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		27	15.60	15.92	29-50/20	28	
		-	15.92	16.20	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		28	16.20	16.34	50/16	16	
		-	16.34	16.80	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		29	16.80	16.95	50/15	15	
		-	16.95	17.40	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		30	17.40	17.52	50/12	12	
		-	17.52	18.00	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
18.00	FIN DEL SONDEO.						

Tabla 2.1.2 Sondeo SE-1 de 12.00 m a 18.00 m de profundidad

SONDEO: SE-2  
 LOCALIZACIÓN: km: 0 + 030.50  
 ELEV: 99.60 m  
 PROCEDIMIENTO: PENETRACIÓN ESTÁNDAR

BARRA PERF: A.W.  
 H = 76.2 cm (altura de caída)  
 W = 63.500 kg (peso del martillo)  
 H\*W = 48.40 kg\*m

OBRA: **ENTRONQUE CHAPINGO**  
 CARRETERA: LOS REYES - TEXCOCO  
 TRAMO: CHAPINGO - TEXCOCO  
 km: ENTRADA A LA UNIVERSIDAD DE CHAPINGO,  
 EDO. DE MÉXICO.

PROF. EN METROS	DESCRIPCIÓN	MUESTRA Nº	DE m	A m	Nº DE GOLPES EN PENETRACIÓN ESTÁNDAR	LONG. RECUPERADA EN cm	OBSERVACIONES
0.00	Arcilla arenosa (4%), café claro con gravas (%), y raíces, de poco firme a dura.	1	0.00	0.60	4-8-4	41	
		2	0.60	1.20	5-14-7	42	
		3	1.20	1.80	12-25-13	45	
		4	1.80	2.40	13-34-28	56	
		5	2.40	3.00	15-30-29	29	
		6	3.00	3.60	22-44-21	37	
3.60	Arcilla poco arenosa (17%), café oscuro, de alta plasticidad, de firme a dura.	7	3.60	4.20	5-10-5	49	
		8	4.20	4.80	5-10-7	46	
		9	4.80	5.40	7-12-5	51	
		10	5.40	6.00	6-13-7	44	
		11	6.00	6.60	17-15-7	47	
		12	6.60	7.20	17-34-21	41	
7.20	Arena fina limosa, café y gris claro, muy compacta.	13	7.20	7.49	21-50/14	28	
		-	7.49	7.80	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		14	7.80	8.19	20-50/24	26	
		-	8.19	8.40	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		15	8.40	8.75	23-50/20	25	
		-	8.75	9.00	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
9.60	Arena poco limosa, café oscuro, con gravas aisladas (8%), de medianamente compacta a muy compacta.	16	9.00	9.29	29-50/14	27	
		-	9.29	9.60	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		17	9.60	9.90	28-50/15	28	
		-	9.90	10.20	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		18	10.20	10.54	34-50/19	33	
		-	10.54	10.80	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		19	10.80	11.09	26-50/14	28	
		-	11.09	11.34	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		20	11.34	11.40	32-50/19	19	
		-	11.40	12.00	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		21	12.00	12.44	22-50/29	26	
		-	12.44	12.60	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR

Tabla 2.1.3 Sondeo SE-2 de 0.00 m a 12.60 m de profundidad

SONDEO: SE-2  
 LOCALIZACIÓN: km: 0 + 030.50  
 ELEV: 99.60 m  
 PROCEDIMIENTO: PENETRACIÓN ESTÁNDAR

BARRA PERF: A. W.  
 H = 76.2 cm. (altura de caída)  
 W = 63.500 kg (peso del martillo)  
 H·W = 48.40 kg·m

OBRA: **ENTRONQUE CHAPINGO**  
 CARRETERA: LOS REYES - TEXCOCO  
 TRAMO: CHAPINGO - TEXCOCO  
 km: ENTRADA A LA UNIVERSIDAD DE CHAPINGO,  
 EDO. DE MÉXICO.

PROF. EN METROS	DESCRIPCIÓN	MUESTRA Nº	DE m	A m	Nº DE GOLPES EN PENETRACIÓN ESTÁNDAR	LONG. RECUPERADA EN cm	OBSERVACIONES
		22	12.60	13.20	36-48-50	23	
		23	13.20	13.80	21-32-31	24	
		24	13.80	14.40	10-21-29	36	
		25	14.40	15.00	18-40-25	29	
		26	15.00	15.60	16-40-30	28	
		27	15.60	16.20	20-42-29	37	
		28	16.20	16.80	10-21-14	23	
16.80	Arena limosa, café poco verdoso, con gravas (8%), muy compacta.	29	16.80	17.14	18-50/19	33	
		-	17.14	17.40	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		30	17.40	17.70	18-50/15	26	
		-	17.70	18.00	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		31	18.00	18.35	29-50/20	32	
		-	18.35	18.60	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		32	18.60	18.89	38-50/14	29	
		-	18.89	19.20	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
19.20	Gravas empacadas, en limo poco arenoso, café claro, muy compacta.	33	19.20	19.45	36-50/10	21	
		-	19.45	19.80	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		34	19.80	19.94	50/14	14	
		-	19.94	20.40	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		35	20.40	20.74	32-50/19	31	
		-	20.74	21.00	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		36	21.00	21.15	50/15	15	
		-	21.15	21.60	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		37	21.60	21.86	38-50/11	24	
		-	21.86	22.20	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		38	22.20	22.34	50/14	14	
		-	22.34	22.80	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
		39	22.80	22.90	50/10	10	
		-	22.90	23.40	TRICÓNICA	-	AVANCE AUXILIAR
23.46	FIN DEL SONDEO.	40	23.40	23.46	50/6	6	

Tabla 2.1.4 Sondeo SE-2 de 12.60 m a 23.46 m de profundidad.

## 2.2. Pruebas de laboratorio efectuadas

A continuación se muestra el resumen de resultados de las pruebas de penetración estándar y de laboratorio. Para el sondeo SE-1 figura 2.2.1 encontramos en el primer estrato de 0 a 3.0 m de profundidad, arena arcillosa, con 10% de humedad, límite líquido de 40% y límite plástico de 19%. Segundo estrato conformado por arcilla arenosa hasta 6.60 m de profundidad, humedad máxima de 46%, límite líquido de 74% y límite plástico de 26%.

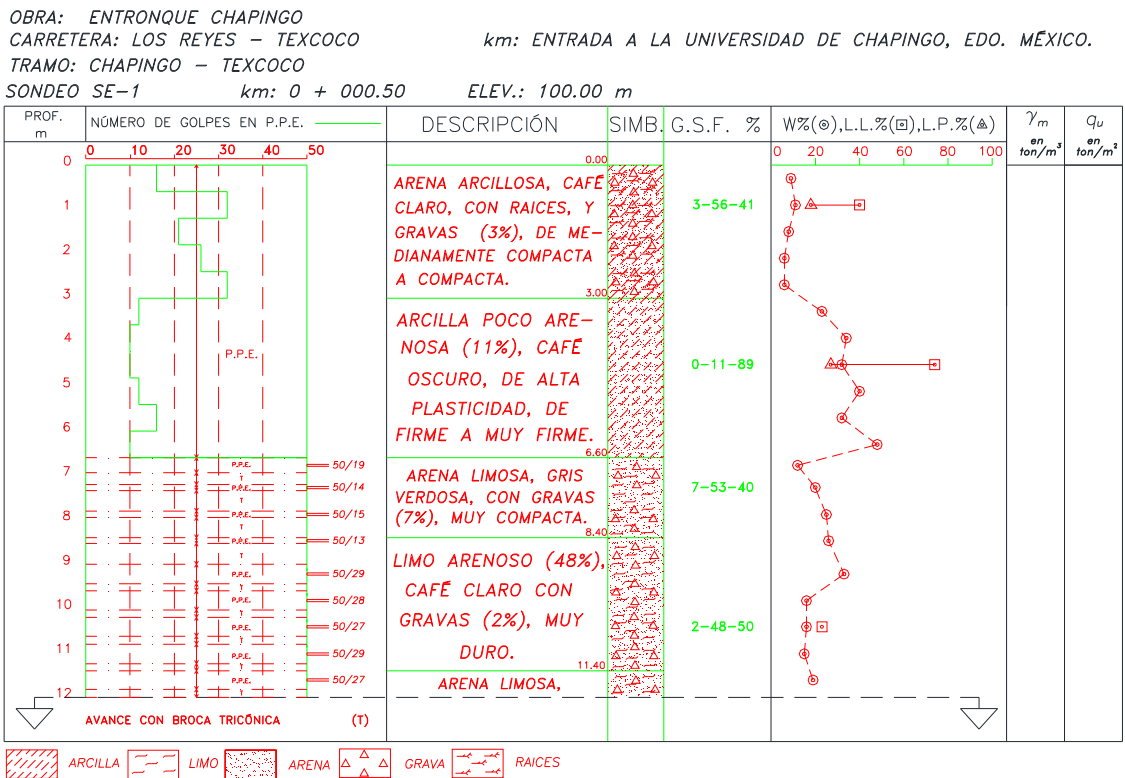


Figura 2.2.1 Sondeo SE-1 profundidad 0.0 m a 12.00 m

El tercer estrato a partir de éste se utiliza el avance auxiliar para continuar con el ensaye, formado por arena limosa hasta 8.40 m de profundidad con 25% de humedad máxima. Cuarto estrato limo arenoso hasta 11.40 m con 33% de humedad máxima. Sexto y séptimo estrato, figura 2.2.2, arena limosa, arena muy compacta, 19% y 18% de humedad máxima respectivamente.

OBRA: ENTRONQUE CHAPINGO  
 CARRETERA: LOS REYES – TEXCOCO km: ENTRADA A LA UNIVERSIDAD DE CHAPINGO, EDO. MÉXICO.  
 TRAMO: CHAPINGO – TEXCOCO  
 SONDEO SE-1 km: 0 + 000.50 ELEV.: 100.00 m

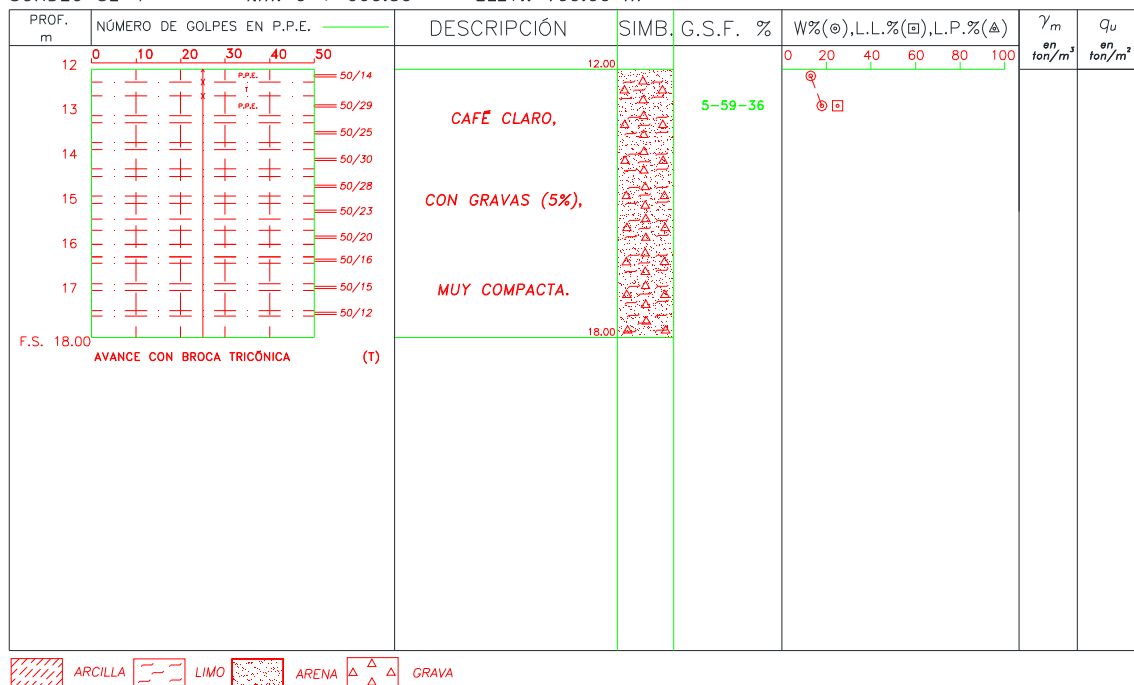


Figura 2.2.2 Sondeo SE-1 profundidad 12.00 m a 18.00 m

Para el sondeo SE-2, figura 2.2.3, encontramos en el primer estrato de 0 a 3.60 m de profundidad, arcilla arenosa con humedad máxima de 13%, límite plástico de 18%, límite líquido de 40%. Segundo estrato hasta 7.20 m de profundidad humedad máxima de 51%, límite plástico de 26%, límite líquido de 74%. Tercer estrato arena limosa humedad máxima de 18%. Cuarto estrato hasta 12.00 m de profundidad formado por arena limosa, humedad máxima de 29%.



OBRA: ENTRONQUE CHAPINGO  
 CARRETERA: LOS REYES - TEXCOCO

km: ENTRADA A LA UNIVERSIDAD DE CHAPINGO, EDO. MÉXICO.

TRAMO: CHAPINGO - TEXCOCO

SONDEO SE-2 km: 0 + 030.50 ELEV.: 99.60 m

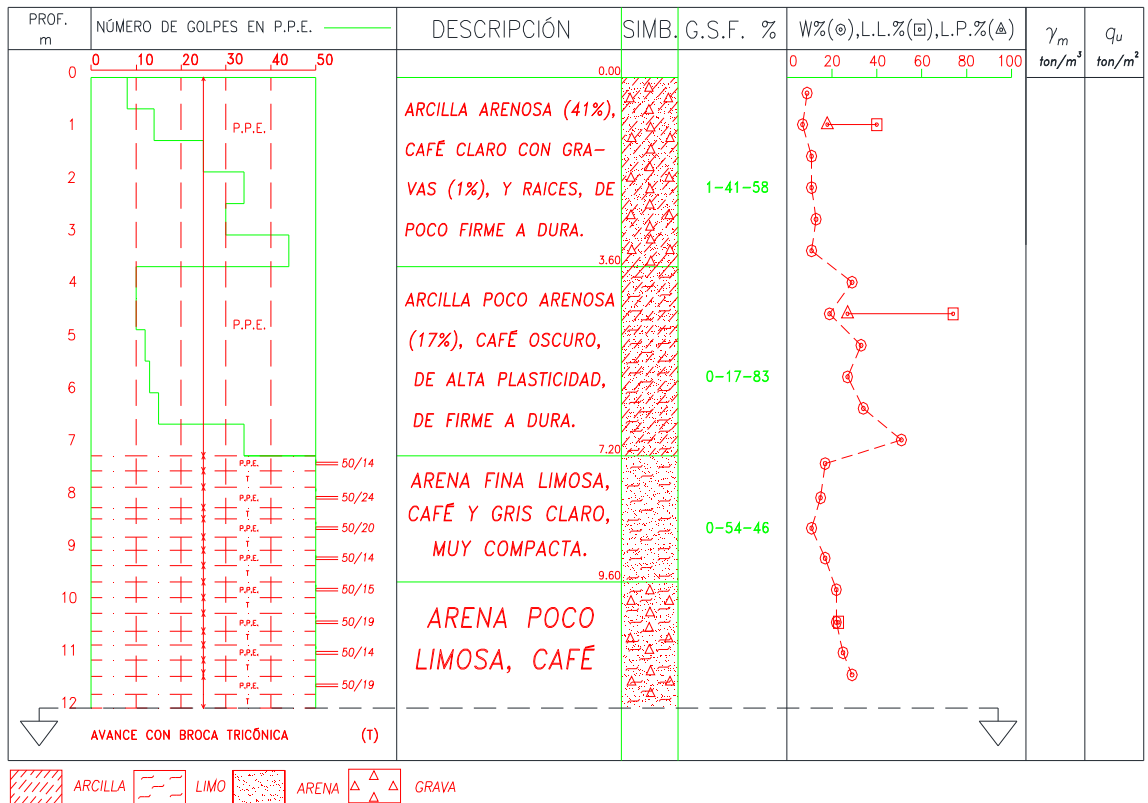


Figura 2.2.3 Sondeo SE-2 profundidad 0.0 m a 12.00 m

Se observa en la figura 2.2.4 el quinto estrato formado por arena limosa con unas trazas de grava y 24% de humedad máxima, hasta los 16.80 m de profundidad. El sexto estrato formado por arena limosa compacta hasta 19.20 m de profundidad con 17% de humedad máxima, estrato en el cual se emplea avance auxiliar. Séptimo estrato hasta 23.46 m de profundidad con 19% de humedad máxima.

OBRA: ENTRONQUE CHAPINGO  
 CARRETERA: LOS REYES – TEXCOCO  
 TRAMO: CHAPINGO – TEXCOCO  
 SONDEO SE-2

km: ENTRADA A LA UNIVERSIDAD DE CHAPINGO, EDO. MÉXICO.

km: 0 + 030.50 ELEV.: 99.60 m

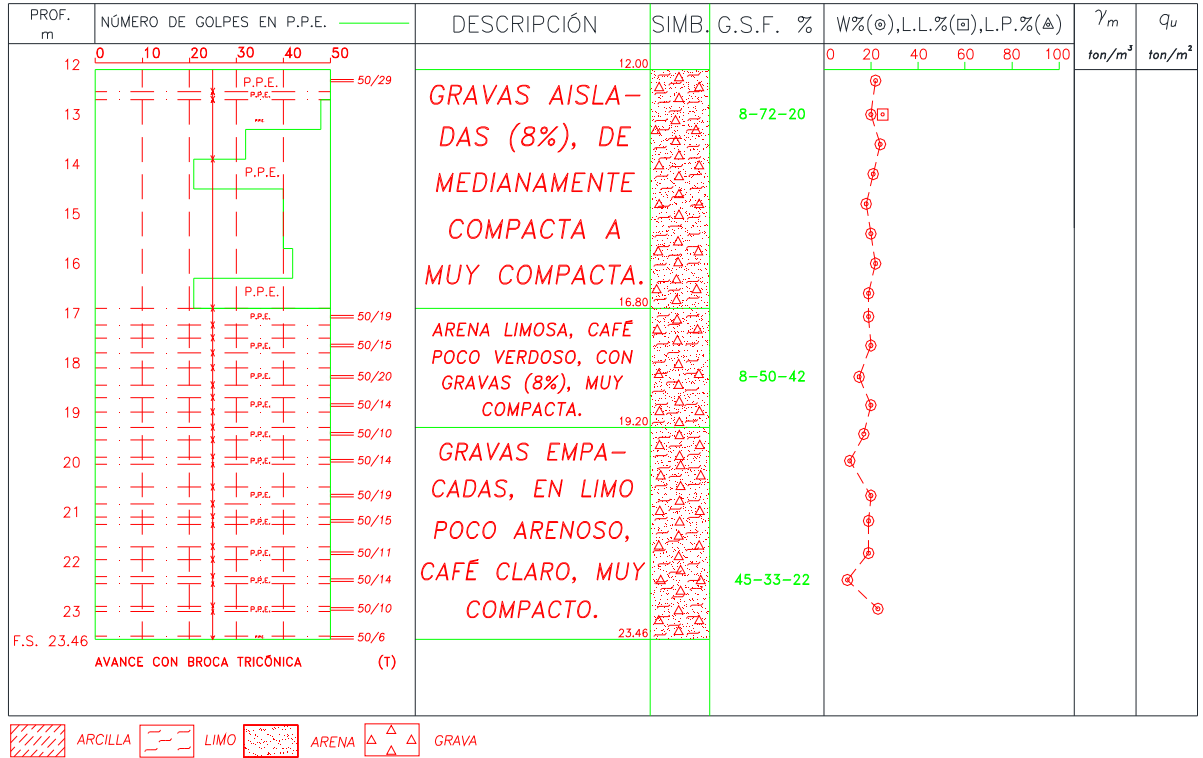


Figura 2.2.4 Sondeo SE-2 profundidad 12.00 m a 23.46 m

### 2.3. Estratigrafía y tipos de formación

Las características obtenidas de los sondeos SPT realizados, se confirma que el trazo del entronque se encuentra en la región geotécnica II de acuerdo a la zonificación geotécnica figura 2.3.1, correspondiente a las NTCDG. Encontrando predominantemente limos arenosos como geología superficial predominante.

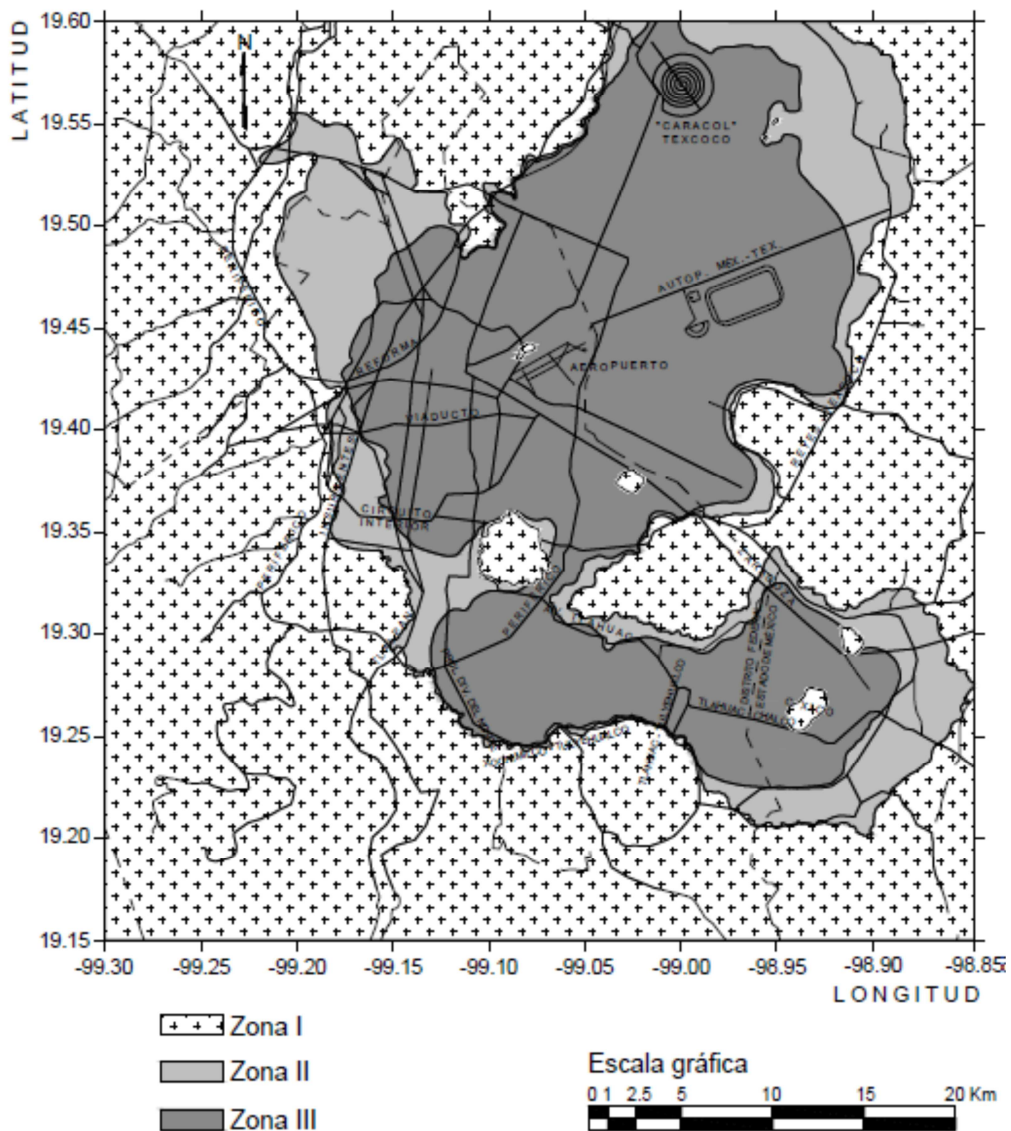


Figura 2.3.1 Se muestra la zonificación geotécnica de la ciudad de México

En el sondeo número uno, SE - 1 se encontró la siguiente estratigrafía, figura 2.3.2.

De 0.00 m a 3.00 m	Arena arcillosa, café claro, con raíces (3%), de medianamente compacta a compacta.
De 3.00 m a 6.60 m	Arcilla poco arenosa (11%), café oscuro, de alta plasticidad, de firme a muy firme.
De 6.60 m a 8.40 m	Arena limosa, gris verdosa, con gravas (7%), muy compacta.
De 8.40 m a 11.40 m	Limo arenoso (48%), café claro, con gravas (2%), muy duro.
De 11.40 m a 18.00 m	Arena limosa, café claro con gravas (5%), muy compacta.
Fin del sondeo 18.00 m	

En el sondeo número dos, SE - 2 se encontró la siguiente estratigrafía, figura 2.3.3.

De 0.00 m. a 3.60 m.	Arcilla arenosa (41%), café claro con gravas (1%), y raíces, de poco firme a dura.
De 3.60 m a 7.20 m	Arcilla poco arenosa (17%), café oscuro, de alta plasticidad, de firme a dura.
De 7.20 m a 9.60 m	Arena fina limosa, café y gris claro, muy compacta.
De 9.60 m a 16.80 m	Arena poco limosa, café oscuro, con gravas aisladas (8%), de medianamente compacta a muy compacta.
De 16.80 m a 19.20 m	Arena limosa, café, poco verdoso, con gravas (8%), muy compacta.
De 19.20 m. a 23.46 m	Gravas empacadas, en limo poco arenoso, café claro, muy compacta.
Fin del sondeo 23.46 m	

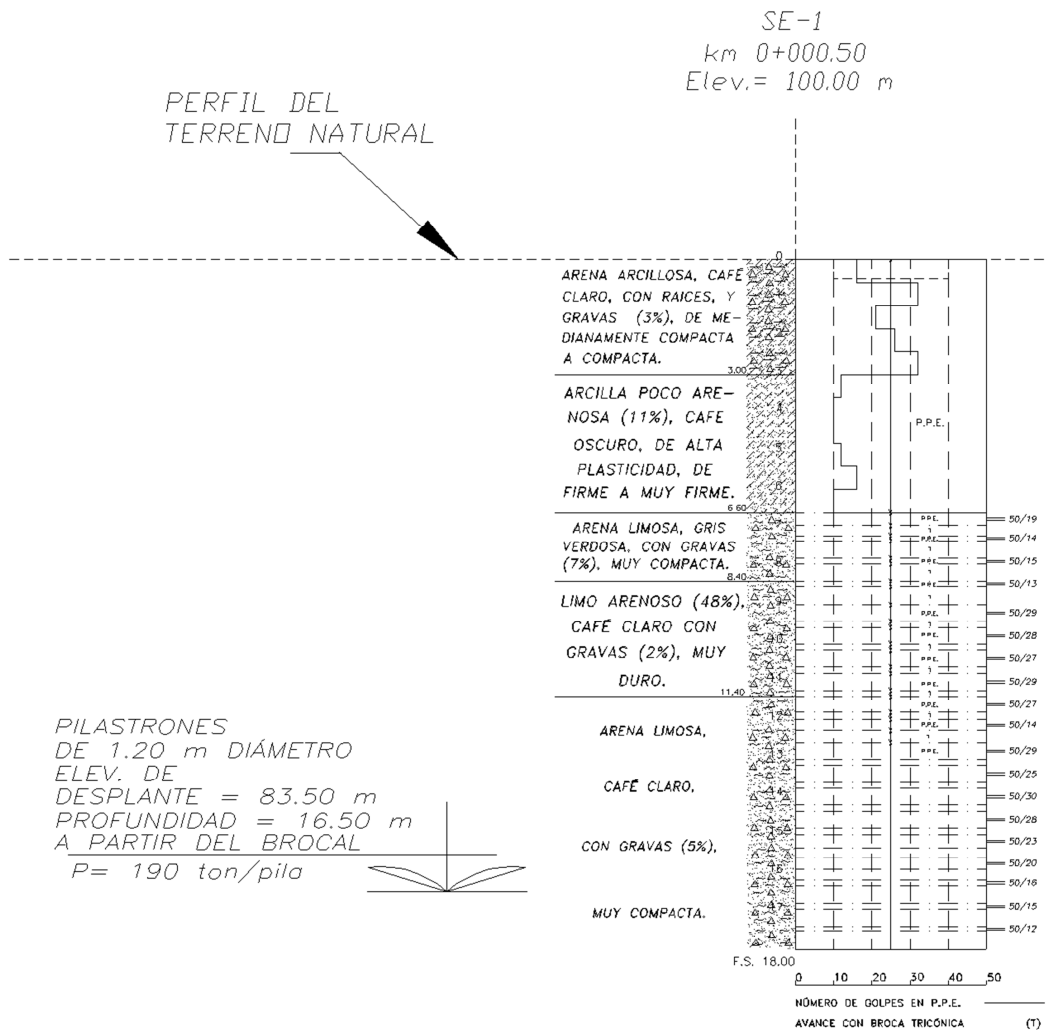


Figura 2.3.2 se muestra el perfil estratigráfico correspondiente al SE-1

SE-2  
 km 0+030.50  
 Elev.= 99.60 m

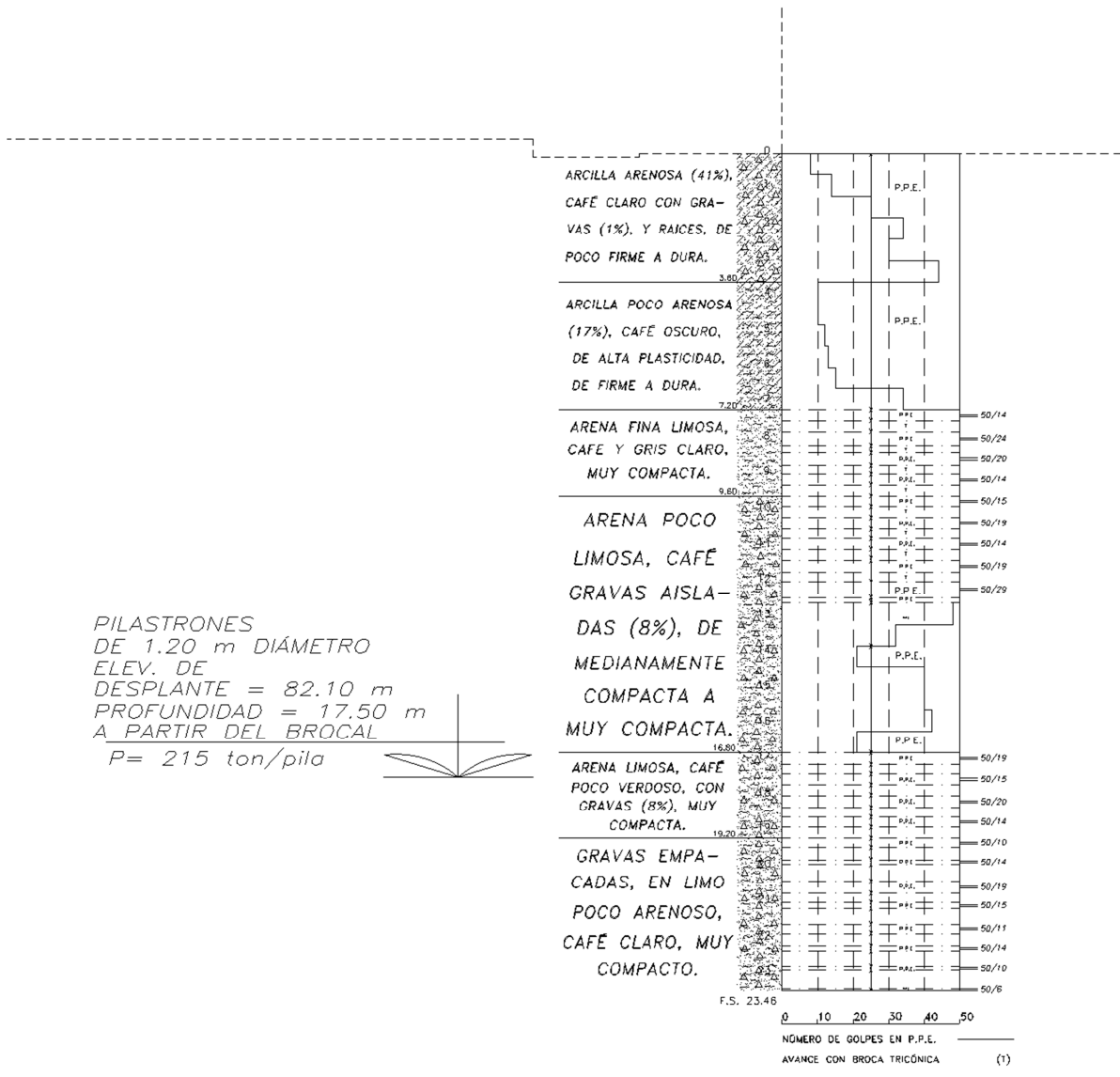


Figura 2.3.3 se muestra el perfil estratigráfico correspondiente al SE-2

## 2.4. Memoria de cálculo

### 2.4.1. Capacidad de carga

Para pilastrones de 1.20 m de diámetro ( $D$ ).

El desplante para el sondeo SE – 1, se hará sobre arena limosa, café claro con gravas (5%), muy compacta, a la cual se le considera un comportamiento friccionante con los siguientes parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, obtenidos con prueba triaxial CD (prueba lenta o consolidada drenada):

$$\phi' = 28^\circ, \quad c = 0 \text{ ton/m}^2$$

Utilizando el criterio de Karl Terzaghi tenemos la siguiente ecuación y los siguientes factores de capacidad de carga:

$$q_c = cN_c p_c + \gamma D_f N_q p_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma p_\gamma \quad \text{ec. 2.4.1.1}$$

$q_c$	esfuerzo máximo aplicable a la cimentación
$c$	cohesión del suelo
$\gamma D_f$	sobrecarga a nivel de desplante de la cimentación
$B$	ancho de cimentación
$\gamma$	peso volumétrico del suelo
$N_c, N_q, N_\gamma$	factores de capacidad de carga que dependen únicamente del ángulo de fricción interna
$p_c$	factor de capacidad de carga debido a la cohesión
$p_q$	factor de capacidad de carga debido a sobrecarga
$p_\gamma$	factor de capacidad de carga debido a peso específico del suelo

Donde:

$$N_q = 18.6, \quad N_\gamma = 15.7$$

Para una profundidad mínima de desplante de 16.50 m

$$D_f = 16.50 \text{ m}$$

Para pilastrones de diámetro ( $D$ ) igual a 1.20 m se tiene:

Sondeo N°	$\gamma_1$ ton/m <sup>3</sup>	$D_f$ m	$N_q$	$\gamma_2$ ton/m <sup>3</sup>	$D$ m	$N_\gamma$	$\gamma D_f N_q$ ton/m <sup>2</sup>	$\frac{1}{2} \gamma D N_\gamma$ ton/m <sup>2</sup>	$q_c$ ton/m <sup>2</sup>	$q_p$ ton/m <sup>2</sup>	$P$ ton
SE - 1	1.60	16.50	18.60	1.80	1.20	15.7	490.51	16.96	507.47	169.16	191.31

**Tabla 2.4.1.1 Capacidad de carga para SE-1**

El desplante para el sondeo SE - 2, se hará sobre arena fina limosa, café y gris claro, muy compacta, a la cual se le considera un comportamiento friccionante con los siguientes parámetros de resistencia al esfuerzo cortante, obtenidos de una prueba triaxial CD (prueba lenta o consolidada drenada):

$$\phi' = 28^\circ, \quad c = 0 \text{ ton/m}^2$$

Utilizando el criterio de Karl Terzaghi tenemos la ecuación 2.4.1.1 y los siguientes factores de capacidad de carga:

$$N_q = 18.6, \quad N_\gamma = 15.7$$

Para una profundidad mínima de desplante de 17.50 m.

$$D_f = 17.50 \text{ m}$$

Para pilastrones de diámetro ( $D$ ) igual a 1.20 m se tiene:



Sondeo N°	$\gamma_1$ ton/m <sup>3</sup>	$D_f$ m	$N_q$	$\gamma_2$ ton/m <sup>3</sup>	$D$ m	$N_\gamma$	$\gamma D_f N_q$ ton/m <sup>2</sup>	$\frac{1}{2} \gamma D N_\gamma$ ton/m <sup>2</sup>	$q_c$ ton/m <sup>2</sup>	$q_p$ ton/m <sup>2</sup>	$P$ ton
SE – 2	1.70	17.50	18.60	1.80	1.20	15.7	552.76	16.96	569.71	189.90	214.78

**Tabla 2.4.1.2 Capacidad de carga para SE-2**

## 2.4.2 Asentamientos totales

Para el cálculo de asentamientos de pilastrones de diámetro ( $D$ ) se utilizó la siguiente expresión obtenida por Schleicher solución elástica para una placa rígida apoyada en un medio semi infinito elástico, homogéneo e isótropo, en base a la teoría de Elasticidad para los sondeos SE – 1 y SE – 2:

$$\delta = qD \left( \frac{1-\nu^2}{E_s} \right) I_w \quad \text{ec. 2.4.2.1}$$

Donde:

$q$	Presión máxima admisible, en ton/m <sup>2</sup>
$D$	Diámetro del pilastrón, en m
$\nu$	Relación de Poisson
$I_w$	Coefficiente de forma
$E_s$	Módulo de elasticidad, en ton/m <sup>2</sup>

Un valor de la relación de Poisson  $\nu = 0.3$  y un valor para el factor de influencia de  $I_w = 0.79$  para una sección circular con lo cual se obtienen los siguientes resultados:

Sondeo N°	$q$ ton/m <sup>2</sup>	$D$ m	$\nu$	$1-\nu^2$	$I_w$	$q D (1-\nu^2) I_w$	$E_s$ ton/m <sup>2</sup>	$\delta$ m
SE – 1	169	1.20	0.30	0.91	0.79	145.93	7000	0.02
SE – 2	190	1.20	0.30	0.91	0.79	163.83	8000	0.02

**Tabla 2.4.2.1 Asentamientos totales en SE – 1 y SE – 2**

### 2.4.3 Empuje de tierras

El empuje lateral sobre los estribos, debido al relleno formado por una arena limosa con peso específico de  $1.85 \text{ ton/m}^3$ , conformando los accesos al entronque, estará determinado de acuerdo con su movimiento relativo con respecto a estos:

Considerando  $\phi = 30^\circ$ ,  $\gamma_m = 1.85 \text{ ton/m}^3$ .

$$\tan^2(\phi) = (0.5774)^2 = 0.3333$$

$$45^\circ - \frac{\phi}{2} = 45^\circ - 15^\circ = 30^\circ$$

$$45^\circ + \frac{\phi}{2} = 45^\circ + 15^\circ = 60^\circ$$

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi) = 0.50$$

$$K_A = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = 0.33$$

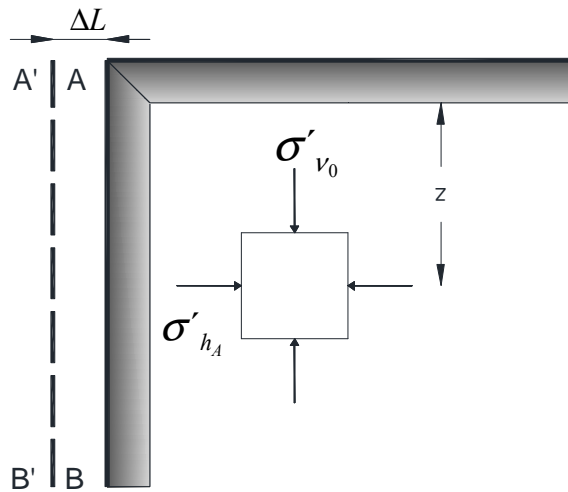
$$K_P = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) = 3.00$$

Empuje activo: ( $E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma_m H^2$ ) si la estructura y el terraplén tienden a separarse, será de 16.07 ton. Representado con la ecuación 2.4.3.1 y esquemáticamente en la figura 2.4.3.1.

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma_m H^2 = \frac{1}{2} (0.33) (1.85) H^2 = 0.31 H^2 = 16.07 \text{ ton} \quad \text{ec. 2.4.3.1}$$

Peso específico del suelo =  $\gamma$

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$



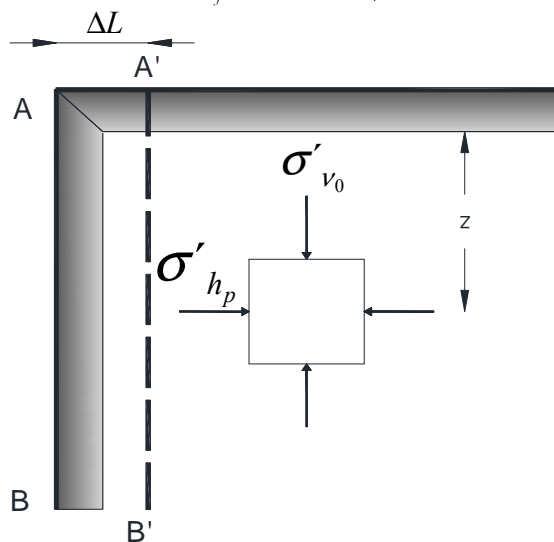
**Figura 2.4.3.1 Empuje activo de tierra de Rankine**

Empuje pasivo: ( $E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_m H^2$ ) si la estructura tiene movimientos horizontales relativos hacia el relleno, será de 0 ton. Representado con la ecuación 2.4.3.2 y esquemáticamente en la figura 2.4.3.2.

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma_m H^2 = \frac{1}{2} (3.00) (1.85) H^2 = 2.78 H^2 = 0 \text{ ton} \quad \text{ec. 2.4.3.2}$$

Peso específico del suelo =  $\gamma$

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$



**Figura 2.4.3.2 Empuje pasivo de tierra de Rankine**

Empuje en Reposo: ( $E_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma_m H^2$ ) si no se esperan movimientos relativos entre estructura y el terraplén, será de 23.85 ton. Representado con la ecuación 2.4.3.3 y esquemáticamente en la figura 2.4.3.3.

$$E_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma_m H^2 = \frac{1}{2} (0.50) (1.85) H^2 = 0.46 H^2 = 23.85 \text{ ton} \quad \text{ec. 2.4.3.3}$$

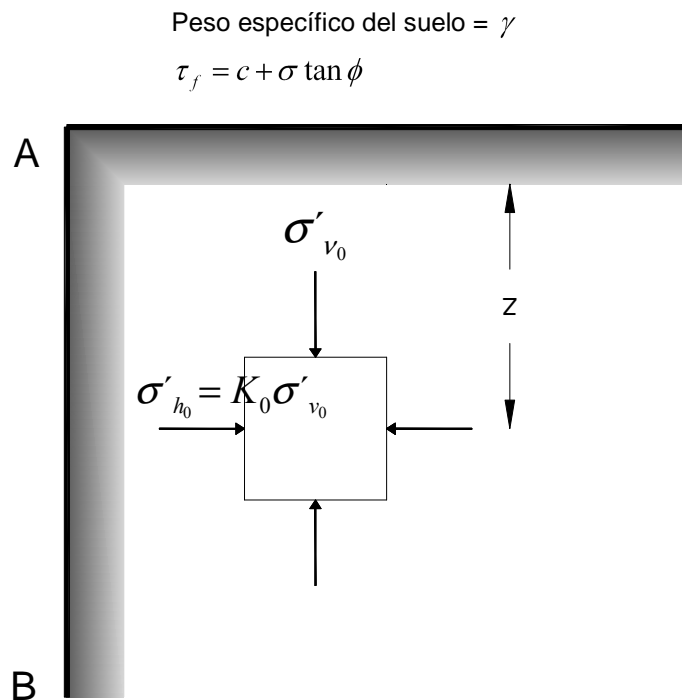


Figura 2.4.3.3 Empuje en reposo de tierras en reposo

## 2.5. Recomendaciones

De acuerdo con la regionalización sísmica de la República Mexicana, el cruce donde se construirá el entronque se localiza dentro de la zona sísmica *B*, y conforme a las características topográficas y estratigráficas del sitio de cruce se recomienda lo siguiente para la estructura en proyecto:

- 1 Cimentación profunda a base de pilastrones con diámetro (*D*) colados en el lugar con excavación previa ademada con polímeros. En la tabla 2.5.1 se resumen los sondeos, profundidad, desplante y capacidad de carga para pilastrones de 1.20 m de diámetro.

SONDEO N°	Profundidad mínima de desplante a partir del brocal, m	Elevación mínima de desplante, m	Capacidad de carga máxima admisible P, ton
SE – 1	16.50	83.50	190
SE – 2	17.50	82.10	215

**Tabla 2.5.1 Resumen de sondeos realizados en área de estudio**

3. Una vez alcanzada la elevación de desplante, se deberá verificar que los materiales encontrados sean los previstos; en caso contrario se recomienda solicitar una visita a la obra de un ingeniero especialista, con objeto de determinar lo que procede en dicho caso.
4. Procedimiento constructivo de los pilastrones:
  - a) La separación mínima entre pilastrones será centro a centro de dos veces y media el diámetro de los pilastrones.
  - b) Para la estabilización de las paredes se emplearán polímeros, mezclados en planta, que se irán vaciando a la perforación conforme esta se profundice manteniéndolo al mismo nivel que el del tirante de agua que rodea al tubo. La mezcla tendrá un proporción en volumen de 1:1000 (polímeros: agua), es decir, 1 litro de polímero por 1000 L de agua. Con los siguientes parámetros físicos: viscosidad Marsh 40 a 55 s/l y PH 7-9.
  - c) Al llegar la perforación a la profundidad de desplante de los pilastrones,

autorizada por la supervisión geotécnica, se realizará una limpieza del fondo de la excavación, de todos los materiales sueltos, empleando un bote inglés.

d) Inmediatamente después de hacer limpieza del fondo de la perforación se bajará el armado colocando sus respectivos separadores comúnmente denominados como pollos y se colará el pilastrón anotando el avance en la gráfica de colado.

e) El armado se introducirá a la perforación momentos antes de realizar el colado, con sus separadores correspondientes para un correcto centrado y con suficiente abastecimiento de concreto al iniciar el vaciado, evitando juntas constructivas durante colado.

f) Con objeto de desplazar los cuerpos extraños en el interior del tubo tremie, previamente al colado, se colocará en la parte superior de éste, una cámara de balón, inflada a un diámetro ligeramente mayor al diámetro del tubo, que será empujada por el peso del concreto y a su vez, debido al peso del concreto, desplazará los cuerpos extraños del interior del tubo.

g) Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado, como el que se muestra en la figura 2.5.1, el que se cotejará con la cubicación de la misma.

### VOLUMEN TEÓRICO Y REAL m<sup>3</sup>

PROFUNDIDAD m	Junta lavada 1 2 3	Tremie 1 2 3	(Brocal / Ademe)	volumen (m <sup>3</sup> )																		
	Profundidad (m)																					
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td colspan="2" style="text-align: right;">N° de Pila: _____</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Valores del polímero antes del colado</td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">Densidad: _____</td> <td style="width: 50%;">PH _____</td> </tr> <tr> <td colspan="2">Nivel superior del brocal/ademe: _____</td> </tr> <tr> <td style="width: 50%;">Fondo de pila: _____</td> <td style="width: 50%;">Niveles proyecto Desde el brocal/ademe</td> </tr> <tr> <td>Concreto sano: _____</td> <td>_____</td> </tr> <tr> <td>Concreto real: _____</td> <td>_____</td> </tr> <tr> <td>Vol. teórico proyecto: _____</td> <td>Vol. calculado: _____</td> </tr> <tr> <td>Sobrevol. proyecto: _____</td> <td>Sobrevol. calculado: _____</td> </tr> </table>					N° de Pila: _____		Valores del polímero antes del colado		Densidad: _____	PH _____	Nivel superior del brocal/ademe: _____		Fondo de pila: _____	Niveles proyecto Desde el brocal/ademe	Concreto sano: _____	_____	Concreto real: _____	_____	Vol. teórico proyecto: _____	Vol. calculado: _____	Sobrevol. proyecto: _____	Sobrevol. calculado: _____
N° de Pila: _____																						
Valores del polímero antes del colado																						
Densidad: _____	PH _____																					
Nivel superior del brocal/ademe: _____																						
Fondo de pila: _____	Niveles proyecto Desde el brocal/ademe																					
Concreto sano: _____	_____																					
Concreto real: _____	_____																					
Vol. teórico proyecto: _____	Vol. calculado: _____																					
Sobrevol. proyecto: _____	Sobrevol. calculado: _____																					
<p>GRAFICA DE COLADO PILAS CIRCULARES</p> <p>Obra: _____ N° Obra _____</p> <p>Turno: _____ Fecha: _____</p>																						
	(Fondo de la pila)																					

### Figura 2.5.1 Gráfica de colado de pilas circulares

- h) Se recomienda usar concreto con revenimiento de 16.00 cm para conservar la trabajabilidad del concreto al momento de realizar el colado.
  - i) Se deberá llevar un registro de la localización de los pilastrones, las dimensiones de las perforaciones, las fechas de la perforación y colado, el volumen de concreto vaciado a las perforaciones, la profundidad y espesor de los materiales encontrados y las características de los materiales de apoyo.
5. Bajo estas condiciones los asentamientos totales que se pudieran presentar en la estructura no serán mayores de 0.02 m y se presentarán en su mayor parte durante la construcción.
  6. No se tendrán problemas de capacidad de carga ni de hundimientos para terraplenes con una altura máxima de 8.00 m.
  7. Los terraplenes de acceso, se podrá construir con arena limosa cuyo peso volumétrico sea de 1.85 ton/m<sup>3</sup> con taludes 1.7:1. Los taludes de los terraplenes se deberán proteger con sistemas de vegetación. En el caso de los taludes interiores se podrá considerar como alternativa su protección con zampeados.
  8. No se tendrán problemas de estabilidad en los terraplenes de acceso y sus asentamientos serán de orden despreciable.

