



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL
PERIFÉRICO-MUYUGUARDA”

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

CALDERÓN CALDERÓN SALVADOR

DIRECTOR DE TESIS:

ING. CARLOS MANUEL CHÁVARRI MALDONADO



MÉXICO, D.F. CIUDAD UNIVERSITARIA 2007.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
FING/DCTG/SEAC/UTIT/084/07

Señor
SALVADOR CALDERÓN CALDERÓN
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. CARLOS MANUEL CHÁVARRI MALDONADO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL PERIFÉRICO - MUYUGUARDA

- INTRODUCCIÓN
- I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO
- II. CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA
- III. PROYECTO DE CIMENTACIÓN
- IV. PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN
- V. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 24 de septiembre 2007.
EL DIRECTOR

MTRO. JOSÉ GONZALO GUERRERO ZEPEDA
GGZ/RSU*crc

DEDICATORIA.



Dedico el presente trabajo a todas y cada una de las personas quienes me enseñaron, apoyaron, ayudaron y corrigieron en el largo camino del aprendizaje; no solamente en el ámbito académico, sino más allá, en la vida misma.

A la Universidad que me brindo la invaluable oportunidad de pertenecer a ella, en especial a la Facultad de Ingeniería y a todas las personas que la conforman, quienes contribuyeron sustancialmente en mi formación profesional.

Así como a todas las personas que me ayudaron y supervisaron en la realización de este trabajo. Y sin olvidar a todos mis amigos y compañeros, quienes hacen que la vida sea más agradable.

No menciono ningún nombre, porque ustedes saben muy bien quienes son.

Salvador Calderón C.

“Para lograr grandes cosas no solamente tenemos que actuar, soñar y planear
sino también creer.” Anatole France.



CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL PERIFÉRICO-MUYUGUARDA



ÍNDICE

Introducción.	I
I Descripción del Proyecto.	1
I.1 Antecedentes.	3
I.1.1 Infraestructura Vial.	4
I.1.2 Programa Integral de Transporte y Vialidad 2001-2006.	5
I.1.3 Adecuaciones Geométricas en Intersecciones Conflictivas.	7
I.2 Justificación.	8
I.2.1 Estudio de Impacto Social.	11
I.3 Localización.	13
II Características de la Estructura.....	15
II.1 Proyecto arquitectónico.	16
II.1.1 Programa Arquitectónico.....	16
II.1.2 Lugar.	17
II.1.3 Terreno.	21
II.1.4 Proyecto Inicial o Anteproyecto.	24
II.1.5 Proyecto Arquitectónico de Obras Viales.	26
II.2 Proyecto estructural.	36
II.2.1 Elaboración de Anteproyecto y Proyecto.....	36
II.2.2 Características Estructurales del Distribuidor Vial.	37
II.2.3 Diseño de los Elementos de la Superestructura.....	39
II.3 Magnitud y distribución del sistema de cargas.	46



CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL PERIFÉRICO-MUYUGUARDA



II.3.1 Características de las Cargas Producidas por la Estructura....	46
II.3.2 Definición y Clasificación de las Cargas.	47
II.3.3 Clasificación de las Cargas con Fines de Diseño.....	48
II.3.4 Cargas Eventuales.....	51
II.3.5 Distribución de Cargas.	57
III Proyecto de Cimentación.	60
III.1 Mecánica de suelos.	61
III.1.1 Exploración Geotécnica.....	62
III.1.2 Ensayes de Laboratorio.	64
III.1.3 Ensayes para Determinar Parámetros Mecánicos.....	67
III.1.4 Modelo Geotécnico.....	67
III.1.5 Estratigrafía y Profundidades.....	70
III.2 Características generales de la cimentación.....	71
III.2.1 Cimientos Profundos.	72
III.2.2 Revisión del Estado Límite de Servicio.	73
IV Proceso Constructivo de la Estructura de Cimentación.	75
IV.1 Obras preliminares.	75
IV.1.1 Obras Inducidas.	79
IV.2 Trazo y nivelación.	84
IV.2.1 Bancos de Nivel.....	86
IV.3 Construcción de pilotes.....	88
IV.3.1 Fabricación.	89



CIMENTACIÓN DEL DISTRIBUIDOR VIAL PERIFÉRICO-MUYUGUARDA



IV.3.2 Calidad de Materiales.....	92
IV.3.3 Pruebas.	93
IV.4 Hincado de pilotes.....	94
IV.4.1 Perforación Guía.	94
IV.4.2 Hincado.	97
IV.5 Excavación.	102
IV.5.1 Sistema de Contención Temporal.....	103
IV.6 Descabece de pilotes.	109
IV.7 Armado de zapata.	111
IV.7.1 Habilitado y Colocación del Acero.	114
IV.7.2 Contratraves.	116
IV.8 Colados.	121
IV.8.1 Cimbrado.....	121
IV.8.2 Colocación del Concreto.	122
IV.8.3 Descimbrado.....	124
IV.8.4 Rellenos Locales.	125
V Conclusiones	127
Bibliografía.....	129

INTRODUCCIÓN.

A lo largo de 680 años la Ciudad de México se ha desarrollado como centro de las actividades del país; y con ello un aumento considerable de población, la cual para su traslado a los diferentes puntos de la Ciudad requieren de vehículos de transporte (públicos o privados); por lo que se requiere un funcionamiento adecuado de las vías de acceso a todos los puntos de la Ciudad y para ello se requiere realizar diversas acciones en la construcción de infraestructura para poder brindar los servicios necesarios.

Las condiciones actuales de la Ciudad de México, con una concentración de población y un espacio geográfico que han rebasado los límites razonables, debido a su magnitud y acelerado ritmo del crecimiento, representan una demanda de movilidad de la población y que garantice también la movilidad de bienes a las regiones de la Ciudad y facilite la accesibilidad a su entorno urbano.

El Distrito Federal, los municipios del Estado de México e incluso un municipio del Estado de Hidalgo (Tizayuca), forman la llamada Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM), *Figura I*. La cual es también, el principal punto de conflicto del transporte de la red vial en ésta zona, esto lo constituye principalmente la traza antigua de sus calles y avenidas principales, las cuales en su gran mayoría fueron concebidas en época de la colonia.

Sin duda, todas las vialidades son insuficientes cada día para la movilidad de los más de 8 millones de habitantes del Distrito Federal y los casi 20 millones de la zona conurbada, suponiendo que en cada hogar de la ciudad tiene al menos un automóvil, ya sea para servicio privado de transporte o como fuente propia de ingresos.

El incremento constante de automotores, además del patrón urbano disperso, obliga a más viajes, cada vez más largos y cada vez más lentos, afectando de manera directa a las vialidades primarias pero también a las vialidades cercanas a ellas. Pero también, esta movilidad cada vez más lenta afecta cada vez más a la calidad del aire, a la salud y a los usos del tiempo de todos los habitantes.



Figura. I.- Zona Metropolitana del Valle de México. Fuente: Wikipedia.

En materia de transporte y vialidad es, dentro de un marco de desarrollo sustentable, garantizar la movilidad de las personas y los bienes en la Ciudad de México, a través de una infraestructura de transporte segura, accesible para toda la población, de calidad, eficiente y de bajo impacto ambiental.

Así el Fideicomiso para el Mejoramiento de las Vías de Comunicación del Distrito Federal (FIMEVIC), el cual es un órgano especializado del Gobierno del Distrito Federal, que tiene como finalidad el ayudar a resolver algunos de los problemas más grandes que enfrenta la Ciudad, como lo son agilizar el tránsito de vehículos, reducir los tiempos hora-hombre en el transporte, reducir los índices de contaminación, etc.; todo ello, bajo un ambiente armónico urbano que dé un aspecto estético a la ciudad. La Dirección General de éste órgano tiene como objetivo el planear y proyectar en coordinación con sus direcciones la creación e implementación de los programas y proyectos correspondientes para mejorar la movilidad de las vías de comunicación en el Distrito Federal, así como evaluar la eficacia de las medidas para aumentar la velocidad en la movilidad y los desequilibrios del crecimiento urbano.