### Memoria de cálculo de zapata y pilas circulares

- De la mecánica de suelos se obtuvo que la capacidad de carga de cada pilastrón es de 190 ton.
- Presión de diseño para los estados límites:  $P_R = 167.00 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$

- Del análisis estructural realizado con "SAP2000® v.14.0", la descarga de la columna se obtiene:  $P = 1001.142 \text{ ton}$ ;  $M = 1642.297 \text{ (ton)(m)}$  Descarga de la columna más la cimentación:

$$P_1 = 1001.142 + 245 = 1246.14 \text{ ton}$$

- Obteniendo la carga axial de diseño, multiplicando la descarga de la columna más la zapata, ecuación 2.5.1:

$$P_U = (1.4)(1246.142) = 1744.59 \text{ ton} \quad \text{ec. 2.5.1}$$

- Obteniendo el ancho necesario para una zapata cuadrada de ancho B, ecuación 2.5.1:

$$B = \sqrt{\frac{P_U}{P_R}} = \sqrt{\frac{1744.59}{26.72}} = 8.08 \text{ m} \quad \text{ec. 2.5.2; Redondeando al entero } B = 8.0 \text{ m}$$

- Calculando la presión de contacto para dimensionamiento de la zapata, se calcula sin considerar el peso de la cimentación, con la ecuación ec. 2.5.2:

$$p_u = \frac{P_U}{(B)(B)} = \frac{1744.59}{(8.0)(8.0)} = 30.05 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

- Calculando el peralte de la zapata por resistencia a la falla por punzonamiento, en el lecho inferior. Se usará una zapata de espesor constante, La sección crítica es un perímetro a una distancia de la mitad del peralte efectivo de la zapata, medida desde el paño de la columna. La fuerza cortante que actúa en la sección crítica es, de acuerdo a las ecuaciones 2.5.3 y 2.5.4 respectivamente:

$$V_u = p_u [B^2 - (c_1 + d)^2] = 30.05 [8.0 - (1.30 + 1.40)^2] = 1704.04 \text{ ton} \quad \text{ec. 2.5.3}$$

El área de la sección crítica vale:  $S = (4)(d)(c_1 + d) = 151200 \text{ cm}^2 \quad \text{ec. 2.5.4}$

- Por lo tanto el esfuerzo cortante último es, ecuación 2.5.5:

$$v_u = \frac{V_u}{S} = \frac{1704040}{151200} = 10.22 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{ec. 2.5.5}$$

- De acuerdo con el reglamento de construcción para el Distrito Federal (RCDF) el esfuerzo cortante resistente es, ecuación 2.5.6:



$$V_R = (F_R)(\sqrt{f^*c}) = (0.8) \left[ \sqrt{(0.8)(250)} \right] = 11.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{ec. 2.5.6}$$

Por lo tanto el peralte es correcto, ya que, el esfuerzo cortante último es menor que el cortante resistente:

$$v_u = \frac{V_u}{S} = \frac{1704040}{151200} = 10.22 \leq V_R = (F_R)(\sqrt{f^*c}) = (0.8) \left[ \sqrt{(0.8)(250)} \right] = 11.31 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Refuerzo por flexión; ecuación 2.5.7.

$$M_u = p_u \left( \frac{B}{8} \right) (B - c_1) = 30.05 \left( \frac{8.0}{8} \right) (8.0 - 1.30) = 1223.67 \text{ (ton)(m)} \quad \text{ec. 2.5.7}$$

- Para una sección subreforzada puede calcularse el área de refuerzo con la ecuación 2.5.8, aproximada:

$$A_s = \frac{M_u}{(F_R)(j)(d)(f_y)} = \frac{122367000}{(0.9)(0.9)(140)(4200)} = 256.92 \text{ cm}^2 \quad \text{ec. 2.5.8}$$

- Si se refuerza con varillas del #8, el área de la varilla corrugada es  $A_b = 5.07 \text{ cm}^2$  cuya separación será, obtenida con la ecuación 2.5.9:

$$s = \frac{(B)(A_b)}{A_s} = \frac{(800 \text{ cm})(5.07 \text{ cm}^2)}{256.92 \text{ cm}^2} = 15.79 \text{ cm} \approx 16.00 \text{ cm} \quad \text{ec. 2.5.9}$$

Se utilizará varilla # 8 @ 14 cm en ambas direcciones para cumplir con la cuantía mínima de acero, como se considera en la ecuación 2.5.10.

$$p = \frac{A_b}{(s)(d)} = \frac{5.07 \text{ cm}^2}{(14 \text{ cm})(140 \text{ cm})} = 0.003 \quad \text{ec. 2.5.10}$$

- El refuerzo mínimo por cambios volumétricos es  $0.002 < 0.006$  y el refuerzo mínimo por flexión, está dado por la ecuación 2.5.11:

$$p_{\min} = \frac{0.7(\sqrt{f'c})}{f_y} = 0.003 \quad \text{ec. 2.5.11}$$

El refuerzo propuesto, cumple con las condiciones del RCDF, por lo tanto es correcto para esta condición.

- Para estructuras enterradas el recubrimiento mínimo se considera de  $r = 5$  cm. El peralte total de la zapata resulta, de acuerdo a ecuación 2.5.12:

$$h = d + \frac{d_b}{2} + (2)(r) = 140 \text{ cm} + \frac{2.54 \text{ cm}}{2} + (10 \text{ cm}) = 151 \text{ cm} \approx 160 \text{ cm} \text{ ec. 2.5.12}$$

- Realizando una revisión por flexión, punzonamiento y por cortante de viga. Para el lecho superior, considerando los momentos y cargas de diseño del análisis estructural realizado con “SAP2000® v.14.0”:

$$M_x = 418.64 \text{ (ton)(m)}; M_y = 1588.04 \text{ (ton)(m)}$$

El dimensionamiento de la zapata quedó definido anteriormente, la carga total sobre el terreno se incluirá el factor de carga según el RCDF, ecuación 2.5.13.

$$N_u = (1.4)(P) = 1401.60 \text{ ton} \quad \text{ec. 2.5.13}$$

La carga aplicada con excentricidad en “X”, “Y”, ecuaciones 2.5.14 y 2.5.15 respectivamente:

$$e_x = \frac{(F_c)(M_x)}{N_u} = \frac{(1.4)(418.64 \text{ (ton)(m)})}{1401.60 \text{ ton}} = 0.41 \text{ m} \quad \text{ec. 2.5.14}$$

$$e_y = \frac{(F_c)(M_y)}{N_u} = \frac{(1.4)(1588.04 \text{ (ton)(m)})}{1401.60 \text{ ton}} = 1.59 \text{ m} \quad \text{ec. 2.5.15}$$

- La presión sobre el suelo considerando la hipótesis de una presión uniforme resulta de, ecuación 2.5.16:

$$p_u = \frac{N_u}{(A - 2e_x)(B - 2e_y)} = \frac{1401.60 \text{ ton}}{[8.0 \text{ m} - (2(0.41 \text{ m}))][8.0 \text{ m} - (2(1.59 \text{ m}))]} = 40.53 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

ec. 2.5.16

- El área de la sección crítica vale, ecuación 2.5.17:

$$A_p = (4)(d)(c_1 + d) = 176700 \text{ cm}^2 \quad \text{ec. 2.5.17}$$

- La fuerza cortante que actúa en la sección crítica se obtiene restando de la carga de la columna la reacción en la parte de la zapata que se encuentra en esa sección, y su esfuerzo respectivo. De acuerdo a las ecuaciones 2.5.18 y 2.5.19:

$$V_u = (F_c)(P) - (p_u)(d^2) = (1.4)(1401.60 \text{ ton}) - (40.53 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2})(1.55 \text{ m})^2 = 1304.23 \text{ ton}$$

ec. 2.5.18

$$v_u = \frac{V_u}{A_p} = \frac{1304230 \text{ kg}}{176700 \text{ cm}^2} = 7.38 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{ec. 2.5.19}$$

- La fracción del momento que produce esfuerzos cortantes está dada por la ecuación 2.5.20:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \left( \frac{c_1 + d}{c_2 + d} \right)^{0.5}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \left( \frac{1.3 \text{ m} + 1.55 \text{ m}}{3.33 \text{ m} + 1.55 \text{ m}} \right)^{0.5}} = 0.34 \quad \text{ec. 2.5.20}$$

Utilizando el momento en la dirección más grande, ya que es de mayor magnitud:

$$(\alpha)(M_y) = 538.86 \text{ (ton)(m)}$$

$$J_c = \frac{d(b_1^3)}{6} + \frac{(d^3)b_1}{6} + \frac{d(b_2)(b_1^3)}{2} = \frac{155 \text{ cm}(200 \text{ cm})^3}{6} + \frac{(155 \text{ cm})^3(200 \text{ cm})}{6} + \frac{(155 \text{ cm})(400 \text{ cm})(200 \text{ cm})^3}{2} = 2810795833.33 \text{ cm}^4$$

$$C_{AB} = \frac{b_1}{2} = 1 \text{ m}$$

$$(\alpha)(M_Y) \left( \frac{C_{AB}}{J_c} \right) = 1.92 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

- El esfuerzo cortante total en el lado más desfavorable de la sección crítica resulta de acuerdo a la ecuación 2.5.21:

$$v_{ut} = v_u + (\alpha)(M_Y) \left( \frac{C_{AB}}{J_c} \right) = 9.30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{ec. 2.5.21}$$

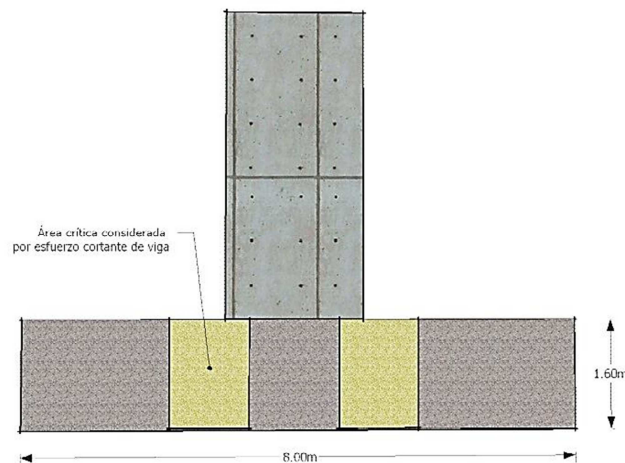
La resistencia por este concepto es satisfactoria, ya que el esfuerzo cortante resistente, es mayor que el esfuerzo cortante último calculado.

- Revisando el peralte de la zapata por cortante de viga.  
Para este estado límite la sección crítica se encuentra a un peralte del paño de la columna; en esa sección resulta de acuerdo a la ecuación 2.5.22:

$$b_1 = c_1 + 2(d) = 1.30 \text{ m} + 2(1.55 \text{ m}) = 4.40 \text{ m}; \quad \text{ec. 2.5.22}$$

$$b_2 = c_2 + 2(d) = 3.30 \text{ m} + 2(1.55 \text{ m}) = 6.40 \text{ m} \quad \text{ec. 2.5.22}$$

- El área de la sección crítica se ilustra en la figura 2.5.2, y más detalles de la zapata se ilustran en la figura 4.1.1.1.



**Figura 2.5.2 Área crítica considerada para cortante de viga en zapata**

$$A_v = (115 \text{ cm})(155 \text{ cm}) = 35650 \text{ cm}^2$$

- La fuerza cortante que actúa en la sección crítica se determina por la suma de las presiones aplicadas desde el extremo hasta dicha sección.

$$V_u = (1.80 \text{ m})(8.00 \text{ m} - 0.84 \text{ m})(40.53 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}) = 522.33 \text{ ton}$$

La fuerza cortante resistente se obtiene multiplicando el área de la sección crítica por el esfuerzo promedio resistente. Ecuación 2.5.23

$$V_R = F_R (A_v)(0.5)(\sqrt{f^*c}) = 0.8(35650)(0.5)(\sqrt{(0.8)(250)}) = 201666.85 \text{ ton} \quad \text{ec. 2.5.23}$$

Por lo tanto el peralte propuesto es aceptable.

$$\therefore V_R > V_u$$

- Posteriormente calculamos el refuerzo por flexión, para el lecho superior, se obtiene que. La dirección más desfavorable es la del momento mayor; pero debido a que existe una diferencia de 379% con el momento mayor, se emplearán refuerzos independientes para cada dirección.

La sección crítica se encuentra en el paño de la columna; en ella el momento flexionante debido a la reacción del terreno se calcula con la ecuación 2.5.24:

$$M_u = (p_u)(B - e) \left[ \frac{\left[ d + \left( \frac{B - b}{2} \right) \right]^2}{2} \right] \quad \text{ec. 2.5.24}$$

$$M_{ux} = (40.53 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2})(8.00 \text{ m} - 0.42 \text{ m}) \left[ \frac{\left[ 1.55 \text{ m} + \left( \frac{8.00 \text{ m} - 6.40 \text{ m}}{2} \right) \right]^2}{2} \right] = 848.48 \text{ (ton)(m)}$$

$$M_{uy} = (40.53 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2})(8.00 \text{ m} - 1.59 \text{ m}) \left[ \frac{\left[ 1.55 \text{ m} + \left( \frac{8.00 \text{ m} - 4.40 \text{ m}}{2} \right) \right]^2}{2} \right] = 1458.59 \text{ (ton)(m)}$$

- El área de acero necesaria para resistir este momento se determina con la ecuación aproximada 2.5.25 como:

$$A_s = \frac{M_u}{(F_R)(j)(d)(f_y)} \quad \text{ec. 2.5.25}$$

Para el refuerzo en dirección X.

$$A_{sx} = \frac{84848200 \text{ (kg)(cm)}}{(0.5)(0.9)(155 \text{ cm})(4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 289.63 \text{ cm}^2$$

Para el refuerzo en dirección Y.

$$A_{sy} = \frac{145859700 \text{ (kg)(cm)}}{(0.5)(0.9)(155 \text{ cm})(4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2})} = 497.90 \text{ cm}^2$$

Si se utilizan varillas corrugadas del #8, la separación en el ancho total de 8.00 m, para dirección X, Y respectivamente será de acuerdo a la ecuación 2.5.26:

$$s = \frac{B}{A_s}(A_b) \quad \text{ec. 2.5.26}$$

$$s_x = \frac{800 \text{ cm}}{289.63 \text{ cm}}(5.07 \text{ cm}^2) = 14.00 \text{ cm}; \text{ varillas \#8 @ 14.00 cm}$$

$$s_y = \frac{800 \text{ cm}}{497.90 \text{ cm}}(5.07 \text{ cm}^2) = 8.15 \text{ cm} \approx 8.00 \text{ cm}; \text{ varillas \#8 @ 8.00 cm,}$$

en la dirección del momento más desfavorable.

- El diseño por cambios volumétricos se obtiene de la siguiente manera.

$$(35)(155)\left(\frac{0.2}{100}\right) = 10.85 \text{ cm}^2$$

Se emplearán en los cuatro lechos de la zapara 6 varillas #5 @ 25 cm.

### Diseño de pilas circulares bajo una estructura

Consideramos las mismas cargas anteriormente mencionadas, y los momentos considerados para el diseño de la zapata; en dirección X y Y.

- Consideramos una longitud equivalente de empotramiento, con las siguientes características. Módulo de elasticidad, momento de inercia y longitud de empotramiento; ecuaciones 2.5.27, 2.5.28 y 2.5.29 respectivamente.

$$E = 15000\sqrt{f'c} = 237170.83 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \quad \text{ec. 2.5.27}$$

$$I = \frac{(\pi)(D^4)}{64} = 10178760.20 \text{ cm}^4 \quad \text{ec. 2.5.28}$$

$$; k_s = 12 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$$

$$(E)(I) = 2414104948588.45 \text{ (kg)(cm}^2\text{)};$$

$$L_e = 1.4 \left( \frac{(E)(I)}{(k_s)(D)} \right)^{0.25} = 2.83 \text{ cm} \quad \text{ec. 2.5.29}$$

$$L_e \approx 3.00 \text{ m}$$

Fuerzas internas de diseño.

Los pilotes críticos serán los de las hileras exteriores, en los que se suman los efectos de la carga axial, más los del momento flexionante, según la ecuación 2.5.30; se considera la dirección Y, ya que es el momento más grande de las dos direcciones.

$$P_i = \frac{W}{n} + \frac{My_i}{\sum y_i^2} \quad \text{ec. 2.5.30}$$

La distancia  $y_i$ , es la distancia de cada pilote al centroide del grupo:

$$\sum y_i^2 = 6[(-2.60 \text{ m})^2 + 0 + (2.60 \text{ m})^2] = 81.12 \text{ m}^2$$

$$P_i = \frac{1745.66 \text{ ton}}{9} + \frac{[1588.04 \text{ (ton)(m)}][2.60 \text{ (m)}]}{81.12 \text{ m}^2} = 244.86 \text{ ton}$$

- La fuerza lateral,  $V$  en la base es absorbida en partes iguales por cada uno de los 9 pilotes y produce un momento flexionante,  $M_i$  ecuación 2.5.31:

$$M_i = V \frac{L}{2} = 447.99 \text{ ton} \left( \frac{3.00 \text{ m}}{2} \right) = 74.67 \text{ (ton)(m)} \quad \text{ec. 2.5.31}$$

Ya que la pila circular puede considerarse empotrada en ambos extremos. Debe considerarse además, un momento flexionante adicional debido a una excentricidad accidental, que en este caso se tomará de acuerdo a ecuación 2.5.32:

$$e_{acc} = \frac{t}{8} = \frac{120 \text{ cm}}{8} = 15 \text{ cm} \quad \text{ec. 2.5.32}$$

El momento  $M_{acc}$  que se ocasiona por el efecto de la carga axial actuando sobre excentricidad accidental, ecuación 2.5.33:

$$M_{acc} = (P_i)(e_{acc}) = (244.86 \text{ ton})(0.15 \text{ m}) = 36.73 \text{ (ton)(m)} \quad \text{ec. 2.5.33}$$

Que sumado al momento debido a la fuerza lateral da lugar a:

$$M = 74.67 \text{ (ton)(m)} + 36.73 \text{ (ton)(m)} = 111.39 \text{ (ton)(m)}$$

- Según los criterios del RCDF, similares a los del ACI, los efectos de esbeltez del pilote se toman en cuenta incrementando el momento actuante al multiplicarlo por un factor de amplificación  $F_a$ . Dado por la ecuación 2.5.34.



$$F_a = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_{cr}}} \quad \text{ec. 2.5.34}$$

En que  $C_m$ , es un coeficiente que para grupos de columnas que pueden desplazarse lateralmente, se toma igual a la unidad;  $P_u$  es la carga axial de diseño (que incluye un factor de carga 1.1 por tratarse de una combinación que incluye acciones accidentales).  $P_{cr}$  es la carga crítica de pandeo correspondiente a la ecuación 2.5.35:

$$P_{cr} = \frac{F_R(\pi^2)(E)(I)}{L^2} = \frac{0.75(\pi^2)(E)(I)}{(300^2)} = 198552173.54 \text{ kg} \quad \text{ec. 2.5.35}$$

De donde:

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{1.1(244.86 \text{ ton})}{198552.2 \text{ ton}}} = 1.001$$

- El momento amplificado resulta:

$$M = 1.001(111.394 \text{ ton}) = 111.546 \text{ ton}$$

- Amplificando los factores de carga correspondientes a combinaciones con acciones accidentales, las fuerzas internas de diseño son:

$$P_u = 1.1(P_i) = 269.35 \text{ ton}; \quad M_u = 1.1(M) = 122.70 \text{ (ton)(m)}$$

El dimensionamiento puede realizarse a partir de diagramas de interacción en función de las variables adimensionales,  $K$ ,  $R$  y  $p$  que se muestran en la figura 2.5.3. Correspondientes a las ecuaciones 2.5.35, 2.5.36 y 2.5.37. Donde  $q = 0.2$ .

$$K = \frac{P_u}{(D_R)(D^2)(f''c)} = \frac{269347}{0.75(120^2)(170)} = 0.15 \quad \text{ec. 2.5.35}$$

$$R = \frac{M_u}{F_R(D^3)(f''c)} = \frac{12270000}{0.75(120^3)(170)} = 0.06 \quad \text{ec. 2.5.36}$$

$$p = q \frac{f''c}{f_y} = 0.008$$

ec. 2.5.37

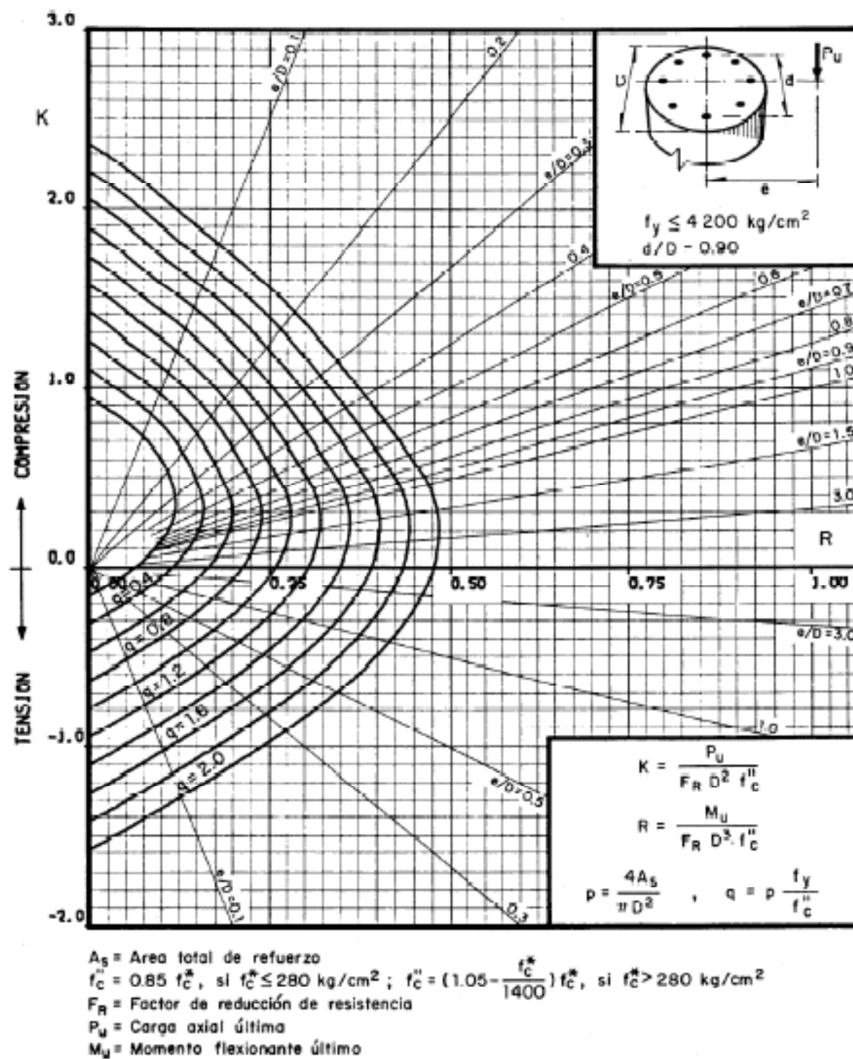


Fig 17

Figura 2.5.3 Diagrama de interacción, para columna circular  $d/D=0.9$

Despejamos el área de acero longitudinal necesaria para soportar la combinación de carga axial más momento flexionante, de acuerdo a la ecuación 2.5.38.

$$A_s = p \left( \frac{(\pi)(D^2)}{4} \right) = 90.48 \text{ cm}^2 \quad \text{ec. 2.5.38}$$

- Se necesitan 18 varillas #8 @ 18 cm. Para el refuerzo longitudinal.
- Para el área del refuerzo transversal, se emplea la ecuación 2.5.39:

$$p' = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left( \frac{f'c}{fy} \right) = 0.009 \quad \text{ec. 2.5.39}$$

La menor separación del zuncho  $s$  se obtiene con la ecuación 2.5.40:

$$s = \frac{A_{sp}(\pi)(\phi s)}{(p')(A_c)} = 5.50 \text{ cm}; s \approx 5.00 \text{ cm} \quad \text{ec. 2.5.40}$$

La cual se distribuirá en los extremos a una distancia de 1/6 de la altura total de la pila circular, por lo tanto se distribuirá en 3.00 m en los extremos de cada pila.

La distancia entre zunchos en la parte central de la pila se obtiene con la ecuación 2.5.41:

$$s_2 = \frac{2(A_{sp})(fy)(0.85)(b_c)}{Vac} = 17.83 \text{ cm} \quad \text{ec. 2.5.41}$$

$$s_2 = 17 \text{ cm}$$

### **3. PROPUESTA ESTRUCTURAL.**

#### **3.1 Subestructura.**

El diseño de este puente se realizará con base a los lineamientos establecidos por las normas internacionales **AASHTO (American Association of State Highway and Transportation; Asociación Americana de Autoridades Estatales de Carreteras y Transporte)** y con el método de cálculo estructural **LRFD “Load and Resistance Factor Design” (Diseño por Factores de Carga y Resistencia)**. La intención de los requisitos de estas especificaciones es que sean aplicados al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes carreteros. Sin embargo, los aspectos mecánicos, eléctricos, y aspectos especiales relacionados con la seguridad de vehículos y peatones no están cubiertos.

Sólo se cubre el aspecto de seguridad estructural. Se han empleado estas normas ya que son las más usadas a nivel mundial y se consideran adecuadas, ya que están apoyadas por investigaciones y estadísticas.

En el diseño con el método de cálculo LRFD se tienen que emplear los estados límites. Hay dos tipos de estados límites: Estados Límites de falla y Estados Límites de Servicio. Los Estados Límites de falla están relacionados con situaciones de riesgo que pueden involucrar consecuencias tales como el colapso estructural. Los Estados Límites de Servicio están relacionados con la pérdida de funcionalidad, y en el diseño las fallas, muchas veces, son provocadas por deformaciones excesivas.

El diseño apoyado en la confiabilidad, es una filosofía de diseño cuyo objetivo es mantener la probabilidad de alcanzar los estados límites por debajo de algún valor fijado. En otras palabras, el objetivo del diseño es producir estructuras cuyas probabilidades de falla sean menores que un valor aceptable determinado. Consecuentemente, el diseño en base a la confiabilidad permite una evaluación directa del riesgo, evaluación que no es posible con el diseño tradicional con base a las tensiones de servicio. Salvo que se trate de un proyecto de gran

presupuesto, el diseño no se puede aplicar en forma directa y resulta laborioso para los diseñadores. El Diseño por Factores de Carga y Resistencia es una metodología de diseño que es similar a las prácticas existentes, pero que se puede desarrollar utilizando conceptos del diseño tradicional. El LRFD comparte la mayor parte de los beneficios del diseño tradicional, pero es mucho más fácil de aplicar.

Tradicionalmente el LRFD se ha utilizado para verificar los Estados Límites de falla de las estructuras, pero recientemente los Estados Límites de servicio se han incorporado al marco del LRFD (AASHTO 1998).

El Diseño por Factores de Carga y Resistencia LRFD es un método de diseño en el cual las cargas de diseño se aumentan y las resistencias de diseño se aminoran multiplicando por factores mayores y menores que la unidad, respectivamente. En este método los elementos estructurales se dimensionan de modo que las cargas aumentadas sean menores o iguales que las resistencias reducidas

$$(RF) R_n < (\sum(LF)_i Q_i)$$

Donde  $RF$  es el factor de resistencia,  $R_n$  es la resistencia nominal (no disminuida),  $(LF)_i$  es el factor de carga para una carga y combinación de cargas determinada, y  $Q_i$  es una carga de un tipo particular (por ejemplo, carga permanente, sobrecarga viva, etc.). La resistencia nominal  $R_n$  es análoga a la carga admisible calculada en el Diseño por esfuerzos de servicio tradicional. Diferentes organizaciones de normalización como AASHTO han desarrollado diferentes factores de carga  $(LF)_i$ .

Para desarrollar estos factores de resistencia se utilizan herramientas del diseño basado en la confiabilidad.

En un análisis de confiabilidad es necesario utilizar como dato las incertidumbres de las variables. La mayoría de las variables del diseño tienen alguna incertidumbre asociada que muchas veces se expresa utilizando la desviación

estándar. Las desviaciones estándar son sólo una parte de la definición de la incertidumbre de una variable. En el cálculo para describir completamente esta incertidumbre se utilizan funciones de densidad de probabilidad (fdp) algunos tipos habituales de “fdp” incluyen las distribuciones normal, log-normal, uniforme y beta. Por lo tanto, un análisis de confiabilidad requiere determinar las “fdp” relevantes.

Para que los métodos de cálculo logren resultados útiles y aceptación generalizada se requiere un enfoque sistemático para evaluar la incertidumbre. Este enfoque es particularmente importante para el LRFD, ya que los factores de resistencia se deben desarrollar con el mayor rigor posible. Este es uno entre numerosos puntos críticos que deben ser tratados antes que los métodos de diseño basados en la confiabilidad, tales como el LRFD.

La subestructura que se propone utilizar en el puente depende de las condiciones físicas para las cuales el puente debe de librar la problemática. En este puente la altura máxima al nivel del terreno no supera los 9 m de altura, por 19.5 m de largo por lo que se puede considerar un puente pequeño y así se le pueda tratar como un cuerpo rígido.

Por tales condiciones se propone un puente en viga, en el que su construcción es más rápida y fácil. Las vigas se utilizan como largueros longitudinales, colocados a intervalos regulares, paralelos a la dirección del tráfico, entre los estribos y pilas. El tablero colocado sobre la aleta superior, casi siempre provee soporte lateral contra el pandeo. Los diafragmas entre las vigas ofrecen arriostramiento adicional y también distribuyen lateralmente las fuerzas a las vigas antes de que el concreto haya curado.

En la figura 3.1.1 se puede observar un puente en viga en el cual se tienen las pilas, cabezal las vigas y el parapeto. En los puentes tipo viga se tienen varias divisiones en la estructura, los cuales se componen en lo siguientes elementos:

Superestructura:

- trabes pretensadas
- losa de calzada y diafragmas
- apoyos
- losa de acceso

Subestructura

- pila
- cabezal
- caballete

Cimentación

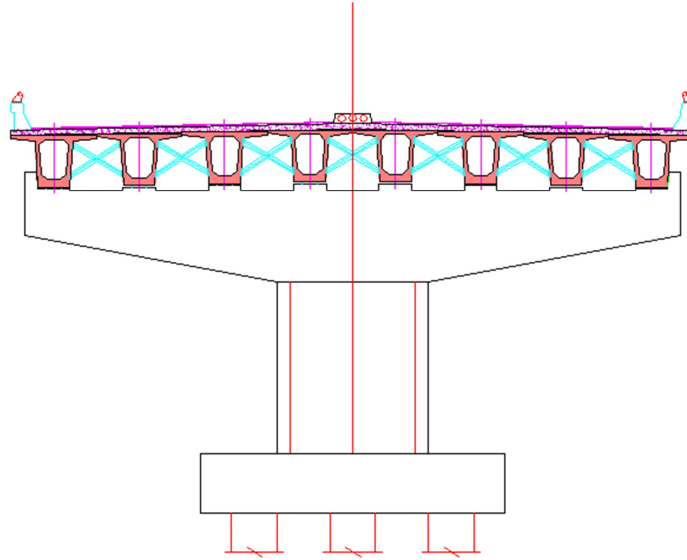
- pilotes o pilas
- zapatas

En este apartado trataremos los elementos estructurales de la subestructura.



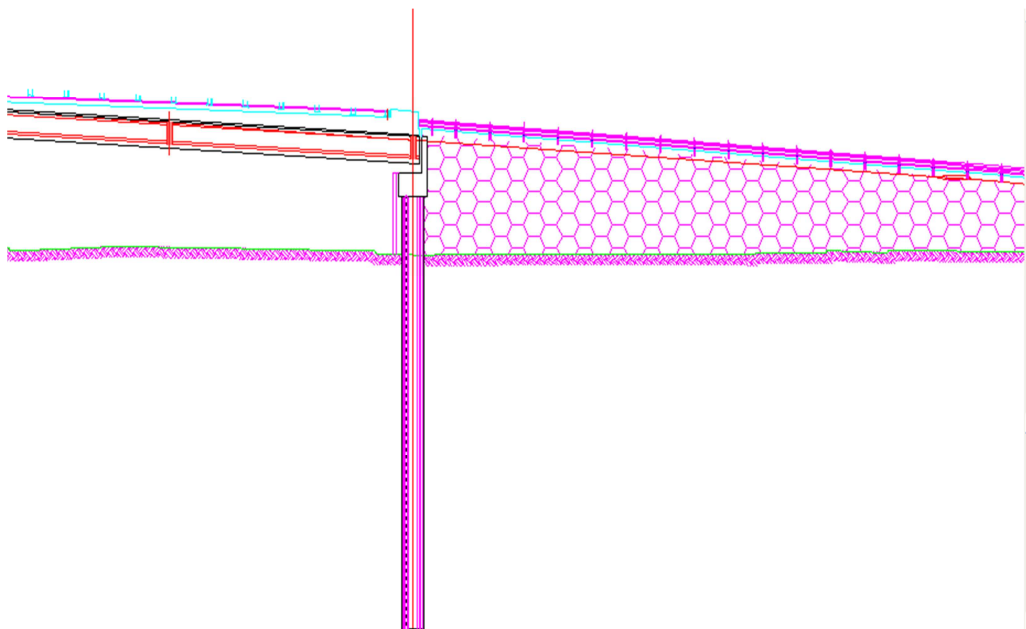
**Figura 3.1.1** Puente tipo viga

En la fig. 3.1.2 se aprecia una parte de un plano en el cual se tiene un dibujo de las pilas y el cabezal de la subestructura de un puente.



**Figura 3.1.2 Subestructura de puente en viga**

En la figura 3.1.3 podemos observar el dibujo de un caballete.



**Figura 3.1.3 Caballete**



### 3.1.1 Caballete

Los caballetes con marco en H se basan en ángulos rectos. Todos los postes son generalmente perpendiculares a las traveses y a la cimentación. La porción principal del caballete consiste en postes verticales con la ayuda horizontal de una barra transversal, dando así lugar a la forma general de una *H* o un marco.

En este puente se empleará un caballete que estará junto al terraplén contenido por el muro mecánicamente autoportable de cada extremo del puente. Esta estructura se utilizará en el puente ya que su geometría es esbelta y se presta para colocarla ajunto al cuerpo del terraplén.

Para este puente se empleará un caballete compuesto de 5 pilastrones unidos por un cabezal (marco), una ménsula, diafragma, bancos de apoyo y topes antisísmicos.

En las figuras 3.1.1.1 y 3.1.1.2 se muestran los elementos que componen el caballete que se utilizará en el puente.

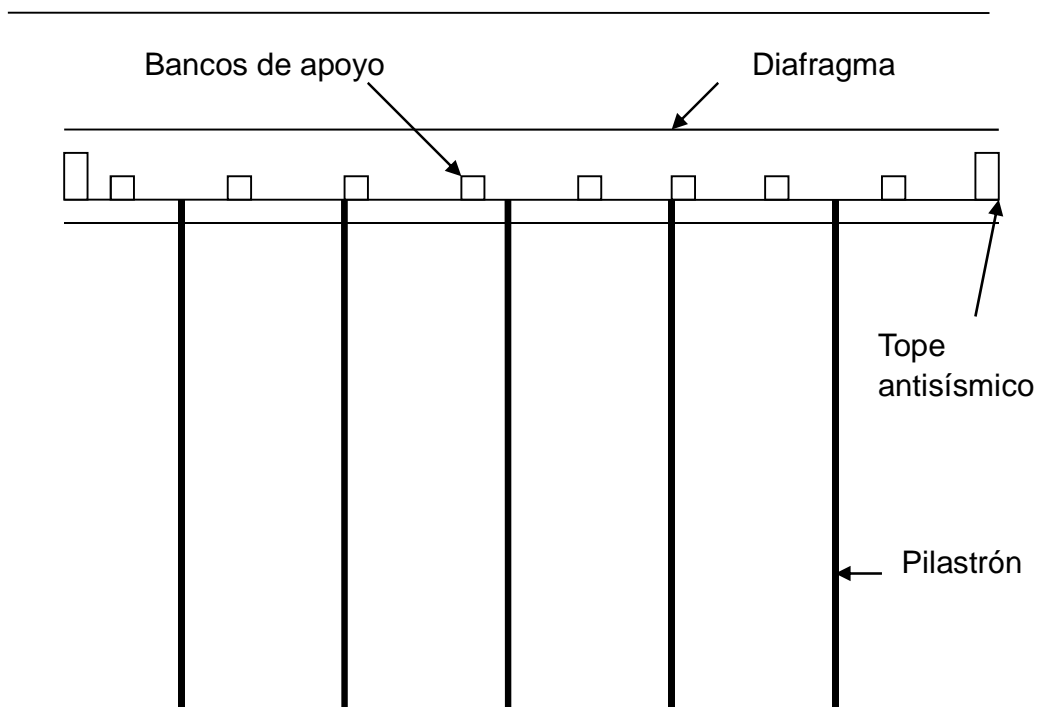
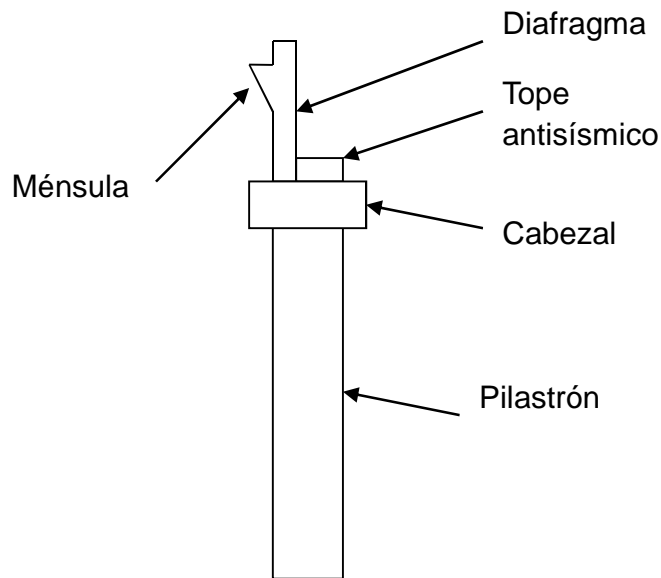


Figura 3.1.1.1 Elementos del caballete. Vista frontal



**Figura 3.1.1.2 Elementos del caballete. Vista perfil**

Estos elementos tienen su uso específico, a continuación se explicarán las características y el uso de cada uno de ellos.

**Pilastrón:** elemento que trabaja como pilote y columna a la vez, es más grueso que un pilote normal y llega hasta la profundidad de desplante de la cimentación.

**Cabezal:** elemento de construcción que se encuentra en la parte posterior del pilastrón y une a todos los pilastrones en forma de marco.

**Diafragma:** Son vigas transversales a las que soportan la losa de calzada y sirven para su arriostramiento. En algunos casos pasan a ser vigas secundarias cuando van destinadas a transmitir cargas del tablero

a las vigas principales. Estas vigas perpendiculares pueden recibir otras denominaciones, como pueden ser viguetas o en otros casos vigas de puente.

Tope antisísmico: son bloques que se colocan en los extremos del cabezal, y funcionan como sujeción de las trabes de la subestructura, transformando las vigas en un elemento rígido.

Ménsula: elemento estructural en voladizo que se caracteriza por estar apoyada en sólo uno de sus extremos mediante un empotramiento.

Banco de apoyo: elemento estructural en el cual descansan las vigas que soportan la losa de calzada. Se encuentran sobre el cabezal.

### **3.1.1.1 Análisis estructural**

El caballete se diseñara para soportar media superestructura de 8 trabes de concreto presforzado de 28.00 m de claro, con losa de concreto reforzado de 18.00 m de ancho total, que permite el paso de 4 bandas de circulación de camión T3S2R4.

A continuación se presentan tablas de datos propuestos para el diseño del caballete del puente.

## DATOS GENERALES

ANCHO TOTAL	18	m
ANCHO DE CALZADA	7.97	m
ANCHO DE CABEZAL	18	m
CLARO DE DISEÑO	28	m
ESPESOR DE LOSA	0.15	m
ESPESOR DE CARPETA	0.12	m
NÚM. TRABES	8	
SEPARACIÓN ENTRE TRABES	2.25	m
ÁREA DE TRABE	0.78	m <sup>2</sup>
PERALTE DE TRABE	1.35	m
ÁREA DE DIAFRAGMA	0.00	m <sup>2</sup>
PESO DE PARAPETOS	1.20	ton
ANCHO DE BANQUETA	0.00	m
ESPESOR LOSA DE ACCESO	0.30	m
LONGITUD LOSA DE ACCESO	6	m
CARGA VIVA MAXIMA Vm <sub>máx</sub> :	50	ton
CARGA VIVA PEATONAL	0.00	ton/m <sup>2</sup>
NÚM. CARRILES	4.00	
REDUCCIÓN POR CARRILES	1.0	
TIPO DE CAMIÓN	T3S2R4	
NÚM. COLUMNAS CABALLETE	5.0	
SEPARACIÓN ENTRE COLUMNAS	3.8	m
DIAMETRO COLUMNAS	1.20	m

**Tabla 3.1.1.1a. Datos de diseño de caballete**

SOBREESESOR CABEZAL	0.00	ton
BANCOS Y TOPEES	3.0	ton
ESVIAJAMIENTO	0.0	
RECUBRIMIENTO EN CABEZAL	0.08	m
ESTRIBOS	4	RAMAS
ZONA SÍSMICA	Illa	I
COEFICIENTE SÍSMICO	0.4	
FACTOR DE IMPORTANCIA	1.50	

**Tabla 3.1.1.1b. Datos de diseño de caballete**

Análisis de cargas.

1.- Carga muerta:

$h(\text{altura}) \text{ m} \quad (\text{ancho}) \text{ m} \quad l(\text{largo}) \quad \rho(\text{densidad}) \text{ ton/m}^3 \quad W(\text{peso}) \text{ ton}$

Losa =  $0.15 \text{ m} * 18.00 \text{ m} * 14.00 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 90.72 \text{ ton}$

Trabe =  $0.780 \text{ m} * 8.00 \text{ m} * 14.00 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 209.66 \text{ ton}$

Carpeta =  $0.12 \text{ m} * 15.94 \text{ m} * 14.00 \text{ m} * 2.2 \text{ ton/m}^3 = 58.91 \text{ ton}$

Parapeto, guarnición,

y banqueta =  $1.20 \text{ m} * 2.00 \text{ m} * 14.00 \text{ m} * 1.0 \text{ ton/m}^3 = 33.60 \text{ ton}$

Diafragma =  $0.00 \text{ m} * 7.00 \text{ m} * 1.50 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 0.00 \text{ ton}$

Losa acc. =  $0.30 \text{ m} * 3.00 \text{ m} * 17.20 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 37.50 \text{ ton}$

$R_{cm} = 430.04 \text{ ton}$

2.- Carga viva + impacto:

Considerando un camión T3S2R4 en 4 carriles de circulación.

$(V_{\text{máx}} \text{ carga viva}) \text{ ton. (núm. Carriles) (reduc. por carriles)}$

$$R_{cv} = 50 \text{ ton} * 4 \text{ carriles} * 1.00 * 1.30 = 260.00 \text{ ton}$$

$$R_{cv+l} = 260.00 \text{ ton}$$

### 3.- Peso propio cabezal

(ancho) m    (alto) m    (largo) m    (densidad) ton/m<sup>3</sup>    ton

$$\text{Cabezal} = 1.28 \text{ m} * 1.00 \text{ m} * 18.00 \text{ m} * 2.50 \text{ ton/m}^3 = 57.60 \text{ ton}$$

$$\text{Sobreespacio} = 0.00 = 0.00 \text{ ton}$$

### Diafragma y

$$\text{Ménsula} = 0.21 \text{ m}^2 + 0.51 \text{ m}^2 * 18.00 \text{ m} * 2.50 \text{ ton/m}^3 = 32.40 \text{ ton}$$

$$\text{Bancos} = \text{peso promedio} 3 \text{ ton} = 3.00 \text{ ton}$$

---


$$W_{pp} = 93.00 \text{ ton}$$

### 4.- Peso columnas

(área) m<sup>2</sup>    (altura) m    (densidad) ton/m<sup>3</sup>    peso ton

$$\text{Columna} 3.1416 * 0.6^2 \text{ m}^2 * 7.5 \text{ m} * 2.50 \text{ ton/m}^3 = 21.21 \text{ ton}$$

$$\text{Por las 5 columnas} 5 * 21.21 \text{ ton} = 106.1 \text{ ton}$$

### ● RESUMEN DE CARGAS

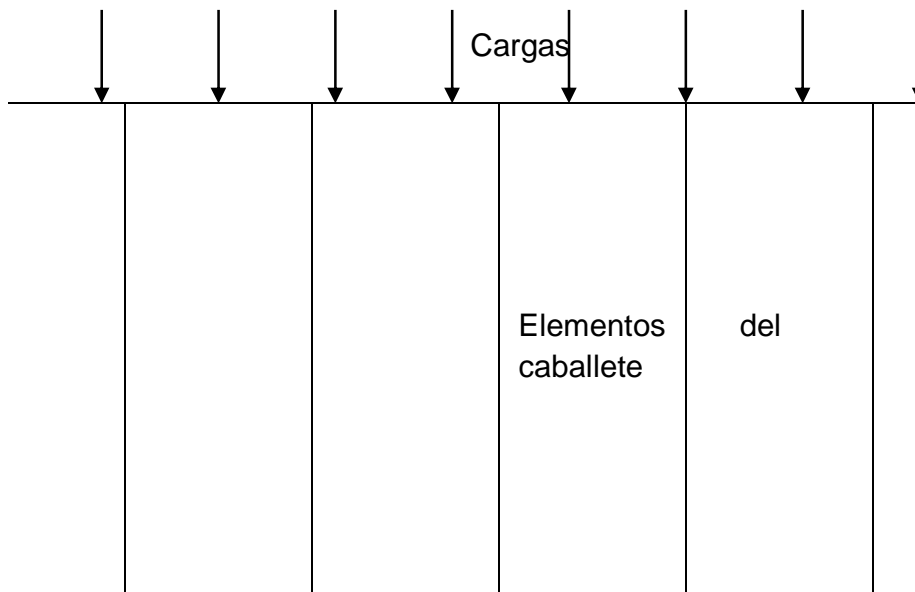
1) REACCIÓN DE CARGA MUERTA (R<sub>cm</sub>) = 430.00 ton

2) REACCIÓN DE CARGA VIVA (R<sub>cv</sub> + l) = 260.00 ton

3) PESO PROPIO CAB. ( W<sub>pp</sub>) = 93.00 ton

4) PESO DE COLUMNAS ( $W_{Col.}$ ) = 106.10 ton

En la figura 3.1.1.1.1 se muestra la representación del modelo del caballete que se tendrá en el análisis estructural con el programa de análisis SAP.



**Figura 3.1.1.1.1 Representación del caballete**

En el modelo se establecerán las cargas muerta, viva y sísmica. Las cuales nos mostrarán las reacciones en el modelo y así obtener el cortante y los momentos flexionantes y así determinar las dimensiones del cabezal pilar y demás elementos que forman parte del caballete.

En el modelo se establece carga puntual en 8 apoyos en los cuales se apoyarán las vigas, esta carga tiene un valor de 54 ton cada una, la cual es el resultado de la distribución de la carga muerta. A su vez se tendrá la carga viva y la carga sísmica que se puntualizará en los nodos del caballete.

Empuje de tierras.

Se calculará el empuje de tierras en la parte superficial del caballete, ya que el puente contará con un terraplén como rampa de inicio y estas tierras ejercen empuje.

$$Pt = 0.523 \text{ ton/m}^3 \cdot h \text{ (m)}$$

$$Pt = 0.523 \text{ ton /m}^3 \cdot 2.7 \text{ m} = 1.41 \text{ ton/m}^2$$

$$E_1 = 1.41 \text{ ton/m}^2 \cdot 2.7 \text{ m} / 2 = 1.90 \text{ ton/m}$$

$$E_1 = 1.90 \text{ ton/m} \cdot 18.00 \text{ m} = 34.20 \text{ ton}$$

$$E_2 = 1.41 \text{ ton/m}^2 \cdot 4.5 \text{ m} = 6.35 \text{ ton/m}$$

$$E_2 = 6.35 \text{ ton/m} \cdot 1.20 \text{ m} \cdot 1.5 = 11.43 \text{ ton}$$

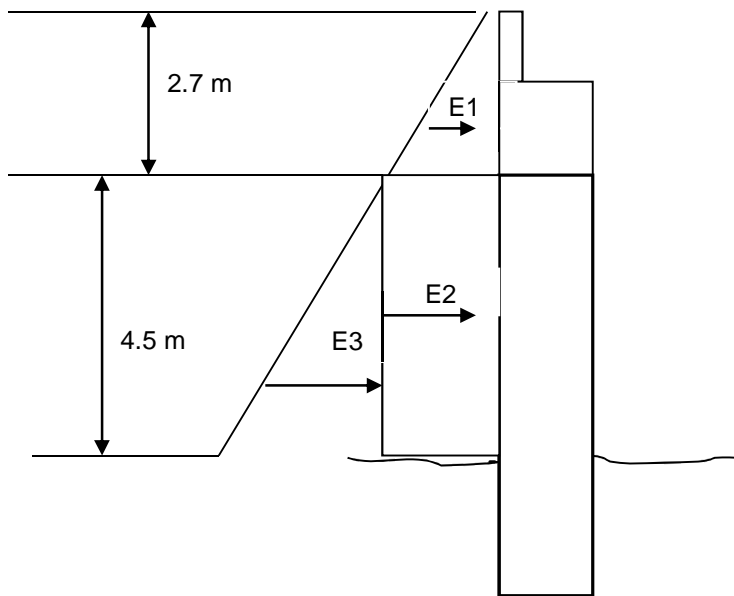
$$Pt = 0.523 \text{ ton/m}^3 \cdot 4.5 \text{ m} = 2.35 \text{ ton/m}^2$$

$$E_3 = 2.35 \text{ ton/m}^2 \cdot (5 / 2) \text{ m} = 5.88 \text{ ton/m}$$

$$E_3 = 5.88 \text{ ton/m} \cdot 1.20 \text{ m} \cdot 1.5 = 10.58 \text{ ton}$$

En la figura 3.1.1.1.2 se muestra un diagrama empuje de tierras sobre la estructura del caballete.





**Figura 3.1.1.1.2 Empuje de tierras en el caballete**

Empuje de tierras por pilastrón:

- Sin carga viva

$$E_1 = 34.20 \text{ ton} / 5 \text{ pilastrones} = 6.84 \text{ ton/pilastrón}$$

$$E_2 = 11.43 \text{ ton} = 11.43 \text{ ton}$$

$$E_3 = 10.58 \text{ ton} / 2 \text{ pilastrones} = 5.29 \text{ ton/pilastrón}$$

- Con carga viva

$$E_1 = 51.26 \text{ ton} / 5 \text{ pilastrones} = 10.25 \text{ ton/pilastrón}$$

$$E_2 = 12.71 \text{ ton} = 12.71 \text{ ton}$$

$$E_3 = 10.58 \text{ ton} / 2 \text{ pilastrones} = 5.29 \text{ ton/pilastrón}$$

### Fuerza sísmica

$$F_s = (W)(c)$$

Ecuación. 3.1.1.A. Fuerza sísmica.

Donde :

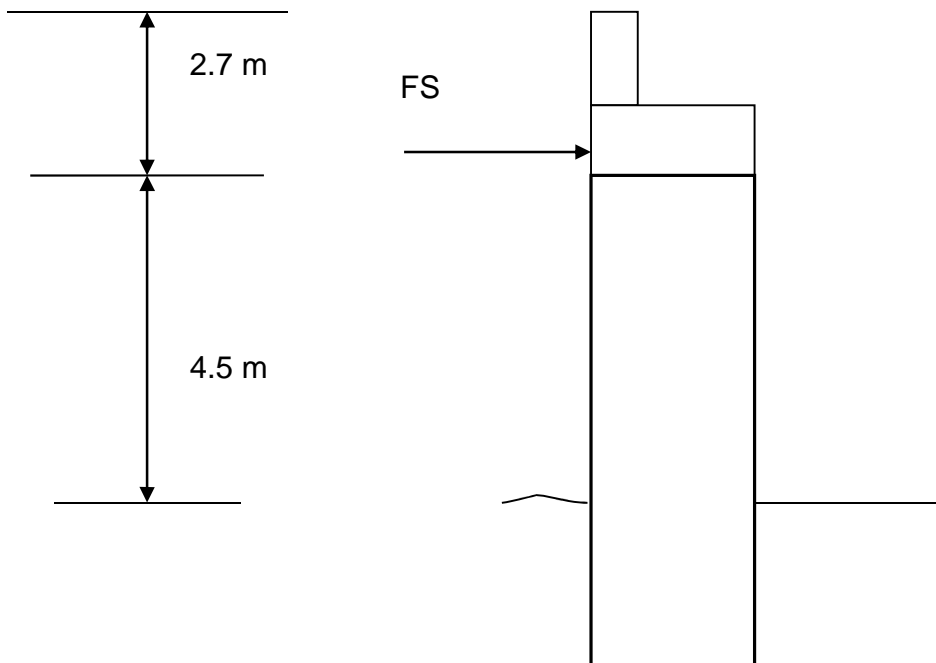
W = peso de la estructura.

c = ordenada máxima del espectro

sísmico correspondiente al tipo

del suelo del sitio = 0.40.

En la figura 3.1.1.1.3 se muestra un diagrama del empuje de fuerza sísmica en el caballete.



**Figura 3.1.1.1.3 Empuje de fuerza sísmica en caballete**

- Cálculo de peso de estructura.

Superestructura = 430.04 ton

Cabezal = 93.00 ton

Columna = 53.05 ton

-----

$\Sigma = 576.09$  ton

$F_s = 576.09 \text{ ton} * 0.4 * 1.50$  (factor de importancia) = 345.65 ton

- Fuerza sísmica por pilastrón

$345.65 \text{ ton} / 5$  pilastrones = 69.13 ton/pilastrón.

Colocando las fuerzas obtenidas en el modelo y haciendo el análisis estructural se obtienen los momentos, cortantes y cargas que se presentan en la estructura.

En las figuras 3.1.1.4 y 3.1.1.5 se muestra la asignación de las cargas muerta, viva y fuerza sísmica en el modelo del programa SAP.

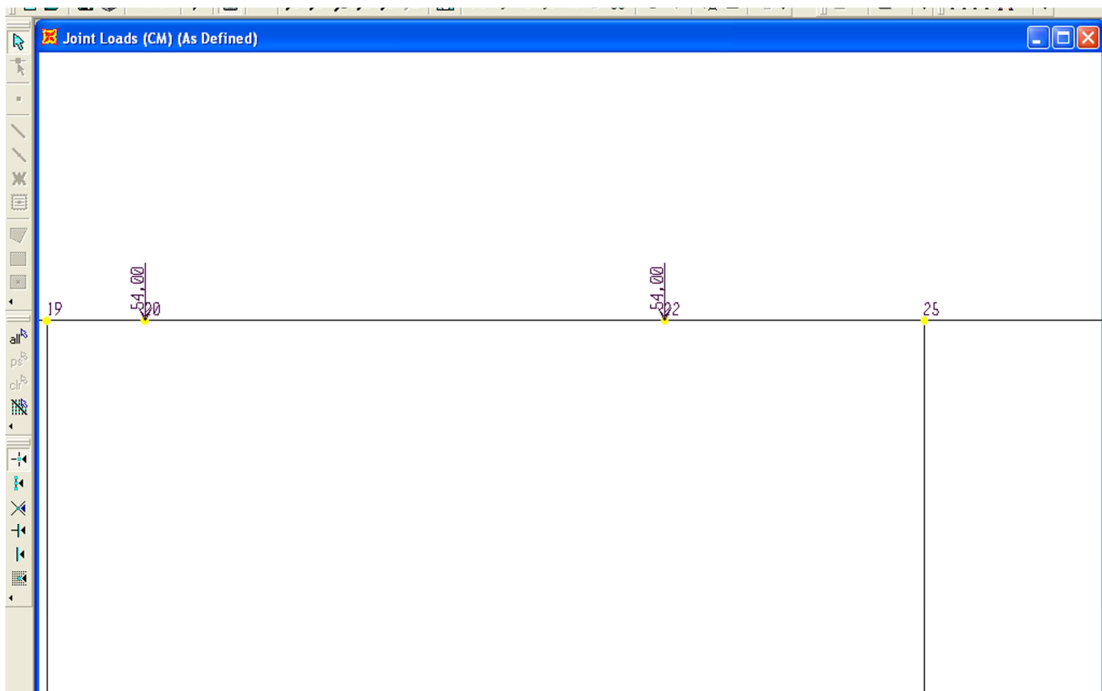
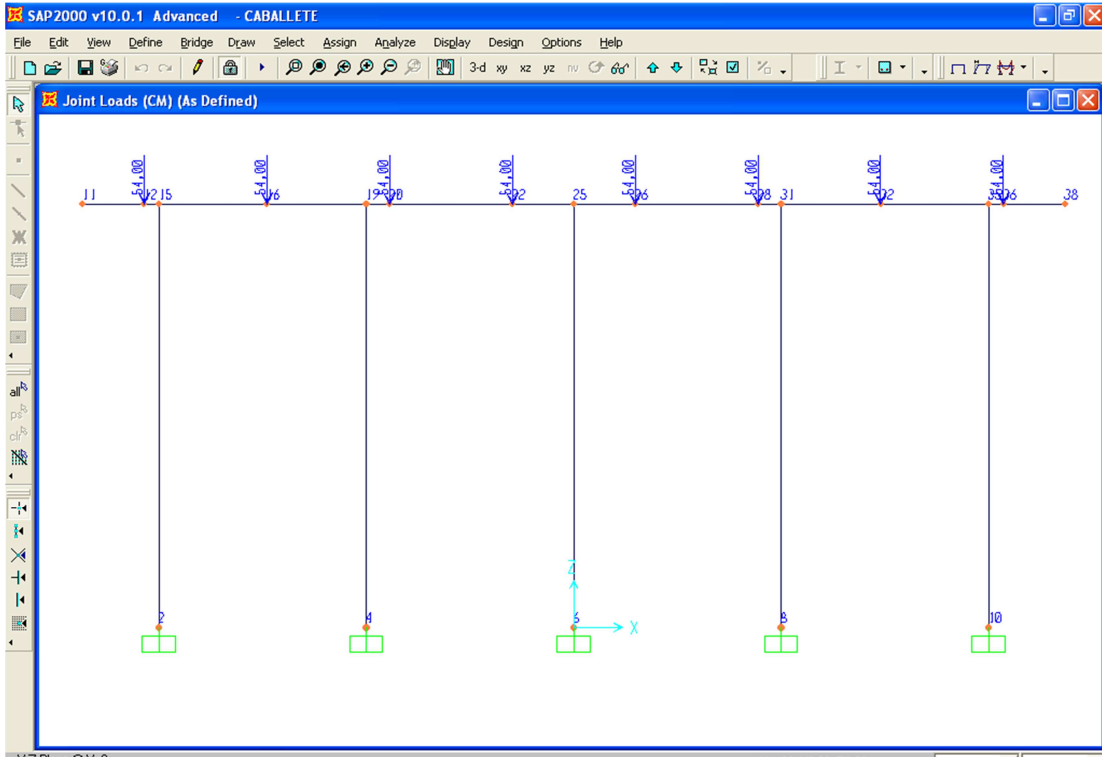


Figura 3.1.1.4 Carga muerta en modelo

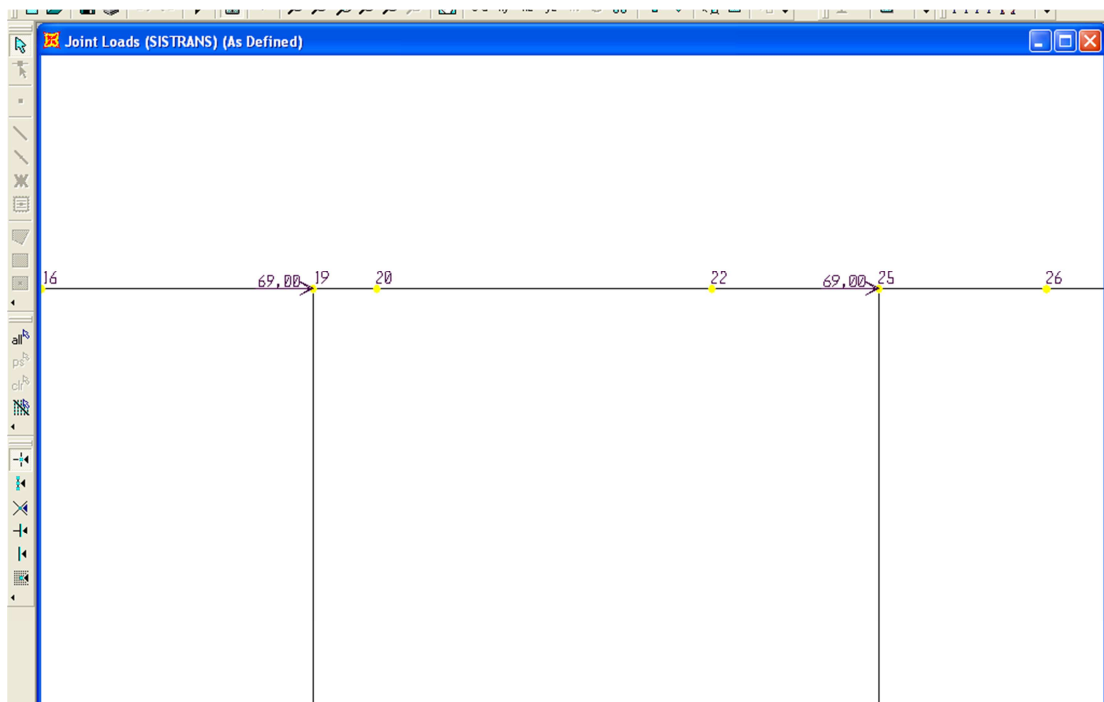
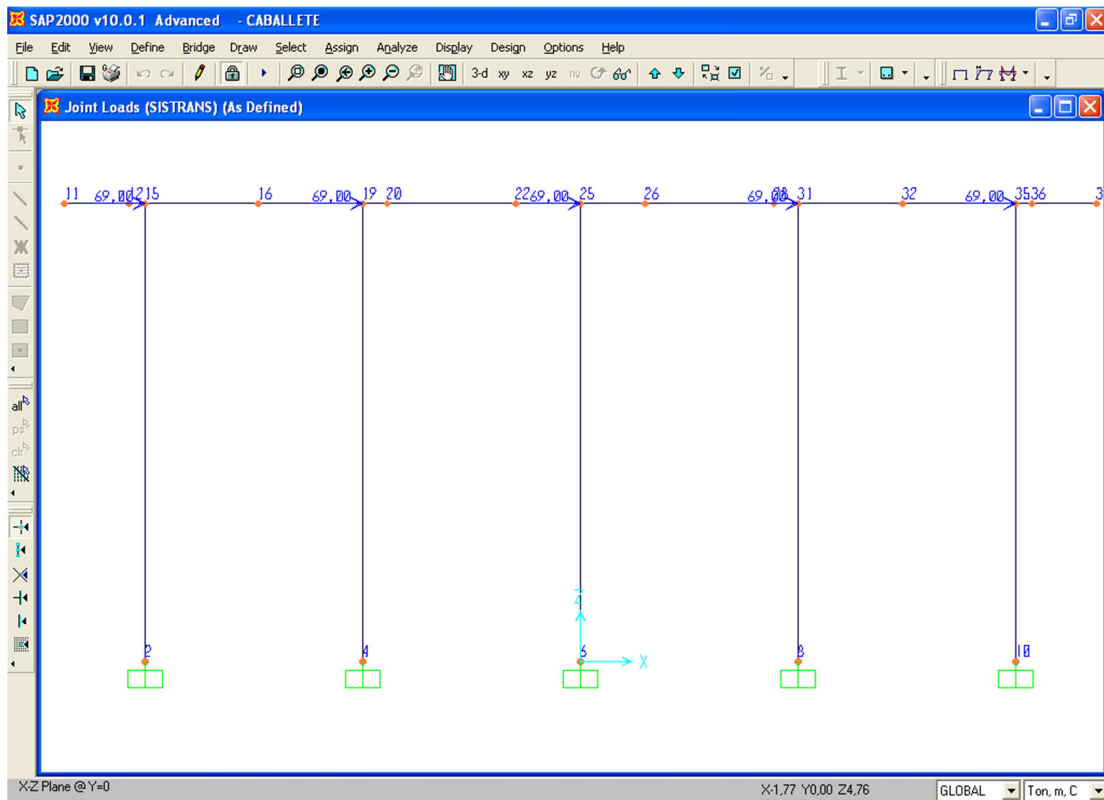


Figura 3.1.1.1.5 Empuje sísmico en modelo

## RESUMEN DE LOS DATOS OBTENIDOS EN LA CORRIDA.

- Cabezal :

CM + CMS : (carga muerta mas carga muerta sísmica)

Mmáx. (+) = 29 ton-m

Mmín. (-) = 37 ton-m

Vmáx. = 52 ton

CV

Mmáx. (+) = 27 ton-m

Mmín. (-) = 11 ton-m

Vmáx. = 22 ton

- Columnas :

SisLong

Q=3

Mmáx. = 552 / Q ton-m

SL = 184 ton-m

$ML = (100\%(SL)^2 + 30\%(ST)^2)^{0.5} + ET$

ML = 202.3 ton-m ; ML = 3382 kN-m

SisTransv:

Q=2

Mmáx. = 307 / Q = 153.50 ton-m ST = 153.50 ton-m

$MT = (30\%(SL)^2 + 100\%(ST)^2)^{0.5} + ET$

MT = 183.6 ton-m

MT = 3197 kN-m

ET: (empuje de tierras)

$$ET = 139 \text{ ton-m}$$

CM+CMS:

$$P_{\text{máx.}} = 629.1 \text{ ton} ; P_{\text{máx.}} = 6234 \text{ kN}$$

### 3.1.1.2 Diseño estructural

#### Diseño a flexión del cabezal

Las fórmulas empleadas en el diseño a flexión se basan en la teoría de que los esfuerzos de compresión son resistidos por el concreto, mientras el acero de refuerzo resiste todos los esfuerzos de tensión.

Las constantes del concreto son las siguientes:

$$f'c = 250 \text{ kg / cm}^2 \quad fs = 1800 \text{ kg / cm}^2$$

$$f_c = 100 \text{ kg / cm}^2 \quad n = 8.0$$

- Elementos mecánicos.

$$M \text{ máx. (-)} = 48 \text{ ton-m}$$

$$M \text{ máx. (+)} = 56 \text{ ton-m}$$

$$V \text{ máx.} = 74 \text{ ton}$$

Revisión del peralte efectivo.

$$d = \sqrt{\frac{M_T}{(k)(b)}} \quad \text{Ecuación 3.1.1.B Peralte efectivo.}$$

Donde:  $M_T$  = Momento de diseño en kg-cm

$$k = 13.58$$

$$b = 128 \text{ cm}$$

$$d = ((5600000) \text{ kg-cm} / (13.58 * 128 \text{ cm}))^{0.5} = 57 \text{ cm} + 8 \text{ cm recubrimiento.}$$

$$d = 65 < 100 \text{ cm}$$

- Cálculo de área de acero para momento negativo.

Parrilla superior.

$$A_s = \frac{M_T}{(f_s)(J)(d)} \quad \text{Ecuación 3.1.1.C Área de acero.}$$

Donde:  $M_T$  = Momento de diseño en kg – cm

$$f_s = 1800 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$J = 0.90$$

$$d = 92 \text{ cm}$$

$$A_s = 48.00 \text{ ton/m} \times 100000 \text{ kg-m/ton-cm}$$

$$\text{-----} = 32.21 \text{ cm}^2$$

$$1800 \text{ kg/cm} \times 0.90 \times 92 \text{ cm}$$



Proponiendo Varillas del 8C  $as = 5.07 \text{ cm}^2$

Proponiendo Varillas del 10C  $as = 7.92 \text{ cm}^2$

Número de Varillas

$$\text{No. Vars.} = As / as$$

Resulta que se puede usar 7 varillas del núm. 8 ó 5 varillas del núm. 10.

- Considerando el área de acero mínima para flexión, obtenemos:

$As \text{ mín.} = 14 / f_y = 0.0033 b d$  Ecuación 3.1.1.D. Área de acero mínimo.

$$As \text{ mín.} = 0.0033 \times 128 \text{ cm} \times 92 \text{ cm} = 38.86 \text{ cm}^2$$

Proponiendo Vars. del núm. 8C  $as = 5.07 \text{ cm}^2$

$$\text{No. Vars.} = As / as$$

Parrilla superior 8 varillas número 8c.

- Cálculo del área de acero para momento positivo

Parrilla inferior. De ec. 3.1.1.C.

$$As = \frac{M_T}{(f_s)(J)(d)}$$

Donde:

$M_T$  = Momento de diseño en kg – cm

$f_s = 1800 \text{ kg / cm}^2$

$J = 0.90$

$d = 92 \text{ cm}$

$A_s = 56.00 \text{ ton/m} \times 100000 \text{ kg-m/ton-cm}$

----- =  $37.57 \text{ cm}^2$

$1800 \text{ kg/cm}^2 \times 0.90 \times 92 \text{ cm}$

Proponiendo Varillas del 8C  $a_s = 5.07 \text{ cm}^2$

Proponiendo Varillas del 10C  $a_s = 7.92 \text{ cm}^2$

Número de Varillas No. Vars. =  $A_s / a_s$

Se proponen 8 Varillas núm. 8C ó 5 Varillas 10C

- Considerando el área de acero mínima para tensión.

Obtenemos de ec. 3.1.1.D. :

$$A_{s_{\min.}} = \frac{14}{f_y} = 0.0033bd$$

$$A_s \text{ m\u00edn.} = 0.0033 \times 128 \text{ cm} \times 92 \text{ cm} = 38.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Proponiendo Vars. 8C } a_s = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$\text{No. Vars.} = A_s / a_s$$

Parrilla inferior 8 Varillas n\u00fam. 8C

REVISI\u00d3N POR CORTANTE (CM+CMS + CV)

$$V = \frac{P}{(b)(d)} \quad \text{Ecuaci\u00f3n 3.1.1.E. Ecuaci\u00f3n de cortante.}$$

$$V_{perm.} = 0.3 \sqrt{f'c} \quad \text{Ecuaci\u00f3n 3.1.1.F Ecuaci\u00f3n de cortante Permitido.}$$

$$V = 74000 \text{ kg} / (128 \text{ cm} \times 92 \text{ cm}) = 6.28 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$V_{perm.} = 0.3 (250 \text{ kg/cm}^2)^{0.5} = 4.74 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$6.28 \text{ kg} / \text{cm}^2 > 4.74 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

Entonces requiere esfuerzo por cortante,

Considerando que el cortante es tomado totalmente por los estribos obtenemos:

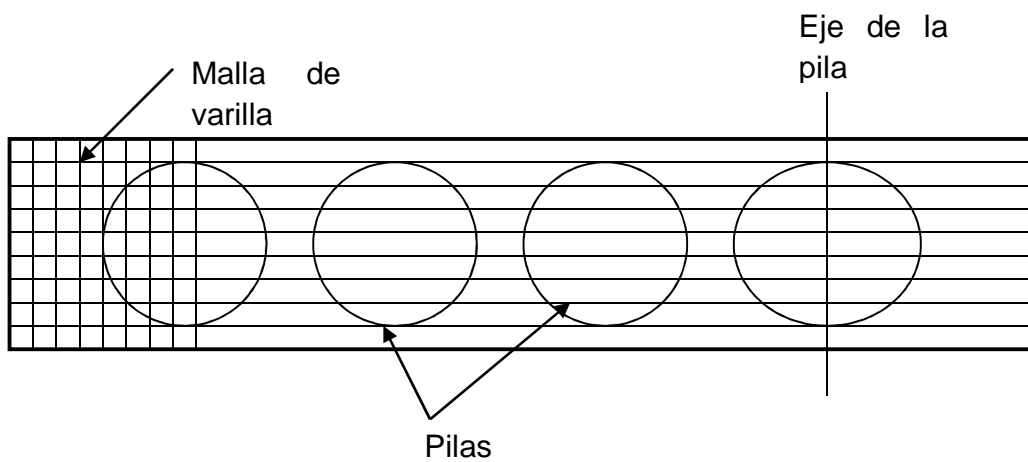
$$\text{Si proponemos estribos de n\u00fam. 4C en 4 ramas } a_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{(a_s)(num.ramas)(fs)(d)}{Vac}$$

S = 46 cm

Se requieren estribos núm.4C en 4 ramas @ 46 cm. pero por las normas se colocarán estribos del 4C de 4 ramas @ 15.

En la figura 3.1.1.2.1 se muestra el armado del cabezal del caballete.



**Figura 3.1.1.2.1 Armado del cabezal del caballete**

## Diseño de columna del caballete

### Efectos de esbeltez

Método ACI

Radio de giro de la sección.

$$r = 0.25(D) \quad \text{Ecuación 3.1.1.G. Radio de giro.}$$

Donde:  $r$  = radio de giro.

$D$  = diámetro de columna.

$$r = 0.25 ( 120 \text{ cm } ) = 30 \text{ cm.}$$

- Criterio de la estructura equivalente.

Momentos de inercia centroidal.

$$I_{(columna)} = \pi r^4 / 4 = ( 3.1515 * (60 \text{ cm})^4 ) / 4 = 10178760.2 \text{ cm}^4 \text{ de columna.}$$

$$I_{(trabe)} = h*b^3 / 12 = (100 \text{ cm} * 130^3 \text{ cm} ) / 12 = 18308333.3 \text{ cm}^4 \text{ de trabe.}$$

Rigideces

Nudos

$$\psi_1 = 0 \quad \text{por ser empotramiento.}$$

$$\psi_2 =$$

$$k_{Trabe} = I_{trabe} / \text{long}_{trabe} = (18308333.3 \text{ cm}^4 / 410 \text{ cm} ) = 44654.5 \text{ cm}^3$$

Rigidez de la columna.

$$K_{columna} = I_{columna} / long_{columna} = ( 10178760.2 \text{ cm}^4 / 450 \text{ cm} ) = 22619.46 \text{ cm}^3$$

$$\psi_2 = k_{columna} / k_{trabe} = 22619.46 \text{ cm}^3 / 44654.4 \text{ cm}^3 = 0.5$$

De diagrama de longitud efectiva de pandeo  $k = 1.05$

$$k \text{ long}_{columna} / r = (1.05 * 450 \text{ cm} ) / 30 = 15.75 < 22 \quad \text{no se toman efectos de esbeltez.}$$

### Dimensionamiento de la columna

Condiciones de carga

$P_U = 230 \text{ ton}$	$d = 112 \text{ cm}$	$P_U = \text{carga última.}$
$M_X = 323 \text{ t-m}$	$D = 120 \text{ cm}$	$M_{x,y} = \text{momentos en}$
		$\text{dirección x, y}$
$M_Y = 342 \text{ t-m}$		

Materiales:

Concreto de  $f'c = 250 \text{ kg} / \text{cm}^2$

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

Tamaño máximo agregados = 2.5 cm

Recubrimiento libre = 4 cm

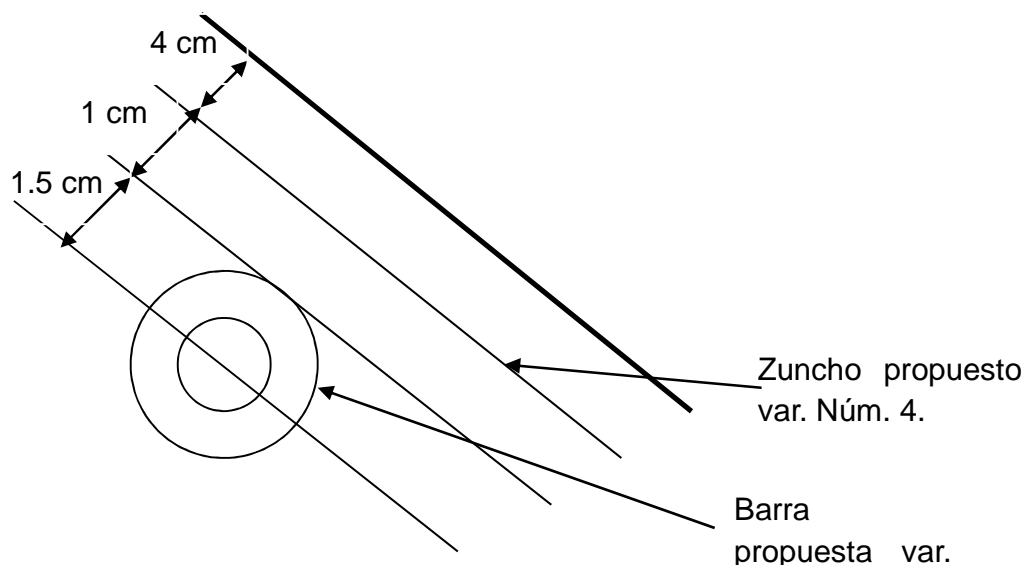
$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8 * 250 \text{ kg/cm}^2 = 200 \text{ kg / cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 * 200 \text{ kg/cm}^2 = 170 \text{ kg / cm}^2$$

- Estimación del recubrimiento r.

$$r = 4 \text{ cm} + 1 \text{ cm} + 1.3 \text{ cm} = 6.3 \text{ cm} \approx 6.5 \text{ cm}$$

En la figura 3.1.1.2.2 se muestra la estimación del recubrimiento de armado de columna.



**Figura 3.1.1.2.2 Estimación de recubrimiento r**

- Resistencia requerida.

Composición de momentos.

Ecuación 3.1.1.H. Módulo de momentos

$$M = \sqrt{M_{x^2} + M_{y^2}} = ((323 \text{ ton-m})^2 + (342 \text{ ton-m})^2)^{0.5} = 470.4 \text{ t-m}$$

$$Pu = f_c * P = 1.1 * 230 \text{ ton} = 253 \text{ ton}$$

$$Mu = f_c * M = 1.1 * 470.4 \text{ ton-m} = 517.4 \text{ t-m}$$

$$e = Mu / Pu = 517.4 \text{ t-m} / 253 \text{ ton} = 2.05 \text{ m}$$

diámetro de columna estándar  $D = 120 \text{ cm}$  ;  $d = 113 \text{ cm}$

$$d/D = 113 \text{ cm} / 120 \text{ cm} = 0.94$$

$$e/D = 2.05 \text{ m} / 1.2 \text{ m} = 1.67$$

Ecuación 3.1.1.I. Carga última

$$k = \frac{Pu}{(f_R)(D^2)(f''c)} = 253000 \text{ kg} / (0.8 * 120^2 \text{ cm}^2 * 170 \text{ kg/cm}^2) = 0.129$$

De gráficas de interacción de columnas obtenemos q

$$q = 0.55$$

$$\phi = q \frac{f''c}{f_y} = 0.55 ( 170 \text{ kg/cm}^2 / 4200 \text{ kg/cm}^2 ) = 0.02226$$



$$a_s = \varphi \pi \frac{D^2}{4} = 0.02226 ( 3.1416 * 120^2 / 4 ) = 252 \text{ cm}^2 = 49 \text{ var. Núm 8.}$$

Refuerzo transversal para articulaciones plásticas.

$p_s$  = porcentaje de acero.

$$p_s = 0.45 ( (A_n / A_c) - 1 ) ( f'_c / f_s )$$

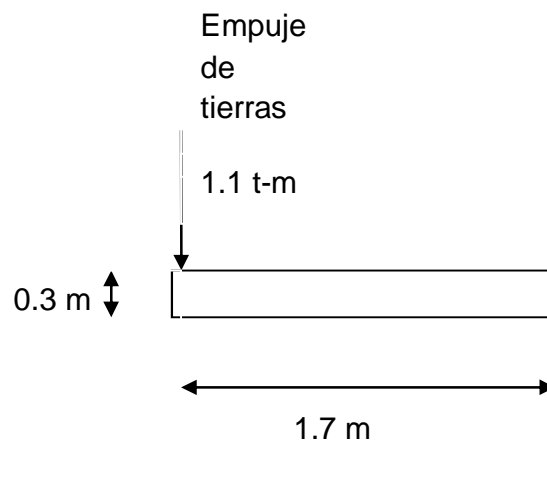
$$p_s = 0.45 ( ( 11310 \text{ cm}^2 / 9852 \text{ cm}^2 ) - 1 ) ( 250 \text{ kg/cm}^2 / 4200 \text{ kg/cm}^2 ) = 0.004$$

$$s = ( 4 A_b / h p_s ) = ( 4 * 1.27 \text{ cm}^2 / 112 \text{ cm} * 0.004 ) = 11 \text{ cm}$$

Colocar estribos var. núm. 4 @ 11 cm.

### Dimensionamiento de diafragma

Tomando el diafragma como una viga empotrada. Como se muestra en la figura 3.1.1.2.3.



**Figura 3.1.1.2.3 Dimensionamiento del diafragma**

Cortante en viga  $v = 1.87$  t-m; momento actuante  $M = 7$  t-m

Revisión de peralte.

De la ec. 3.1.1B tenemos.

$$d = \sqrt{\frac{M}{(k)(b)}}$$

$M$  = momento actuante.

$k$  = constante.

$b$  = claro.

$$d = ( ( 700000 \text{ kg-cm} / 13.58 * 170 \text{ cm} ) )^{0.5} = 18 \text{ cm}$$

$$A_s = M / ( f_s * j * d ) = 700000 / ( 1800 * 0.9 * 18 ) = 24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Núm. var} = A / a_s = 24 \text{ cm}^2 / 1.27 \text{ cm}^2 = 19 \text{ var. núm 4.}$$

Revisión por cortante

$$V = p / b * d = 1870 \text{ kg} / ( 19 * 170 ) = 0.61 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$V_{\text{perm.}} = 0.3 ( f'c )^{0.5} = 0.3 ( 250 \text{ kg/cm}^2 ) = 4.74 \text{ kg/cm}^2$  no requiere refuerzo por cortante.

Para el armado se colocarán estribos del núm. 4 @ 20 cm

## Dimensionamiento de la ménsula

Cargas en la ménsula.

Muerta:

$$\text{losa: } 3\text{m} * 0.3\text{ m} * 17.8\text{ m} = 16.02\text{ m}^3 * 2.4\text{ ton} / \text{m}^3 = 37.1\text{ ton}$$

$$\text{Carpeta: } 0.12\text{ m} * 3\text{ m} * 14\text{ m} = 5.04\text{ m}^3 * 2.2\text{ ton} / \text{m}^3 = 11.1\text{ ton}$$

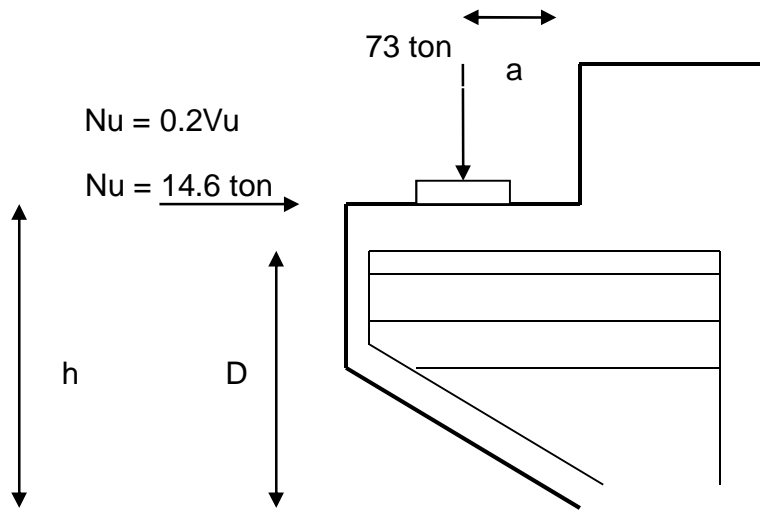
Viva :

Camión : T3S2R4

$$7.75 * 4 = 31\text{ ton} * 0.75 = 24\text{ ton}$$

$$\text{Suma total} = 72.2\text{ ton}$$

En la figura 3.1.1.2.4 se muestran las cargas en el dimensionamiento de la ménsula.



**Figura 3.1.1.2.4 Dimensionamiento de la ménsula**

$$f'c = 250 \text{ kg / cm}^2$$

$$a = 0.15 \text{ cm}$$

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

$$h = 0.80 \text{ cm}$$

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8 * 250 \text{ kg / cm}^2 = 200 \text{ kg / cm}^2$$

$$d = 0.75 \text{ cm}$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 * 200 \text{ kg / cm}^2 = 170 \text{ kg / cm}^2$$

$f_R = 0.9$  para flexión y tensión directa.

$f_R = 0.8$  para cortante.

$\mu = 1.4$  para concreto colado monolíticamente.

- Cálculo de refuerzo.

$$A_{VF1} = (V_R / f_R * \mu * fy) = 73000 \text{ kg} / (0.8 * 1.4 * 4200 \text{ kg / cm}^2) = 15.52 \text{ cm}^2$$

$$A_{VF2} = V_R - 14 f_R A / (0.8 f_y f_R) = (73000 \text{ kg} - 14 * 0.8 * 75 \text{ cm} * 30 \text{ cm})$$

-----

$$(0.8 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 0.8)$$

$$A_{VF2} = 17.78 \text{ cm}^2$$

- Revisión de cortante  $V_R$

$$V_R = 0.25 * f_R * f^* c * A$$

$$V_R = 0.25 * 0.8 * 200 \text{ kg/cm}^2 * 30 \text{ cm} * 75 \text{ cm} = 90000 \text{ kg} > 73 \text{ 000 kg}$$

Para el momento flexionante.

$$M_R = M * a + N_U * (h - D) = (73000 \text{ kg} * 15 \text{ cm}) + (14600 \text{ kg} * 5 \text{ cm})$$

$$= 11.68 * 10^5 \text{ kg -cm}$$

$$a/h = 15 \text{ cm} / 80 \text{ cm} = 0.187 < 0.5$$

$$z = 1.2 a = 1.2 * 15 \text{ cm} = 18 \text{ cm}$$

Ecuación 3.1.1.J. Área de acero.

$$A_F = \frac{M_R}{(f_R)(f_y)(z)} = 11.68 * 10^5 \text{ kg-cm} / (0.9 * 4200 \text{ kg} / \text{cm}^2 * 18 \text{ cm})$$

$$= 17.16 \text{ cm}^2$$

Ecuación 3.1.1.K. Relación de áreas.

$$p = \frac{A_f}{(b)(d)} = 17.16 \text{ cm}^2 / (30 \text{ cm} * 75 \text{ cm}) = 0.0076$$

0.002 < 0.0076 < 0.008 se pueden usar las ecuaciones. y no se necesita modificar peralte "d".

- Para resistir Nu

Ecuación 3.1.1.L. Área Normal.

$$A_n = \frac{N_U}{(f_R)(f_y)} = 14600 \text{ kg} / (0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2) = 3.86 \text{ cm}^2 \text{ Calculo de } A_s.$$

$$A_s = A_f + A_n = 17.16 \text{ cm}^2 + 3.86 \text{ cm}^2 = 21.03 \text{ cm}^2 \quad \ll \text{ tomamos este valor}$$

$$A_{s2} = 2/3 A_{vf} + A_n = (2/3) 17.78 \text{ cm}^2 + 3.86 \text{ cm}^2 = 15.71 \text{ cm}^2$$

$A_s = 11$  var. núm. 5.

Acero mínimo

$$A_{S_{\min}} = \frac{0.04(f'c)(d)(b)}{f_y} \quad \text{Ecuación 3.1.1.M. Área de acero mínimo.}$$

$$A_{S_{\min}} = 0.04 * 250 \text{ kg/cm}^2 * 30\text{cm} * 75\text{cm} \\ \text{-----} = 5.35 \text{ cm}^2 \\ 4200 \text{ kg/cm}^2$$

- Cálculo de  $A_h$

$$A_h = 0.5 ( A_h - A_n ) = 0.5 ( 21.02 \text{ cm}^2 - 3.86 \text{ cm}^2 ) = 8.6 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 6 \text{ var. Núm. 4.}$$

### **Tope antisísmico**

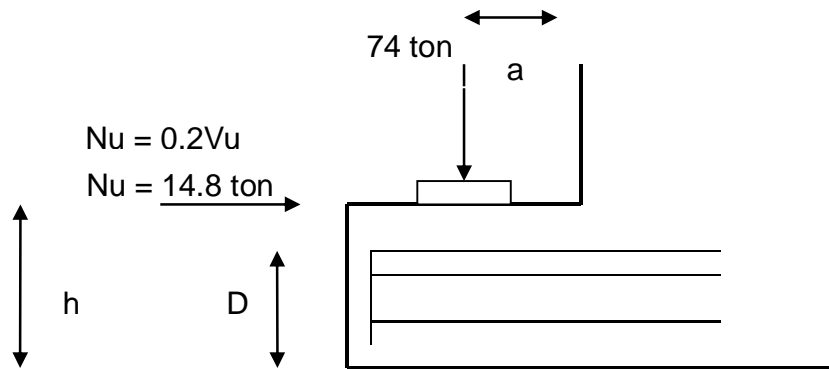
Tomando el tope como una ménsula.

De los datos obtenidos en sismo transversal

$$V = 74 \text{ ton} \quad Q = 1.0$$

$$V_u = 74 \text{ ton} / 1.0 = 74 \text{ ton}$$

En la figura 3.1.1.2.5 se muestra un diagrama del tope antisísmico que es tomado como una ménsula para su análisis.



**Figura 3.1.1.2.5 Tope antisísmico tomado como ménsula**

$$a = 25 \text{ cm}$$

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

$$D = 25.5 \text{ cm}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg / cm}^2$$

$$h = 31 \text{ cm}$$



## Cálculo de refuerzo

- Para resistir  $V_u$

$$A_{VF} = \frac{V_U}{\phi f_y \mu}$$

Ecuación 3.1.1.N. Cortante último.

$$A_{VF} = 74000 \text{ kg} / ( 0.75 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 1.4 ) = 16.78 \text{ cm}^2$$

- Para resistir  $M_u$

$$M_U = V_U a + N_U (h - D)$$

$$N_U = 0.2 V_U$$

$$N_U = 0.2 ( 74000 \text{ kg} ) = 14800 \text{ kg}$$

$$Z = 0.8 D$$

$$Z = 0.8 ( 25.5 \text{ cm} ) = 20.4 \text{ cm}$$

$$M_U = 74000 \text{ kg} * 25 \text{ cm} + 14800 \text{ kg} ( 5.5 \text{ cm} ) = 1931400 \text{ kg-cm}$$

$$A_f = \frac{M_U}{\phi f_Y Z}$$

Ecuación 3.1.1.O. Momento último.

$$A_F = 1931400 \text{ kg-cm} / ( 0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 20.4 \text{ cm} ) = 25.04 \text{ cm}^2$$

- Para resistir Nu. De ec. 3.1.1.L.

$$A_n = \frac{Nu}{\phi f_y}$$

$$A_n = 14800 \text{ kg} / (0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2) = 3.91 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de  $A_s$

$$A_{s1} = A_F + A_n = 25.04 \text{ cm}^2 + 3.91 \text{ cm}^2 = 28.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = (2/3)A_{V_F} + A_n = (2/3)16.78 \text{ cm}^2 + 3.91 \text{ cm}^2 = 15.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 28.95 \text{ cm}^2 \quad \text{usando varillas número 6}$$

$$A_s = 11 \text{ varillas número 6.}$$

- Cálculo de estribos.

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) \quad \text{Ecuación 3.1.1.P. Área de acero de estribos.}$$

$$A_h = 0.5 ( 28.95 \text{ cm}^2 - 3.91 \text{ cm}^2 ) = 12.52 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 10 \text{ varillas número 4 ; } 1 @ 8 \text{ cm}$$

### **Dimensionamiento de banco de apoyo**

Adaptando un banco a las medidas que se tiene en el cabezal y por la trabe tipo. Se propone un banco de 100 cm \* 86 cm su altura varía de acuerdo a la pendiente que se le de a la trabe la trabe.

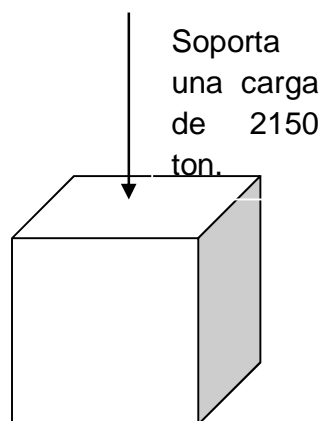
La capacidad de carga de cada banco es de:

$$\begin{aligned} \text{Carga del banco} &= f'c * \text{área de la base} = 250 \text{ kg / cm}^2 * 100\text{cm} * 86 \text{ cm} \\ &= 2150 \text{ ton} > 54 \text{ ton ( carga muerta )} + 45 \text{ ton (carga viva )} \end{aligned}$$

Se le dará un armado al banco para darle una mayor consistencia y firmeza

Se propone un armado de malla con varillas núm. 4 @ 10 cm

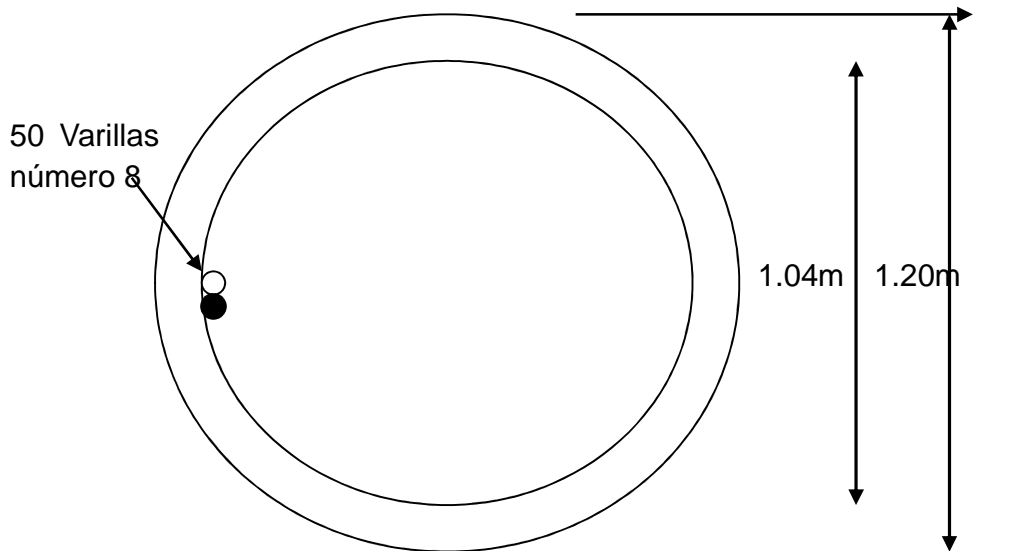
En la figura 3.1.1.2.6 se muestra el banco de apoyo de las trabes.



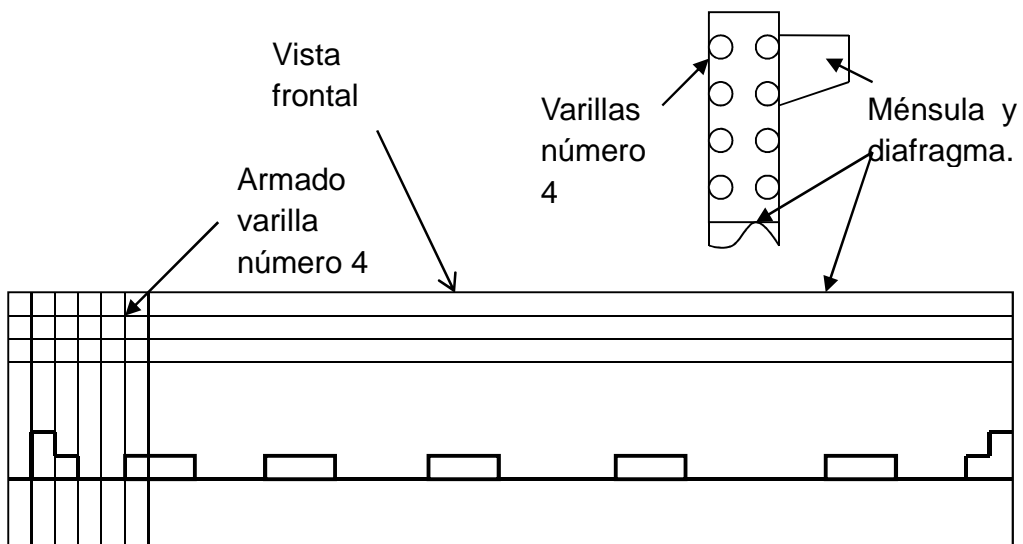
**Figura 3.1.1.2.6 Banco de apoyo**

Elementos del caballete.

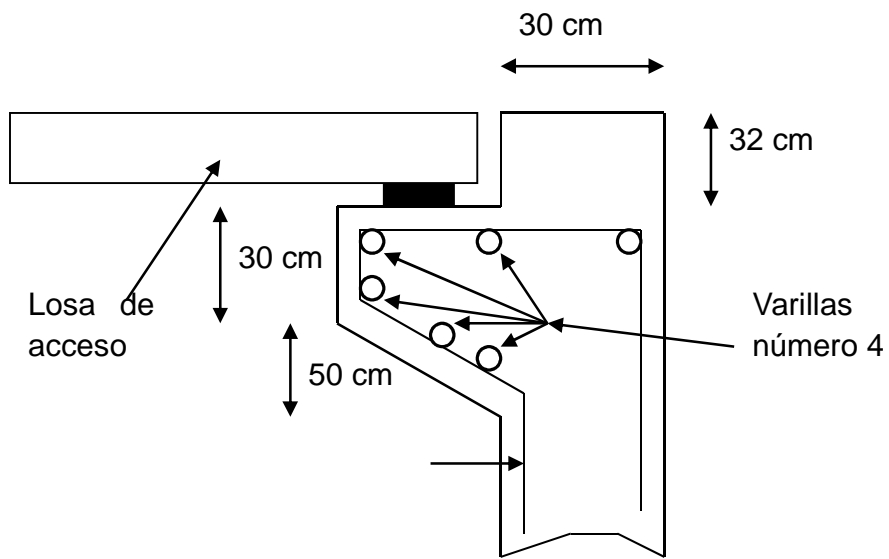
En la figura 3.1.1.2.7 ; 3.1.1.2.8 ; 3.1.1.2.9 ; 3.1.1.2.10 y 3.1.1.2.11 se muestran las características del armado de los elementos del caballete.