Con el fin de lograr una mejor movilidad para los habitantes de la ZMVM, es de vital importancia contar con vialidades suficientes y eficientemente operadas para garantizar velocidades crucero adecuadas y con ello, garantizar la movilidad de las personas a través principalmente del transporte público de pasajeros, e inclusive a través de formas no motorizadas. Esto garantiza una mejor calidad del aire y por tanto mejor calidad de vida.

Se propone como objetivo central: garantizar la movilidad de todos los ciudadanos y la accesibilidad de cada una de las áreas de la ciudad de México y su entorno. La manera de lograr esta garantía a la movilidad es fundamental, se propone facilitar la movilidad ampliando la capacidad de algunas vialidades y aprovechando las infraestructuras ya existentes, la construcción de puentes vehiculares y distribuidores viales con el objetivo de optimizar la circulación del transporte de superficie, evitando los cruces conflictivos ordenando e integrando los modos de transporte y mejorando la regulación de automotores.

Para tal objetivo se está desarrollando y ampliando el Eje Troncal Metropolitano de integración norte-sur, el cual tiene la finalidad de mejorar la circulación vehicular en la Ciudad de México y su área Metropolitana mediante la construcción de pasos vehiculares inferiores, puentes y distribuidores viales; como el caso de estudio de éste documento, el proceso de cimentación del Distribuidor Vial Periférico-Muyuguarda, el cual forma parte del Eje Troncal Metropolitano y que tiene como objetivo principal manifestar los criterios utilizados para su construcción, tales como, justificación, ubicación, proyectos arquitectónico y estructural, características generales de la cimentación y el proceso constructivo de la misma. Pretendiendo que con el Distribuidor terminado y puesto en operación, lograr una mejor movilidad para los habitantes, principalmente de la zona sur del Distrito Federal.

Aclarando que el presente trabajo tiene como objeto profundizar únicamente en el tema de cimentación por lo que se mencionarán de manera general los demás aspectos que conforman al proyecto completo.

CAPÍTULO I.

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

A manera de describir en forma general al proyecto, se presenta a continuación un panorama del mismo y sus características principales. El proyecto contempla la construcción de un Distribuidor Vial en la intersección del Anillo Periférico Sur y el Eje 3 Oriente (Avenida Cafetales).

La solución geométrica del Distribuidor Vial consiste en elevar en dos niveles el Eje Vial 3 Oriente con el fin de dar continuidad al Eje Troncal Metropolitano. Se cuenta también con una gaza de incorporación norte-sur Calzada Acoxta desembocando en Avenida Plan de Muyuguarda, así como una gaza que permitirá a quienes circulan sobre Periférico con dirección al oriente de la Ciudad, incorporarse al Eje 3 Oriente hacia el norte o bien a Periférico en dirección al poniente. El Distribuidor Vial que en su funcionamiento incorporará al Puente Vehicular Muyuguarda, construido en el año 2004, permitirá los movimientos direccionales de mayor demanda en la zona.

El proyecto de cimentación de este Distribuidor estará conformado a base de 2,138 pilotes de punta con sección transversal de 0.40 m x 0.40 m, longitud de 12.5 m y 14.5 m, 37 zapatas, 75 columnas y 80 trabes tipo cajón prefabricadas y 14 cabezales, complementándose con 8 estribos. El cuerpo principal contará con una longitud de 1,282 m en dos cuerpos y una superficie de 10,500 m², albergando dos carriles por sentido de circulación; las tres gazas contarán con una longitud de 988 m y superficie de 7,489 m². La pendiente longitudinal es del 6 %, el gálibo vertical de 5.50 m y su capacidad vehicular es de 2,400 veh/hora/sentido.

A continuación se presentan algunos datos técnicos del Distribuidor Periférico-Muyuguarda:

Longitud en el cuerpo principal:	1,282 m
Longitud en gazas:	988 m
Longitud total:	2,270 m
Superficie total de construcción:	17,989 m ²
Gálibo vertical:	5.50 m
Pendiente longitudinal:	6%
Fecha de inicio:	Octubre 2006
Capacidad de circulación:	2,400 veh/hr/sentido
Inversión:	370 millones de pesos
Empleos generados:	1,650 (directos e indirectos)
Empresa constructora:	Impulsora Tlaxcalteca de Industrias, S.A. de C.V.
Supervisión externa:	DEN G. P., S. A. de C. V.
Coordinación General:	Dirección General de Obras Públicas, de la Secretaría de Obras y Servicios

El proyecto del Distribuidor Vial está integrado por cinco ejes sucesivos de diseño, clasificados con letra, comenzando con el eje **A** y terminando con el **E**, referidos a los ejes de columnas del Distribuidor e identificar claramente cantidades de conceptos, tal y como lo muestra en la *Tabla I.A.*

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD					
		EJE A	EJE B	EJE C	EJE D	EJE E	TOTAL
PILOTES (FABRICADOS)	PZA	604	192	258	572	514	2140
ZAPATAS	PZA	9	4	5	9	11	38
COLUMNAS (FABRICADAS)	PZA	21	7	11	19	16	74
CABEZALES	PZA	6	0	3	5	0	14
TRABES (FABRICADAS)	PZA	22	8	12	20	18	80
ATARGEA Ø45 CM	PZA						262

Tabla I.A.- Cuantificación de conceptos de acuerdo al proyecto original.

I.1. ANTECEDENTES.

El trazo de vialidades impulsó la urbanización y el crecimiento de la Ciudad de México y Área Metropolitana, el aumento de la población en México para el año de 2005 fue de 103, 263, 388 personas. Esto significó una tasa de crecimiento del 1% anual (de acuerdo los resultados definitivos del II Censo de Población y vivienda hecho por el INEGI). En donde las entidades con mayor número de habitantes fueron; el Estado de México con 14, 007, 495 y el Distrito Federal (D.F.) con 8, 720, 916 personas. De la cual, la entidad con mayor densidad de población (habitantes por kilómetro cuadrado) resultó ser el D.F. con 5, 799.

Este acelerado crecimiento urbano, afecta de manera directa la infraestructura de la Ciudad de México, ya que ésta no ha tenido el mismo ritmo de crecimiento, lo que significa que mientras la población se incrementa el número de vehículos también lo hace y la infraestructura vial existente gradualmente se ha vuelto insuficiente para atender las exigencias originadas por tal crecimiento y esto se ve reflejado en los grandes congestionamientos de algunas de las principales vialidades de ésta ciudad por el número de vehículos que circulan por ellas.

Los problemas de transporte que se presentan en la ZMVM son: en las horas pico el 85 % de las vialidades primarias el tránsito es demasiado lento, la velocidad promedio de los vehículos privados es de 20 a 21 Km./hr. En tanto que la velocidad promedio del transporte público es de 17 km/hr. Solo el 15 % de las vialidades restantes tienen cierta fluidez; las horas-hombre perdidas a causa de problemas en el tránsito se calculan en aproximadamente 20 millones al día. Todo esto afectando la velocidad, los tiempos empleados, las emisiones contaminantes y la salud de los habitantes.