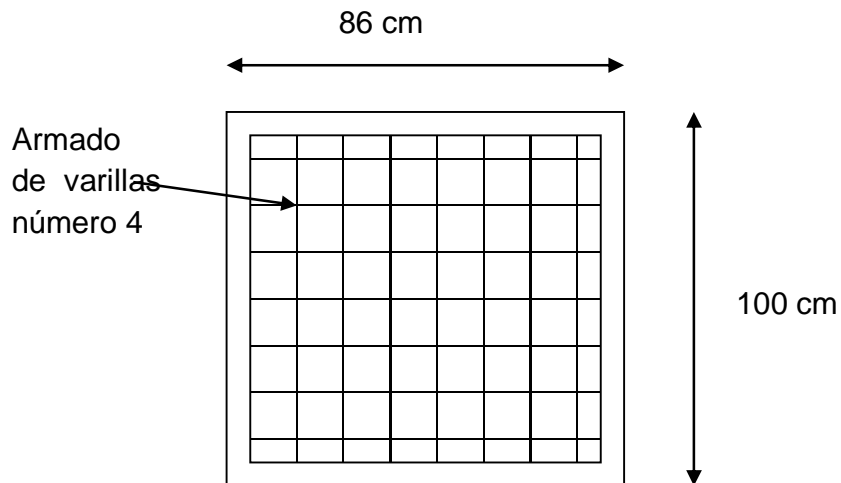
**Figura 3.1.1.2.7 Armado transversal del pilastrón**



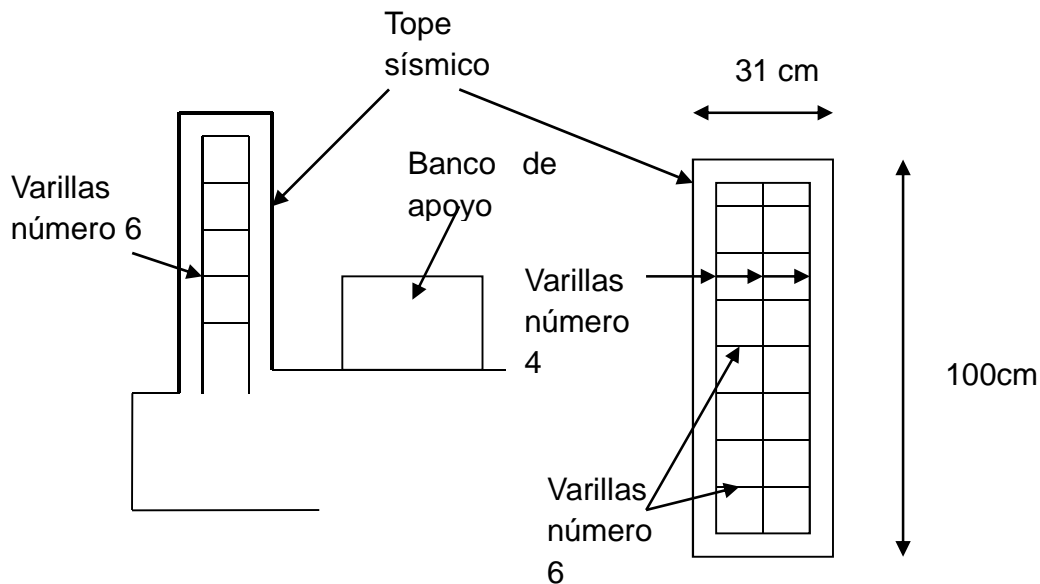
**Figura 3.1.1.2.8 Armado del diafragma**



**Figura 3.1.1.2.9 Armado de la ménsula**



**Figura 3.1.1.2.10 Armado del banco de apoyo de traves**



**Figura 3.1.1.2.11 Armado de tope antisísmico**

### 3.1.2 Pilas

Las columnas son miembros verticales y rectos cuyas longitudes son considerablemente mayores que las dimensiones de su sección transversal, es decir son miembros esbeltos.

Un miembro esta sujeto a compresión pura si la resultante de cargas de compresión transmitidas a dicho miembro coincide con la ubicación y dirección de su eje centroidal, si esta condición no se cumple se presentan excentricidades de carga que generan combinaciones de flexión y compresión axial.

Sin embargo, cuando los extremos de las columnas o si la carga de los elementos que se conectan se aplican simétricamente, los momentos inducidos en los extremos tienden a ser despreciables comparados con la carga axial.

Las cargas que se encuentran exactamente centradas sobre una columna se denominan axiales o cargas concéntricas, las cargas muertas pueden ser o no axiales en una columna interior de un edificio, pero las cargas vivas generan aparte otro efecto. Es por eso que las columnas rara vez están sujetas a compresión axial pura, por lo general están sujetas a combinaciones de flexión y compresión, ya que aunque las conexiones entre miembros sean diseñadas para transmitir solo cargas, sin momentos flexionantes, la transmisión de cargas no se ejerce a través de sus centroides. La situación ideal se tiene cuando las cargas se aplican uniformemente sobre la columna con el centro de gravedad de las cargas coincidiendo con el eje de gravedad de la columna.

### 3.1.2.1 Análisis estructural

Datos generales se presentan en la siguiente tabla.

ANCHO TOTAL	18	m		
ANCHO DE CALZADA	7.97	m	PERALTE	
LONGITUD CABEZAL	17.30	m	2.40	m
LONGITUD DEL PUENTE	192	m		
CLARO DE DISEÑO	19.10	m		
ESPESOR DE LOSA	0.15	m		
ESPESOR DE CARPETA	0.12	m		

**Tabla 3.1.2.1a. Datos generales**

NÚM. TRABES 1	8		AASHTO	
NÚM. TRABES 2	8		T-IV	
SEPARACIÓN DE TRABES	2.00	m		
ÁREA DE TRABE	0.497	m <sup>2</sup>		
PERALTE DE TRABE	1.35	m		
ÁREA DE DIAFRAGMA	1.94	m <sup>2</sup>		
ESVIAJAMIENTO	0.00			
BANQUETA Y PARAPETO	0.35	ton		
PARAPEO Y BANQ. EXT.	0.60	ton		
CARGA VIVA Vmáx:	50.30	ton		
CARGA VIVA PEATONAL	0.15	ton/m <sup>2</sup>		
ANCHO BANQUETA	1.0	m		
NÚM. CARRILES	4.0			
TIPO DE CAMIÓN	T3S2R4			
NÚM. DE COLUMNAS	1.0		ANCHO	
ÁREA COLUMNA HUECA	3.955	m <sup>2</sup>	4.0	m
INERCIA LONGITUDINAL	2.134	m <sup>4</sup>		
INERCIA TRANSVERSAL	7.351	m <sup>4</sup>		
f'c DE LA COLUMNA	350	kg/cm <sup>2</sup>		
SOBRESPESES CABEZAL	0.00	ton		
BANCOS Y TOPES	5.0	ton		
ZONA SISMICA	C	I		
COEFICIENTE SISMICO	0.36			
FACTOR DE DUCTILIDAD	1			
FACTOR DE IMPORTANCIA	1.50			

**Tabla 3.1.2.1b. Datos generales**

Análisis de cargas.

1.- Carga muerta:

$$\text{losa} = 0.15 \text{ m} * 18.00 \text{ m} * 29.10 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 188.7 \text{ ton}$$

$$\text{trabe} = 0.780 \text{ m}^2 * 8.00 \text{ trab.} * 29.10 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 435.8 \text{ ton}$$

$$\text{carpeta} = 0.12 \text{ m} * 15.94 \text{ m} * 29.10 \text{ m} * 2.2 \text{ ton/m}^3 = 122.45 \text{ ton}$$



Parapeto.

$$\text{y banqueta inter.} = 0.35 \text{ ton/m} * 1.00 * 29.10 \text{ m} = 10.2 \text{ ton}$$

Parapeto

$$\text{y banqueta exter.} = 0.6 \text{ ton/m} * 2.00 * 29.1 \text{ m} = 34.92 \text{ ton}$$

$$\text{Rcm} = 793 \text{ ton}$$

2.- Carga viva + impacto:

Considerando un camión T3S2R4 en 4 carriles de circulación.

(Vmáx carga viva) ton. (núm. Carriles) (reduc. por carriles)

$$\text{Rcv} = 50.3\text{ton} * 4 \text{ carriles} * 1.00 * 1.30 = 261.56 \text{ ton}$$

$$\text{Rcv+I} = 261.56 \text{ ton}$$

3.- Peso propio, cabezal

$$\text{Cabezal} = 17.3 \text{ m} * 2 \text{ m} * 1.2 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 99.65 \text{ ton}$$

$$13.3 \text{ m} * 2 \text{ m} * 1.2 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 / 2 = 38.3 \text{ ton}$$

$$4 \text{ m} * 2 \text{ m} * 1.2 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 23.0 \text{ ton}$$

$$\text{Bancos} = \text{topes y bancos peso promedio} = 5.0 \text{ ton}$$

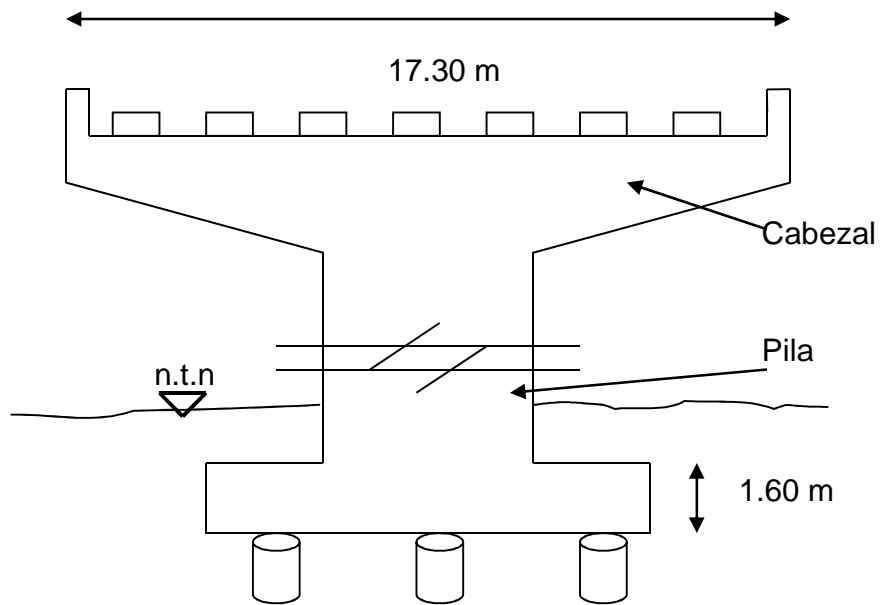
---

$$\text{Wpp} = 166.00 \text{ ton}$$

4.- Peso columna.

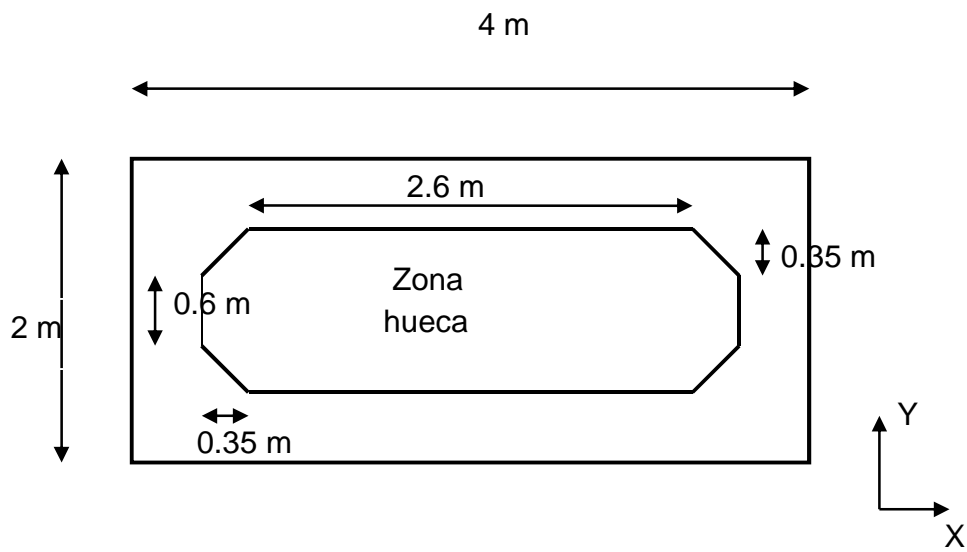
$$\text{Columna} = 3.955 \text{ m}^2 * 4.5 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 42.7 \text{ ton}$$

En la figura 3.1.2.1 se muestra la columna y su cabezal que tendrá el puente vehicular.



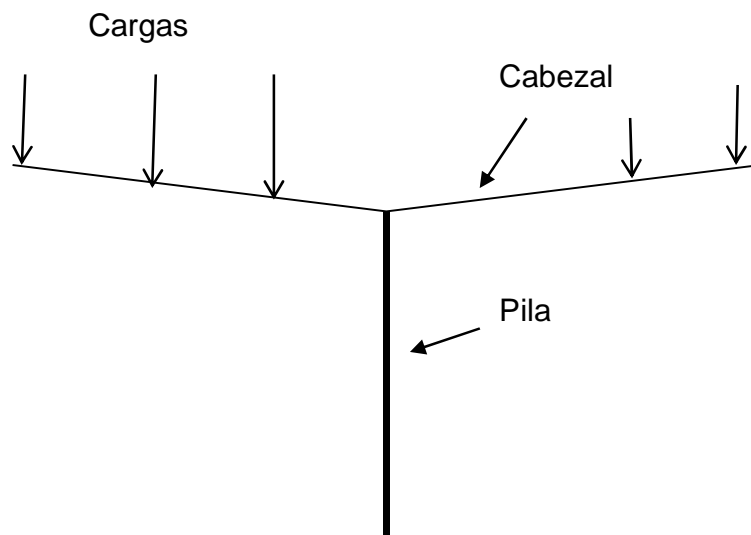
**Figura 3.1.2.1.1 Pila y cabezal**

En la figura 3.1.2.1.2 se muestra la sección transversal propuesta, de la columna (pila).



**Figura 3.1.2.1.2 Sección transversal de la pila**

En la figura 3.1.2.1.3 se muestra el modelo idealizado para el análisis estructural de la pila.



**Figura 3.1.2.1.3 Modelo idealizado de la pila**

Se calculan los elementos mecánicos en el programa SAP, distribuyendo las cargas muertas y vivas en el modelo. En las figuras 3.1.2.1.4 y 3.1.2.1.5 se muestran las cargas muertas y vivas que se emplearon en el análisis estructural en el modelo SAP.

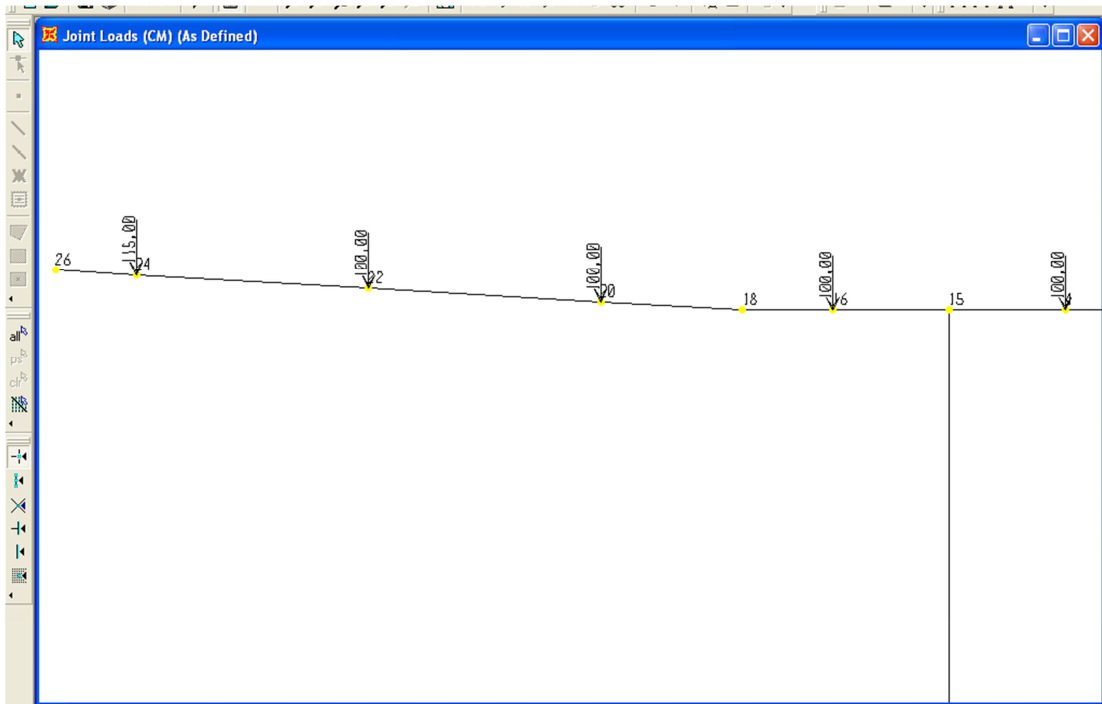
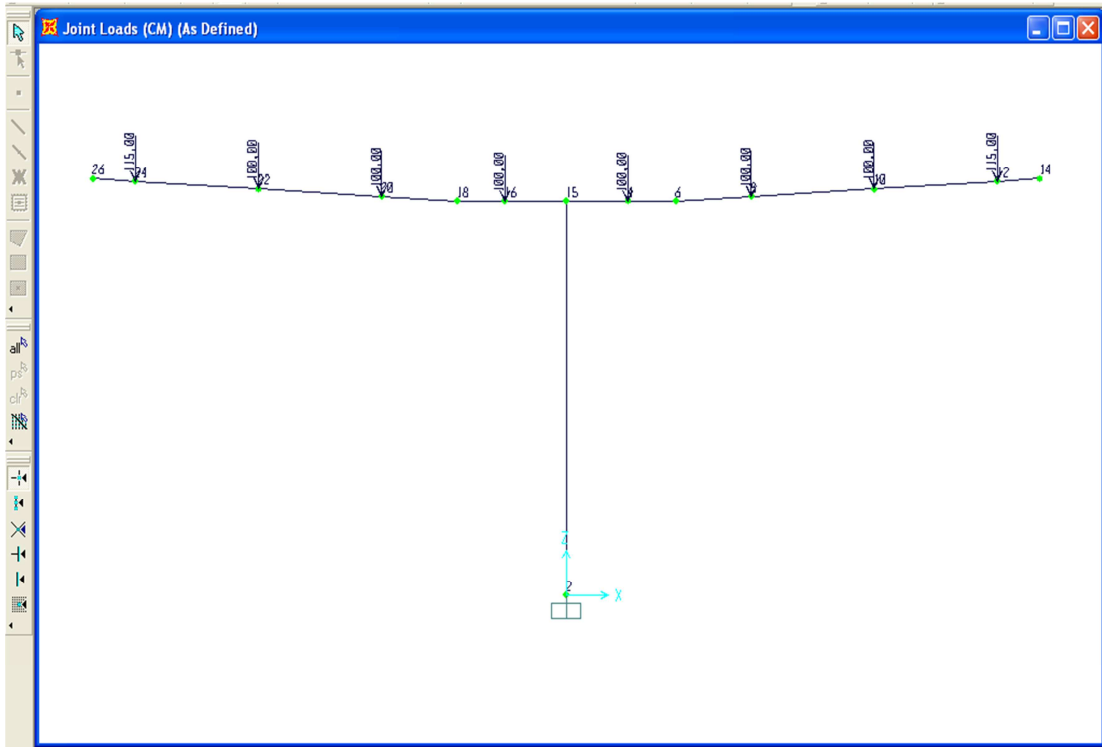


Figura 3.1.2.1.4 Carga muerta

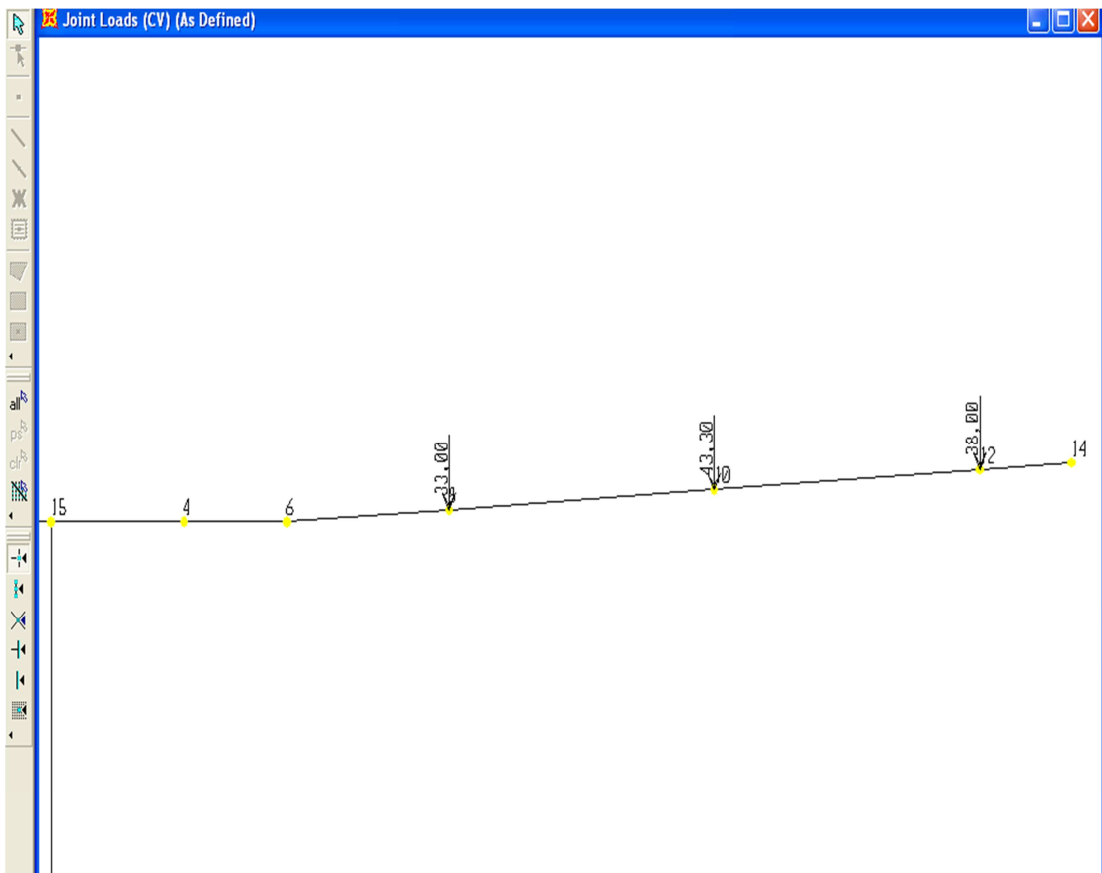
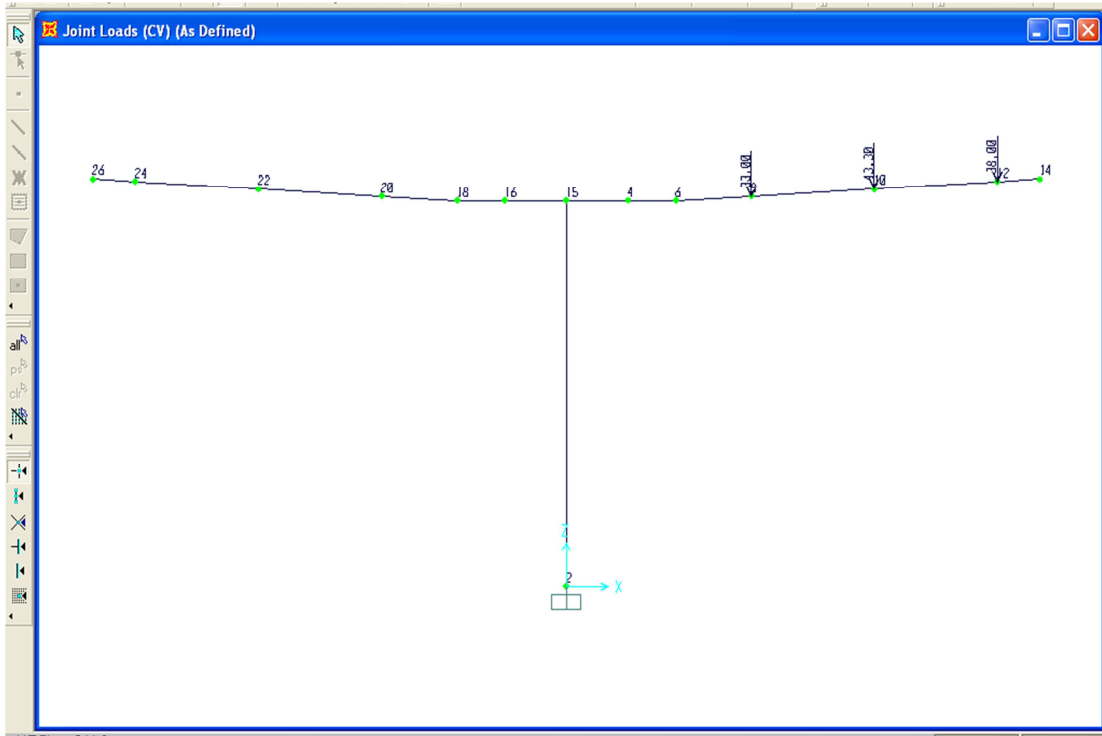


Figura 3.1.2.1.5 Carga viva en el modelo

ELEMENTOS MECANICOS OBTENIDOS DE LA CORRIDA DEL MODELO.

<i>PILA</i>	<i>P<sub>PER</sub></i> (Ton)	<i>M<sub>PER</sub></i> (Ton-m)	<i>P<sub>SL</sub></i> (Ton-m)	<i>M<sub>SL</sub></i> (Ton- m)	<i>P<sub>ST</sub></i> (Ton- m)	<i>M<sub>ST</sub></i> (Ton- m)
<b>EJE</b>	-1051	0	0	3086	0	1821

**Tabla 3.1.2.1a. Elementos mecánicos**

$$Q_{x=2} \quad F_c (\text{per.}) = 1.00$$

$$Q_{y=2} \quad F_c (\text{sismo}) = 1.00$$

"Sismo Longitudinal" = 100% Cargas Permanentes +/- 100% Sismo long. +/-  
30% Sismo trans.

a) Condición No. 1 (+)

$$P = -1051.00 + 0.00 + 0.00 = -1051.00 \text{ ton}$$

$$M_{100\%SL} = 0.00 + 1543.00 = 1543.00 \text{ ton-m}$$

$$M_{30\%ST} = 0.00 + 273.15 = 273.15 \text{ ton-m}$$

b) Condición No. 2 (-)

$$P = -1051.00 - 0.00 - 0.00 = -1051.00 \text{ ton}$$

$$M_{100\%ST} = 0 - 1543.00 = -1543.00 \text{ ton-m}$$

$$M_{30\%ST} = 0 - 273.15 = -273.15 \text{ ton-m}$$

"Sismo Transversal" = 100% Cargas Permanentes +/- 30% Sismo long. +/-

100% Sismo trans.

a) Condición No. 1 (+)

$$P = -1051.00 + 0.00 + 0.00 = -1051.00 \text{ ton}$$

$$M_{30\%SL} = 0.00 + 462.90 = 462.90 \text{ ton-m}$$

$$M_{100\%ST} = 0.00 + 910.50 = 910.50 \text{ ton-m}$$

b) Condición No. 2 (-)

$$P = -1051.00 - 0.00 - 0.00 = -1051.00 \text{ ton}$$

$$M_{30\%SL} = 0.00 - 462.90 = -462.90 \text{ ton-m}$$

$$M_{100\%ST} = 0.00 - 910.50 = -910.50 \text{ ton-m}$$

Elementos de diseño.

$$\text{Fuerza} = -1051.00 \text{ ton}$$

$$\text{Momento } (M_x) = 1543.00 \text{ ton-m}$$

$$\text{Momento } (M_y) = 910.50 \text{ ton-m}$$



### 3.1.2.2 Diseño estructural

Relación de esbeltez de las paredes

La relación de esbeltez de las paredes de una sección transversal rectangular hueca se deberá tomar como:

$$\Lambda_w = X_u / t \quad \text{Ecuación 3.1.2.A. Relación de esbeltez.}$$

Donde:

$X_u$  = longitud libre de la porción de pared de espesor constante entre otras paredes o chaflanes entre paredes (mm)

$t$  = espesor de la pared (mm)

$\lambda_w$  = relación de esbeltez de pared para columnas huecas

Si la relación de esbeltez de las pared es menor que 15, se puede usar el método del bloque rectangular de tensiones en base a una deformación específica por compresión de 0.003 o algún método comprobado conocido.

$\lambda = 3300 \text{ mm} / 350 \text{ mm} = 9.43 < 15$  por lo tanto se usara un método conocido para dimensionamiento de la columna.

$$P_u = 1051.0 \text{ ton}$$

$$M_x = 1543 \text{ ton/m} \quad e_x = 1.468 \text{ m}$$

$$M_y = 910.5 \text{ ton/m} \quad e_y = 0.87 \text{ m}$$

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

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

Recubrimiento = 8 cm

- Utilizando la fórmula de Bresler.

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} + \frac{1}{P_{RO}}}$$

Ecuación 3.1.2.B. Formula de bresler.

Donde :  $P_R$  = es la carga normal resistente de diseño

aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$

$P_{RX}$  = es la carga normal resistente de diseño

aplicada con la excentricidad  $e_x$ .

$P_{RY}$  = es la carga normal resistente de diseño

aplicada con la excentricidad  $e_y$ .

$P_{RO}$  = es la carga axial resistente de diseño

suponiendo  $e_x$  y  $e_y = 0$

$$f^*c = 0.8 f'c = 0.8 ( 350 \text{ kg/cm}^2 ) = 280 \text{ kg /cm}^2$$

$$f''c = 0.85 f^*c = 0.85 (280 \text{ kg/cm}^2) = 238 \text{ kg/cm}^2$$

En el dimensionamiento de la columna se debe de proponer una sección de concreto y también se debe de variar el porcentaje de acero que se usará en la

sección y que cumpla con las cargas solicitadas, debido a esto se debe de iterar hasta encontrar la sección ideal.

$$\text{Área de sección de concreto propuesta} = 3.955 \text{ m}^2 = 39550 \text{ cm}^2$$

Porcentaje de acero inicial  $\rho = 0.01$  que es el mínimo requerido

$$A_s = \rho (A_{\text{concreto}}) = 0.01 (3.955 \text{ m}^2) = 0.03955 \text{ m}^2 = 395.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de varillas núm. 8} = 5.07 \text{ cm}^2 \quad A_s = 78.01 = 79 \text{ varillas}$$

$$q = \rho \left( \frac{f_y}{f'_c} \right) = 0.01 (4200 \text{ kg/cm}^2 / 238 \text{ kg/cm}^2) = 0.176$$

- Cálculo de  $P_{RO}$

tomando factor de resistencia  $F_R = 0.7$

$$P_{RO} = F_R ( (f'_c)(A_c) + (A_s)(f_y) ) = 0.7 ( 238 \text{ kg/cm}^2 * 39550 \text{ cm}^2 + 395.5 \text{ cm}^2 * 4200$$

$$\text{kg/cm}^2) = 7751800 \text{ kg} = 7751.8 \text{ ton.}$$

- Cálculo de  $P_{RX}$

$$d/h = 400 - 8 / 400 = 0.98$$

Usando diagramas de interacción.

$$e_x/h = 1.468 \text{ m} / 4 \text{ m} = 0.367$$

$$q = 0.176 \quad \text{por lo tanto } K_x = 0.45$$

$$P_{RX} = K_x F_R A_C f'_C = 0.45 * 0.7 * 39550 \text{ cm}^2 * 350 \text{ kg/cm}^2 = 4360387.5 \text{ kg}$$

- Cálculo de  $P_{RY}$

$$d/b = 192/200 = 0.196$$

Usando diagramas de interacción.

$$e_y/b = 0.87 \text{ m} / 2 \text{ m} = 0.435$$

$$q = 0.176 \quad \text{por lo tanto } K_y = 0.35$$

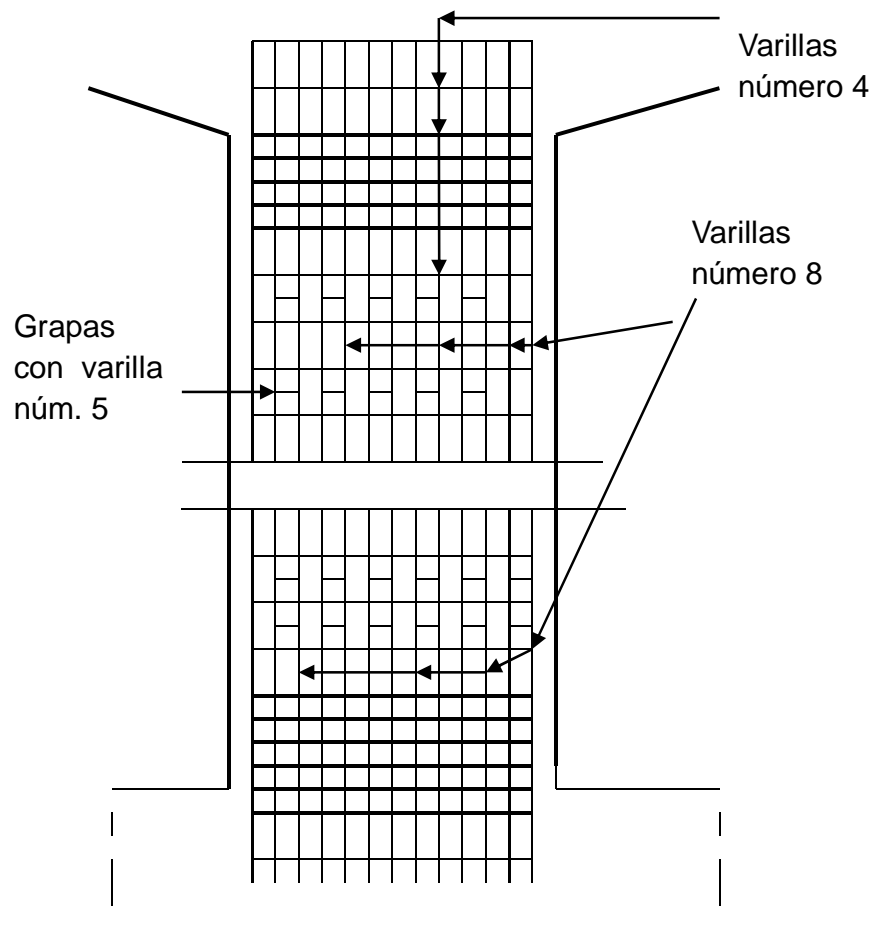
$$P_{RY} = K_y F_R A_C f'_C = 0.35 * 0.7 * 39550 \text{ cm}^2 * 350 \text{ kg/cm}^2 = 3391412.5 \text{ kg}$$

- Cálculo de  $P_R$

$$P_R = ( 1/ 4360387.5 \text{ kg} + 1/ 3391412.5 \text{ kg} - 1/ 7751800 \text{ kg} )^{-1} = 2530300.4 \text{ kg}$$
$$= 2530.3 \text{ ton.} > 1051 \text{ ton.}$$

Por lo tanto se usarán 80 varillas núm. 8.

En la figura 3.1.2.2.1 se muestra el refuerzo longitudinal de la columna del puente.



**Figura 3.1.2.2.1 Detalle de armado de columna**

- Refuerzo transversal.

Por reglamento ACI

$$b/2 = 200/2 = 100 \text{ cm}$$

$$850 d_b / \sqrt{f_y} = 850 * 2.54 \text{ cm} / \sqrt{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}} = 33.31 \text{ cm}$$

$$16 * (\text{diámetro varilla longitudinal}) = 16 * 2.54 \text{ cm} = 40.64 \text{ cm.}$$

$$48 * (\text{diámetro varilla de estribo}) = 48 * 1.27 \text{ cm} = 60.96 \text{ cm.}$$

Por lo tanto se usara varilla núm. 4 a cada 40 cm para los estribos.

En zonas sísmicas, en los extremos de las columnas (en su unión con vigas u otros elementos estructurales) deberá colocarse un refuerzo transversal especial conformado por estribos laterales cerrados de confinamiento y ocasionalmente por grapas suplementarias adicionales a los estribos, si fueran necesarias, hasta una distancia de 1/6 de su altura libre, el doble de la mayor dimensión de la sección transversal de la columna, o 50 cm, la que sea mayor.

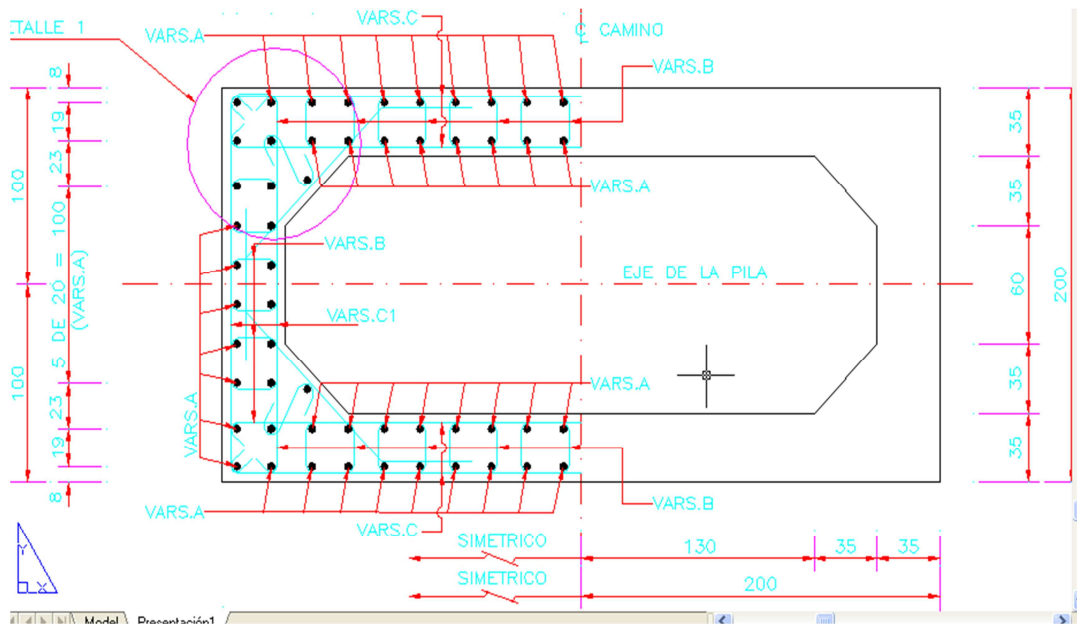
El primer estribo medido desde la cara de la viga (o el elemento transversal a la columna) debe estar ubicado a lo sumo a la mitad del espaciamiento del refuerzo transversal especial o a 5 cm., el que sea menor.

El espaciamiento del refuerzo transversal especial no podrá ser mayor que  $d/4$ , 8 diámetros de la varilla longitudinal, 24 diámetros de la varilla del estribo cerrado, o 30 cm., el que sea menor.

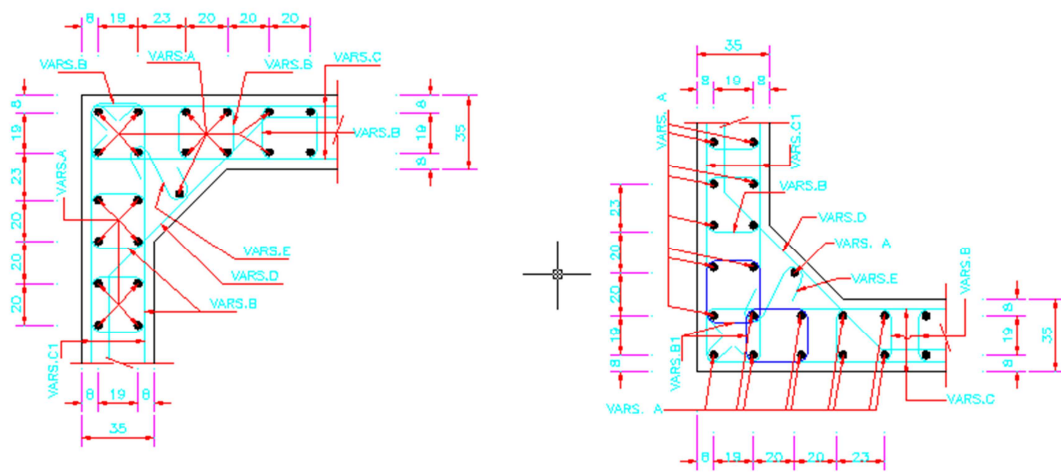
$$8 * 2.54 \text{ cm.} = 20.32 \text{ cm.}$$

$24 * 1.27 \text{ cm.} = 30.48 \text{ cm}$  por lo tanto el refuerzo transversal será de varillas del núm. 4 a cada 20 cm.

En la figura 3.1.2.2.2 y 3.1.2.2.3 se muestra el detalle del refuerzo transversal y longitudinal de la columna.



**Figura 3.1.2.2 Detalle de refuerzo transversal**



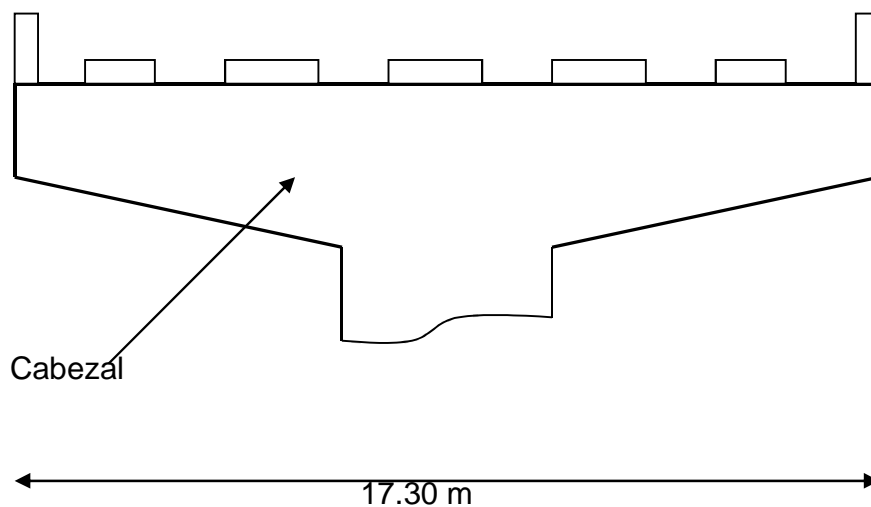
**Figura 3.1.2.3 Detalle de refuerzo transversal en confinamiento**

### 3.1.3 Cabezales

El cabezal de un puente es una viga o trabe que tiene la función de cargar la superestructura y recibir las cargas de las traveses por donde transitaran los vehículos.

#### 3.1.3.1 Análisis estructural

En la figura 3.1.3.1.1 se muestra el cabezal de la columna del puente.



**Figura 3.1.3.1.1 Cabezal del puente**

Análisis de cargas.

1.- Carga muerta:

$$\text{losa} = 0.15 \text{ m} * 18.00 \text{ m} * 29.10 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 188.7 \text{ ton}$$

$$\text{trabe} = 0.780 \text{ m}^2 * 8.00 \text{ trab.} * 29.10 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 435.8 \text{ ton}$$

$$\text{carpeta} = 0.12 \text{ m} * 15.94 \text{ m} * 29.10 \text{ m} * 2.2 \text{ ton/m}^3 = 122.45 \text{ ton}$$

$$\text{Parapeto y banquetta inter.} = 0.35 \text{ ton/m} * 1.00 * 29.10 \text{ m} = 10.2 \text{ ton}$$



Parapeto

$$\text{y banqueta exter.} = 0.6 \text{ ton/m} * 2.00 * 29.1 \text{ m} = 34.92 \text{ ton}$$

$$R_{cm} = 793 \text{ ton}$$

2.- Carga viva + impacto:

Considerando un camión T3S2R4 en 4 carriles de circulación.

(V<sub>máx</sub> carga viva) ton. (núm. Carriles) (reduc. por carriles)

$$R_{cv} = 50.3 \text{ ton} * 4 \text{ carriles} * 1.00 * 1.30 = 261.56 \text{ ton}$$

$$R_{cv+I} = 261.56 \text{ ton}$$

3.- Peso propio, cabezal

$$\text{Cabezal} = 17.3 \text{ m} * 2 \text{ m} * 1.2 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 99.65 \text{ ton}$$

$$13.3 \text{ m} * 2 \text{ m} * 1.2 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 / 2 = 38.3 \text{ ton}$$

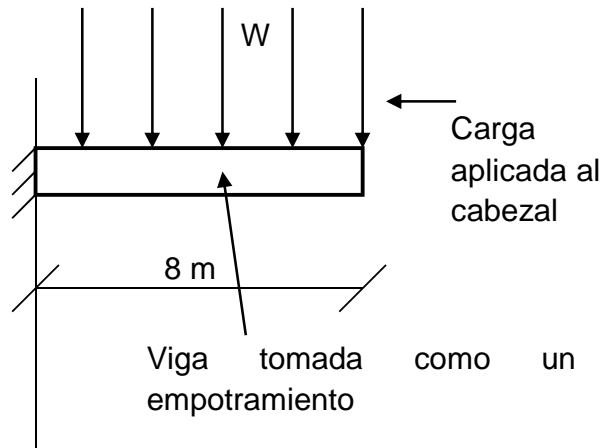
$$4 \text{ m} * 2 \text{ m} * 1.2 \text{ m} * 2.4 \text{ ton/m}^3 = 23.0 \text{ ton}$$

$$\text{Bancos} = \text{topes y bancos peso promedio} = 5.0 \text{ ton}$$

---

$$W_{pp} = 166.00 \text{ ton}$$

En la figura 3.1.3.1.2 se muestra la idealización del cabezal para su análisis.



### **Figura 3.1.3.1.2 Modelo idealizado del cabezal**

El cabezal será analizado estructuralmente como una viga empotrada, es decir la mitad del cabezal empotrado en la columna.

En la figura 3.1.3.1.3. se muestra el modelo en el análisis estructural del programa SAP

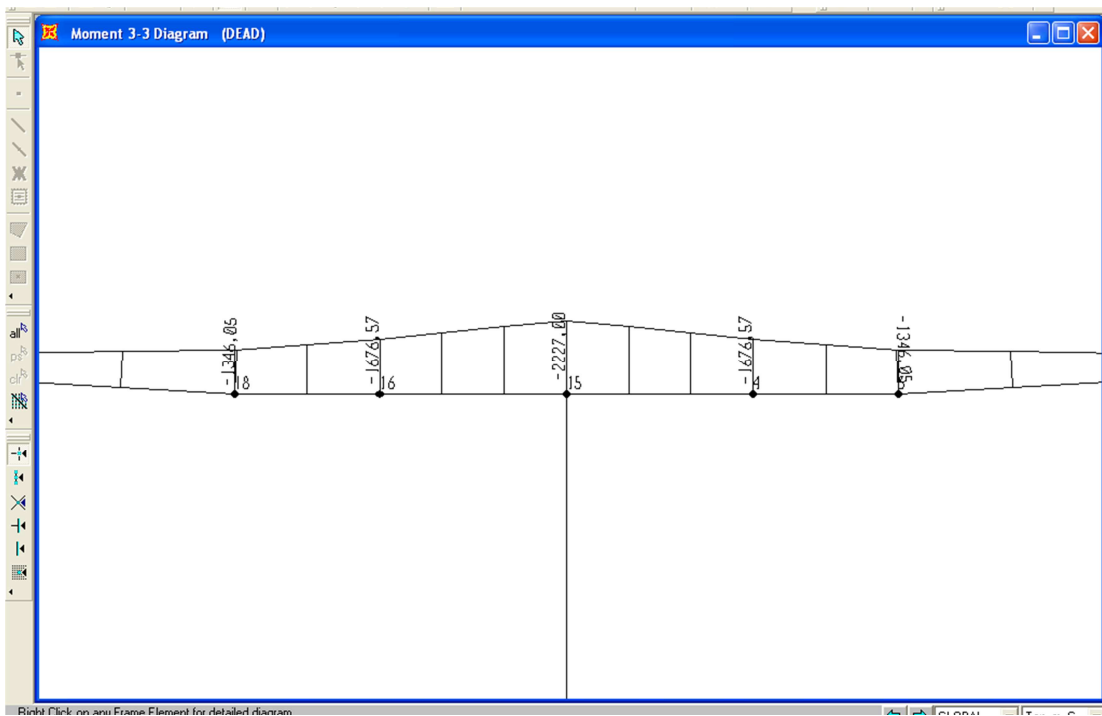
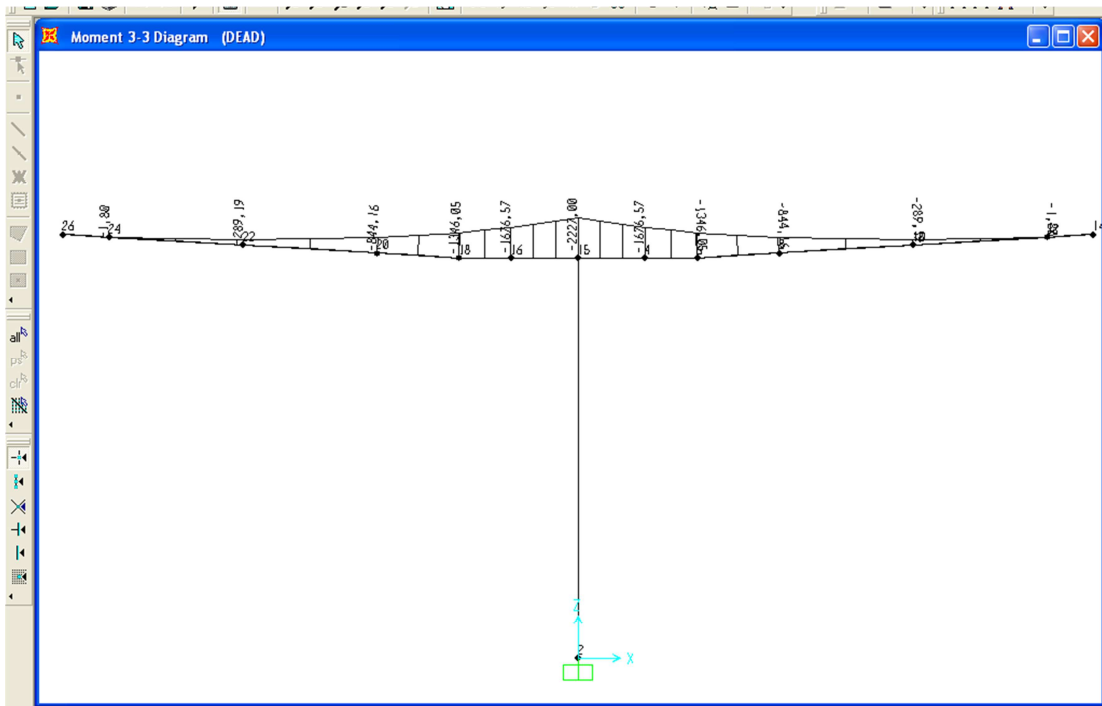


Figura 3.1.3.1.3 Momentos obtenidos en el análisis estructural

Elementos mecánicos obtenidos de la corrida del modelo.