I.1.1 INFRAESTRUCTURA VIAL

Red vial primaria.- El DF cuenta con una red vial cuya longitud es cercana a los 10 mil 200 kilómetros, de ésta cerca del 9% (913 kilómetros) corresponde a la vialidad primaria, formada por las vías de acceso controlado (171.42 kilómetros), los ejes viales (421.16 kilómetros) y las arterias principales (320.57 kilómetros). El resto, poco más de 9 mil 269 kilómetros, corresponde a la vialidad secundaria. *Tabla I.1.1A*

Tabla I.1.1A.- Inventario de la infraestructura vial del Distrito Federal (km)*

Vialidad	Totales
Periférico	58.83
Circuito Interior	42.98
Calzada de Tlalpan	17.70
Viaducto	12.25
Viaducto R. Becerra	1.87
Calzada I Zaragoza	14.12
Radial Aquiles Serdán	9.80
Radial Río San Joaquín	5.46
Gran Canal	8.41
Subtotal	171.42
Ejes Viales	421.16
Arterias Principales (1)	320.57
Total de la Vialidad Primaria	913.15
Total de la Vialidad Secundaria	9,269.06
RED VIALTOTAL	10,182.21

Fuente: SETRAVI

(1) Se refiere a vialidades primarias que no son de acceso controlado ni ejes viales, como Insurgentes y Reforma, entre otras.

* Datos obtenidos por SETRAVI, exclusivamente de la red vial dentro de Territorio del DF, con el Software Trans Cad y la Red Vial Digitalizada de INEGI de 1995.

Red vial secundaria.- Son vías colectoras que enlazan a los diferentes centros urbanos con la red vial primaria, se estima en 9 mil 557 kilómetros de longitud. La administración de ésta red esta a cargo de las delegaciones del Distrito Federal.

Particularmente en algunas zonas presenta situaciones conflictivas por las siguientes causas: falta de continuidad, sección transversal insuficiente, reducción de la capacidad por el estacionamiento indiscriminado, intersecciones conflictivas o sin semáforos, topes excesivos y mal diseñados, mal estado del pavimento, maniobras de carga y descarga de mercancías del pequeño comercio, sin horario establecido, cierre de calles con plumas o rejas e insuficiencia de señalamiento.

Red vial terciaria o local.- Son vías no continuas que facilitan la movilidad dentro las zonas habitacionales o predios particulares, su estructura no está diseñada para recibir transito intenso y pesado.

I.1.2 PROGRAMA INTEGRAL DE TRANSPORTE Y VIALIDAD 2001-2006

Al analizar la demanda de movilidad de los habitantes de la Zona Metropolitana del Valle de México (ZMVM) y los recursos que tiene el GDF para la satisfacción de ésta se tiene un diagnostico, que establece que es evidente que el sistema de transporte y vialidad de la Ciudad de México carece de orden, planeación y reglamentación adecuada en el marco jurídico, lo cual genera congestionamientos, pérdida de tiempo en el traslado, graves índices de contaminación, sin olvidar el estrés en los usuarios del transporte, que traen como consecuencias pérdidas económicas y de rendimiento. Entonces, de tal diagnostico se establecen acciones las cuales deben fortalecer e impulsar los instrumentos jurídicos del sector transporte para el desarrollo eficiente del tránsito y la vialidad en el DF.

De esta manera, una de las acciones concretas establecidas por el Programa Integral de Transporte y Vialidad 2001-2006 establece la Construcción del Eje Troncal Metropolitano, el cual forma parte fundamental en los esquemas de la estructura vial considerada en los planes integrales de transporte y vialidad por las autoridades del GDF y del Estado de México. Esta obra tiene una integración norte-sur, con inicio en Ciudad Azteca, en Ecatepec Estado de México, y con destino la zona sur del DF, en las delegaciones de Tlalpan y Xochimilco con una longitud de 35 kilómetros.

El Eje Troncal Metropolitano es una vialidad del tipo radial[†], que utiliza las vías primarias: en el Estado de México; la Avenida Central (Carlos Hank Gonzalez), y en el DF; la avenida 608, avenida Oceanía, avenida Francisco del Paso y Troncoso, avenida 5, avenida Arneses, y el derecho de vía de Canal Nacional, hasta su entronque con el Periférico sur; este eje permite la articulación de vías primarias transversales del Estado de México y del DF.