Momento de carga muerta = - 2261 ton-m

Momento de carga viva más impacto = -654 ton-m

-----

Total - 2915 ton-m

Cortante de carga muerta = 327.2 ton

Cortante de carga viva más impacto = 153.3 ton

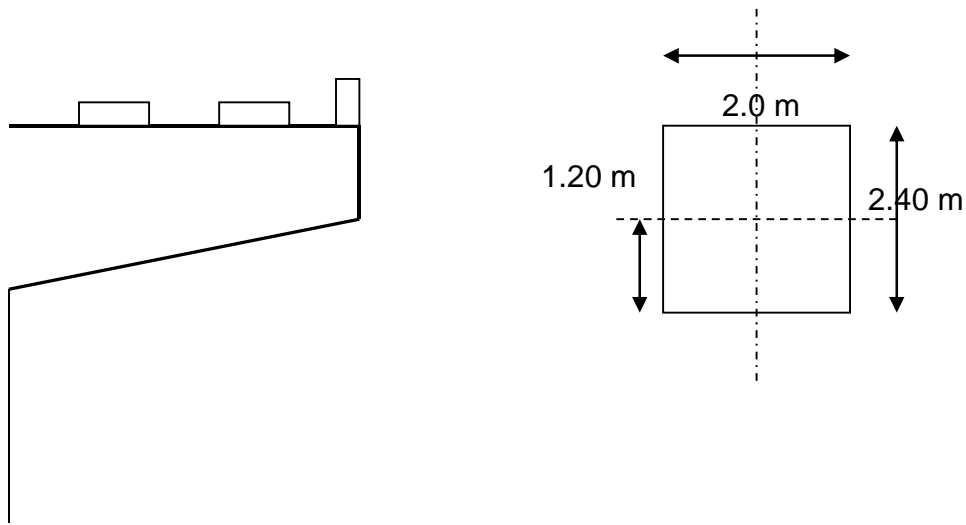
### 3.1.3.2 Diseño estructural

En la figura 3.1.3.2.1 se muestran las medidas propuestas para la sección transversal del cabezal. Y partir así el diseño mediante el método de sección de momento máximo.

$$V_{TOTAL} = 327.2 \text{ ton} ( 1.3 ) + 153.3 \text{ ton} ( 2.17 ) = 758.02 \text{ ton}$$

$$\phi = 0.85$$

$$V_U = V_{TOTAL} / \phi = 758.02 \text{ ton} / 0.85 = 891.8 \text{ ton}$$



**Figura 3.1.3.2.1 Medidas propuestas para la sección transversal**

Diseñando el acero por flexión.

$$A_S = \frac{M_R}{F_R 0.9 d F_y}$$

Ecuación 3.1.3.A. Área de acero por flexión.

$$A_S = 2915 * 10^5 \text{ kg} \cdot \text{cm} / (0.9 * 0.9 * 230 \text{ cm} * 4200 \text{ kg/cm}^2) = 372.5 \text{ cm}^2$$

$$A_S = 372.5 \text{ cm}^2 / 5.07 \text{ cm}^2 = 73.5 \approx 74 \text{ vars. núm. 8.}$$

Sin embargo al usar cables de pretensado para que trabajen en lugar del armado del acero se puede disminuir el uso de acero en la armadura.

### Cálculo de cables del presfuerzo

Área de la sección  $A = 4.8 \text{ m}^2$

$$S = 1.92 \text{ m}^3$$

$$e_s = 2.1 \text{ m}$$

El presfuerzo estará a 10 cm de la fibra superior.

Para determinar la fuerza necesaria de presfuerzo para tomar el momento total utilizaremos la ecuación de la escuadría como se muestra a continuación.

$$\frac{M_{total}}{S_s} - \frac{N_{presf}}{A} - \frac{N_{presf}(e_s)}{S_s} = 0 \quad \text{Ecuación 3.1.3.B. Escuadría.}$$

$$(2915 \text{ ton-m} / 1.92 \text{ m}^3) - (N_{presf} / 4.8 \text{ m}^2) - ((N_{presf} * 2.1 \text{ m}) / 1.92 \text{ m}^3) = 0$$

$$1518.2 \text{ ton} / \text{m}^2 - N_{presf} ( 0.208 \text{ m}^{-2} + 1.094 \text{ m}^{-2} ) = 1166.3 \text{ ton}$$

La fuerza de un cable núm. 12  $\phi$  15 después de perdidas es de 190 ton

Núm. De cables =  $1166.3 \text{ ton} / 190 \text{ ton} = 6.14$  cables entonces se usarán 8 cables 12  $\phi$  15. por simetría.

Con el uso de cables de pretensado se dejara de usar el acero calculado y sólo se tomará una menor parte de este para el confinado del concreto.

- Revisión del cortante

Cortante resistido por la sección

$$V_C = 0.53 \left( 1 + 0.07 \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f_c} b_w d$$

Ecuación 3.1.3.C. Fuerza Cortante.

Donde:  $A_g = 48000 \text{ cm}^2$

$$N_u = 8 \text{ cables} = 1520000 \text{ kg}$$

$$f_c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$b_w = 200 \text{ cm}$$

$$d = 240 \text{ cm}$$

$$V_C = 0.53 \left( 1 + 0.07 * (1520000 \text{ kg} / 48000 \text{ cm}^2) \right) \sqrt{(350 \text{ kg/cm}^2)} * 200 \text{ cm} * 240 \text{ cm}$$

$$V_C = 1546007.9 \text{ kg}$$

$$1546.01 \text{ ton} \geq 891.8 \text{ ton}$$

La sección resiste un cortante mayor al actuante.

Lo anterior nos indica que el armado tanto el longitudinal como el transversal (estribos) que llevará la pieza será solo para darle un confinado al concreto y para que cubra posibles esfuerzos extras y agrietamientos que pudiera tener el concreto de acuerdo al reglamento.

## **Bancos de apoyo**

Adaptando un banco a las medidas que se tiene en el cabezal y por la trabe tipo. Se propone un banco de 85 cm \* 86 cm su altura varía de acuerdo a la pendiente que se le de a la trabe la trabe.

La capacidad de carga de cada banco es de:

$$\begin{aligned} \text{Carga del banco} &= f'c * \text{área de la base} = 250 \text{ kg / cm}^2 * 85\text{cm} * 86 \text{ cm} \\ &= 1827.5 \text{ ton} > 100.0 \text{ ton ( carga muerta )} + 35 \text{ ton (carga} \\ & \hspace{20em} \text{viva + impacto )} \end{aligned}$$

Se le dará un armado al banco para darle una mayor consistencia y firmeza

Se propone un armado de malla con varillas núm. 4 @ 10 cm.

## **Topes antisísmicos**

Tomando el tope como una ménsula.

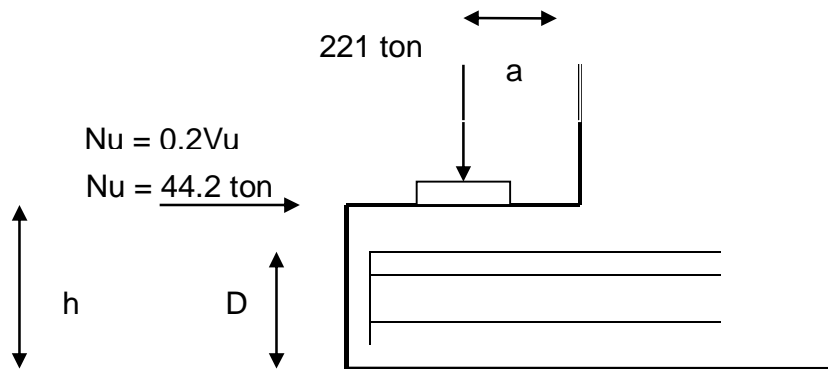
De los datos obtenidos en sismo transversal

$$V = 221 \text{ ton} \quad Q = 1.0$$

$$Vu = 221 \text{ ton} / 1.0 = 221 \text{ ton}$$



En la figura 3.1.3.2.2 se muestra una representación del tope sísmico y sus cargas actuantes.



**Figura 3.1.3.2.2 Tope antisísmico tomado como ménsula**

$$a = 22.5 \text{ cm}$$

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

$$D = 25.5 \text{ cm}$$

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

$$h = 31 \text{ cm}$$

Cálculo de refuerzo.

- Para resistir  $V_u$  de ec. 3.1.1.N.

$$A_{VF} = \frac{V_U}{\phi f_y \mu}$$

$$A_{VF} = 221000 \text{ kg} / ( 0.75 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 1.4 ) = 50.11 \text{ cm}^2$$

- Para resistir Mu

$$M_U = V_U a + N_U (h - D)$$

$$N_U = 0.2 V_U$$

$$N_U = 0.2 ( 221000 \text{ kg} ) = 44200 \text{ kg}$$

$$Z = 0.8D$$

$$Z = 0.8 (25.5 \text{ cm} ) = 20.4 \text{ cm}$$

$$M_U = 221000 \text{ kg} * 22.5 \text{ cm} + 44200 \text{ kg} ( 5.5 \text{ cm} ) = 5215600 \text{ kg-cm}$$

$$A_f = \frac{M_U}{\phi f_y Z}$$

De ec. 3.1.1.O tenemos:

$$A_F = 5215600 \text{ kg-cm} / ( 0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2 * 20.4 \text{ cm} ) = 67.63 \text{ cm}^2$$

- Para resistir Nu. De ec. 3.1.1.L.

$$A_n = \frac{N_u}{\phi f_y}$$

$$A_n = 44200 \text{ kg} / (0.9 * 4200 \text{ kg/cm}^2) = 11.69 \text{ cm}^2$$

- Cálculo de  $A_s$

$$A_{s1} = A_F + A_n = 67.63 \text{ cm}^2 + 11.69 \text{ cm}^2 = 79.32 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = (2/3)A_{V_F} + A_n = (2/3) 50.11 \text{ cm}^2 + 11.69 \text{ cm}^2 = 45.1 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 79.32 \text{ cm}^2 \quad \text{usando varillas número 6}$$

$A_s = 28$  varillas número 6.

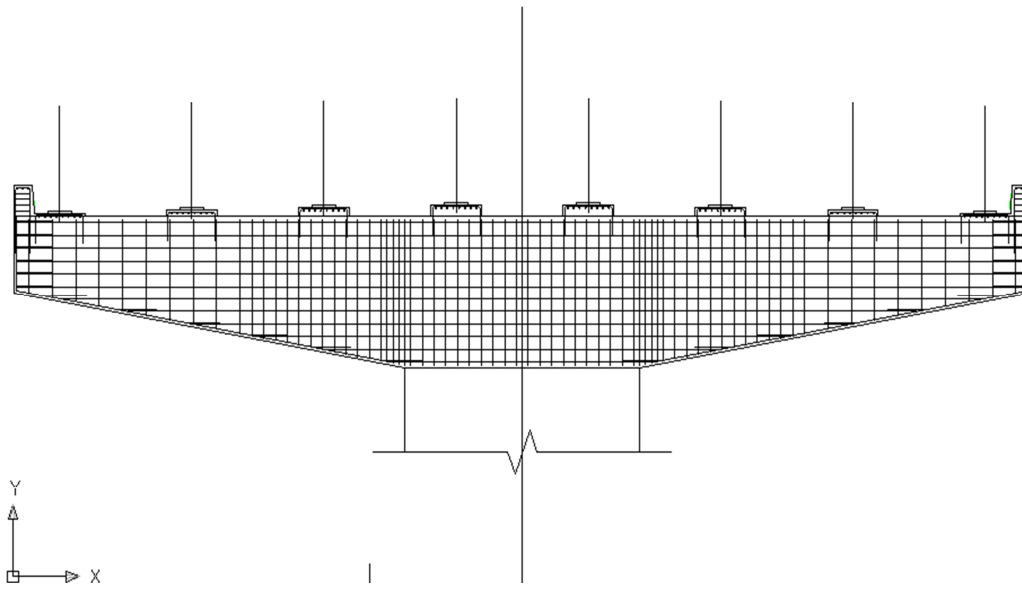
- Cálculo de estribos.

De ec. 3.1.1.P.  $A_h = 0.5(A_s - A_n)$

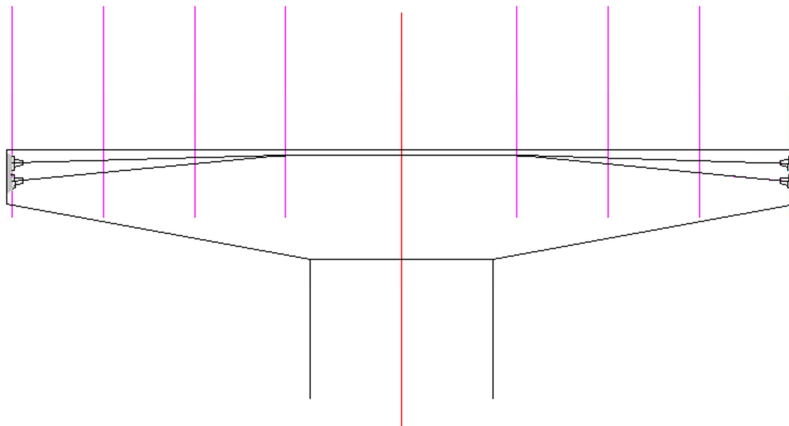
$$A_h = 0.5 (79.32 \text{ cm}^2 - 11.69 \text{ cm}^2) = 33.815 \text{ cm}^2$$

$$A_h = 27 \text{ varillas número 4; } 3 @ 8 \text{ cm}$$

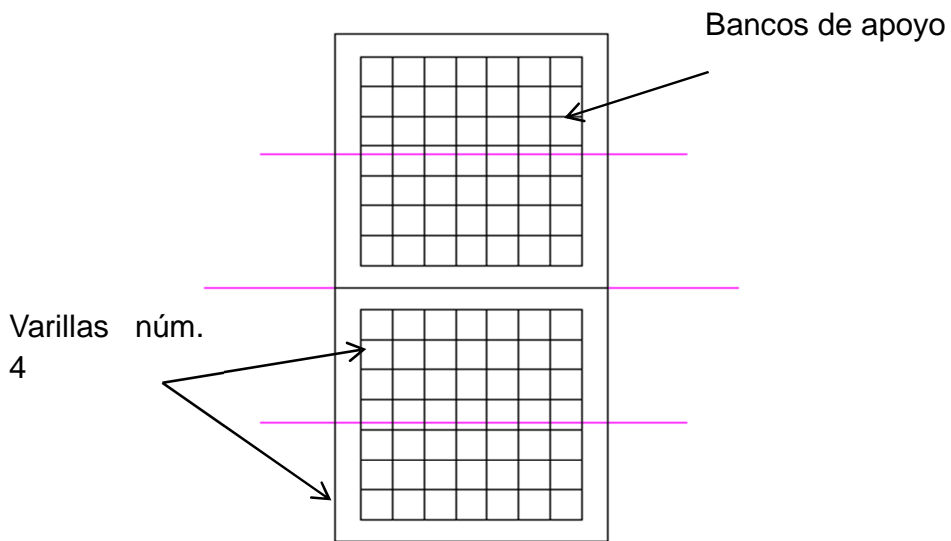
En las figuras 3.1.3.2.3 ; 3.1.3.2.4 ; 3.1.3.2.3.5 y 3.1.3.2.6 se muestra el detalle de armado de los elementos del cabezal.



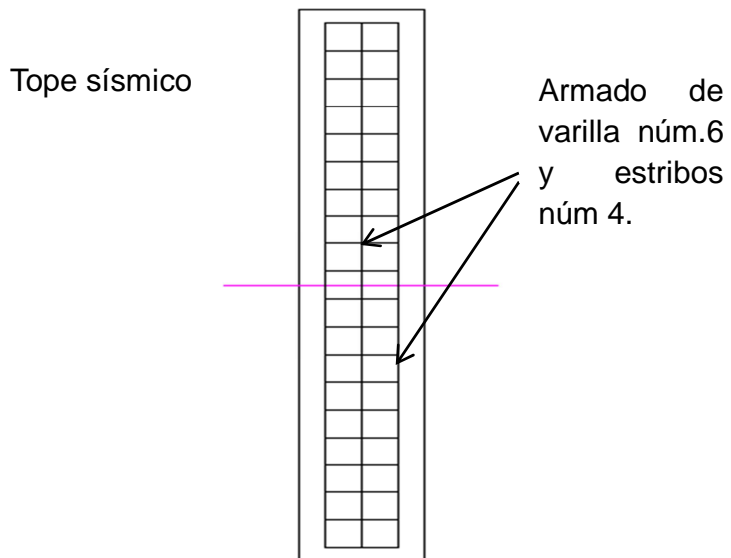
**Figura 3.1.3.2.3 Detalle de armado de cabezal**



**Figura 3.1.3.2.4 Cables del pretensado**



**Figura 3.1.3.2.5 Armado del banco de apoyo**



**Figura 3.1.3.2.6 Armado del tope antisísmico**

## **3.2. SUPERESTRUCTURA**

Sistema estructural formado por el Tablero y la Estructura Portante Principal. El tablero está constituido por los elementos estructurales que soportan, en primera instancia, las cargas de los vehículos para luego transmitir sus efectos a la estructura principal.

En la mayoría de los casos, se utiliza una losa de concreto como el primer elemento portante del tablero.

La estructura principal corresponde al sistema estructural que soporta al tablero y salva el claro entre apoyos, transmitiendo las cargas a la subestructura.

### **3.2.1 Alternativa de solución**

Sección transversal consistente en (ver figura 3.2.1.1):

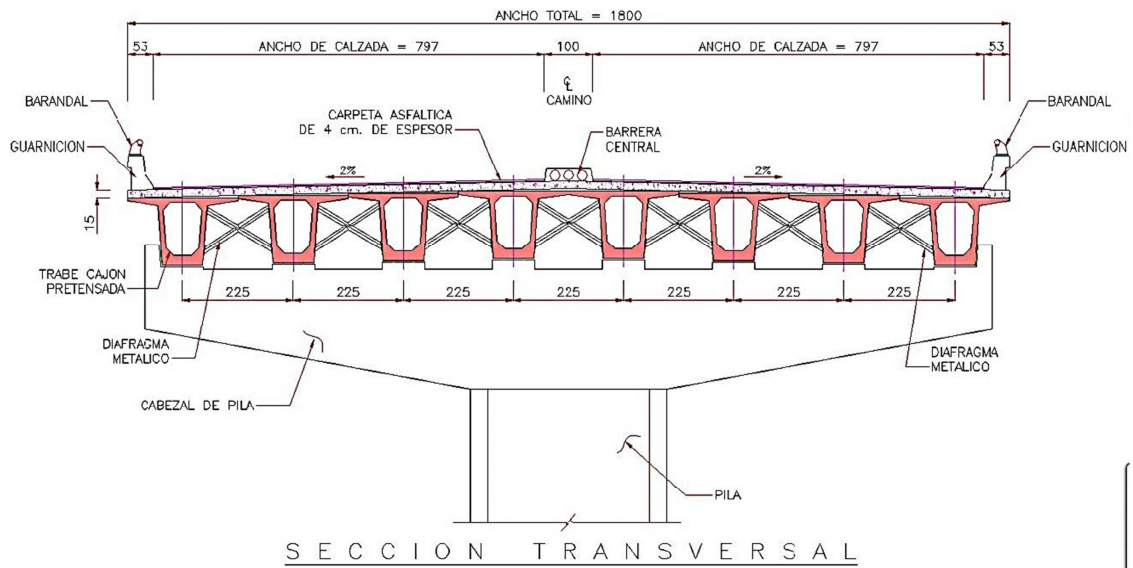
Ancho total = 1800 cm

Ancho de calzada = 797 cm

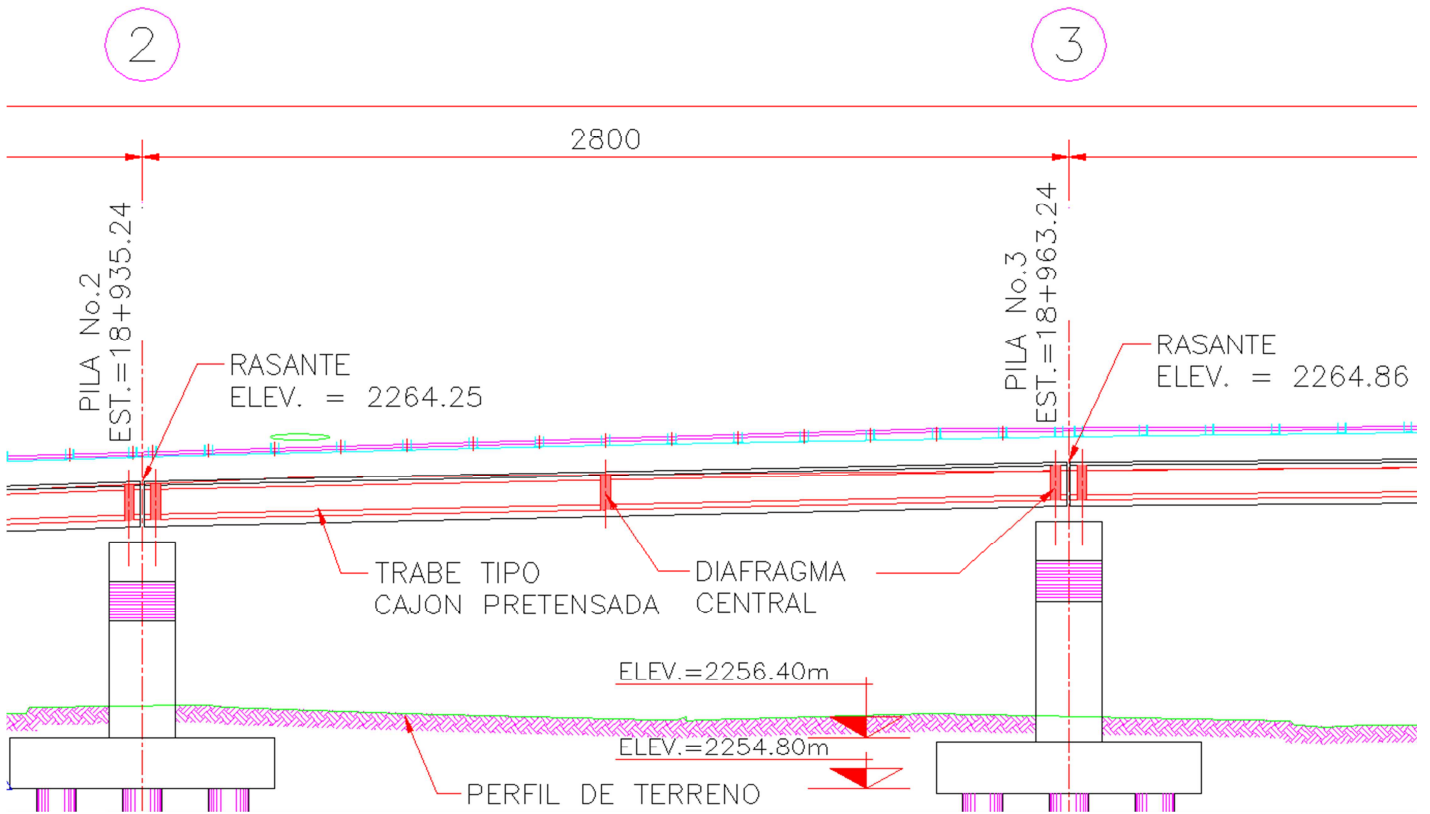
Barrera central = 100 cm

Parapeto y guarnición = 53 cm

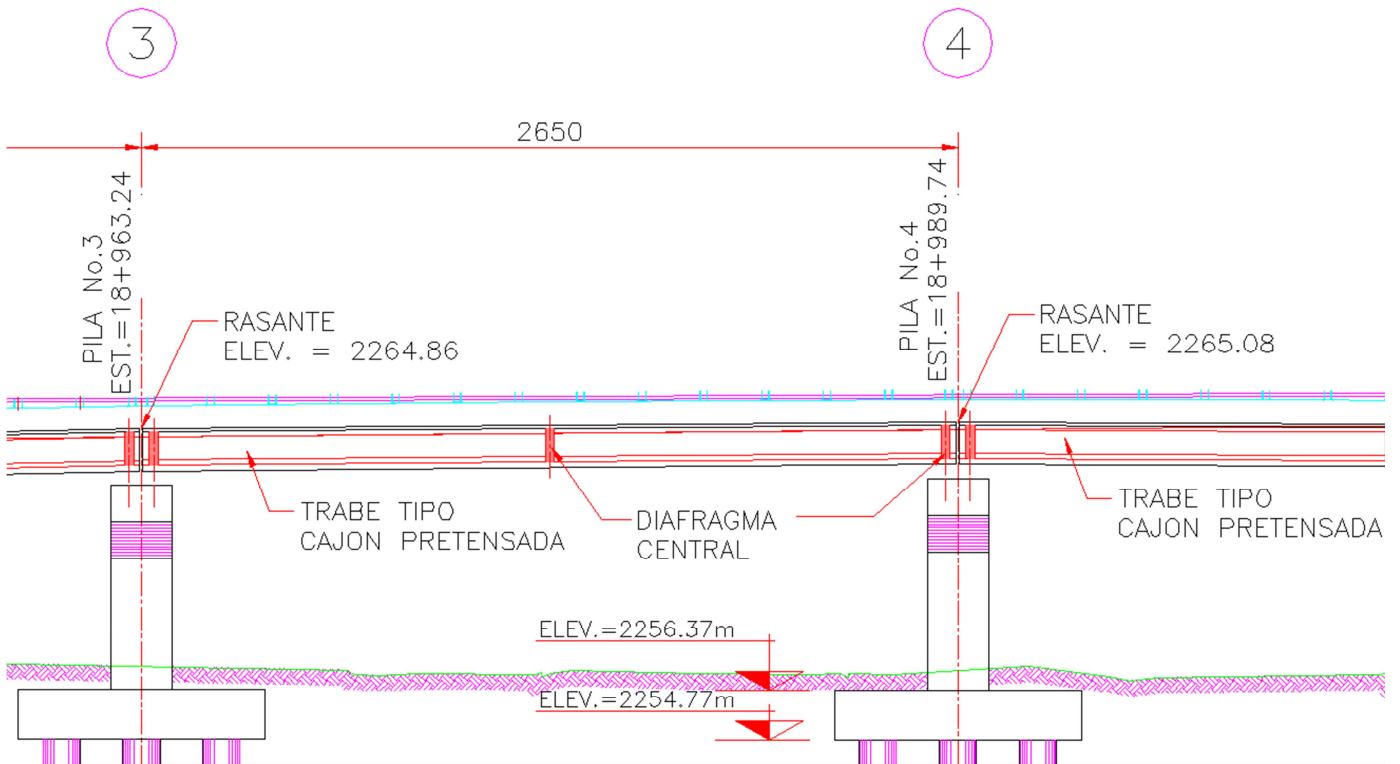
Para dar solución, se adoptó como superestructura un sistema de piso a base de una losa de concreto reforzado de 15 cm de espesor, ancho de 18 m, claros variables (claro mínimo = 2650 cm y claro máximo = 2800 cm, figuras 3.2.1.3 y 3.2.1.2, respectivamente); ocho trabes presforzadas tipo cajón de longitud máxima de 2790 cm y mínima de 2640 cm, peralte de 135 cm, ver figuras 3.2.1.4, 3.2.1.5 y 3.2.1.6. Por otra parte, según la NORMA AASHTO Standard se requieren diafragmas en la sección de máximo momento positivo en claros mayores a 12 m, así, se colocarán diafragmas metálicos en el centro de cada claro.



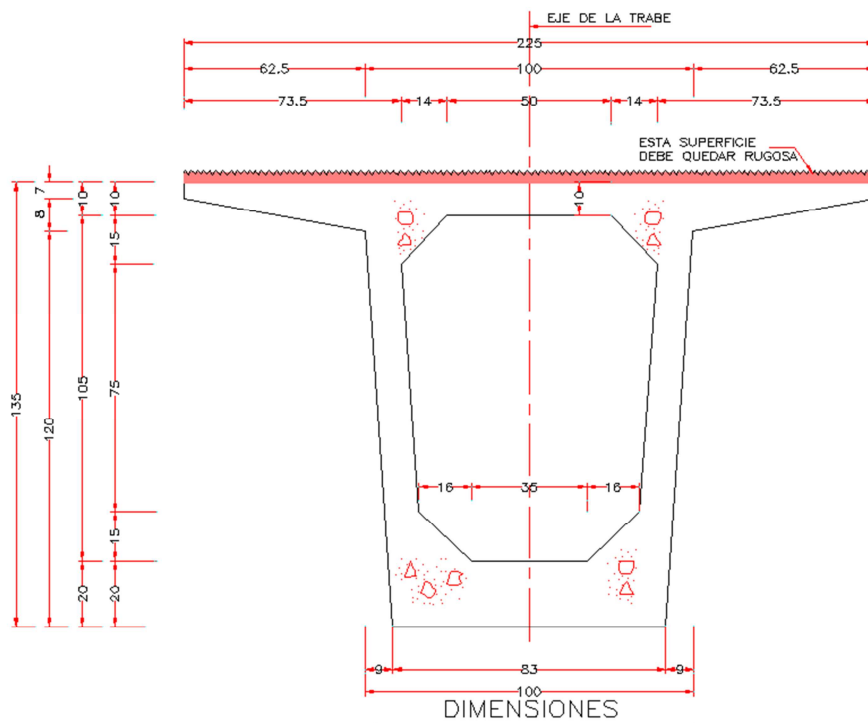
**Figura 3.2.1.1 Sección Transversal de la estructura al centro del claro**



**Figura 3.2.1.2 Sección Longitudinal de claro máximo**



**Figura 3.2.1.3 Sección Longitudinal de claro mínimo**



**Figura 3.2.1.4 Sección transversal, trabe tipo cajón. Dimensiones**



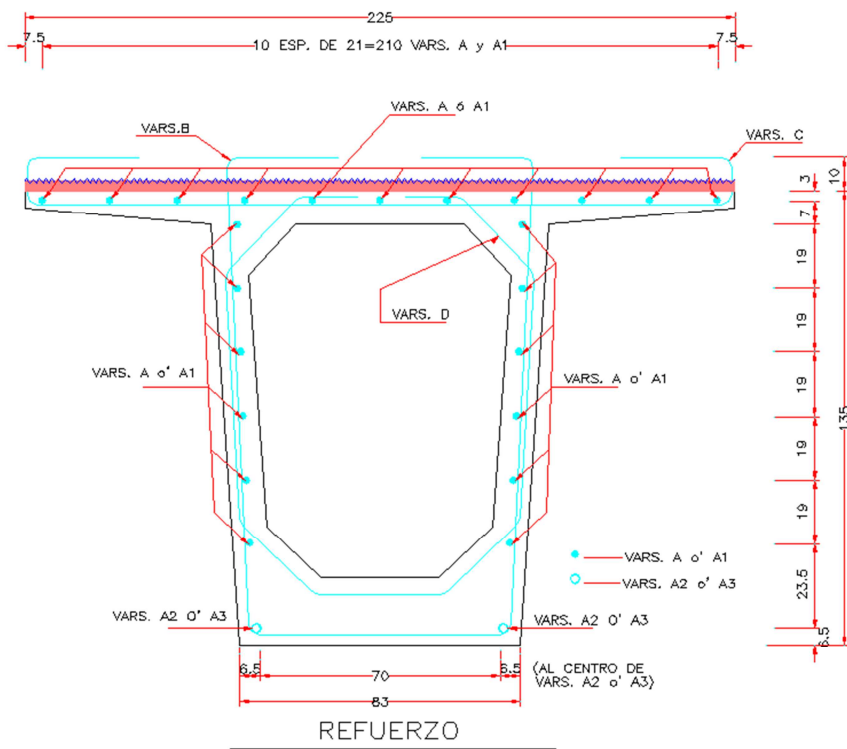


Figura 3.2.1.5 Sección transversal, trabe tipo cajón. Refuerzo

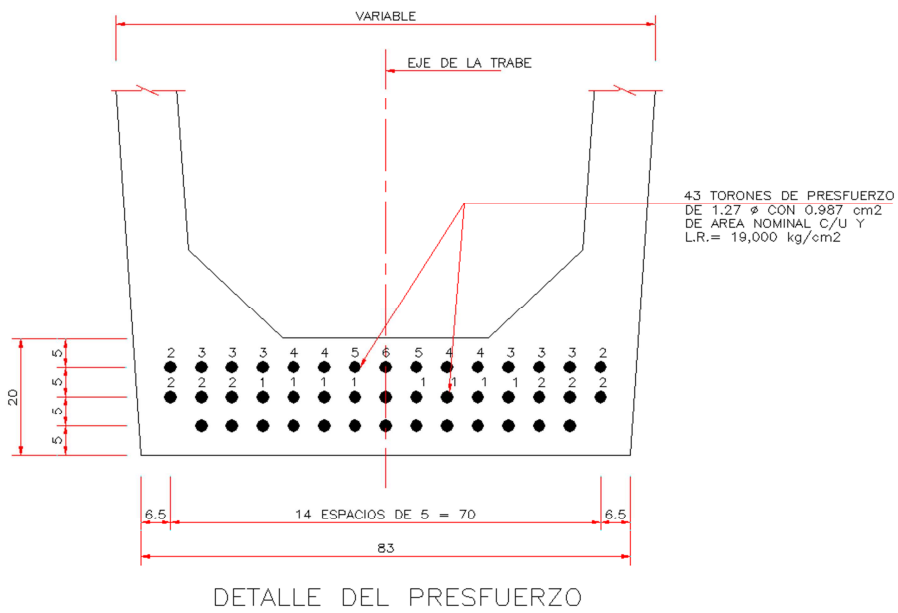


Figura 3.2.1.6 Sección transversal, trabe tipo cajón. Presfuerzo

### **3.2.2 Losa**

#### **3.2.2.1 Análisis estructural**

El análisis de la estructura por proyectar, así como de las obras secundarias que lo requieran, tiene como propósito determinar los elementos mecánicos internos y las deformaciones que experimentará cada parte, se ejecutará asumiendo que éstas tienen un comportamiento elástico, aun cuando el diseño se realice por factores de carga, considerando la plastificación de las secciones críticas.

El análisis se realiza numéricamente, en forma manual y mediante la ayuda del programa SAP 2000 v14.

Para el análisis se considerará:

- Cargas y acciones
- Combinaciones y distribuciones de cargas
- Modelo estructural y matemático
- Elementos mecánicos internos y deformaciones. Se determinarán los elementos mecánicos internos y las deformaciones de la estructura en general y de cada uno de sus elementos.
- Presentación de resultados

La calzada consiste en una losa de concreto reforzado de 0.15 m de espesor y un ancho total de 18 m, la cual descansa en el sentido transversal sobre traveses de concreto presforzado tipo cajón, quedando claros de 2.25 m, los extremos de la losa son voladizos de 0.88 m.

#### **Obtención de elementos mecánicos**

Tramos Intermedios.

- a) Carga muerta.

Para el cálculo de la losa de tramos intermedios, la carga muerta estará constituida por el peso propio de la losa y el peso de la carpeta asfáltica, considerando la futura capa de rodamiento.

Análisis de cargas:

$$\text{Peso propio de losa } (W_l) = (0.15 \text{ m})(1 \text{ m})(2.4 \text{ ton/m}^3) = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso carpeta asfáltica } (W_c) = (0.12 \text{ m})(1 \text{ m})(2.2 \text{ ton/m}^3) = 0.26 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso carga muerta } (W_{cm}) = W_l + W_c = 0.62 \text{ ton/m}$$

Para calcular los momentos flexionantes en losas continuas con dos o más claros, se empleará la siguiente longitud efectiva de claro ( $S'$ ):

$S'$  = Distancia entre ejes - un medio del ancho del patín superior de la trabe.

$$S' = 0.62 \text{ m}$$

El momento flexionante isostático por carga muerta estará determinado por la siguiente expresión (ec. 3.2.2.1.1):

$$M_{cm} = \frac{W_{cm} (S')^2}{8} \quad (\text{ec. 3.2.2.1.1})$$

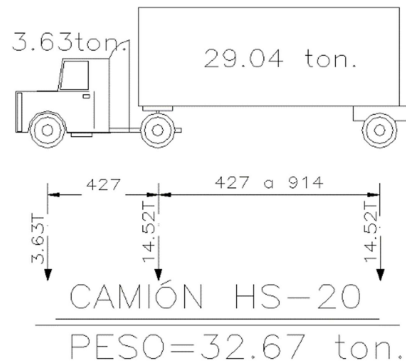
$$M_{cm} = \frac{0.62 \text{ ton/m } (0.62 \text{ m})^2}{8} = 0.03 \text{ ton-m}$$

$$V_{cm} = \frac{W_{cm} (S')}{2} \quad (\text{ec. 3.2.2.1.2})$$

$$V_{cm} = \frac{0.62 \text{ ton/m } (0.62 \text{ m})}{2} = 0.1922 \text{ ton}$$

b) Carga viva

La carga viva consistirá en el peso de la carga móvil que se prevé transitará por el puente, para el análisis transversal de la losa, la carga móvil que se empleará para el diseño es la HS-20, ver figura 3.2.2.1.1.



**Figura 3.2.2.1.1 Carga Viva, dimensiones en cm y cargas en toneladas.**

Carga empleada en los PIV's de servicio local de una o dos vías de acuerdo con la norma AASHTO.

El momento flexionante por metro de ancho de losa se calculará de acuerdo al método propuesto por las Normas Técnicas para el Proyecto de Puentes Carreteros (AASHTO), (ec. 3.2.2.1.4).

$$M_{cv} = 3.28 [ 0.03125 (S') + 0.0195 ] P20 \quad (\text{ec. 3.2.2.1.3})$$

Donde

$S'$ , longitud efectiva entre traveses

$$M_{cv} = 3.28 [ 0.03125 (0.62 \text{ m}) + 0.0195 ] (7.26 \text{ ton}) = 0.93 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

La cantidad permisible en que se incrementan los esfuerzos se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga viva, y se determinará con la fórmula siguiente (ec. 3.2.2.1.4):

$$I = \frac{15.24}{S' + 38.1} \quad (\text{ec. 3.2.2.1.4})$$

Donde

$I$ , impacto en por ciento (máximo 30%)

$$I = \frac{15.24}{0.62 \text{ m} + 38.1} = 0.39 \rightarrow 39\%$$

Entonces se tomará

$$I = 30\%$$

$$M_{cv+I} = (0.93 \text{ ton-m})(1.3) = 1.21 \text{ ton-m}$$

En losas continuas sobre tres o más apoyos, según la norma AASHTO 3.24.3.1, se aplicará un factor de continuidad de 0.80 a los momentos isostáticos, tanto para momento positivo como para momento negativo.

c) Momentos de diseño (Teoría elástica).

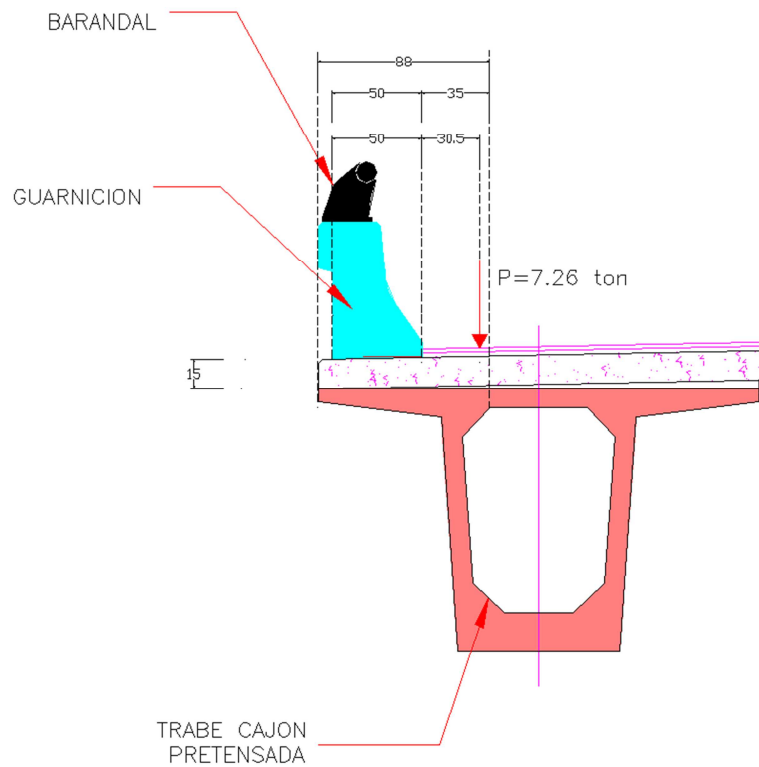
$$\text{Momento Negativo } (-MT) = (M_{cm} + M_{cv+I})(0.8) \quad (\text{ec. 3.2.2.1.5})$$

$$\text{Momento Positivo } (+MT) = (M_{cm} + M_{cv+I})(0.8) \quad (\text{ec. 3.2.2.1.6})$$

$$-MT = (0.03 + 1.21) \text{ ton-m}(0.8) = 0.99 \text{ ton-m}$$

$$+MT = (0.03 + 1.21) \text{ ton-m}(0.8) = 0.99 \text{ ton-m}$$

## Voladizos



**Figura 3.2.2.1.2 Voladizo, dimensiones en cm**

La losa se proyectará para soportar la carga, independientemente del apoyo de la orilla a lo largo, del extremo del voladizo, figura 3.2.2.1.2.

a) Carga muerta

Análisis de cargas:

$$W_l$$

$$W_p$$

$$W_c$$

Momentos de carga muerta.

$$M_l = (0.32 \text{ Ton})(0.44 \text{ m}) = 0.1408 \text{ ton-m}$$

$$M_p = (0.6 \text{ Ton})(0.63 \text{ m}) = 0.38 \text{ ton-m}$$

$$M_c = (0.1 \text{ ton})(0.19 \text{ m}) = 0.02 \text{ ton-m}$$

$$M_{cm} = M_l + M_p + M_c \quad (\text{ec. 3.2.2.1.7})$$

$$M_{cm} = (0.1408 + 0.35 + 0.02) \text{ ton-m} = 0.51 \text{ ton-m}$$

b) Carga viva

$$P20 = 7.26 \text{ ton (peso rueda HS-20)}$$

$$I = 30\%$$

$$M_{cv+I} = (7.26 \text{ ton})(0.075 \text{ m})(1.3) = 0.71 \text{ ton-m}$$

Reduciendo los esfuerzos por eventualidad obtenemos:

$$M_{cv+I} = \frac{0.71 \text{ ton-m}}{1.5}$$

$$M_{cv+I} = 0.47 \text{ ton-m}$$

Cuando el refuerzo principal es perpendicular a la dirección del tránsito, cada carga por rueda se distribuirá de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$E = 0.80X + 1.143 \quad (\text{ec. 3.2.2.1.8})$$

Donde

$E$ , ancho de distribución

$X$ , distancia en m desde la carga hasta el punto de apoyo

Por lo tanto,

$$E = 0.80(0.075 \text{ m}) + 1.143 = 1.20 \text{ m}$$

Entonces,

$$M_{cv+I E} = \frac{0.47 \text{ ton-m}}{1.2} = 0.39 \text{ ton-m}$$

c) Momentos de diseño (voladizo)

$$MT_v = M_{cm} + M_{cv+I E} \quad (\text{ec. 3.2.2.1.9})$$

$$MT_v = (0.51 + 0.39) \text{ ton-m} = 0.90 \text{ ton-m}$$

### 3.2.2.2 Diseño estructural

El diseño estructural de todos los elementos de la estructura, cuyo propósito es el dimensionamiento definitivo de esos elementos, se ejecutará por el método de cargas de trabajo o por factores de carga. Las secciones críticas de la estructura se diseñarán para las combinaciones y distribuciones de carga establecidas, aplicando para cada una, si el diseño se hace por cargas de trabajo, los incrementos de esfuerzos admisibles, o de lo contrario, los factores de carga.

Tramos Intermedios.

a) Diseño a flexión.

Las fórmulas empleadas en el diseño a flexión se basan en la teoría de que los esfuerzos de compresión son resistidos por el concreto, mientras el acero de refuerzo resiste todos los esfuerzos de tensión.

Las constantes de concreto son las siguientes:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$



$$f_s = 1690 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 13.58$$

$$J = 0.9$$

$$n = 8.7$$

- Revisión del peralte efectivo.

$$d = \sqrt{\frac{MT}{K(b)}} \quad (\text{ec. 3.2.2.2.1})$$

Donde

$MT$ , momento de diseño en kg-cm

$b$ , ancho de la sección (100 cm)

$$d = \sqrt{\frac{(0.99 \text{ ton-m}) \left( 100000 \frac{\text{kg-cm}}{\text{ton-m}} \right)}{(13.58)(100 \text{ cm})}} = 8.54 \text{ cm}$$

$$d = 8.54 \text{ cm} + 4 \text{ cm} = 12.54 \text{ cm} \rightarrow 13 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$$

- Cálculo de área de acero.

$$A_s = \frac{MT}{(f_s)(J)(d)} \quad (\text{ec. 3.2.2.2.2})$$

Donde

$$d = 15 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 11 \text{ cm}$$

Refuerzo principal perpendicular al tránsito

- 1) Parrilla superior ( $-MT$ )

$$A_s = \frac{(0.99 \text{ ton-m}) \left( \frac{100000 \text{ kg-cm}}{\text{ton-m}} \right)}{(1690 \text{ kg/cm}^2)(0.9)(11 \text{ cm})} = 5.92 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del 4C  $\rightarrow a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

Proponiendo varillas del 5C  $\rightarrow a_s = 1.98 \text{ cm}^2$

Separación entre varillas

$$S = \frac{(a_s)(100)}{A_s} \quad (\text{ec. 3.2.2.2.3})$$

Varillas 4C @ 21 cm

Varillas 5C @ 33 cm

2) Parrilla inferior (+MT)

$$A_s = \frac{(0.99 \text{ ton-m}) \left( \frac{100000 \text{ kg-cm}}{\text{ton-m}} \right)}{(1690 \text{ kg/cm}^2)(0.9)(11 \text{ cm})} = 5.92 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del 4C  $\rightarrow a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

Proponiendo varillas del 5C  $\rightarrow a_s = 1.98 \text{ cm}^2$

Separación entre varillas, de (ec. 3.2.2.2.3)

Varillas 4C @ 21 cm

Varillas 5C @ 33 cm

3) Acero de refuerzo por distribución.

El acero de refuerzo por distribución, según las normas AASHTO para el proyecto de puentes carreteros, se colocará en el lecho inferior,

transversalmente a la dirección del refuerzo principal y está determinado por la expresión (ec. 3.2.2.2.4):

$$\% \text{ distribución} = \frac{121}{\sqrt{S'}}, \text{ máximo } 67\% \quad (\text{ec. 3.2.2.2.4})$$

Por lo tanto,

$$\% \text{ distribución} = \frac{121}{\sqrt{0.62} \text{ m}} = 154\% > 67\%$$

Entonces rige 67%

$$A_s \text{ distribución} = \% \text{ distribución} (A_s) \quad (\text{ec. 3.2.2.2.5})$$

$$A_s \text{ distribución} = (5.92 \text{ cm}^2)(0.67) = 3.97 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del 4C  $\rightarrow a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

Proponiendo varillas del 5C  $\rightarrow a_s = 1.98 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{(a_s)(100)}{A_s \text{ distribución}} \quad (\text{ec. 3.2.2.2.6})$$

Varillas 4C @ 31 cm

Varillas 5C @ 49 cm

Como mínimo el acero por distribución se recomienda tenga un área de  $6 \text{ cm}^2/\text{m}$ , lo cual equivale a utilizar varillas del 4C a cada 20 cm, utilizando acero con límite elástico de  $4200 \text{ kg /cm}^2$ .

Por lo tanto,

Varillas 4C @ 20 cm

Voladizos.

a) Diseño a flexión

Las fórmulas empleadas en el diseño a flexión se basan en la teoría de que los esfuerzos de compresión son resistidos por el concreto, mientras el acero de refuerzo resiste todos los esfuerzos de tensión.

Las constantes de concreto son las siguientes:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1690 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 100 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = 13.58$$

$$J = 0.9$$

$$n = 8.7$$

- Revisión del peralte efectivo, de (ec. 3.2.2.2.1)

$$d = \sqrt{\frac{MT_v}{K(b)}}$$

Donde

$MT$  , momento de diseño en kg-cm

$b$  , ancho de la sección (100 cm)

$$d = \sqrt{\frac{(0.90 \text{ ton-m}) \left( \frac{100000 \text{ kg-cm}}{\text{ton-m}} \right)}{(13.58)(100 \text{ cm})}} = 8.14 \text{ cm}$$

$$d = 8.14 \text{ cm} + 4 \text{ cm} = 12.14 \text{ cm} \rightarrow 12 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$$

- Cálculo de área de acero, de (ec. 3.2.2.2.2)

$$A_s = \frac{MT_v}{(f_s)(J)(d)}$$

Donde

$$d = 15 \text{ cm} - 4 \text{ cm} = 11 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{(0.90 \text{ ton-m}) \left( \frac{100000 \text{ kg-cm}}{\text{ton-m}} \right)}{(1690 \text{ kg/cm}^2)(0.9)(11 \text{ cm})} = 5.38 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del 4C →  $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

Proponiendo varillas del 5C →  $a_s = 1.98 \text{ cm}^2$

Separación entre varillas, de (ec. 3.2.2.2.3)

$$S = \frac{(a_s)(100)}{A_s}$$

Varillas 4C @ 22 cm

Varillas 5C @ 35 cm

- Armado por temperatura.

El armado mínimo de refuerzo por temperatura, según las normas AASHTO para el proyecto de puentes carreteros lo obtenemos de la siguiente manera.

$$A_{s_{\text{temperatura}}} = 0.0025(b)(d) \quad (\text{ec. 3.2.2.2.7})$$

Donde

$b$  , ancho de análisis (100 cm)

$d$  , peralte efectivo (11 cm)

Por lo tanto,

$$A_{s_{temperatura}} = 0.0025(100 \text{ cm})(11 \text{ cm}) = 2.75 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas del 4C  $\rightarrow a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

Separación entre varillas, de (ec. 3.2.2.2.3)

$$S = \frac{(a_s)(100)}{A_s}$$

Varillas 4C @ 46 cm

### 3.2.3 Trabes

Trabe cajón con aletas.

Elemento de concreto presforzado que puede fabricarse en peralte constante o en peralte variable y que presenta un aspecto muy agradable a la vista.

Puede fabricarse en planta o bien, colarse directamente en la obra. En éste último caso, cuando se trata de puentes de grandes claros, suele procederse a colar las dovelas simultáneamente en ambos extremos en voladizo con respecto a la pila, generalmente se utilizan moldes de metal aunque se tienen ciertas secciones tipificadas. De hecho pueden fabricarse éstos elementos conforme a un proyecto específico.

Entre las ventajas principales de estos tipos de elementos podemos citar su ligereza. Volumen total de concreto, dada la eficiencia de la sección y su buena capacidad para resistir las torsiones provocadas por la asimetría en la aplicación de la carga viva. En el caso de ésta pieza al utilizar el procedimiento constructivo

en doble voladizo se elimina la cimbra. Se aplica en la construcción de puentes carreteros y de pasos peatonales debido a su gran capacidad de carga.

El presfuerzo es la creación intencional de esfuerzos permanentes en una estructura, con el objeto de mejorar su comportamiento y resistencia bajo diversas condiciones de servicio.

Presforzando el acero contra el concreto se logra poner al concreto bajo un esfuerzo de compresión que es utilizado para equilibrar cualquier esfuerzo de tensión producido por cargas vivas o muertas.

Existen diferentes conceptos para explicar y analizar el comportamiento básico del concreto presforzado:

- 1) El presfuerzo transformará al concreto en un material elástico. El concreto es transformado de un material frágil en un material elástico por la precompresión que se le da. El concreto, que es débil a la tensión y resistente a la compresión, se comprime de modo que el concreto frágil sea capaz de soportar esfuerzos de tensión. Se cree que si no hay esfuerzo de tensión en el concreto, no puede haber grietas, y que el concreto ya no es un material frágil sino que se convierte en un material elástico.

Así, el concreto se visualiza como sujeto a dos sistemas de fuerzas: el presfuerzo interior y la carga externa, con los esfuerzos de tensión debidos a la carga externa balanceados por los esfuerzos de compresión debidos al presfuerzo. Similarmente, el agrietamiento del concreto debido a las cargas se previene o se demora por la precompresión producida por los tendones.

- 2) Presfuerzo para la combinación de acero de alta resistencia con concreto. Este concepto considera al concreto presforzado como una combinación de acero y concreto, similar al concreto reforzado, con el acero absorbiendo la tensión y el concreto la compresión, así que los dos materiales forman un par resistente contra el momento exterior.

En el concreto presforzado, se utiliza el acero de alta resistencia. Pre-estirando y anclando al acero contra el concreto, producimos esfuerzos y

deformaciones deseables en ambos materiales: esfuerzos y deformaciones de compresión en el concreto, y esfuerzos y deformaciones de tensión en el acero. Esta acción combinada permite el empleo seguro y económico de los dos materiales.

Pretensado.

El término pretensado describe cualquier método de presfuerzo en el cual se tensan los tendones antes de vaciar el concreto. Los tendones deberán estar anclados temporalmente contra algunos cabezales o plataformas de esfuerzo en donde son tensados y se transfiere el presfuerzo al concreto después de que ha fraguado.

Etapas de carga.

Para una estructura colada en el lugar el concreto presforzado tiene que diseñarse para dos etapas por lo menos: la etapa inicial durante el presfuerzo y la etapa final bajo cargas exteriores. Para los miembros precolados tiene que investigarse una tercera etapa: la de maniobras y transporte.

**Etapas inicial:** El miembro o estructura está bajo la acción del presfuerzo, pero no está sujeto a ninguna carga externa superpuesta.

Antes del presfuerzo, cuando es deseable disminuir o eliminar las grietas en el concreto presforzado, es muy importante el curado antes de la transferencia del presfuerzo. Deberá evitarse el secado o los cambios bruscos de temperatura. Las grietas por contracción destruirán la capacidad del concreto para soportar esfuerzos de tensión y pueden ser objetables.

Durante el presfuerzo para el concreto, las operaciones del presfuerzo imponen una prueba severa en la resistencia de apoyo en los anclajes. Puesto que el concreto no tiene edad en este periodo mientras que el presfuerzo está al máximo, es posible el aplastamiento de concreto en los anclajes si es de calidad inferior o tiene burbujas o huecos de curado. El presfuerzo asimétrico y concentrado de los



tendones puede producir sobreesfuerzos en el concreto. Por consiguiente, el orden para presforzar los diversos tendones debe estudiarse previamente.

Durante la transferencia del presfuerzo. Para los miembros pretensados se consigue la transferencia del presfuerzo en una operación y en un periodo corto. No hay carga externa en el miembro, excepto su peso propio. Así el presfuerzo inicial, aún con una pequeña pérdida, impone una condición seria en el concreto y controla frecuentemente el diseño del miembro. El diseño de un miembro presforzado toma en cuenta el peso del miembro mismo para mantener el efecto de combadura del presfuerzo.

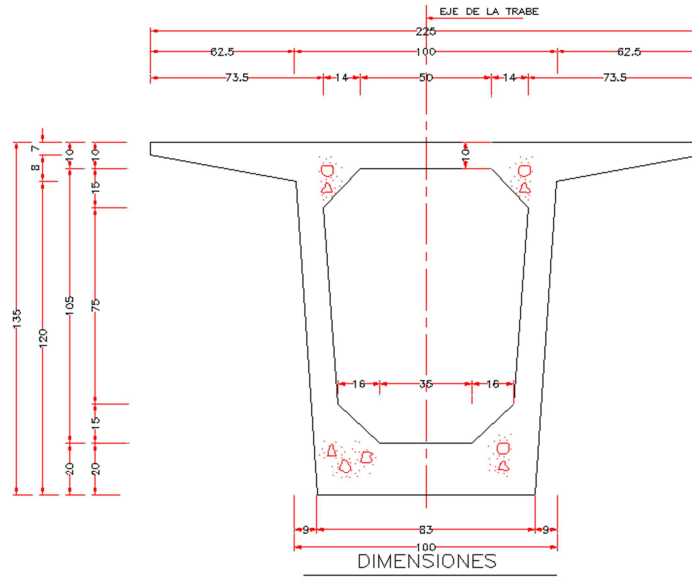
**Etapas intermedia:** Intervienen el transporte y la erección. Ocurre para miembros precolados cuando son transportados al lugar y erigidos en posición. Es importante asegurar que los miembros estén apoyados durante la erección de la pieza y cuando se agregan las cargas muertas.

**Etapas final:** etapa en la que se aplican a la estructura las cargas reales de trabajo.

El diseño de concreto presforzado es más adecuado para estructuras de claros grandes y para aquellas que soporten cargas pesadas. No se agrietan bajo las cargas de trabajo y, cuando pudieran aparecer grietas bajo las sobrecargas, se cerrarán tan pronto como se elimine la carga, a menos que la carga sea excesiva. Bajo la carga muerta la deflexión es reducida, debido al efecto de pandeo del presfuerzo.

### 3.2.3.1 Análisis estructural

Para claro máximo (L = 2800 cm)



**Figura 3.2.3.1.1 Sección Básica, dimensiones en cm**

Las propiedades geométricas de una trabe tipo cajón de 1.35 m de peralte, figura 3.2.3.1.1, se muestran en la tabla 3.2.3.1.1:

PROPIEDAD SECCIÓN BÁSICA		UNIDAD
Área	0.665	
Inercia	0.172	
Centroide	0.728	
Módulo de Sección Inferior	0.236	
Módulo de Sección Superior	0.277	

**Tabla 3.2.3.1.1. Propiedades geométricas sección básica**

El proyecto de elementos presforzados precolados se basa, generalmente, en una resistencia máxima de  $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2$ , pero queda a juicio del ingeniero proyectista incrementar este valor.

Obtención de elementos mecánicos

a) Análisis de carga muerta

$$\text{Peso propio de losa } (W_l) = (0.15 \text{ m})(2.25 \text{ m})(1 \text{ m})(2.4 \text{ ton/m}^3) = 0.81 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio de trabe } (W_t) = (0.665 \text{ m}^2)(1 \text{ m})(2.4 \text{ ton/m}^3) = 1.6 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso carpeta asfáltica } (W_c) = (0.12 \text{ m})(2.25 \text{ m})(1 \text{ m})(2.2 \text{ ton/m}^3) = 0.594 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio diafragmas } (W_d) = 0.0568 \text{ ton}$$

$$\text{Peso propio parapeto y banquetta } (W_p) = \frac{(0.6 \text{ ton/m})(2)}{4} = 0.30 \text{ ton/m}$$

Peso de carga muerta de servicio

$$(W_{cms}) = W_c + W_p \quad (\text{ec. 3.2.3.1.1})$$

$$\text{Peso carga muerta de servicio } (W_{cms}) = W_c + W_p = (0.594 + 0.30) \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso carga muerta de servicio } (W_{cms}) = 0.894 \text{ ton/m}$$

b) Momentos de diseño para carga muerta

El momento flexionante isostático por carga muerta distribuida estará determinado por la siguiente expresión:

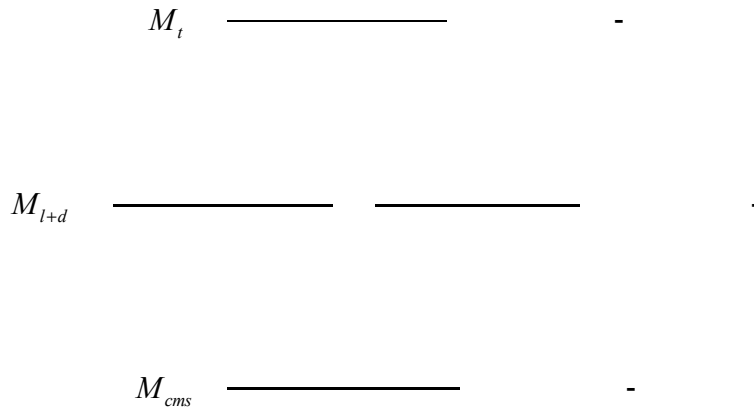
$$M = \frac{W(l)^2}{8} \quad (\text{ec. 3.2.3.1.2})$$

Donde,

$W$ , peso en cada metro de longitud

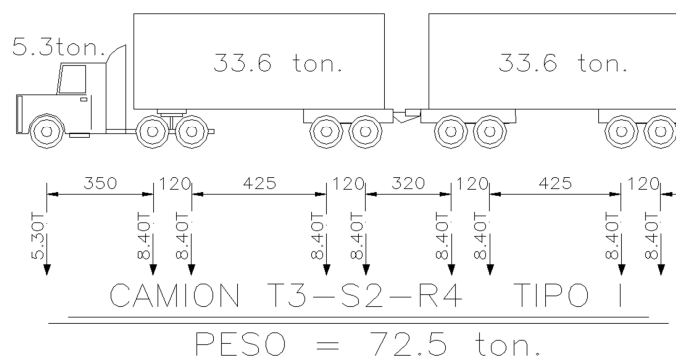
$l$

Considerando una longitud efectiva entre apoyos de 27.36 m, tenemos:



c) Análisis de carga viva

La carga viva consistirá en el peso de la carga móvil que rige para este claro: un camión T3-S2-R4 tipo I de 72.5 ton de peso total, ver figura 3.2.3.1.2.



**Figura 3.2.3.1.2 Sección Básica, dimensiones en cm**

Para el claro de 28 m, se tiene:

$$M_{\text{máx}} = 315 \text{ ton-m/carril}$$

Factor de concentración COURBON:

$$C = 0.71$$

La cantidad permisible en que se incrementan los esfuerzos se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga viva, y se determinará con la siguiente expresión (ec. 3.2.2.1.4):

$$I = \frac{15.24}{l + 38.1}$$

Donde,

$I$ , impacto en por ciento (máximo 30%)

$$I = \frac{15.24}{27.36 \text{ m} + 38.1} = 0.23 \rightarrow 23\%$$

Entonces se tomará,

$$I = 23\%$$

$$M_{\text{cv+I}} = (315 \text{ ton-m})(0.71)(1.23) = 275.1 \text{ ton-m}$$

Relación modular ( $n$ ):

$$n = \frac{E_l}{E_t} \quad (\text{ec. 3.2.3.1.3})$$

considerando,

$$E_l = 14\,000\sqrt{250} \text{ kg/cm}^2$$

$$E_t = 14\,000\sqrt{350} \text{ kg/cm}^2$$

Entonces,

$$n = \sqrt{\frac{250 \text{ kg/cm}^2}{350 \text{ kg/cm}^2}} = 0.8452$$

Las propiedades geométricas de la sección compuesta se muestran en la tabla 3.2.3.1.2:

PROPIEDAD SECCIÓN COMPUESTA		UNIDAD
Área ( $A_c$ )	0.952	$m^2$
Inercia ( $I_c$ )	0.270	$m^4$
Centroide ( $C_c$ )	0.938	m
Módulo de Sección Inferior ( $S_{ic}$ )	0.288	$m^3$
Módulo de Sección Superior ( $S_{sc}$ )	0.655	$m^3$

**Tabla 3.2.3.1.2. Propiedades geométricas de la sección compuesta**

**Para claro mínimo (L= 2650 cm)**

Las propiedades geométricas de una trabe tipo cajón de 1.35 m de peralte se muestran en la tabla 3.2.3.1.3:

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS SECCIÓN BÁSICA		UNIDAD
Área (A)	0.665	$m^2$
Inercia (I)	0.172	$m^4$
Centroide (C)	0.728	m
Módulo de Sección Inferior ( $S_i$ )	0.236	$m^3$
Módulo de Sección Superior ( $S_s$ )	0.277	$m^3$

**Tabla 3.2.3.1.3. Propiedades geométricas de la sección básica**

Obtención de elementos mecánicos

a) Análisis de carga muerta

$$\text{Peso propio de losa } (W_l) = (0.15 \text{ m})(2.25 \text{ m})(1 \text{ m})(2.4 \text{ ton/m}^3) = 0.81 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio de trabe } (W_t) = (0.665 \text{ m}^2)(1 \text{ m})(2.4 \text{ ton/m}^3) = 1.6 \text{ ton/m}$$

Peso carpeta asfáltica ( $W_c$ ) = (0.12 m)(2.25 m)(1 m)(2.2 ton/m<sup>3</sup>) = 0.594 ton/m

Peso propio diafragmas ( $W_d$ ) = 0.0568 ton

Peso propio parapeto y banquetta ( $W_p$ ) =  $\frac{(0.6 \text{ ton/m})(2)}{4}$  = 0.30 ton/m

Peso carga muerta de servicio( $W_{cms}$ ) =  $W_c + W_p$  = (0.594+0.30) ton/m

Peso carga muerta de servicio( $W_{cms}$ ) = 0.894 ton/m

b) Momentos de diseño para carga muerta

El momento flexionante isostático por carga muerta distribuida estará determinado por la expresión (ec. 3.2.3.1.2):

$$M = \frac{W (l)^2}{8}$$

Donde,

$W$ , peso por metro

$l$ , longitud efectiva entre apoyos

Considerando una longitud efectiva entre apoyos de 25.60 m, tenemos:

$$M_t = \frac{1.60 \text{ ton/m} (25.60 \text{ m})^2}{8} = 131.1 \text{ ton-m}$$

$$M_{l+d} = \frac{0.81 \text{ ton/m} (25.60 \text{ m})^2}{8} + \frac{0.0568 \text{ ton} (25.60 \text{ m})}{4} = 66.72 \text{ ton-m}$$

$$M_{cms} = \frac{0.894 \text{ ton/m} (25.60 \text{ m})^2}{8} = 73.24 \text{ ton-m}$$

c) Análisis de carga viva

La carga viva consistirá en el peso de la carga móvil que rige para este claro: un camión T3-S2-R4 tipo I de 72.5 ton de peso total.

Para el claro de 26.5 m, se tiene:

$$M_{m\acute{a}x} = 270 \text{ ton-m/carril}$$

Factor de concentración COURBON:

$$C = 0.71$$

La cantidad permisible en que se incrementan los esfuerzos se expresa como una fracción de los esfuerzos por carga viva, y se determinará con la expresión (ec. 3.2.2.1.4):

$$I = \frac{15.24}{I + 38.1}$$

Donde,

$I$  , impacto en por ciento (máximo 30%)



$$I = \frac{15.24}{25.6 \text{ m} + 38.1} = 0.24 \rightarrow 24\%$$

Entonces se tomará,

$$I = 24\%$$

$$M_{cv+I} = (270 \text{ ton-m})(0.71)(1.24) = 237.7 \text{ ton-m}$$

Relación modular (n), (ec. 3.2.3.1.3)

$$n = \frac{E_l}{E_t}$$

considerando,

$$E_l = 14\,000\sqrt{250} \text{ kg/cm}^2$$

$$E_t = 14\,000\sqrt{350} \text{ kg/cm}^2$$

Entonces,

$$n = \sqrt{\frac{250 \text{ kg/cm}^2}{350 \text{ kg/cm}^2}} = 0.8452$$

Las propiedades geométricas de la sección compuesta se muestran en la tabla 3.2.3.1.4:

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS SECCIÓN COMPUESTA		UNIDAD
Área ( $A_c$ )	0.952	m <sup>2</sup>
Inercia ( $I_c$ )	0.270	m <sup>4</sup>
Centroide ( $C_c$ )	0.938	m
Módulo de Sección Inferior ( $S_{ic}$ )	0.288	m <sup>3</sup>
Módulo de Sección Superior ( $S_{sc}$ )	0.655	m <sup>3</sup>

**Tabla 3.2.3.1.4. Propiedades geométricas de la sección compuesta**

### 3.2.3.2 Diseño estructural

Para claro máximo ( $L = 2800$  cm)

Presfuerzo

Proponiendo 43 torones:

1a cama: 13 torones

2a cama: 15 torones

3a cama: 15 torones

Entonces,

Centro de gravedad del presfuerzo  $C.G.$  es:

$$C.G. = \frac{13(0.05 \text{ m}) + 15(0.1 \text{ m}) + 15(0.15 \text{ m})}{43} = 0.1023 \text{ m}$$

La excentricidad,  $e$ , será:

$$e = C - (C.G.) \quad (\text{ec. 3.2.3.2.1})$$

$$e = (0.728 - 0.1023) \text{ m} = 0.6257 \text{ m}$$

Pérdidas de presfuerzo

Pérdidas totales

$$F_t = SH + ES + CR_c + CR_s \quad (\text{ec. 3.2.3.2.2})$$

Donde,

$F_t$ , Pérdidas totales.

$SH$ , Pérdidas por Contracción

$ES$ , Pérdidas por acortamiento elástico

$CR_c$ , Pérdidas por escurrimiento plástico del concreto

$CR_s$ , Pérdidas debidas a la relajación del concreto

a) Pérdidas por Contracción,  $SH$

$$SH = 1197.2 - 10.56 RH \quad (\text{ec. 3.2.3.2.3})$$

Donde,

$RH$  = Humedad relativa = 80%

Entonces,

$$SH = 1197.2 - 10.56 (80) = 352.4 \text{ kg/cm}^2$$

b) Pérdidas por acortamiento elástico,  $ES$

$$ES = \left( \frac{E_s}{E_c} \right) f_{cir} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.4})$$

Donde,

$E_s$ , módulo de elasticidad del acero

$E_c$ , módulo de elasticidad del concreto

$f'_{cir}$ , esfuerzo en el concreto al centro de gravedad del acero de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia (peso propio y presfuerzo).

Con,

$$E_S = 1\,968\,596 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_C = 33 \gamma^{3/2} \sqrt{f'_{ci}} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.5})$$

Donde

$\gamma$ , peso volumétrico del concreto en  $\text{lb/ft}^3$

$f'_{ci}$ , esfuerzo del concreto en la transferencia en  $\text{lb/in}^2$

$$f'_{ci} = 0.8 f'_c = 0.8(350 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f'_{ci} = 280 \text{ kg/cm}^2 = 3\,979.84 \text{ lb/in}^2$$

$$E_C = 33(150.17 \text{ lb/ft}^3)^{3/2} \sqrt{3\,979.84 \text{ lb/in}^2} = 3\,831\,082.62 \text{ lb/in}^2$$

$$E_C = 269\,533.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'_{cir} = \frac{M_t}{s_{CG}} - \frac{P}{A} - \frac{Pe}{s_{CG}} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.6})$$

Siendo,

$$s_{CG} = \frac{I}{e} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.7})$$

$$s_{CG} = \frac{0.172 \text{ m}^4}{0.6257 \text{ m}} = 0.2749 \text{ m}^3$$

$0.987 \text{ cm}^2$ , área nominal de un torón de  $1.27\Phi$

$$L.R. = 19\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = (19\,000 \text{ kg/cm}^2)(0.987 \text{ cm}^2)(0.75)$$

$$P = 14\,064.75 \text{ kg} = 14.06 \text{ ton}$$

$$f_{cir} = \frac{149.7 \text{ ton-m}}{0.2749 \text{ m}^3} - \frac{43(14.06 \text{ ton})}{0.665 \text{ m}^2} - \frac{43(14.06 \text{ ton})(0.6257 \text{ m})}{0.2749 \text{ m}^3}$$

$$f_{cir} = (544.6 - 909.1 - 1\,376.1) \text{ ton/m}^2$$

$$f_{cir} = -1\,740.6 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{cir} = -174.1 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces,

$$ES = \left( \frac{1\,968\,596 \text{ kg/cm}^2}{269\,533.9 \text{ kg/cm}^2} \right) (174.1 \text{ kg/cm}^2) = 1\,271.57 \text{ kg/cm}^2$$

c) Pérdidas por escurrimiento plástico del concreto,  $CR_c$

$$CR_c = 12f_{cir} - 7f_{cds} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.8})$$

Esfuerzo medio del concreto en el centro de gravedad del acero bajo el total de carga muerta (excluyendo peso propio de la trabe).

$$f_{cds} = \frac{(76.18 + 83.65) \text{ ton-m}}{0.2749 \text{ m}^3} - \frac{43(14.06 \text{ ton})}{0.665 \text{ m}^2} - \frac{43(14.06 \text{ ton})(0.6257 \text{ m})}{0.2749 \text{ m}^3}$$

$$f_{cds} = (581.4 - 909.1 - 1\,376.1) \text{ ton/m}^2$$

$$f_{cds} = -1\,703.8 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{cds} = -170.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$CR_c = 12(174.1 \text{ kg/cm}^2) - 7(170.4 \text{ kg/cm}^2)$$

$$CR_c = (2\,089.2 - 1\,192.8) \text{ kg/cm}^2 = 896.4 \text{ kg/cm}^2$$

d) Pérdidas debidas a la relajación del concreto,  $CR_s$

$$CR_s = 5000 - 0.10ES - 0.05(SH + CR_c) \quad (\text{ec. 3.2.3.2.9})$$

$$CR_s = 5\,000 - 0.10(18\,056.3) - 0.05(5\,004.1 + 12\,728.9)$$

$$CR_s = 2\,307.7 \text{ lb/in}^2$$

$$CR_s = 162.5 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, sustituyendo en (ec. 3.2.3.2.2)

$$F_t = SH + ES + CR_c + CR_s$$

$$F_t = (352.4 + 1\,271.57 + 896.4 + 162.5) \text{ kg/cm}^2$$

$$F_t = 2\,682.9 \text{ kg/cm}^2$$

Obteniendo la fuerza efectiva para cada torón, se tiene:

Para el acero de presfuerzo, al tensar, el esfuerzo permisible queda definido como:

$$0.75 f'_s \quad (\text{ec. 3.2.3.2.10})$$

Siendo

$$f'_s \geq 19\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de ruptura del acero de presfuerzo.

$$N = (0.75 f'_s - F_t) A_t \quad (\text{ec. 3.2.3.2.11})$$

Donde

$A_t$ , área de la sección transversal de un torón de media pulgada de diámetro equivalente a  $0.987 \text{ cm}^2$

Entonces, sustituyendo en (ec. 3.2.3.2.11) se tiene:

$$N = [0.75(19\,000 \text{ kg/cm}^2) - 2\,682.9 \text{ kg/cm}^2](0.987 \text{ cm}^2)$$

$$N = 11\,416.7 \text{ kg} = 11.42 \text{ ton}$$

Según AASHTO, las pérdidas en el presfuerzo corresponden a  $F_s = 45\,000 \text{ lb/in}^2$  equivalente a  $F_s = 3\,165 \text{ kg/cm}^2$ , por lo tanto

$$N = [0.75(19\,000 \text{ kg/cm}^2) - 3\,165 \text{ kg/cm}^2](0.987 \text{ cm}^2)$$

$$N = 10\,940.9 \text{ kg} = 10.94 \text{ ton}$$

Revisión de las diferentes etapas, tabla 3.2.3.2.1.

ETAPA	M Ton - m	Si m <sup>3</sup>	σ Ton / m <sup>2</sup>	ACUMULADO Ton / m <sup>2</sup>	Ss m <sup>3</sup>	σ Ton / m <sup>2</sup>	ACUMULADO Ton / m <sup>2</sup>
PRESFUERZO			<b>-2042.81</b>			<b>378.42</b>	
PESO PROPIO	149.70	0.236	634.32	-1408.49	0.277	-540.43	-162.01
LOSA + DIAFRAGMA	76.18	0.236	322.80	-1085.69	0.277	-275.02	-437.03
CARGA MUERTA SERVICIO	83.65	0.288	290.45	-795.24	0.655	-127.71	-564.74
CARGA VIVA	275.10	0.288	955.21	<b>146.46</b>	0.655	-420.00	-984.74

**Tabla 3.2.3.2.1. Etapas de esfuerzos**

Esfuerzos permisibles

a) Al tensar

$$\sigma_C = 0.6 f'_{ci} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.12})$$

$$\sigma_T = 1.6 \sqrt{f'_{ci}} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.13})$$

$$f'_{ci} = 0.8 f'_c = 0.8(350 \text{ kg/cm}^2) = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_C = 0.6(280 \text{ kg/cm}^2) = 168 \text{ kg/cm}^2 = -1.680 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_T = 1.6(\sqrt{280} \text{ kg/cm}^2) = 26.77 \text{ kg/cm}^2 = 267.7 \text{ ton/m}^2$$

b) En operación

$$\sigma_C = 0.4 f'_c \quad (\text{ec. 3.2.3.2.14})$$

$$\sigma_T = 0.8 \sqrt{f'_c} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.15})$$

$$\sigma_C = 0.4 (350 \text{ kg/cm}^2) = 140 \text{ kg/cm}^2 = -1.400 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_T = 0.8(\sqrt{350} \text{ kg/cm}^2) = 14.97 \text{ kg/cm}^2 = 149.7 \text{ ton/m}^2$$

Pérdidas totales

$$F_t = 2.682.9 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza efectiva para cada torón

$$N = 11.42 \text{ ton}$$



Obteniendo el número de torones requeridos, se tiene:

$$\sigma_i = \frac{M_t + M_{l+d}}{S_i} + \frac{M_{cms} + M_{cv+I}}{S_{ic}} - \frac{N_T}{A} - \frac{N_T(e)}{S_i} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.16})$$

Sustituyendo en (ec. 3.2.3.2.16), se tiene:

$$\sigma_i = \frac{(149.7+76.18) \text{ ton-m}}{0.236 \text{ m}^3} + \frac{(83.65+275.1) \text{ ton-m}}{0.288 \text{ m}^3} - \frac{N_T}{0.665 \text{ m}^2} - \frac{N_T(0.6257 \text{ m})}{0.236 \text{ m}^3}$$

$$\sigma_i = 957.1 \text{ ton/m}^2 + 1\,245.7 \text{ ton/m}^2 - 1.504 N_T - 2.651 N_T$$

$$\sigma_i = 2\,202.8 \text{ ton/m}^2 - 4.155 N_T$$

Considerando  $\sigma_i = 150 \text{ ton/m}^2$  como el esfuerzo admisible en tensión de acuerdo con la norma AASHTO, e igualando, se tiene:

$$2\,202.8 \text{ ton/m}^2 - 4.155 N_T = 150 \text{ ton/m}^2$$

Despejando  $N_T$ ,

$$N_T = \frac{(2\,202.8-150) \text{ ton/m}^2}{4.155 \text{ m}^2}$$

Entonces,

$$N_T = 494.1 \text{ ton}$$

Obteniendo el número de torones necesarios se tiene:

$$\text{núm torones} = \frac{N_T}{N} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.17})$$

$$\frac{N_T}{N} = \frac{494.1 \text{ ton}}{11.42 \text{ ton}}$$

$$\text{núm torones} = 43$$

Obteniendo el esfuerzo superior, se tiene:

$$\sigma_s = - \frac{N_T}{A} + \frac{N_T(e)}{S_s} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.18})$$

Sustituyendo:

$$\sigma_s = - \frac{494.1 \text{ ton}}{0.665 \text{ m}^2} + \frac{494.1 \text{ ton} (0.6257 \text{ m})}{0.277 \text{ m}^3}$$

$$\sigma_s = 356.18 \text{ ton/m}^2$$

Revisión de etapa inicial.

Considerando:

$$M_t = 149.7 \text{ ton-m}$$

$$ES = 1\,271.57 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = [0.75(19\,000 \text{ kg/cm}^2) - 1\,271.57 \text{ kg/cm}^2](0.987 \text{ cm}^2) = 12\,809.71 \text{ kg}$$

$$N = 12.81 \text{ ton}$$

$$\sigma_i = - \frac{\text{núm torones}(N)}{A} - \frac{\text{núm torones}(N)(e)}{S_i} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.19})$$

Sustituyendo,

$$\sigma_i = - \frac{43(12.81 \text{ ton})}{0.665 \text{ m}^2} - \frac{43(12.81 \text{ ton})(0.6257 \text{ m})}{0.236 \text{ m}^3}$$

$$\sigma_i = -2 \text{ 288.7 ton/m}^2$$

Obteniendo los esfuerzos actuantes y permisibles, se tiene:

$$\sigma_{\text{actuante}} = \sigma_i + \sigma_t \quad (\text{ec. 3.2.3.2.20})$$

$$\sigma_{\text{actuante}} = -2 \text{ 288.7 ton/m}^2 + 634.32 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{actuante}} = -1 \text{ 654.4 ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{permisible}} = \sigma_C = -1 \text{ 680 ton/m}^2$$

Revisión por cortante.

a) Cortante de carga muerta

$$V_l = \frac{W_l(L)}{2} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.21})$$

$$V_l = \frac{0.81 \text{ ton/m}(27.36 \text{ m})}{2} = 11.08 \text{ ton}$$

$$V_t = \frac{W_t(L)}{2} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.22})$$

$$V_t = \frac{1.6 \text{ ton/m}(27.36 \text{ m})}{2} = 21.89 \text{ ton}$$

$$V_d = \text{Núm. diafragmas } (W_d) \quad (\text{ec. 3.2.3.2.23})$$

$$V_d = 3(0.0568 \text{ ton}) = 0.1704 \text{ ton}$$

$$V_{cms} = \frac{W_{cms}(L)}{2} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.24})$$

$$V_{cms} = \frac{0.894 \text{ ton/m}(27.36 \text{ m})}{2} = 12.23 \text{ ton}$$

$$V_{cm} = V_l + V_t + V_d + V_{cms} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.25})$$

$$V_{cm} = 11.08 \text{ ton} + 21.89 \text{ ton} + 0.1704 \text{ ton} + 12.23 \text{ ton}$$

$$V_{cm} = 45.37 \text{ ton}$$

b) Cortante de carga viva

Utilizando un camión T3-S2-R4

$$V_{m\acute{a}x} = 48.5 \text{ ton}$$

$$V_{cv+I} = V_{m\acute{a}x} (C)(I) \quad (\text{ec. 3.2.3.2.26})$$

$$V_{cv+I} = 48.5 \text{ ton}(0.71)(1.23) = 42.36 \text{ ton}$$

Obteniendo el cortante total, se tiene:

$$V_T = V_{cm} + V_{cv+I} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.27})$$

$$V_T = 45.37 \text{ ton} + 42.36 \text{ ton} = 87.73 \text{ ton}$$

El cortante que toma el concreto se calculará de la siguiente manera:

$$V_c = 0.3 \sqrt{f'_c} (A) \quad (\text{ec. 3.2.3.2.28})$$

Entonces, sustituyendo en (ec. 3.2.3.2.28) se tiene:

$$V_c = 0.3 \sqrt{350} \text{ kg/cm}^2 \left( 10\,000 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2} \right) (0.665 \text{ m}^2) = 37\,323 \text{ kg}$$

$$V_c = 37.32 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

$$V_d = V_T - V_c \quad (\text{ec. 3.2.3.2.29})$$

Sustituyendo:

$$V_d = 87.73 \text{ ton} - 37.32 \text{ ton}$$

$$V_d = 50.41 \text{ ton}$$

Proponiendo estribos de 4C en dos ramas

Separación entre varillas

$$S = \frac{a_s (f_s) (J) (d)}{V_d} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.30})$$

Donde

$$a_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 2\,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$J = 0.887$$

Sustituyendo en (ec. 3.2.3.2.30) se tiene:

$$S = \frac{1.27 \text{ cm}^2 (2) (2\,000 \text{ kg/cm}^2) (0.887) (135 \text{ cm})}{50\,410 \text{ kg}}$$

$$S = 12.07 \text{ cm}$$

Entonces,

Estribos de 4C de 2 ramas @ 12 cm

**Para claro mínimo (L = 2650 cm)**

Presfuerzo

Proponiendo 37 torones:

1a cama: 13 torones

2a cama: 15 torones

3a cama: 9 torones

Entonces,

Centro de gravedad del presfuerzo C.G. es:

$$\text{C.G.} = \frac{13(0.05 \text{ m}) + 15(0.1 \text{ m}) + 9(0.15 \text{ m})}{37} = 0.0946 \text{ m}$$

La excentricidad, e, será de (ec. 3.2.3.2.1) :

$$e = C - (\text{C.G.})$$

sutituyendo:

$$e = (0.728 - 0.0946)\text{m} = 0.6334 \text{ m}$$

Pérdidas de presfuerzo

Pérdidas totales, (ec. 3.2.3.2.2)

$$F_t = SH + ES + CR_c + CR_s$$

Donde,

$F_t$ , Pérdidas totales.

SH, Pérdidas por Contracción

ES, Pérdidas por acortamiento elástico

$CR_c$ , Pérdidas por escurrimiento plástico del concreto

$CR_s$ , Pérdidas debidas a la relajación del concreto

e) Pérdidas por Contracción, SH (ec. 3.2.3.2.3)

$$SH = 1197.2 - 10.56 RH$$

Donde,

RH = Humedad relativa = 80%

Entonces,

$$SH = 1197.2 - 10.56 (80) = 352.4 \text{ kg/cm}^2$$

f) Pérdidas por acortamiento elástico, ES (ec. 3.2.3.2.4)

$$ES = \left( \frac{E_s}{E_c} \right) f_{cir}$$

Donde,

$E_s$ , módulo de elasticidad del acero

$E_c$ , módulo de elasticidad del concreto

$f_{cir}$ , esfuerzo en el concreto al centro de gravedad del acero de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia (peso propio y presfuerzo).

Con,

$$E_s = 1\,968\,596 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ci}' = 0.8 f_c' = 0.8(350 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f_{ci}' = 280 \text{ kg/cm}^2 = 3\,979.84 \text{ lb/in}^2$$

$$E_c = 33(150.17 \text{ lb/ft}^3)^{3/2} \sqrt{3\,979.84 \text{ lb/in}^2} = 3\,831\,082.62 \text{ lb/in}^2$$

$$E_c = 269\,533.9 \text{ kg/cm}^2$$

De (ec. 3.2.3.2.6),



$$f_{\text{cir}} = \frac{M_t}{s_{\text{CG}}} - \frac{P}{A} - \frac{Pe}{s_{\text{CG}}}$$

Siendo, (ec. 3.2.3.2.7)

$$s_{\text{CG}} = \frac{I}{e}$$

$$s_{\text{CG}} = \frac{0.172 \text{ m}^4}{0.6257 \text{ m}} = 0.2749 \text{ m}^3$$

0.987 cm<sup>2</sup>, área nominal de un torón de 1.27Φ

L.R. = 19 000 kg/cm<sup>2</sup>

$$P = (19\,000 \text{ kg/cm}^2)(0.987 \text{ cm}^2)(0.75)$$

$$P = 14\,064.75 \text{ kg} = 14.06 \text{ ton}$$

$$f_{\text{cir}} = \frac{131.1 \text{ ton-m}}{0.2749 \text{ m}^3} - \frac{37(14.06 \text{ ton})}{0.665 \text{ m}^2} - \frac{37(14.06 \text{ ton})(0.6257 \text{ m})}{0.2749 \text{ m}^3}$$

$$f_{\text{cir}} = (476.9 - 782.3 - 1\,184.1) \text{ ton/m}^2$$

$$f_{\text{cir}} = -1\,489.5 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{\text{cir}} = -149 \text{ kg/cm}^2$$

Entonces,

$$ES = \left( \frac{1\,968\,596 \text{ kg/cm}^2}{269\,533.9 \text{ kg/cm}^2} \right) (149 \text{ kg/cm}^2) = 1\,088.3 \text{ kg/cm}^2$$

g) Pérdidas por escurrimiento plástico del concreto,  $CR_c$  (ec. 3.2.3.2.8)

$$CR_c = 12f_{cir} - 7f_{cds}$$

Esfuerzo medio del concreto en el centro de gravedad del acero bajo el total de carga muerta (excluyendo peso propio de la trabe).

$$f_{cds} = \frac{(66.72 + 73.24)\text{ton}\cdot\text{m}}{0.2749 \text{ m}^3} - \frac{37(14.06 \text{ ton})}{0.665 \text{ m}^2} - \frac{37(14.06 \text{ ton})(0.6257 \text{ m})}{0.2749 \text{ m}^3}$$

$$f_{cds} = (509.1 - 782.3 - 1\,184.1) \text{ ton/m}^2$$

$$f_{cds} = -1\,457.3 \text{ ton/m}^2$$

$$f_{cds} = -145.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$CR_c = 12(149 \text{ kg/cm}^2) - 7(145.7 \text{ kg/cm}^2)$$

$$CR_c = (1\,788 - 1\,019.9) \text{ kg/cm}^2 = 768.1 \text{ kg/cm}^2$$

h) Pérdidas debidas a la relajación del concreto,  $CR_s$  (ec. 3.2.3.2.9)

$$CR_s = 5\,000 - 0.10ES - 0.05(SH + CR_c)$$

$$CR_s = 5\,000 - 0.10(15\,453.9) - 0.05(5\,004.1 + 10\,907)$$

$$CR_s = 2\,659.1 \text{ lb/in}^2$$

$$CR_s = 187.3 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, sustituyendo en la (ec. 3.2.3.2.2)

$$F_t = (352.4 + 1\,088.3 + 768.1 + 187.3) \text{ kg/cm}^2$$

$$F_t = 2\,396.1 \text{ kg/cm}^2$$

Obteniendo la fuerza efectiva para cada torón, se tiene:

Para el acero de presfuerzo, al tensar, el esfuerzo permisible queda definido como (ec. 3.2.3.2.10):

$$0.75 f'_s$$

Siendo

$$f'_s \geq 19\,000 \text{ kg/cm}^2$$

Límite de ruptura del acero de presfuerzo (ec. 3.2.3.2.11).

$$N = (0.75 f'_s - F_t) A_t$$

Donde

$A_t$ , área de la sección transversal de un torón de media pulgada de diámetro equivalente a  $0.987 \text{ cm}^2$

Entonces,

$$N = [0.75(19\,000 \text{ kg/cm}^2) - 2\,396.1 \text{ kg/cm}^2](0.987 \text{ cm}^2)$$

$$N = 11\,699.8 \text{ kg} = 11.7 \text{ ton}$$

Según AASHTO, las pérdidas en el presfuerzo corresponden a  $F_s = 45\,000 \text{ lb/in}^2$  equivalente a  $F_s = 3\,165 \text{ kg/cm}^2$ , por lo tanto

$$N = [0.75(19\,000 \text{ kg/cm}^2) - 3\,165 \text{ kg/cm}^2](0.987 \text{ cm}^2)$$

$$N = 10\,940.9 \text{ kg} = 10.94 \text{ ton}$$

Revisión de las diferentes etapas, tabla 3.2.3.2.2.

ETAPA	M Ton - m	Si m <sup>3</sup>	σ Ton / m <sup>2</sup>	ACUMULADO Ton / m <sup>2</sup>	Ss m <sup>3</sup>	σ Ton / m <sup>2</sup>	ACUMULADO Ton / m <sup>2</sup>
PRESFUERZO			<b>-1813.85</b>			<b>333.60</b>	
PESO PROPIO	131.10	0.236	555.51	-1258.34	0.277	-473.29	-139.69
LOSA + DIAFRAGMA	66.72	0.236	282.71	-975.63	0.277	-240.87	-380.56
CARGA MUERTA SERVICIO	73.24	0.288	254.31	-721.32	0.655	-111.82	-492.38
CARGA VIVA	237.70	0.288	825.35	<b>104.03</b>	0.655	-362.90	-855.28

**Tabla 3.2.3.2.2. Etapas de esfuerzos**

Esfuerzos permisibles

c) Al tensar

$$\sigma_C = 0.6 f'_{ci} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.12})$$

$$\sigma_T = 1.6 \sqrt{f'_{ci}} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.13})$$

$$f'_{ci} = 0.8 f'_c = 0.8(350 \text{ kg/cm}^2) = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_C = 0.6(280 \text{ kg/cm}^2) = 168 \text{ kg/cm}^2 = -1\,680 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_T = 1.6 \left( \sqrt{280 \text{ kg/cm}^2} \right) = 26.77 \text{ kg/cm}^2 = 267.7 \text{ ton/m}^2$$

d) En operación

$$\sigma_C = 0.4 f'_c \quad (\text{ec. 3.2.3.2.14})$$

$$\sigma_T = 0.8 \sqrt{f'_c} \quad (\text{ec. 3.2.3.2.15})$$

$$\sigma_C = 0.4 (350 \text{ kg/cm}^2) = 140 \text{ kg/cm}^2 = -1\,400 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_T = 0.8 \left( \sqrt{350 \text{ kg/cm}^2} \right) = 14.97 \text{ kg/cm}^2 = 149.7 \text{ ton/m}^2$$

Pérdidas totales

$$F_t = 2\,396.1 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza efectiva para cada torón

$$N = 11.7 \text{ ton}$$

Obteniendo el número de torones requeridos, se tiene de (ec. 3.2.3.2.16) :

$$\sigma_i = \frac{M_t + M_{l+d}}{S_i} + \frac{M_{cms} + M_{cv+l}}{S_{ic}} - \frac{N_T}{A} - \frac{N_T e}{S_i}$$

Sustituyendo,

$$\sigma_i = \frac{(131.1 + 66.72) \text{ ton-m}}{0.236 \text{ m}^3} + \frac{(73.24 + 237.7) \text{ ton-m}}{0.288 \text{ m}^3} - \frac{N_T}{0.665 \text{ m}^2} - \frac{N_T(0.6334 \text{ m})}{0.236 \text{ m}^3}$$

$$\sigma_i = 838.2 \text{ ton/m}^2 + 1\,079.7 \text{ ton/m}^2 - 1.504 N_T - 2.684 N_T$$

$$\sigma_i = 1\,917.9 \text{ ton/m}^2 - 4.188 N_T$$

Considerando  $\sigma_i = 150 \text{ ton/m}^2$  como el esfuerzo admisible en tensión de acuerdo con la norma AASHTO, e igualando, se tiene:

$$1\,917.9 \text{ ton/m}^2 - 4.188 N_T = 150 \text{ ton/m}^2$$

Despejando  $N_T$ ,

$$N_T = \frac{(1\,917.9 - 150) \text{ ton/m}^2}{4.188 \text{ m}^2}$$

Entonces,

$$N_T = 422.1 \text{ ton}$$

Obteniendo el número de torones necesarios se tiene de (ec. 3.2.3.2.17):

$$\text{núm}_{\text{torones}} = \frac{N_T}{N}$$

$$\text{núm}_{\text{torones}} = \frac{422.1 \text{ ton}}{11.7 \text{ ton/toron}}$$

$$\text{núm}_{\text{torones}} = 37$$

Obteniendo el esfuerzo superior, se tiene (ec. 3.2.3.2.18):

$$\sigma_s = - \frac{N_T}{A} + \frac{N_T e}{S_s}$$

Sustituyendo:

$$\sigma_s = - \frac{422.1 \text{ ton}}{0.665 \text{ m}^2} + \frac{422.1 \text{ ton} (0.6334 \text{ m})}{0.277 \text{ m}^3}$$

$$\sigma_s = 330.45 \text{ ton/m}^2$$

Revisión de etapa inicial

Considerando:

$$M_t = 131.1 \text{ ton-m}$$

$$ES = 1\,088.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = [0.75(19\,000 \text{ kg/cm}^2) - 1\,088.3 \text{ kg/cm}^2](0.987 \text{ cm}^2) = 12\,990.6 \text{ kg}$$

$$N = 13 \text{ ton}$$

De (ec. 3.2.3.2.19)

$$\sigma_i = - \frac{\text{núm}_{\text{torones}}(N)}{A} - \frac{\text{núm}_{\text{torones}}(N)e}{S_i}$$

Sustituyendo,

$$\sigma_i = - \frac{37(13 \text{ ton})}{0.665 \text{ m}^2} - \frac{37(13 \text{ ton})(0.6334 \text{ m})}{0.236 \text{ m}^3}$$

$$\sigma_i = -2\,014.3 \text{ ton/m}^2$$

Obteniendo los esfuerzos actuantes y permisibles, se tiene de (ec. 3.2.3.2.20) :

$$\sigma_{\text{actuante}} = \sigma_i + \sigma_t$$

$$\sigma_{\text{actuante}} = -2\,014.3 \text{ ton/m}^2 + 555.51 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{actuante}} = -1\,458.42 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{permisible}} = \sigma_C = -1\,680 \text{ ton/m}^2$$

Revisión por cortante.

c) Cortante de carga muerta

$$V_l = \frac{W_l L}{2} = \frac{0.81 \text{ ton/m} (25.60 \text{ m})}{2} = 10.37 \text{ ton}$$

$$V_t = \frac{W_t L}{2} = \frac{1.6 \text{ ton/m} (25.60 \text{ m})}{2} = 20.48 \text{ ton}$$

$$V_d = \text{Núm. diafragmas} (W_d) = 3(0.0568 \text{ ton}) = 0.1704 \text{ ton}$$

$$V_{\text{cms}} = \frac{W_{\text{cms}} L}{2} = \frac{0.894 \text{ ton/m} (25.60 \text{ m})}{2} = 11.44 \text{ ton}$$



De (ec. 3.2.3.2.25)

$$V_{cm} = V_l + V_t + V_d + V_{cms}$$

$$V_{cm} = 10.37 \text{ ton} + 20.48 \text{ ton} + 0.1704 \text{ ton} + 11.44 \text{ ton}$$

$$V_{cm} = 42.46 \text{ ton}$$

d) Cortante de carga viva

Utilizando un camión T3-S2-R4

$$V_{m\acute{a}x} = 47.0 \text{ ton}$$

De (ec. 3.2.3.2.26)

$$V_{cv+l} = V_{m\acute{a}x}(C)(l)$$

$$V_{cv+l} = 47.0 \text{ ton}(0.71)(1.24) = 41.38 \text{ ton}$$

Obteniendo el cortante total, se tiene de (ec. 3.2.3.2.27) :

$$V_T = V_{cm} + V_{cv+l}$$

$$V_T = 42.46 \text{ ton} + 41.38 \text{ ton} = 83.84 \text{ ton}$$

El cortante que toma el concreto se calculará de la siguiente manera (ec. 3.2.3.2.28) :

$$V_c = 0.3\sqrt{f'_c}A$$

Entonces,

$$V_c = 0.3\sqrt{350 \text{ kg/cm}^2}(0.665 \text{ m}^2)(10\ 000)=37\ 323 \text{ kg}$$

$$V_c = 37.32 \text{ ton}$$

Por lo tanto de (ec. 3.2.3.2.29) :

$$V_d = V_T - V_c$$

Sustituyendo:

$$V_d = 83.84 \text{ ton} - 37.32 \text{ ton}$$

$$V_d = 46.52 \text{ ton}$$

Proponiendo estribos de 4C en dos ramas

Separación entre varillas (ec. 3.2.3.2.30)

$$S = \frac{a_s (f_s) (J)(d)}{V_d}$$

Donde

$$a_s = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$f_s = 2\ 000 \text{ kg/cm}^2$$

$$J = 0.887$$

Sustituyendo,

$$S = \frac{1.27 \text{ cm}^2 (2) (2\ 000 \text{ kg/cm}^2) (0.887) (135 \text{ cm})}{46\ 520 \text{ kg}}$$

$$S = 13.07 \text{ cm}$$

Entonces,

Estribos de 4C de 2 ramas @ 12 cm

### **Diafragmas**

Se recomienda colocar diafragmas en los extremos de los claros tanto colados en el lugar como en los precolados, presforzados o no, así como colocar un diafragma intermedio para claros comprendidos entre 12 m y 24 m y diafragmas en los tercios del claro para tramos mayores a 24 m.