La implantación de esta vialidad tipo radial representa un gran alivio en la movilidad regional que proviene de la periferia y tiene como destino la zona centro y sur del área metropolitana, es precisamente este eje troncal que, por sus características de ubicación y circulación continua, lo vuelven más eficiente que la propia avenida Insurgentes, y que podrá manejar volúmenes de tránsito del orden de los 5 mil 500 vehículos por sentido de circulación, en las horas de máxima demanda.

La construcción del eje troncal, generará mayores beneficios en relación con la reducción de tiempos de desplazamiento, al mejorar los niveles de servicio, reflejo del aumento de la velocidad de operación y la regulación del tránsito, conformándose un “par vial” con la avenida Insurgentes, despejándose esta última dado su paralelismo y mantener una separación entre ambas vialidades de 5 kilómetros en promedio.

En primer termino, el Eje Troncal representa un ahorro aproximado de 208 mil horas-hombre, que representan un 52% del total de 400 mil horas-hombre invertidas actualmente en su transportación, así como un decremento en el consumo de energéticos, desgaste del parque vehicular, ruido y la reducción en la emisión de contaminantes en 250 toneladas/día, esto significa que se obtendrá una reducción de 91 mil 250 toneladas/año, representando esto el 3.52% de la emisión de contaminantes generados en el área metropolitana.

[†] Vías radiales. Son vialidades de circulación continua que satisfacen la demanda de viajes que tienen como origen o destino el centro de la Ciudad. Las vías radiales son Calzada Ignacio Zaragoza, Aquiles Serdán, Río San Joaquín, Av. Gran Canal y Calzada de Tlalpan.

I.1.3 ADECUACIONES GEOMÉTRICAS EN INTERSECCIONES CONFLICTIVAS

Como parte del eje troncal, se generarán pasos a desnivel y distribuidores viales que ayudarán a disminuir los conflictos viales, contribuyendo a la reducción del tiempo de recorrido e incrementando la seguridad de los usuarios. Esta acción está orientada a realizar el ordenamiento del flujo vehicular a través de la adecuación de la geometría y la optimización del espacio en la intersección, fortaleciendo la señalización de la misma.

Conjuntamente con la Secretaría de Obras y Servicios (SOS), se precisará la relación de puntos conflictivos por atender, y las propuestas de solución a nivel o desnivel según el caso, los costos estimados, así como los proyectos ejecutivos correspondientes.

De esta manera se han desarrollado distintas construcciones para favorecer las condiciones de servicio de las vialidades; y así mitigar el problema de tránsito y congestionamiento de las principales vías de circulación de la zona metropolitana, algunas de estas construcciones son las vialidades de acceso controlado las cuales satisfacen la demanda de movilidad continua de vehículos en grandes cantidades. En su enlace con vialidades importantes, las vías de acceso controlado cuentan con auxiliares que van desde pasos a desnivel hasta distribuidores viales; como es el caso de estudio de este documento, la construcción del Distribuidor Vial Periférico-Muyuguarda, el cual forma parte integral del Eje Troncal Metropolitano.

I.2 JUSTIFICACIÓN.

Para dar solución integral a los problemas de saturación vial El Gobierno del Distrito Federal (GDF) por conducto de la Secretaría de Obras y Servicios (SOS) realiza distintos proyectos ejecutivos en las intersecciones viales más conflictivas.

La meta general para la situación vial, es la de dotar de un sistema de red vial digno, eficiente, seguro y con tecnologías de punta que permitan un menor impacto en el ambiente a los habitantes de la ZMVM, manteniendo vialidades adecuadas que permitan el desplazamiento en periodos cortos de tiempo.