### **Enductado**

En los elementos pretensados es común el uso de ductos que ayuden a controlar el estado de presfuerzo en las piezas de concreto y permitir que el presfuerzo actúe en ciertas zonas del elemento, para ello se colocan ductos pudiendo ser algún tipo de poliducto que cumpla con las normas de calidad para concreto presforzado.

Debido a que las trayectorias de los cables generalmente son rectas y excéntricas, aparece un momento negativo constante, a partir de la longitud de desarrollo este momento no se contraresta en los apoyos con el momento positivo provocado por las cargas actuantes de tal forma que se recomienda, para eliminar este momento negativo no deseable en los apoyos, engrasar o enductar los tendones en los extremos ya que esto reduce los esfuerzos debidos al presfuerzo en esta zona. La longitud a la cual se deben engrasar o enductar los tendones, se obtiene de tal manera, que los esfuerzos actuantes no rebasen a los permisibles, ver figuras A.1, A.2 y A.3.

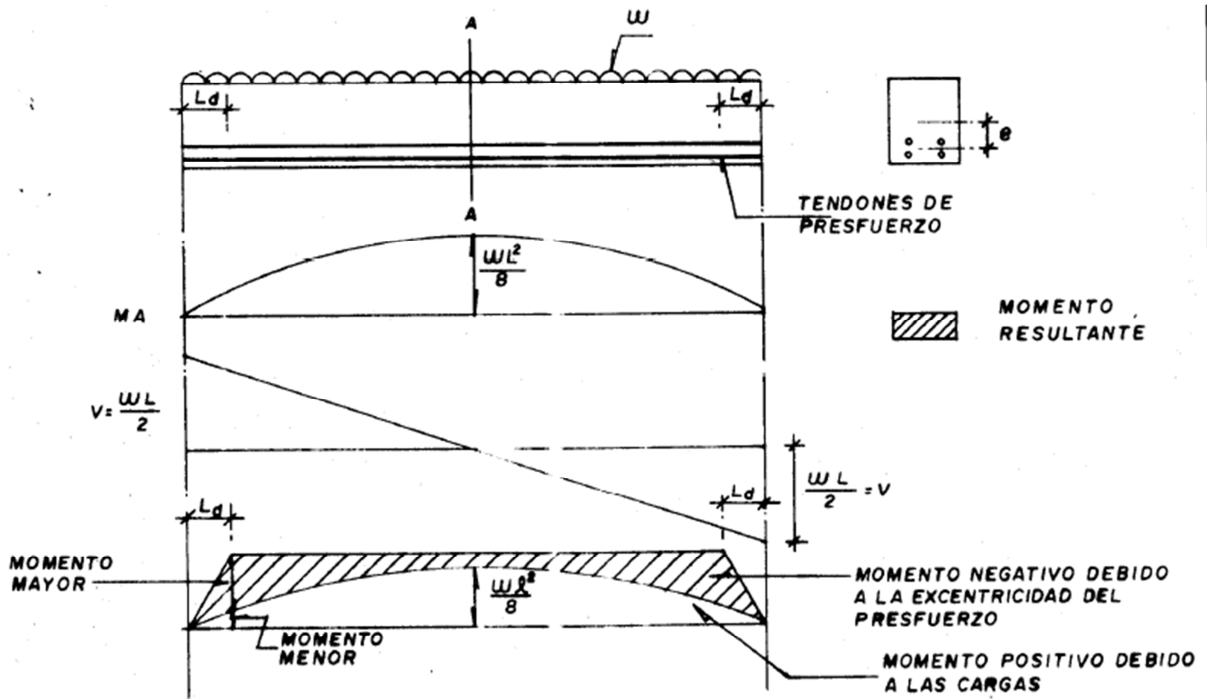


Figura A.1. Longitud de desarrollo de una viga pretensada

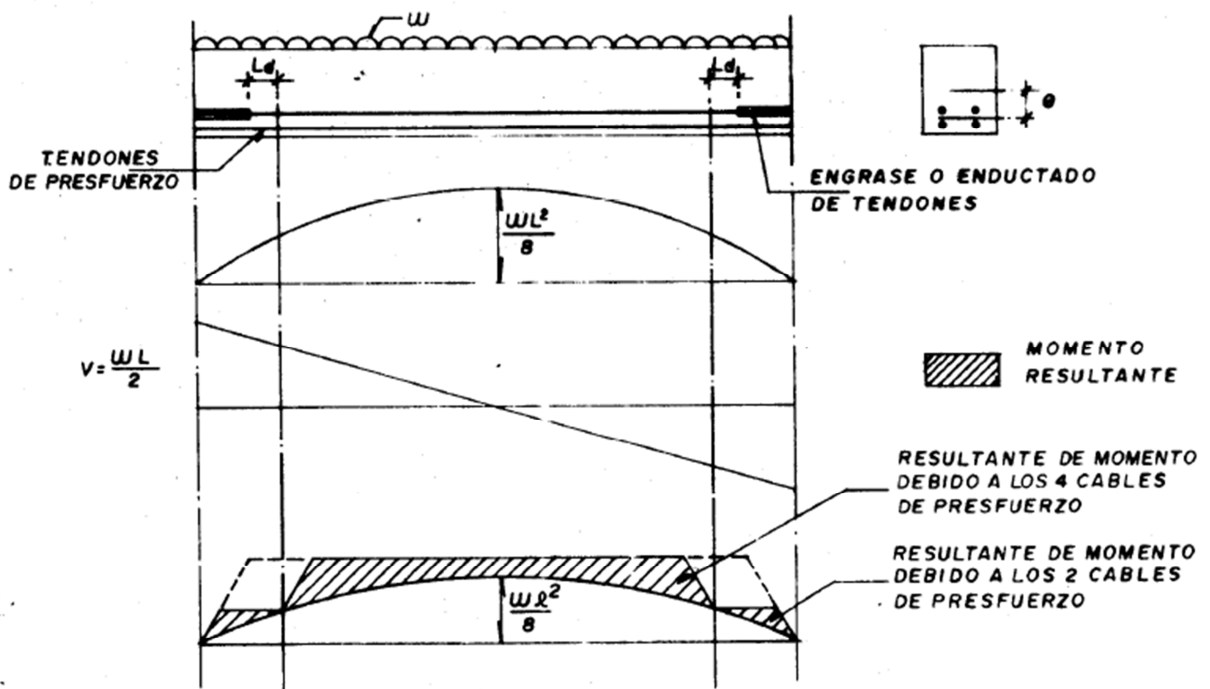
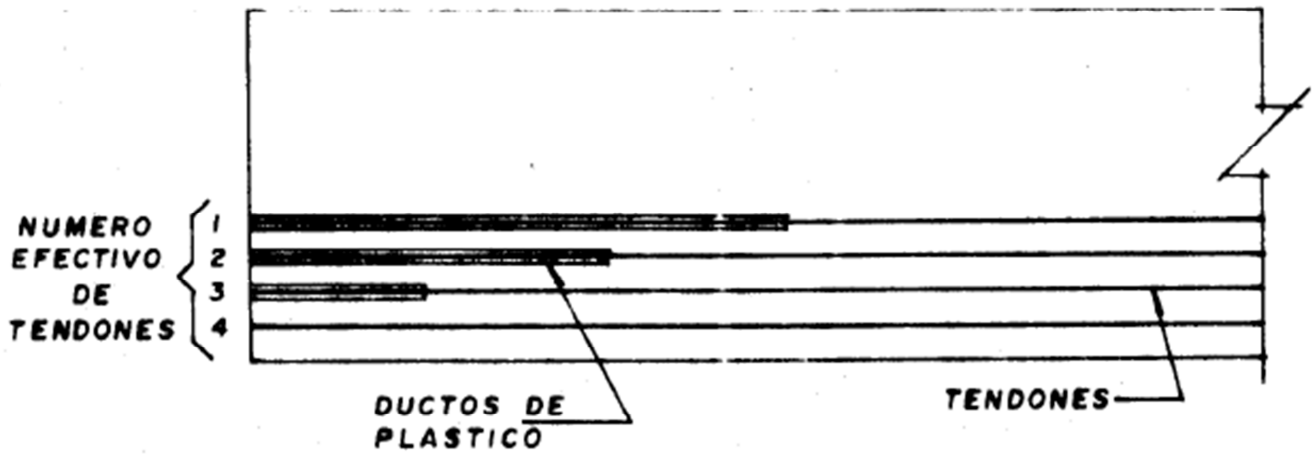


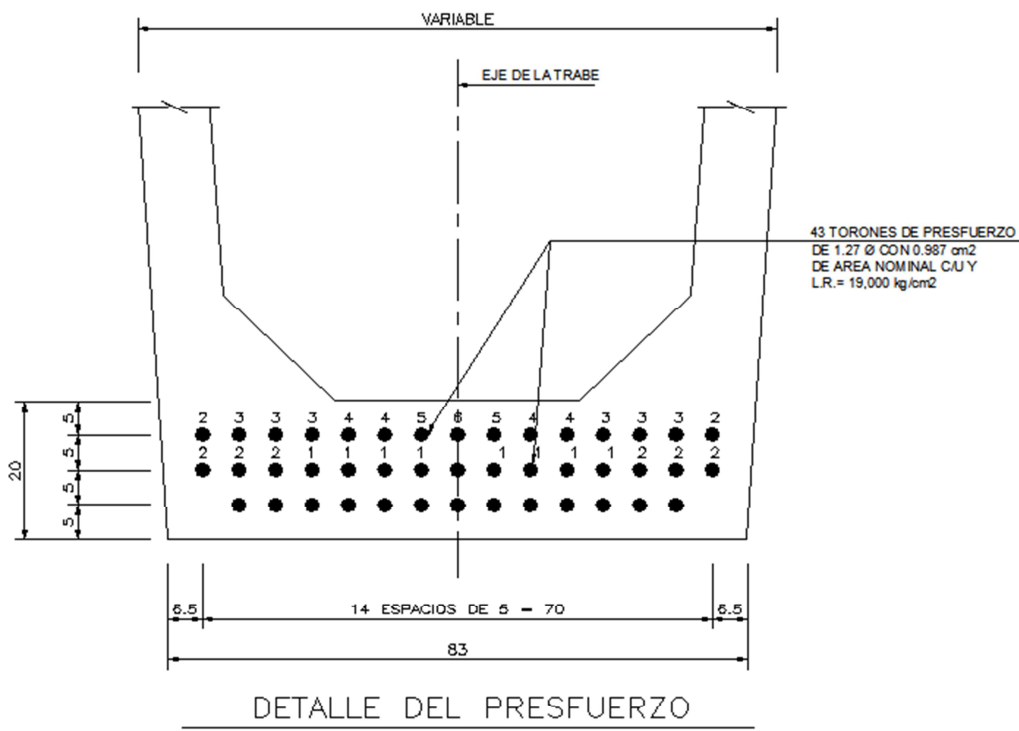
Figura A.2. Viga pretensada con tendones engrasados o enductados



**Figura A.3. Tendones no adheridos**

En el caso particular de la estructura:

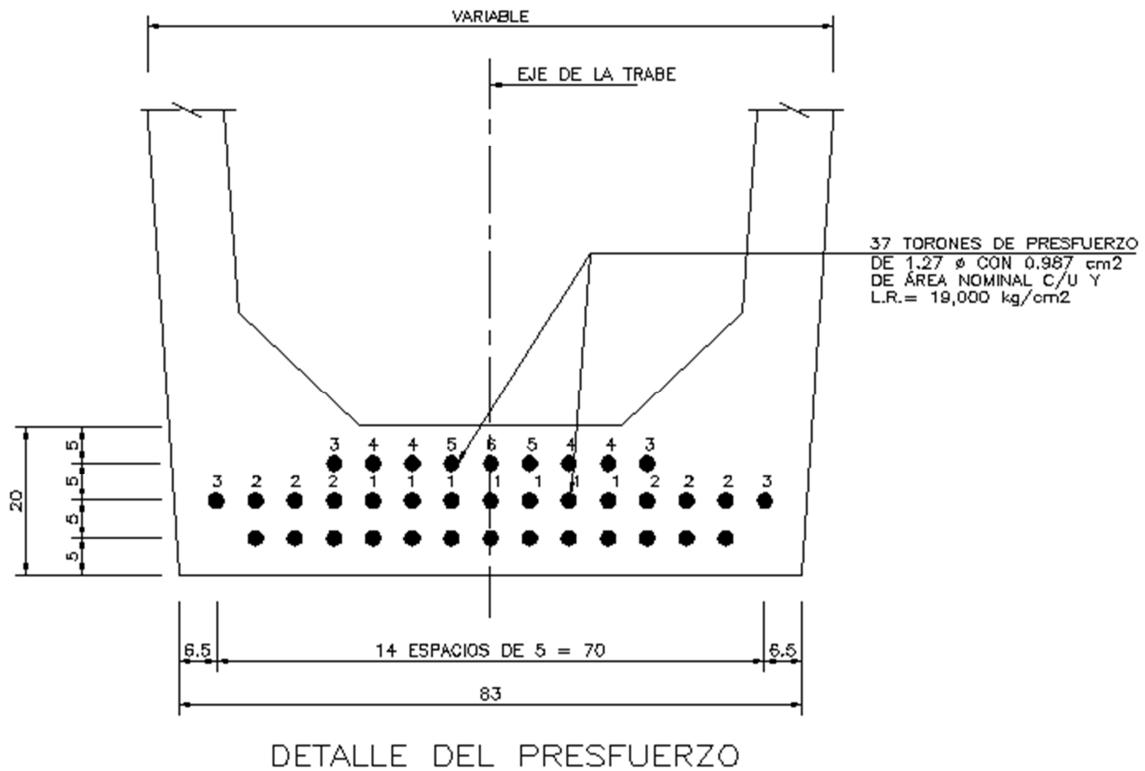
Para claro máximo ( $L = 2800$  cm) se colocaron 43 torones de presfuerzo, ordenados como se muestra en la figura A.4.:



NOTA : LOS TORONES SE ENCAMISARAN EN TUBOS DE PLASTICO CON LAS LONGITUDES INDICADAS EN EL CORTE LONGITUDINAL DE LA TRABE. LOS TORONES SE TENSARAN EN LA CAMA DE PRESFUERZO A 14,250 kg/cm<sup>2</sup> PARA TENER UNA FUERZA TOTAL INICIAL POR TRABE DE 804,784 Kg.

**Figura A.4. Colocación de torones en trabe, claro máximo**

Para claro mínimo ( $L = 2650$  cm) se colocaron 37 torones de presfuerzo, ordenados como se muestra en la figura A.5.:



NOTA : LOS TORONES SE ENCAMISARÁN EN TUBOS DE PLÁSTICO CON LAS LONGITUDES INDICADAS EN EL CORTE LONGITUDINAL DE LA TRABE. LOS TORONES SE TENSARÁN EN LA CAMA DE PRESFUERZO A 14,250 kg/cm<sup>2</sup> PARA TENER UNA FUERZA TOTAL INICIAL POR TRABE DE 520,396 kg.

**Figura A.5. Colocación de torones en trabe, claro mínimo**

Los cuales se encamisarán como se muestra en las figuras A.6. y A.7.:

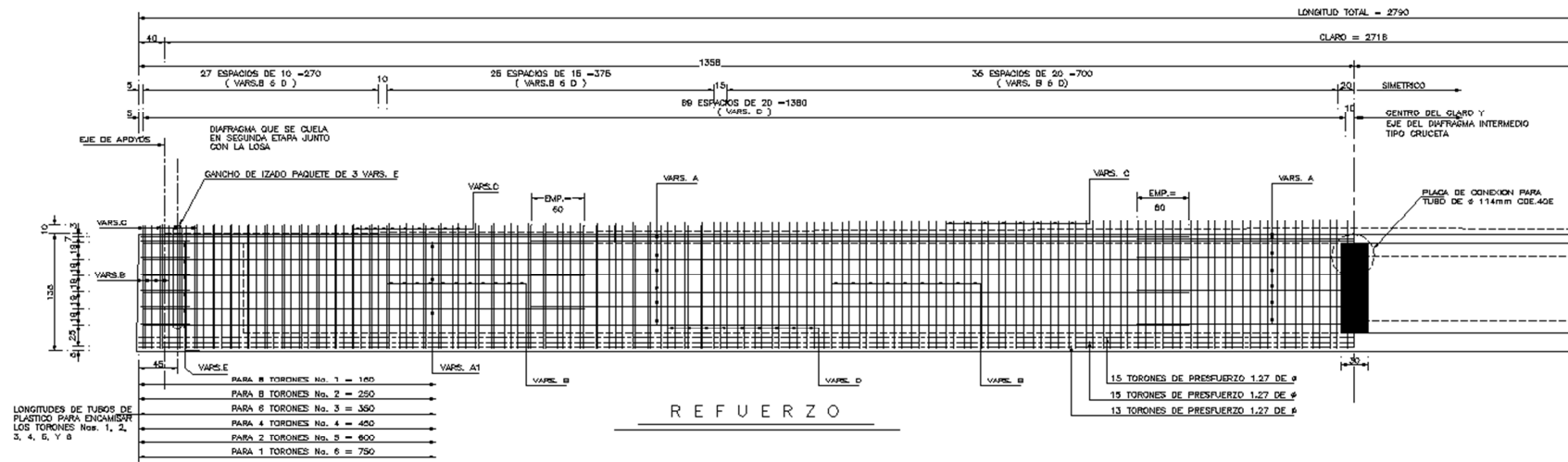


Figura A.6. Enductado trabe pretensada claro mínimo, L = 26.5 m

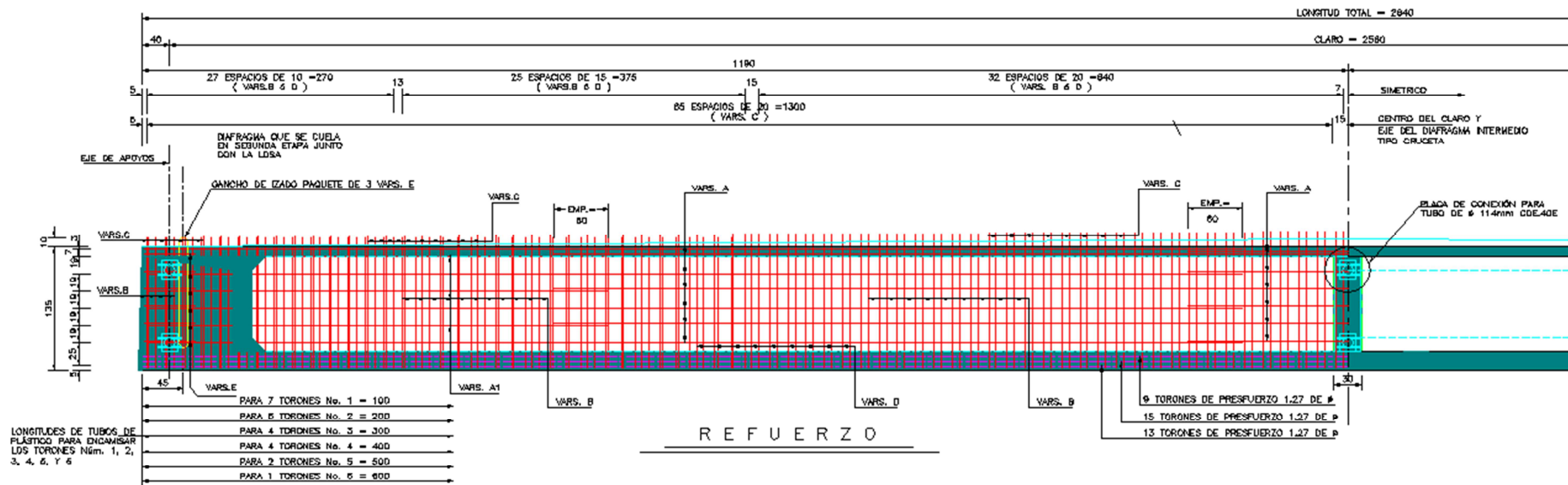


Figura A.7. Enductado trabe pretensada claro máximo, L = 28 m

## **4. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS**

### **4.1 Excavaciones para la cimentación**

#### **4.1.1 Pilas**

Como ya se mencionó en el capítulo 1 de esta tesis y de acuerdo a los resultados del estudio de la mecánica de suelos, la cimentación que se construirá para este puente será de tipo profunda.

Para ello deberá producirse un procedimiento constructivo para esta cimentación que asegure el cumplimiento de las hipótesis de diseño y garantice la integridad de los elementos de cimentación y la seguridad, durante y después de la construcción. Dicho procedimiento deberá ser tal que se eviten daños a las estructuras e instalaciones vecinas y a los servicios públicos por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo.

Cualquier cambio importante que se pretenda realizar en el procedimiento de construcción especificado en el estudio geotécnico se deberá analizar con base en la información contenida en dicho estudio o en un estudio complementario si éste fuera necesario.

Para este puente la cimentación profunda está basada en pilas con un diámetro de 1.20 m, coladas en sitio con perforación previa además con polímeros y desplantadas a una profundidad promedio de 18 m de profundidad de acuerdo al proyecto ejecutivo.

Para poder llevar a cabo el proceso constructivo de esta cimentación profunda será necesario e indispensable seguir los siguientes pasos:

- **Trazo de los ejes de referencia**
- **Trabajos de perforación**
- **Habilitado y armado del acero de refuerzo para las pilas**
- **Colado de pilas**



#### 4.1.1.1 Trazo de los ejes de referencia

El primer paso para llevar a cabo una construcción es realizar el trazo y nivelación de la zona de proyecto, este trazo es indispensable para llevar a cabo la correcta ejecución de la obra, se realiza con equipo topográfico con la finalidad de dejar los sitios precisos bien delimitados para las perforaciones. Para este proyecto la separación mínima entre cada una de las pilas será centro a centro de dos veces y medio el diámetro de estas, es decir 3 m.

Para efecto de esto, se deberá realizar el trazo del eje principal de cada uno de los cuerpos del puente así como los ejes de cada una de las columnas que lo comprenden, dejando referencias de cada eje de columna en lugares cercanos con la finalidad de tener un soporte en caso de que las marcas se pierdan durante el proceso de la misma obra.

Las marcas necesarias serán el eje de cada una de las pilas, el punto de perforación para cada pila, el perímetro de las zapatas, el eje de la columna y el eje principal, (Fig. 4.1.1.1). Respecto a la localización de las pilas se aceptará una tolerancia del 10% de su diámetro.

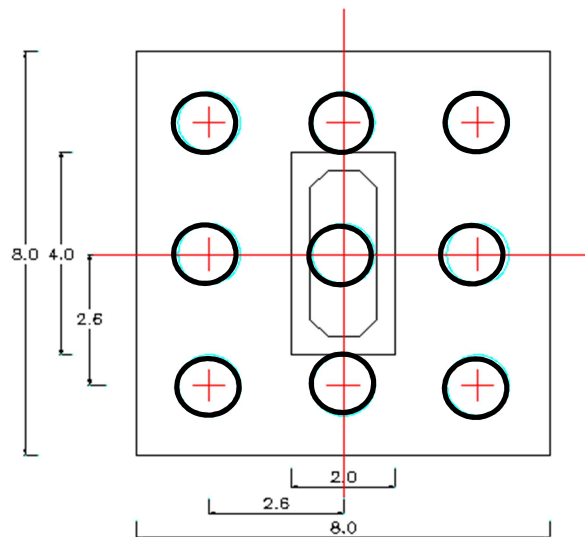


Figura 4.1.1.1 Trazo de ejes y ubicación de perforaciones

#### 4.1.1.2 Trabajos de perforación

Teniendo finalizados los trabajos de referencias de ejes de las pilas y la ubicación de cada una de ellas, se dará inicio a los trabajos de perforación. La perforación se realizará con equipo especial, la cual será una máquina perforadora como la que se muestra en la figura 4.1.1.2.1



**Figura 4.1.1.2.1 Perforación para pilas y pilastrones**

Durante todo el proceso de perforación de cada una de las pilas se deberá cuidar la verticalidad de ésta así como la profundidad y dimensiones de proyecto. La tolerancia en su verticalidad no será mayor del 2% de su longitud. La secuencia de perforación se iniciará con los dos pilastrones marcados según el proyecto con los números 1 y 8, los cuales son los extremos del claro, continuando después con las pilas centrales marcadas con los números del 2 al 7.

Para la estabilización de las paredes en la perforación se emplearán polímeros, mezclados en planta, que se irán vaciando conforme se avance en la profundidad manteniéndose al mismo nivel que el del tirante de agua que rodea al tubo. La mezcla tendrá un proporcionamiento en volumen de 1:1000 (polímeros:agua), es decir, 1 litro de polímero por 1000 litros de agua (Fig. 4.1.1.2.2).

Al llegar la perforación a la profundidad de desplante de las pilas, se realizará una limpieza del fondo de la excavación, de todos los materiales sueltos, empleando un bote desazolvador, el que se meterá tantas veces sea necesario. El tiempo

máximo permisible entre la perforación y el colado de la pila será máximo de 12 hrs.



**Figura 4.1.1.2.2 Polímeros para contención del terreno**

#### **4.1.1.3 Habilitado y armado de acero de refuerzo para pilas**

El habilitado y armado del acero de refuerzo para las pilas se deberá iniciar tiempo antes del inicio de las perforaciones para que al finalizar la primera perforación se tenga listo el primer armado de la pila, que en este caso serán los pilastrones 1 y 8, continuando así consecutivamente con el resto de acuerdo al proceso de perforaciones, esto es con el fin de cumplir y estar siempre dentro del tiempo permisible entre el término de la perforación y el colado del elemento.

El armado longitudinal de los pilastrones está constituido por 8 varillas del número 6 las cuales formarán el perímetro de la pila, para el armado transversal se colocarán estribos del número 3 @ 20 cm.

Para el armado longitudinal de las pilas centrales será similar al de los pilastrones con el mismo número de varillas longitudinales y transversales (estribos), tal y como se muestran en las figuras 4.1.1.3.1 y 4.1.1.3.2.



**Figura 4.1.1.3.1 Armado de acero de refuerzo para pilas y pilastrones**



**Figura 4.1.1.3.2 Colocación del armado de acero dentro de la excavación**

#### **4.1.1.4 Colado de pilas**

Como ya se mencionó, al llegar la perforación al nivel de desplante de cada una de las pilas se deberá realizar una limpieza del fondo de la excavación. Inmediatamente después de finalizar esta limpieza el siguiente paso será colocar el armado correspondiente para cada elemento, cuidando siempre que al introducirlo en la excavación quede finalmente con la separación necesaria con las paredes para así cumplir con el recubrimiento de concreto para el acero. Para este caso se requiere cumplir con un recubrimiento de 5 cm. El colado se realizará utilizando tubería tremie.

Durante el proceso de colado y con el objeto de desplazar los cuerpos extraños en la tubería tremie, previamente al colado, se colocará en la parte superior de esta, una cámara de balón, inflada a un diámetro ligeramente mayor al diámetro del tubo, la cual será empujada por el peso del concreto, con ello se desplazarán dichos cuerpos extraños al concreto que llegara a haber en el interior de la tubería.

Se deberá llevar un registro del volumen del concreto vaciado, el cual se cotejará con la ubicación de cada elemento.

El concreto especificado a utilizar en este proyecto y para estos elementos de cimentación será de una resistencia de 300 kg/cm<sup>2</sup> y con un revenimiento de 15 cm. Se deberá también llevar un registro de la localización de cada una de las pilas, las dimensiones de las perforaciones, la profundidad y espesor. En la figura 4.1.1.4.1, se muestra la tabla de registro para el control de estos trabajos.

T A B L A D E E L E V A C I O N E S					
PILA	ESTACION	ELEV. DE N.T.N.	ELEVACION ARRANQUE DE PILA	ELEVACION DESPLANTE ZAPATA	ELEVACION DESPLANTE PILASTRON
2	18+935.24	2257.48	2256.53	2254.93	2238.93
3	18+964.24	2257.17	2256.40	2254.80	2238.80
4	18+989.74	2257.01	2256.37	2254.77	2238.77
5	19+017.74	2256.73	2256.21	2254.61	2238.61
6	19+044.24	2256.47	2255.67	2254.07	2238.07
7	19+072.24	2255.66	2255.66	2254.06	2238.06

**Figura 4.1.1.4.1 Tabla de registro para pilas y pilastrones**

Con el objeto de realizar el desplante de las zapatas sobre el concreto sano de las pilas, se deberá dejar en la parte superior una longitud extra de concreto equivalente al 50% del diámetro de las mismas, el cual acarrea las impurezas durante el proceso de colado y se evitará remover el concreto de esta parte en estado fresco con el propósito de que el “sangrado” del concreto se efectúe en esta zona. Esta parte adicional del concreto será demolido posteriormente.

En las figuras 4.1.1.4.2 , 4.1.1.4.3 y 4.1.1.4.4 se muestra la colocación en el uso de la tubería y las partes que la conforman.

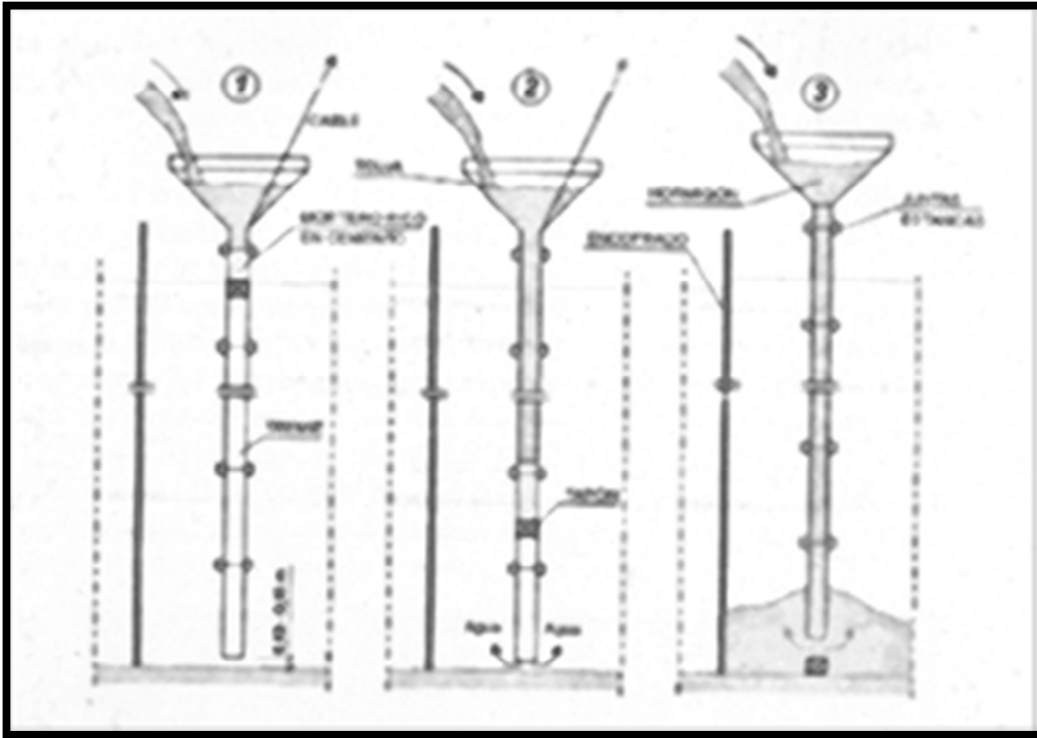


Figura 4.1.1.4.2 Tubería Tremie para el colado de las pilas



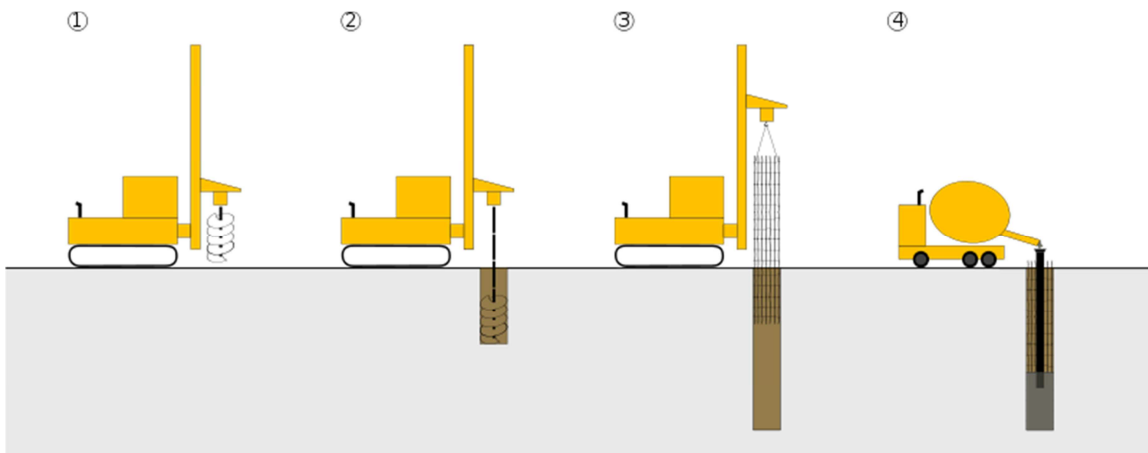
### Figura 4.1.1.4.3 Tubería Tremie para el colado de las pilas

En la figura 4.1.1.4.4 se muestra el colado de una de las pilas que conforman la cimentación.



### Figura 4.1.1.4.4 Colado de pilas

Por último, se resume gráficamente en la figura 4.1.1.4.5, el proceso de construcción de una pila desde su ubicación (1), perforación (2), colocación del armado (3) y colado (4).



#### Figura 4.1.1.4.5 Proceso de construcción de pilas

#### 4.1.2 Zapatas

Zapata: elemento de cimentación superficial apoyada sobre pilas repartidas en la sección del área de la base de esta. Su función es recibir, repartir y transmitir las cargas que soporta de la subestructura y superestructura a dichas pilas de cimentación.

La excavación para la zapata se realizará de acuerdo al nivel de desplante sobre las pilas, dado por las elevaciones indicadas en el proyecto ejecutivo. Este nivel será verificado topográficamente para obtener el nivel máximo de excavación.

Se realizará el trazo y la ubicación en campo para el posterior corte de carpeta asfáltica, demolición con ayuda de maquinaria y la excavación del terreno natural.

Las dimensiones de las excavaciones serán de acuerdo a la geometría de las zapatas que son 8.0 x 8.0 x 1.0 m, haciendo una sobre-excavación por cada lado para la correcta ejecución en la colocación de cimbra para el colado del elemento; esta sobreexcavación será mínima.

Las excavaciones se harán de forma manual y con ayuda de maquinaria mediana y la profundidad será variable según la ubicación de cada zapata tomando como referencias el nivel del terreno natural (NTN) y el nivel de desplante de proyecto en cada punto (Fig. 4.1.2.1).

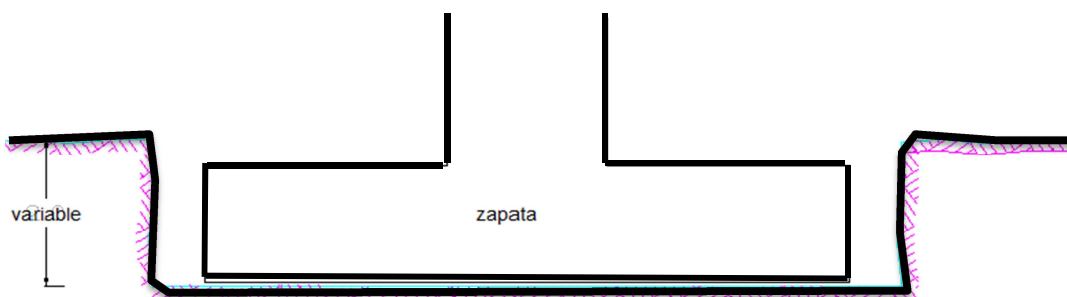


Figura 4.1.2.1 Nivel máximo de excavación



Al llegar al nivel máximo de excavación se continuará con el afine de ésta, para después realizar el descabezado de las pilas en donde se desplantará la zapata, dejando también las preparaciones y disparos para la conexión de ambos elementos de cimentación.

## **4.2 Construcción de zapatas**

Ya descrito el tipo y geometría de las zapatas así como el tipo de armado de las mismas, lo que sigue ahora es describir el proceso constructivo para la construcción de dichas zapatas que será el siguiente:

- Trazo y nivelación
- Contención del terreno
- Elaboración de la plantilla de concreto
- Descabece de pilas
- Armado de losa de la zapata
- Armado de dado
- Colocación de cimbra para losa fondo y dado
- Colado de losa y dado de zapatas
- Relleno y compactación con material de banco

### **4.2.1 Trazo y nivelación**

Al finalizar el afine de la excavación se deberá realizar nuevamente el trazo y la nivelación para corroborar los niveles de desplante así como el trazo de las dimensiones y ejes para cada una de las zapatas y los ejes correspondientes a las columnas, garantizándose de esta forma la correcta ejecución de los trabajos conforme a lo especificado en el proyecto ejecutivo.

Con este paso se verificará que los trazos topográficos marcados anteriormente estén nuevamente visibles.

#### **4.2.2 Contención del terreno**

En materia de seguridad durante la ejecución de la obra, se deberá en lo posible extremar precauciones y para este proceso constructivo de las zapatas es necesario contener las paredes o taludes de la excavación para evitar que se presente algún derrumbe durante el tiempo en que se encuentren trabajando dentro de esta.

Para ello se colocará en cada una de las paredes de la excavación una malla de acero comúnmente conocida como malla de gallinero la cual se deberá anclar a las paredes. Teniendo lista en cada cara de la excavación dicha malla, se procederá a recubrirla con concreto pobre o mortero, este recubrimiento también servirá para evitar escurrimientos excesivos de agua provenientes del nivel freático de la zona.

#### **4.2.3 Elaboración de la plantilla de concreto**

El objeto de elaborar esta plancha de concreto es servir como una protección para el concreto sano de la zapata ya que con esto se evitará el contacto directo con el terreno natural además de que se debe cumplir con una superficie plana para la construcción de las zapatas.

Esta plancha será con concreto premezclado con una resistencia  $f'c=100 \text{ kg/cm}^2$  y tendrá un espesor de 5 cm. El nivel de esta plantilla de concreto será verificada topográficamente antes y después de su elaboración.

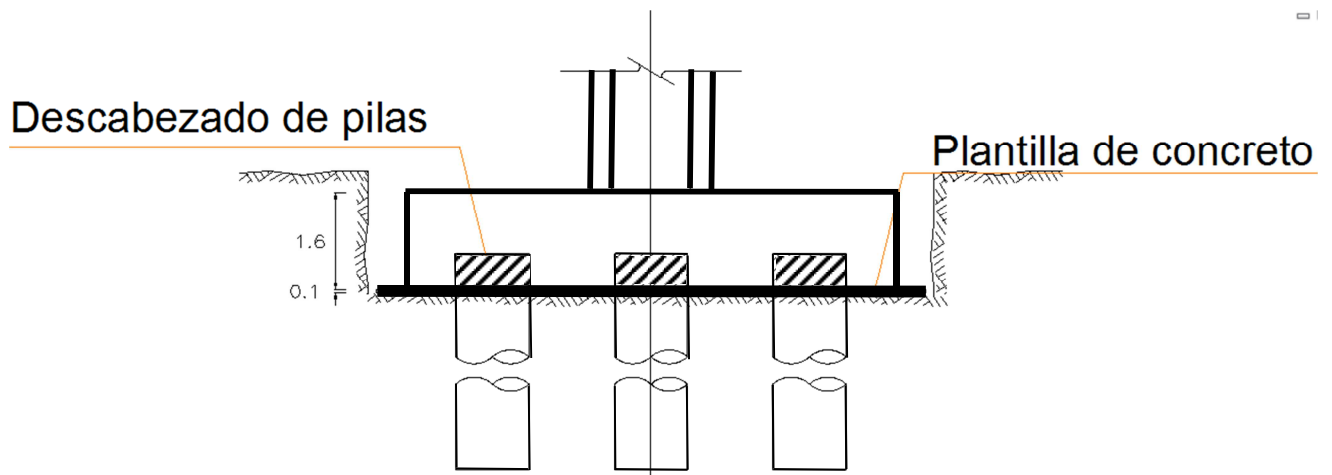
#### **4.2.4 Descabece de pilas**

Teniendo finalizados los trabajos de la plantilla se iniciará el descabezado de las pilas. Esto es más que el retirar el excedente de concreto que se mencionó

anteriormente en el proceso de colado de las pilas con el fin de descubrir totalmente el acero de refuerzo.

Este proceso de descabezado de pilas se deberá realizar manualmente con máquinas conocidas con el nombre de rompedoras de aire comprimido abastecido por un compresor móvil. Con esta forma de demolición se evitará que se provoquen fisuras en el concreto sano donde se apoyará la zapata.

Al finalizar el descabezado de cada pila se retirará todo el acero transversal, es decir, todos los estribos o zunchos que se utilizaron para formar el cilindro, dejando así solamente el acero longitudinal, el cual será utilizado para realizar el ligue del armado de la zapata con la pila (Fig. 4.2.4.1).



**Figura 4.2.4.1 Descabezado de pilas**

#### **4.2.5 Armado de losa de la zapata**

Antes de iniciar este paso, se deberá realizar una limpieza de toda el área donde se realizará la construcción de la zapata.

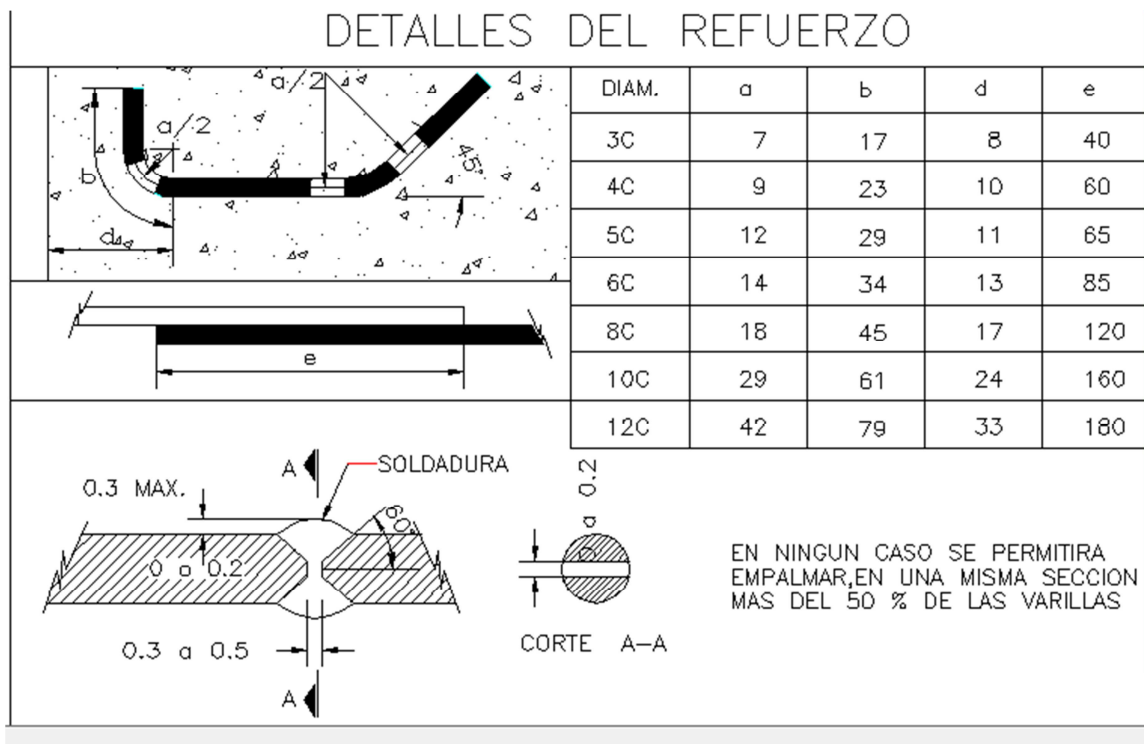
Una vez finalizada dicha limpieza se dará inicio a la colocación del acero de refuerzo para el armado de la losa de fondo para cada zapata, tal y como lo indica el proyecto.

Como ya se revisó anteriormente el acero de refuerzo utilizado será con un  $f'y=4200 \text{ kg/cm}^2$  y serán varillas corrugadas de espesor indicado en los planos estructurales del proyecto.

Para el armado las varillas deberán ser colocadas y amarradas de acuerdo a las separaciones indicadas en los planos, todo el acero deberá estar libre de oxidación, grasa, quiebres, deformaciones o escamas que lleguen a afectar su uso.

Los traslapes y dobleces para escuadras de las varillas serán de acuerdo a la tabla de diámetros de varillas especificada en los planos de obra (Fig. 4.2.5.1). Todas las uniones de varillas se harán mediante traslapes, los cuales no deben coincidir con secciones de máximo esfuerzo y no podrán realizarse entre varillas de diferente diámetro.

El acero que quedó descubierto perteneciente a las pilas con el descabece de estas, quedará unido dentro de este armado cumpliendo así con la conexión de los dos elementos.



#### **Figura 4.2.5.1 Tabla de diámetros de varillas**

#### **4.2.6 Armado de dado**

El armado del dado de la zapata se deberá realizar simultáneamente al armado de la losa de la zapata ya que este elemento es integral al sistema de cimentación.

Dentro de este armado de acero se deberá también realizar el inicio del armado de la columna para dejar las preparaciones necesarias para su ligue con la cimentación como se muestra en la imagen (Fig. 4.2.6.1).

Todos estos armados estarán conectados entre sí para poder cumplir con el trabajo de transmisión de fuerzas para las que fueron diseñados cada uno de estos elementos.



**Figura 4.2.6.1 Armado de zapata y dado, inicio del armado de la columna**

#### **4.2.7 Colocación de cimbra para losa y dado**

Antes de iniciar la colocación de la cimbra se deberá verificar que el acero inferior de la losa de la zapata esté correctamente calzado para garantizar el recubrimiento del acero marcado en planos. Se realizará una limpieza para retirar toda la pedacería de alambre recocido y escoria que se generó durante el armado del acero de refuerzo para estos elementos (Fig. 4.2.7.1).



**Figura 4.2.7.1 Limpieza del armado antes de la colocación de la cimbra**

Toda la cimbra se construirá de manera que resista las acciones a que pueda estar sujeta durante la construcción incluyendo las fuerzas causadas por la colocación, compactación y vibrado del concreto.

Deberá ser lo suficientemente rígida para evitar movimientos y deformaciones excesivos; y suficientemente estanca para evitar el escurrimiento del concreto. En su geometría se incluirán las contraflechas de acuerdo con el proyecto.

Antes del colado deben limpiarse los moldes, la cimbra usada ya sea de madera o de algún otro tipo de material absorbente deberá estar húmeda durante un período mínimo de dos horas antes del colado. Se recomienda cubrir esta cimbra con algún lubricante para protegerla y facilitar el descimbrado evitándose que al momento de retirarla quede parte de ella adherida al concreto deteriorándola para su uso posterior.

#### **4.2.8 Colado de losa y dado de zapatas**

Antes de iniciar el colado de estos elementos se debe revisar con equipo topográfico el alineamiento y nivelación de la cimbra y del acero corroborando así, que se cumplan físicamente con estos requisitos de acuerdo a lo indicado en el proyecto. En el interior de la cimbra deberá estar limpia para poder vaciar el concreto.

La altura máxima de caída del concreto será de 0.8 m, el acabado será el indicado en los planos: liso, libre de bordes, rugosidades u oquedades. Durante el vaciado del concreto dentro de las cimbras se realizará el vibrado del mismo para eliminar al máximo los vacíos dentro de la mezcla. Durante el fraguado inicial, se deberá realizar el curado del concreto para controlar la humedad y la temperatura del concreto. En la figura 4.2.8.1 se muestran los elementos (zapata y dado) colados.

Retiro de cimbra: las zapatas deberán permanecer cimbradas el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su peso propio y otras cargas que actúen durante la construcción. Este tiempo es de siete días para poder retirar la cimbra.



**Figura 4.2.8.1 Colado de Zapata y Dado**

#### **4.2.9 Relleno y compactación con material de banco**

Finalizados los colados y retirada la cimbra se procederá al relleno del área excavada así como sobre la zapata dejándose descubierto solamente una parte del dado de cimentación como se puede observar en las imágenes de las figuras 4.2.9.1 y 4.2.9.2.

Este relleno se hará utilizando material de banco contemplado en el proyecto, que para este caso será material limo-arenoso conocido como tepetate y compactado al 95% de acuerdo al AASHTO estándar T-99 y se realizará mediante capas de 20 cm de espesor cada una hasta cubrir el nivel indicado topográficamente.

Esta compactación será realizada con maquinaria especificada de acuerdo a las normas de compactación de materiales compactables. En este caso se utilizará un rodillo vibrocompactador pequeño debido al espacio de la obra.



**Figura 4.2.9.1 Relleno y compactación con material de banco**





**Figura 4.2.9.2 Relleno y compactación con material de banco**

### 4.3 Montaje de subestructura

Se denomina subestructura al sistema de elementos intermedios entre las traveses que formarán la parte final del puente (superestructura) y la cimentación de este, en donde dichas traveses se apoyarán y estabilizarán y que en este caso estará formada por las columnas, los cabezales y caballetes como se observa en la figura 4.3.

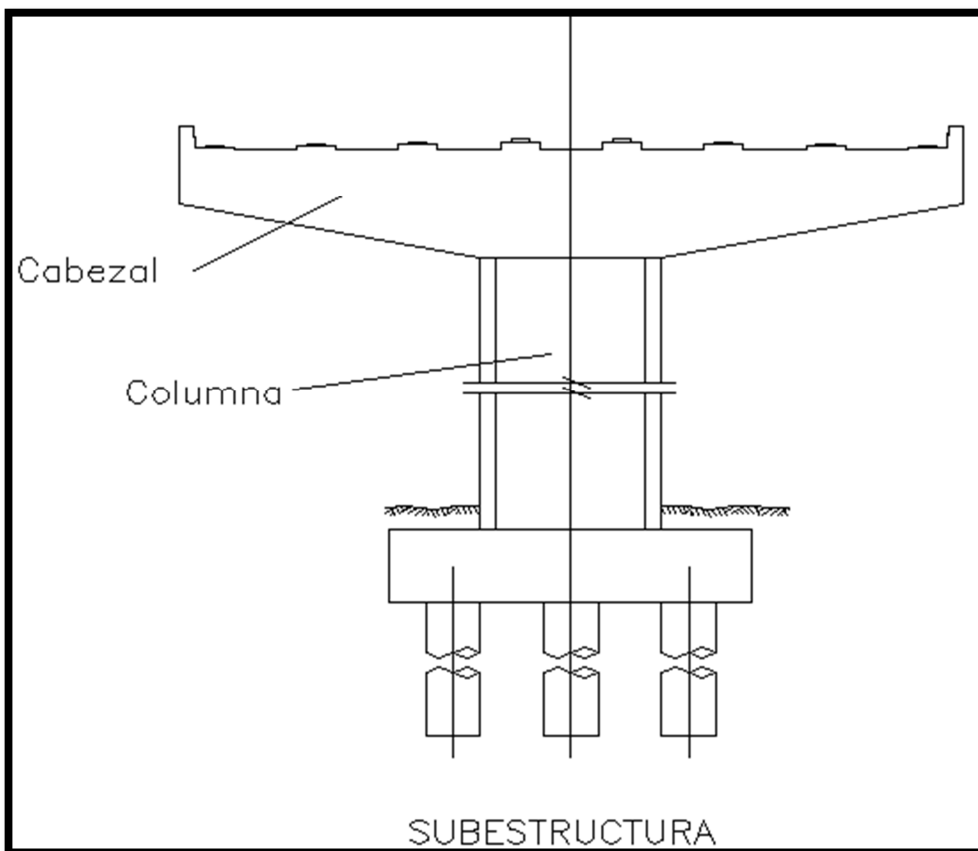
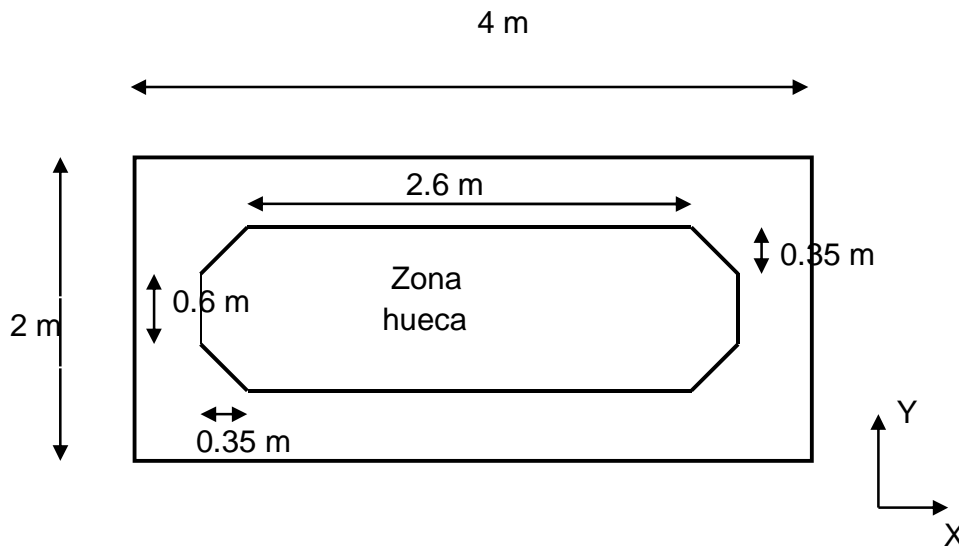


Figura 4.3 Elementos de la Subestructura

### 4.3.1 Columnas

Para este proyecto como ya se analizó en otro capítulo anterior, las columnas serán con una geometría rectangular y con dimensiones 2 m x 4 m y con su centro hueco, tal y como se muestra en la figura 4.3.1.



**Figura 4.3.1 Geometría de columnas**

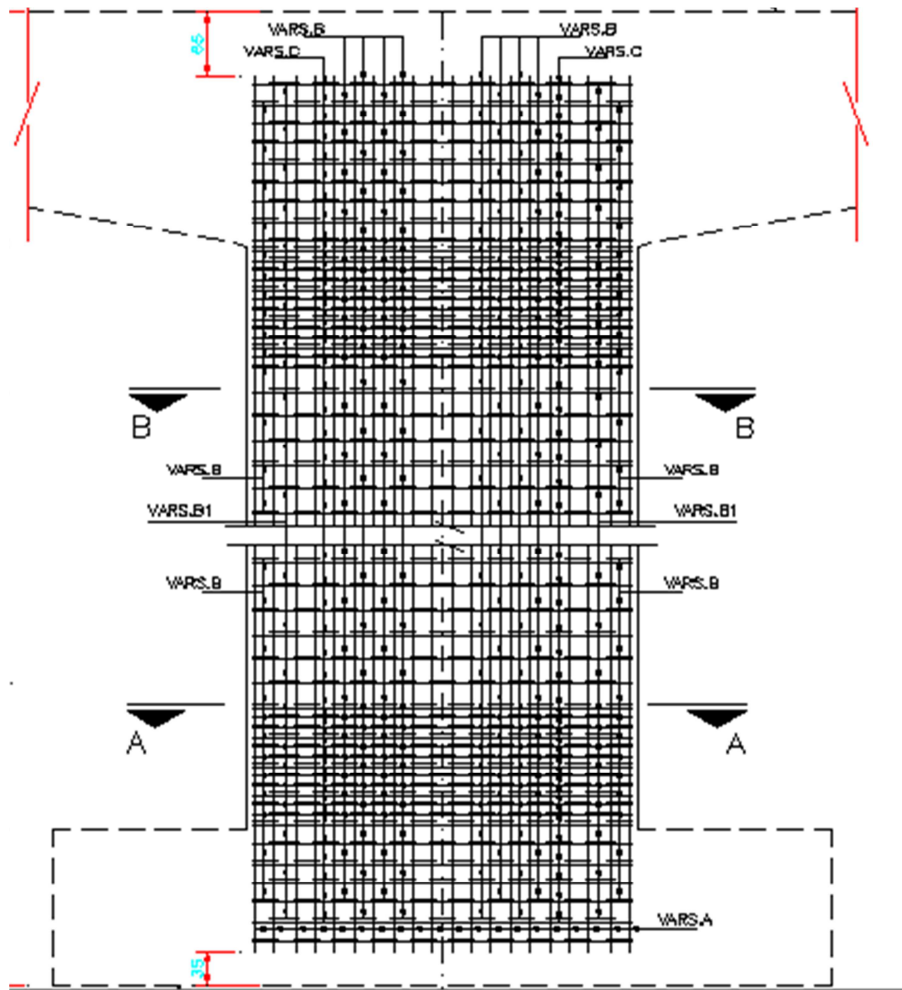
El procedimiento para la construcción de las columnas será el siguiente:

- Armado de acero estructural para las columnas
- Nivelación y alineamiento
- Cimbrado
- Colado

#### 4.3.1.1 Armado de acero estructural para las columnas

Como se vio anteriormente el armado del acero estructural para estos elementos se inició junto con la construcción de los dados de las zapatas para lograr la unión entre la cimentación y la subestructura.

De acuerdo al análisis y diseño estructural para cada columna se usarán para el armado longitudinal 80 varillas del número 8, para los estribos serán varillas del número 4 @ 40 cm y para el refuerzo transversal serán varillas del número 4 @ 20 cm (fig. 4.3.1.1.1, 4.3.1.1.2 y 4.3.1.1.3).



**Figura 4.3.1.1.1 Detalle del armado de acero de refuerzo para las columnas**

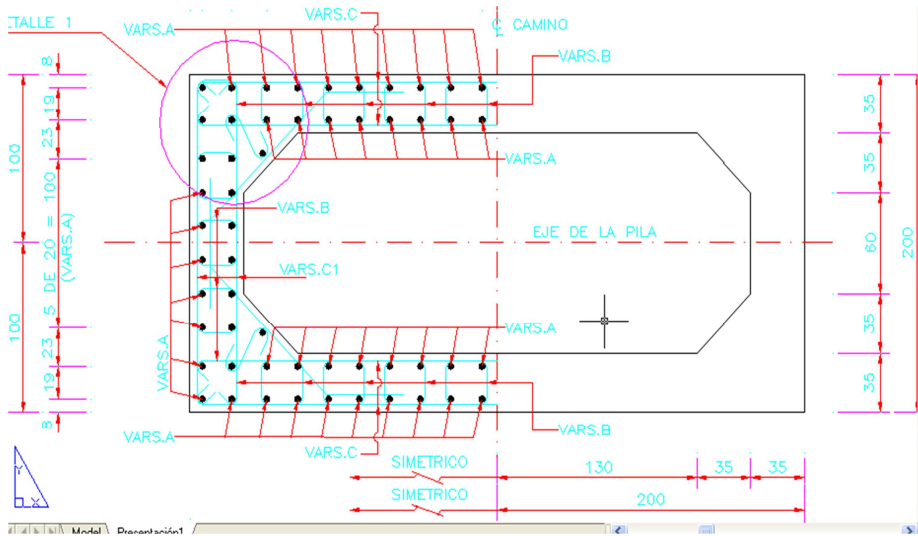


Figura 4.3.1.1.2 Detalle del armado del refuerzo transversal

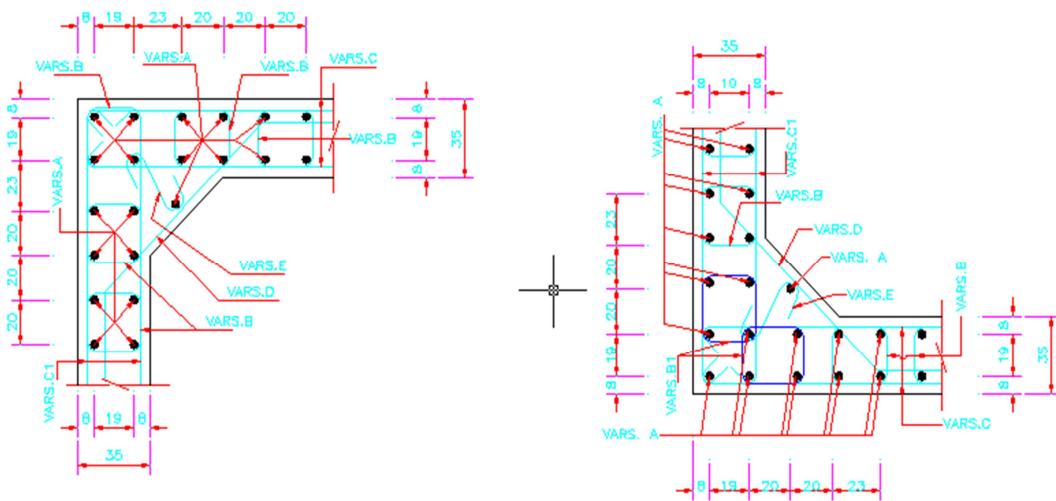


Figura 4.3.1.1.3 Armado del acero de refuerzo transversal en confinamiento

#### **4.3.1.2 Nivelación y alineamiento**

Nuevamente y como debe suceder en cada paso de la construcción de una obra y ahora en particular la de este puente, se deberá revisar topográficamente los niveles de las columnas así como su verticalidad o alineamiento dejándolas dentro de las tolerancias especificadas por las normas. Para esto se deberá tener presente la correcta verticalidad de las varillas durante el armado para las columnas la cual se dará teniendo un monitoreo constante conforme avance dicho armado.

Al finalizar el armado se dará una última revisión de verticalidad y alineamiento dando así el visto bueno por parte de la topografía y en consecuencia de la supervisión para poder proceder con el siguiente paso que será la colocación de la cimbra.

#### **4.3.1.3 Cimbrado**

Teniendo correctamente finalizado y revisado topográficamente y por la supervisión de la obra, se procederá a colocar la cimbra para el colado de las columnas, para ello se utilizará un tipo de cimbra metálica para dar un acabado aparente con el concreto en la cara exterior de estos elementos estructurales.

Esta cimbra se colocará en forma manual y con ayuda de maquinaria mediana o pequeña según sea conveniente para el contratista y el costo de la obra, al realizar la colocación de la cimbra tanto interior como exterior, se verificará que se tengan colocadas las calzas en el acero para garantizar el espesor del recubrimiento requerido para el acero que en este caso será de 8 cm.

Durante la colocación de la cimbra se verificará de igual forma que se realizó con el acero de refuerzo que esté perfectamente bien alineada y vertical, para así poder pasar a la última etapa que será el colado de la columna, figura 4.3.1.3.



**Figura 4.3.1.3 Colocación de cimbra para colado de zapatas**

#### **4.3.1.4 Colado**

Estando lista la cimbra se realizará el colado de la columna que será con concreto premezclado bombeable con una resistencia de  $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$  a 14 días, para esto se deberá tener listo con anticipación el vibrador ya que en este proceso y por la altura del cada elemento se debe tener mayor cuidado debido a que se puedan presentar oquedades en el concreto por tener un mal vibrado y con ello afectar estructuralmente un elemento.

La altura del tope de colado será dada topográficamente y de acuerdo a cada elemento ya que por su posición dentro de esta obra es variable con respecto a los gálibos marcados en el proyecto, figura 4.3.1.4.

Finalmente y al igual que en los dados de cimentación se deberá dejar las preparaciones con el acero de refuerzo para la conexión de los cabezales que recibirán las trabes.



**Figura 4.3.1.4 Colado de columnas**

#### **4.3.2 Caballetes**

Los caballetes serán los elementos que recibirán las traveses inicial y final del puente o sea la entrada y salida de este. Como ya se mencionó antes estos caballetes estarán junto a los terraplenes contenidos cada uno por un muro mecánicamente autosoportable en cada extremo del puente.

Para este puente se empleará un caballete compuesto de 5 pilastrones unidos por un cabezal (marco), una ménsula, diafragma, bancos de apoyo y topes antisísmicos, estos elementos se muestran en las figuras 4.3.2.1 y 4.3.2.2.



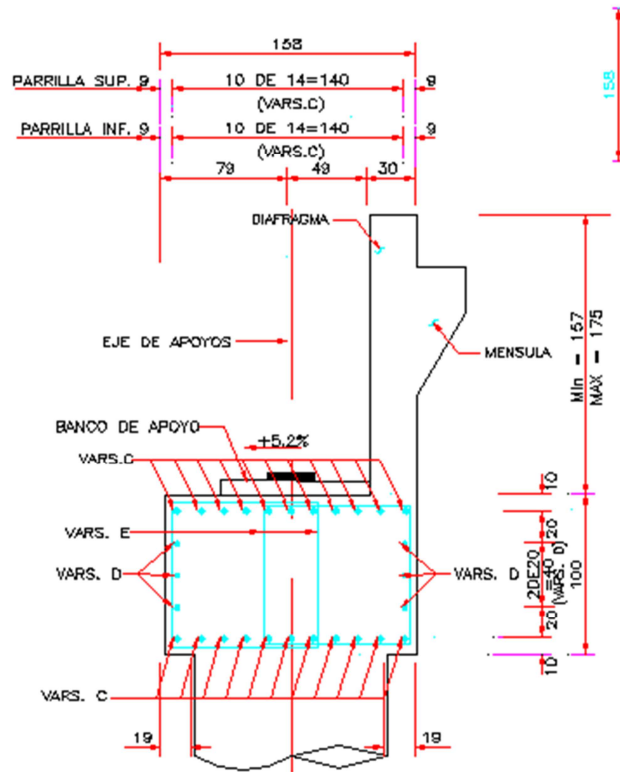


Figura 4.3.2.1 Diafragma, Ménsula, Bancos de apoyo y Topes antisísmicos

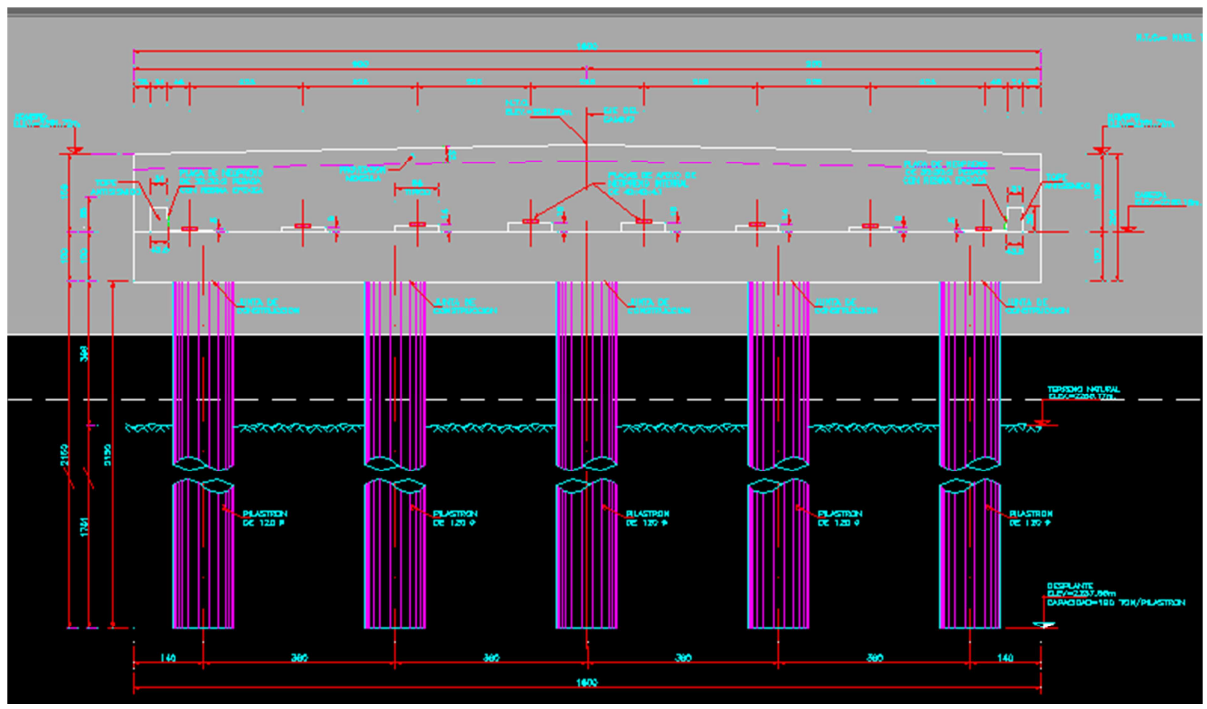


Figura 4.3.2.2 Vista frontal de un caballete

### 4.3.3 Cabezales

Los cabezales son los elementos que de igual forma a los caballetes su función es ser el primer apoyo y con ello recibir las traveses y así transmitir las cargas a las columnas y la cimentación. Los cabezales deberán estar perfectamente conectados con las columnas conforme a lo que indique el proyecto.

Para iniciar su construcción deberá estar colada la columna a la cual se conectará, teniendo este elemento listo se iniciará con el armado del acero de refuerzo longitudinal y transversal, el cual se vio a detalle en el capítulo anterior de esta tesis en donde se realizó el cálculo correspondiente para cada elemento.

El armado del acero será conforma a las especificaciones que se tengan en los planos de construcción. Se utilizarán 260 varillas del número 6 y 10 del número 8 en total para cada cabezal (fig. 4.3.3.1).

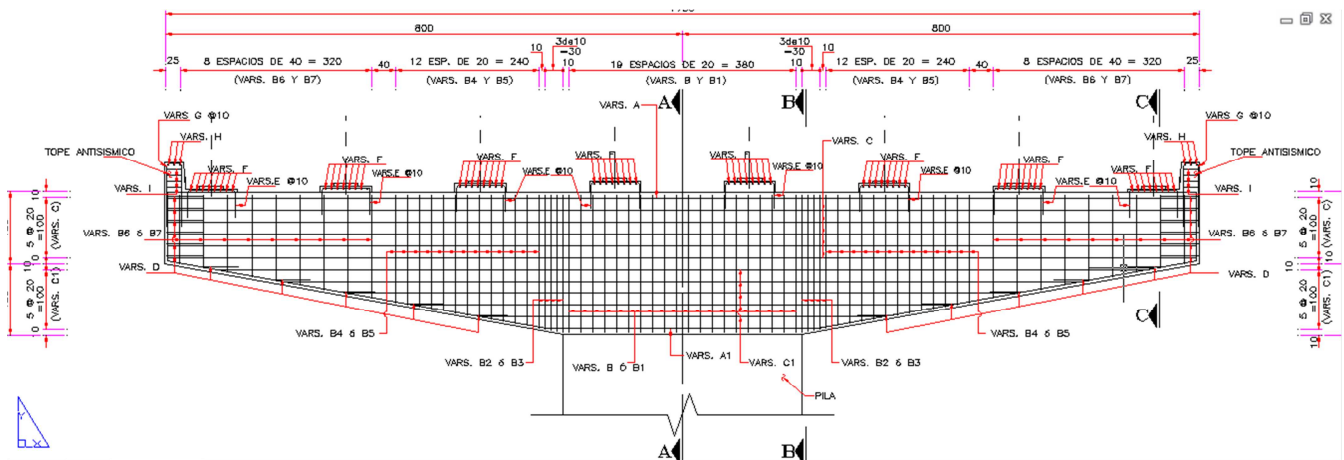
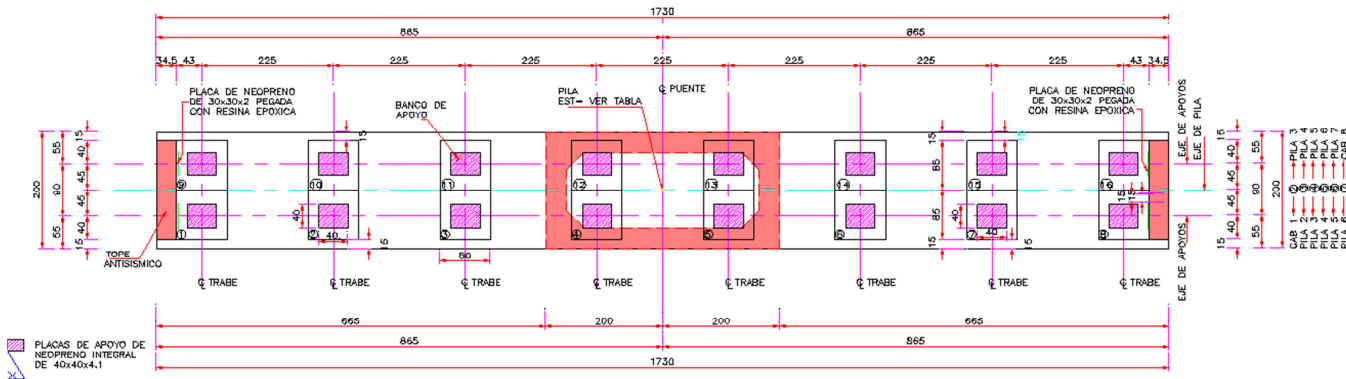


Figura 4.3.3.1 Detalle del armado del acero de refuerzo para los cabezales

Durante el armado del cabezal se realizará de igual forma el armado de los topes antisísmicos y los bancos de apoyo en donde se descansarán las traveses.

En la figura 4.3.3.2 se muestra la ubicación de los bancos de apoyo en el cabezal. Para estos dos elementos se utilizarán 260 varillas del número 4 y 40 varillas del número 6, esto es por cada cabezal.



**Figura 4.3.3.2 Vista en planta de un cabezal y bancos de apoyo**

#### 4.3.3.1 Cimbrado del Cabezal

Al finalizar el armado del acero se revisará topográficamente verificando con esto los niveles y alineamiento del armado para proceder con la colocación de la cimbra para el colado del elemento. Esta cimbra deberá estar impregnada de igual forma que para todos los elementos anteriores de un desmoldante para facilitar su retiro además de servirle como protección. En la figura 4.3.3.1.1 se muestra la colocación de la madera para la cimbra y el armado de acero finalizado.



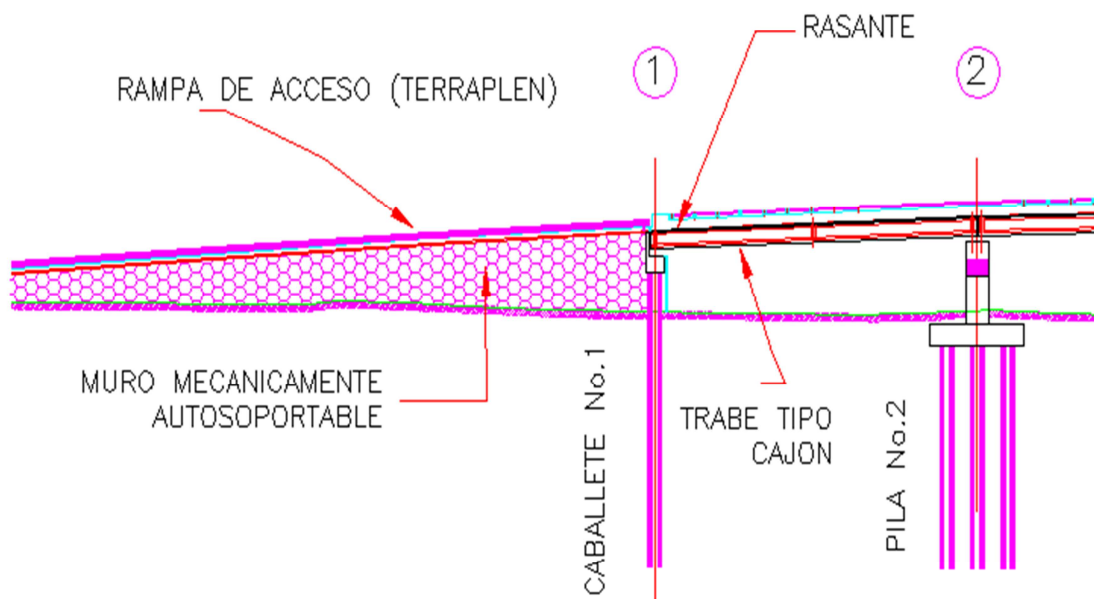
**Figura 4.3.3.1.1 Colocación de cimbra para el colado del cabezal**

Teniendo la cimbra colocada, revisada y autorizada por la supervisión de obra se ejecutará el colado del cabezal.

Este colado se realizará con concreto premezclado de resistencia igual al de las columnas  $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$ , este concreto será colocado con ayuda de una bomba pluma para su vaciado teniendo siempre en cuenta tener el equipo necesario para su correcto vibrado.

Finalmente se retirará la cimbra y se colocarán y fijarán sobre cada uno de los bancos de apoyo de cada cabezal las placas de neopreno, sobre las cuales se apoyarán las traveses así como el neopreno en los costados de los topes antisísmicos, como se observa en la figura 4.3.3.1.2.





**Figura 4.3.3.2 Rampas de acceso y descenso del puente**

Para la construcción de estas rampas de acceso y descenso se deberá realizar lo siguiente:

- Trazo y nivelación del terreno
- Excavación
- Construcción de muros
- Relleno y compactación con material de banco
- Losas de aproximación

#### **4.3.3.2.1 Trazo y nivelación**

Como en todos los procesos constructivos ya mencionados, se deberá realizar previamente el trazo y la nivelación del terreno para la construcción de las rampas, siguiendo lo descrito en los planos de construcción para ello.

Se trazara los límites laterales para delimitar el área en donde se deberá realizar la excavación. Esta delimitación será marcada con líneas hechas con calhidra para mantenerlas visibles en el terreno.

Excavación del terreno.

Se iniciará la excavación del terreno dentro de los límites marcados topográficamente, esta excavación se ejecutará de forma mecánica ya que el volumen será importante para hacerlo manualmente, para ello se utilizará una excavadora con capacidad y modelo según convenga para el movimiento de tierras en la zona. Se deberá evitar tener material producto de la excavación acumulado para evitar obstruir el paso dentro y fuera de la obra y así no afectar a terceros.

La excavación llegará al nivel máximo marcado según los niveles de desplante para los muros de contención laterales. Cuando se llegué a este nivel máximo se dará una ligera afinada en la zona donde se desplantarán los muros.

Construcción de muros autoportables.

Estos muros serán, como su nombre lo dice, los responsables de contener el material que se colocará en el centro y que este a su vez será el soporte de la superficie de rodamiento en cada rampa. Se denominan autoportables porque estos muros están ligados entre sí por medio de tensores (fig. 4.3.3.2.1.2 y 4.3.3.2.1.3).

Estos tensores estarán colocados a todo lo largo de cada una de las rampas con una separación de 1.5 m, se contarán con dos camas de tensores teniendo como separación 1 m entre ellas.

Una vez revisado y autorizado el nivel para desplantar los muros se colocará una plantilla de concreto pobre a lo largo y ancho de lo marcado para los muros.

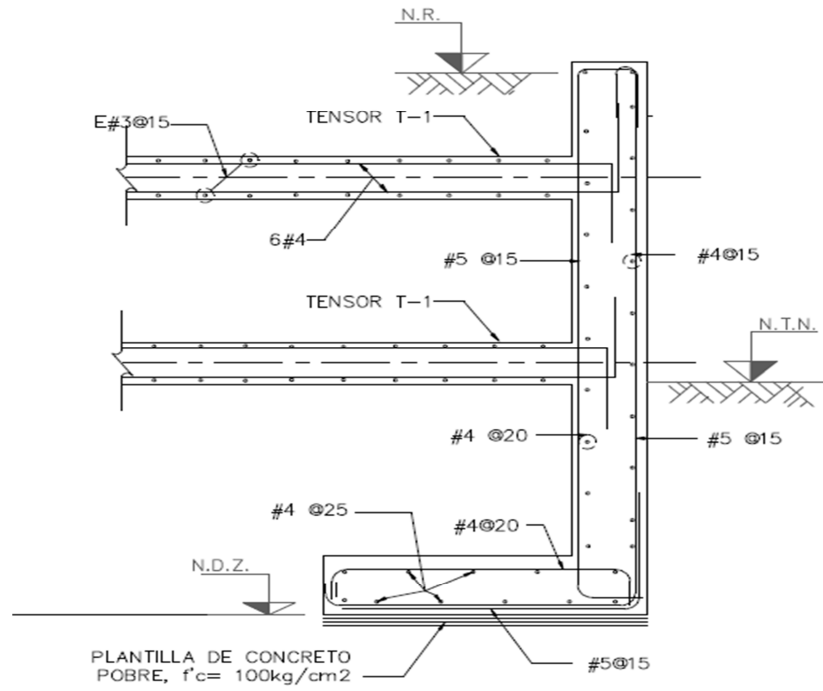
Teniendo la plantilla para cada uno de los muros, se iniciará el armado del acero de refuerzo para las zapatas para dichos muros, de acuerdo a los planos de construcción de estos elementos, tal y como se muestra en la figura 4.3.3.2.1.1.

Finalmente se realizará el colado de cada muro cuidándose siempre su alineamiento, verticalidad o inclinación según lo indique el proyecto y sus niveles marcados. El concreto utilizado será igualmente premezclado.

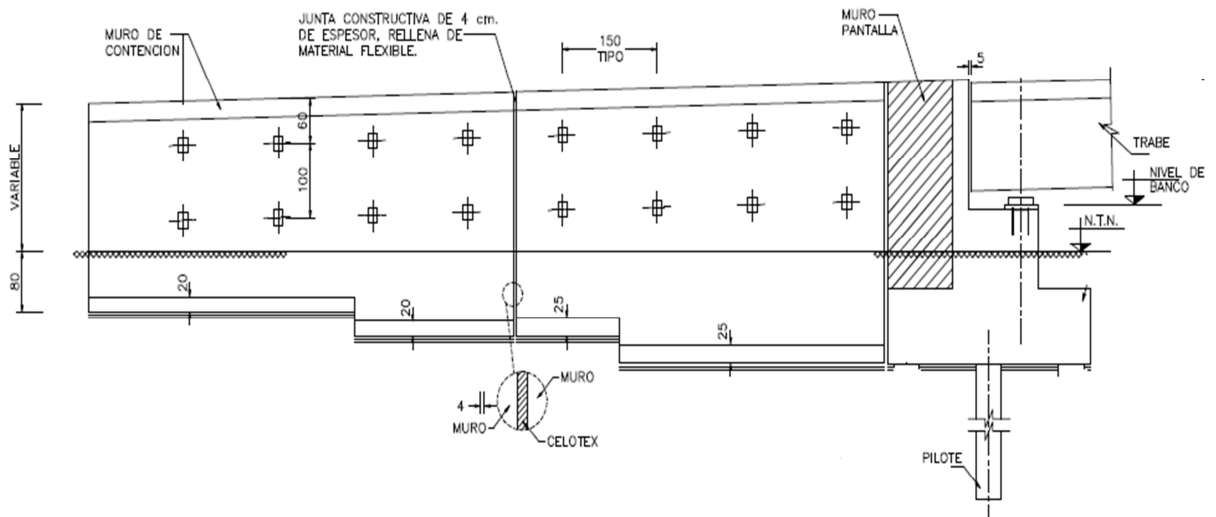


**Figura 4.3.3.2.1.1 Excavación del terreno y armado de muros de contención**





**Figura 4.3.3.2.1.2 Detalle de armado de muros y tendores**



**Figura 4.3.3.2.1.3 Vista lateral de distribución de tendores**

#### 4.3.3.2 Relleno y compactación con material de banco

Finalizados los trabajos para la construcción de los muros de contención, el siguiente paso es el de rellenar la zona que comprenderá cada rampa para llegar a los niveles indicados para la superficie de rodamiento. Los primeros rellenos serán con tezontle acomodados con un “bandeo” de material para lograr que se ocupen todos los espacios vacíos, el tezontle llegará al nivel marcado para esta capa.

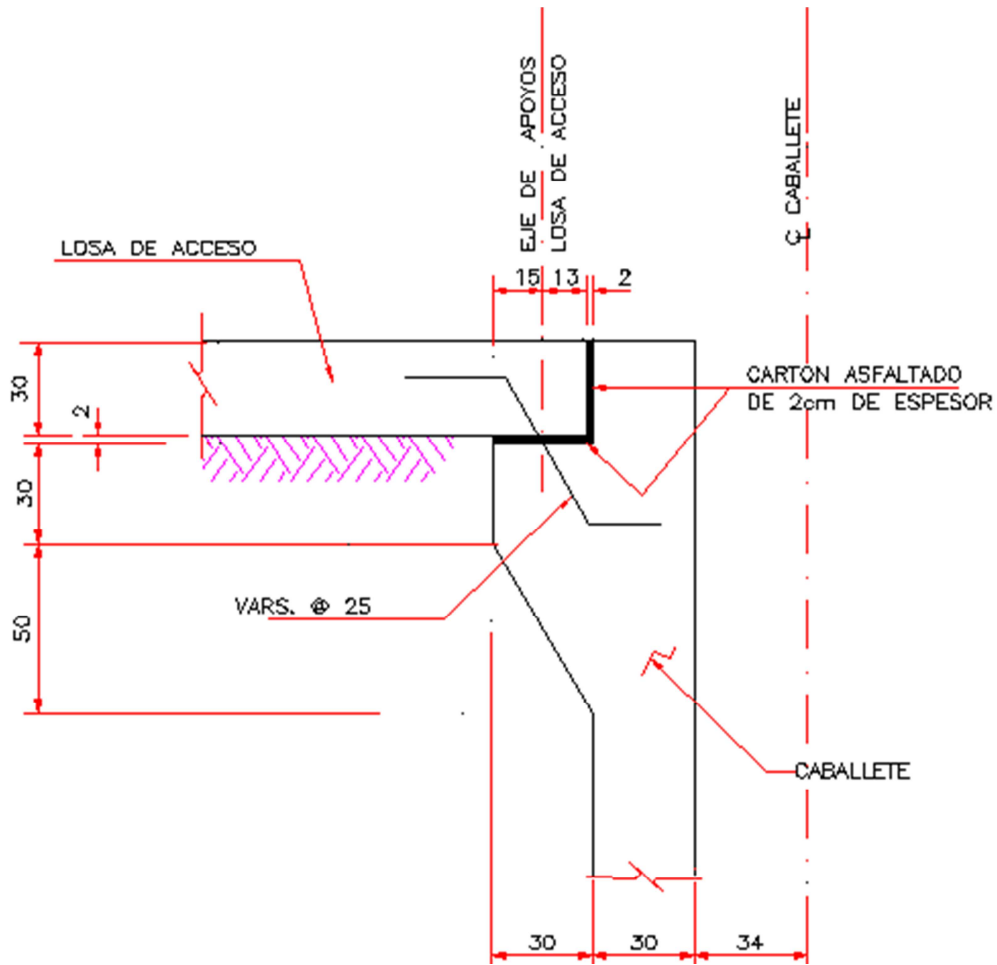
Al llegar a este nivel comenzarán los rellenos con material limo-arenoso (tepetate) compactado al 90% en capas que no serán mayores a 20 cm cada una, esto será hasta llegar a la primera cama de tensores. En este punto se realizarán los armados y colados de cada tensor y se continuará con el relleno hasta la segunda cama de los mismos, los cuales de igual forma se arman y cuelan para finalmente continuar con las últimas capas de tepetate hasta llegar al nivel de proyecto marcado (fig.4.3.3.2.2.1).



Figura 4.3.3.2.2.1 Tensores y rellenos con material de banco



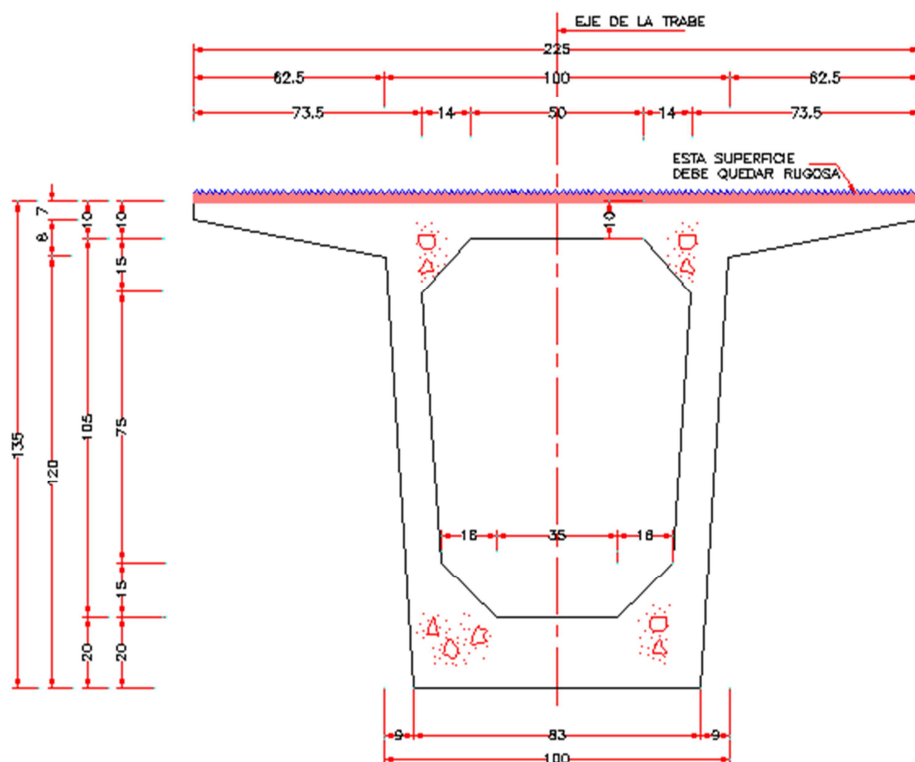
En la figura 4.3.3.2.3.2 se muestra a detalle la conexión de una de las losas de aproximación con el caballete correspondiente.



**Figura 4.3.3.2.3.2 Detalle de conexión de losas de aproximación con caballetes**

#### 4.4.- Montaje de superestructura

Para el montaje de la superestructura se deberá de tener un proyecto de desvío de tráfico y un horario específico para el montaje de cada una de las partes prefabricadas, las cuales deberán de traer referencias para el sentido de cada uno de los extremos y de cada columna en donde se apoyará. En la figura 4.4.1 se muestra la sección de una de las traveses prefabricadas que se montaron.

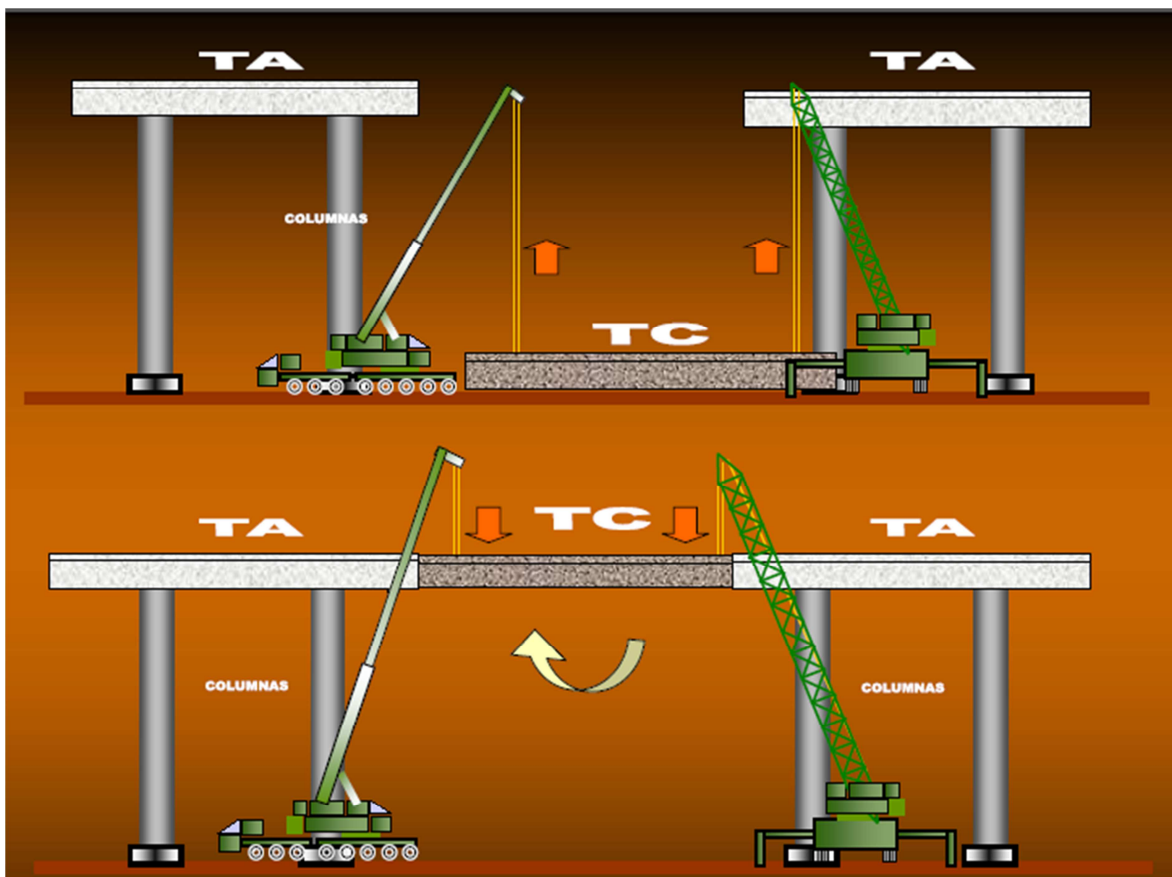


**Figura 4.4.1 Sección de una Trabe para montar sobre las columnas**

En este proceso se deberá contar en obra con un proyecto de ingeniería de montaje en donde se especifica el tonelaje y características de soporte de cada una de las grúas que se necesitarán para los trabajos así como del personal para

realizar las maniobras de montaje. Para esto y como ya se mencionó anteriormente en esta tesis, se cuenta con un estudio de mecánica de suelos para conocer y asegurar que el terreno no falle al momento de realizar los trabajos y evitar accidentes mayores ya que en este último proceso constructivo es de los más riesgosos por el tamaño y peso de las piezas o elementos, que en este caso son las traveses.

En las figuras 4.4.2 y 4.4.3, se muestra gráficamente el montaje de una pieza prefabricada, en donde se observa que cada parte esta referenciada, así como una imagen de un montaje real.



**Figura 4.4.2 Montaje de una de las Traveses centrales**



**Figura 4.4.3 Imagen de un montaje real de una Trabe central**

## 5. CONCLUSIONES

Las vías de comunicación son parte fundamental del desarrollo social, económico y geográfico del país, así pues la necesidad de incrementar y mejorar la red carretera existente como parte fundamental de las mismas, se encuentran estructuras específicas adecuadas a las necesidades del entorno, como lo son: entronques, viaductos, túneles, puentes, pasos a desnivel, distribuidores viales, pasos vehiculares, entre otros. En el caso particular de este trabajo desarrollamos un paso superior vehicular (PSV) como parte del entronque Chapingo km 19+000.

La estructuración del PSV consiste en, infraestructura, subestructura y superestructura. Estos a su vez se resolvieron de la siguiente manera. Infraestructura a base de una cimentación profunda y superficial. Con un grupo pilas circulares, zapata aislada y dos apoyos extremos conformados por caballetes; para soportar la falla por punzonamiento por columna, por el grupo de pilas circulares y resistir los empujes provocados por el relleno. Suficiente para cubrir los elementos mecánicos generados en dicho elementos correspondientes a la región geotécnica tipo II o transición.

La subestructura quedó conformada en intermedio del puente por 6 columnas rectangulares huecas con cabezal de concreto armado cada una, asimismo en los extremos se tiene un caballete el cual consiste en 5 pilastrones de concreto armado unidos por un cabezal.

La superestructura se encuentra conformada por un tablero y la estructura principal cortante, el tablero se encuentra constituido por una losa de concreto y la estructura portante correspondiente a traveses de concreto reforzado de sección tipo cajón mediante este sistema, se cumple con los estados límites de carga y servicio de la estructura. Cabe mencionar que es un sistema comúnmente utilizado en pasos vehiculares. Que de acuerdo a lo analizado es funcional.



Con respecto a los procesos constructivos estos dependen en gran parte de los cálculos de un proyecto y son tan importantes ya que con ellos la obra se realice en tiempo y forma estimados, así como su costo.

En los procesos constructivos se debe de detallar cada paso a seguir para la construcción de la obra y que los cuales se deben llevar a cabo al pie de la letra tal y como lo indica cada plano de construcción y que, si al surgir algún problema se pueda resolver de otra forma similar a la indicada sin afectar el diseño y cálculo inicial.

Este proyecto tiene la finalidad de dar las condiciones de seguridad y de flujo vehicular necesarios cumpliendo con criterios, procedimientos y normatividad necesarios, para el beneficio de los usuarios y de los habitantes de las poblaciones aledañas que hagan uso de él.

Los beneficios de esta obra son: evitar el embotellamiento en el cruce ya que con el puente no se tiene el uso de semáforos y entrecruzamiento de flujo vehicular, teniendo así la reducción de tiempo en el flujo vehicular, otros beneficios que se tienen son el uso de elementos prefabricados (vigas cajón), así se reduce el tiempo de trabajo en la obra, ya que solo se arman los elementos de manera mas rápida, algunos elementos como las columnas, son huecas, eso aligera los elementos y les da ahorro en materiales y cumple con las características mecánicas necesarias.

## Referencias

1. Braja M. Das., "Principios de ingeniería de cimentaciones", International Thomsom Editores S.A. de C.V. Editores, California State of Sacramento.
2. Braja M. Das., "Fundamentos de Ingeniería Geotecnia", International Thomsom Editores S.A. de C.V. Editores, California State of Sacramento.
3. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., "Manual Construcción Geotécnica tomo I", Copyright, México, 2002.
4. Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, "ACI 318S-05", Primera edición, México D.F.
5. American Association of State Highway and Transportation Officials, Inc., Standard Specifications for Highway Bridges, Sixteen Edition, Washington, D.C. 1996.
6. Gonzáles Cuevas Oscar, "Aspectos fundamentales del concreto reforzado", Editorial Limusa, 1ª edición 2005, México.
7. Melli Roberto, "Diseño estructural", Editorial Limusa, 2ª edición 2008, México.
8. Tamez G, tgc Ingeniería, "Ingeniería de Cimentaciones Geotécnica", México D.F.
9. <http://www.sud-chemie.com.au> "Ademe artificial para perforación de pila circular polímero y parámetros físicos del fluido"
10. [http://dgcf.sct.gob.mx/fileadmin/DGCF/cuadripticos/cuad\\_img/MA\\_OBR.pdf](http://dgcf.sct.gob.mx/fileadmin/DGCF/cuadripticos/cuad_img/MA_OBR.pdf)

11. Jesa Ingeniería. Proyecto chapingo.