Así, de esta manera la Dirección General de Obras Públicas (D.G.O.P.) de la Secretaría de Obras y Servicios, construye actualmente el Distribuidor Vial Periférico – Muyuguarda, el cual forma parte del Eje Troncal Metropolitano de integración norte-sur (*Figura I.2.1*), el cual es uno de los proyectos más importantes para el mejoramiento de la circulación vehicular en la Ciudad de México y su Área Metropolitana.

Este corredor vial, con origen en Ciudad Azteca, Municipio de Ecatepec de Morelos, en el Estado de México y con destino en Xochimilco, en la zona sur de la Ciudad de México, tendrá una longitud de 35 km de vialidad continua de acceso controlado hasta Anillo Periférico Sur; constituye una vía alterna a la Calzada de Tlalpan y a la Avenida Insurgentes, en un recorrido distante en promedio 5 km de esta Avenida. En el mediano plazo se podrá incrementar en 9 km más esta vía, a fin de conectarla con la carretera federal México - Cuernavaca, con lo que la longitud total del Eje Troncal Metropolitano sería de 44 km.

El 31 de octubre del 2003 se inauguró y puso en servicio la primera etapa del Puente Vehicular Muyuguarda, que cruza el Río San Buenaventura y que representa una tercera opción de entrada y salida a la zona centro de la Delegación Xochimilco. Cuenta con entrada y salida desde y hacia la vialidad lateral poniente-oriente del Anillo Periférico, registrando actualmente una afluencia vehicular de 57,600 vehículos por día. Lo que representa una solución a los problemas de congestión vial en la zona.

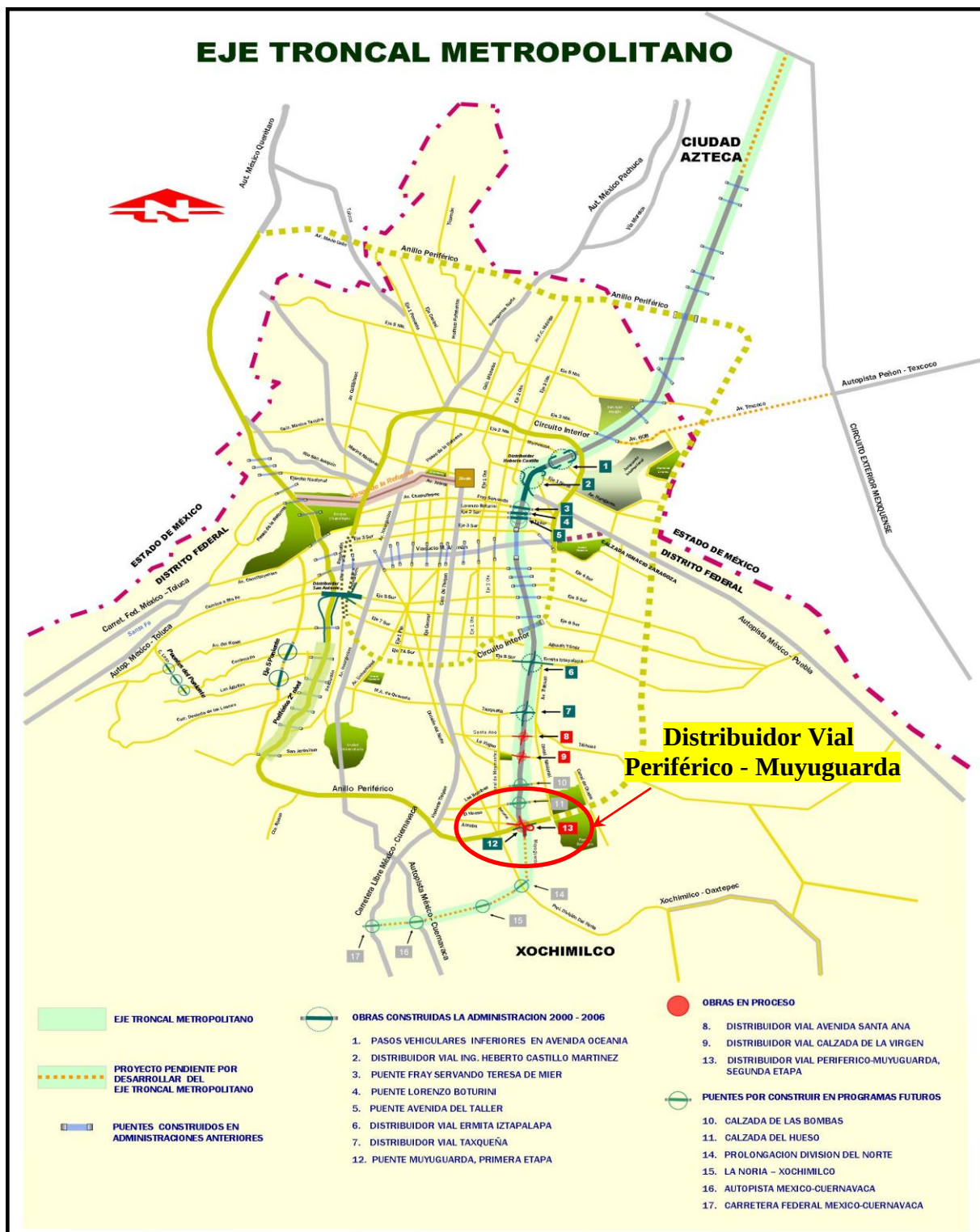


Figura I.2.1.- Distribuidor Vial Periférico – Muyuguarda del Eje Troncal Metropolitano.

Los trabajos de construcción del Distribuidor Vehicular Muyuguarda - Anillo Periférico (Segunda Etapa), se iniciaron en octubre del 2006 y en proceso de construcción, consiste en un distribuidor vial en la intersección del Anillo Periférico Sur y el Eje Vial 3 Oriente (Avenida Cafetales) cuya solución geométrica es la de elevar y continuar el Eje Vial 3 Oriente y dejar el tránsito a nivel en el Anillo Periférico Sur. El cuerpo principal, con una longitud total de 2,270 m, contará con tres gazas, que permitirán los movimientos direccionales de mayor demanda en la zona.

La importancia de la obra vial radica en la reducción del tiempo de traslado y favorece la articulación Metropolitana a partir de la zona nor-oriente con el centro de la Capital, y con el sistema actual de vialidades primarias y zona sur-oriente de la Ciudad.

La capacidad vial del proyecto se estima en la hora de máxima demanda de 2,400 vehículos en la intersección por sentido a una velocidad promedio de 70 kilómetros por hora, siendo la población beneficiada de 288,000 personas al mes solo en la hora de máxima demanda.

Con la ejecución de los trabajos de adecuación vial, entre otros objetivos esperados, se pretende la disminución de costos a la sociedad por efecto de menores tiempos de traslado al tener una nueva vía de acceso de entrada y salida a la delegación Xochimilco, además de resolver los movimientos direccionales de mayor demanda en la zona.

Los beneficios aportados por la construcción de esta obra vial radican en la cantidad de población beneficiada con ella, la cual asciende a 1 millón 152 mil habitantes al mes, proporcionando un beneficio a las colonias, San Lorenzo La Cebada, Barrio 18, Paseo del Sur, Villa Coapa y Residencial Villa Coapa.

De manera general, se puede concluir también que se tendrán beneficios al medio ambiente con la disminución de la concentración vehicular y con ello menor contaminación.

I.2.1 ESTUDIO DE IMPACTO SOCIAL

Beneficios sociales:

- Se reducen los niveles de contaminantes emitidos a la atmósfera y consumo de combustibles.
(Para efecto de evaluar los beneficios por disminución de contaminantes, no fue posible su cuantificación, debido a carecer de información de campo o muestreo)
- Agiliza el tránsito vehicular en la zona.
- Aumenta la velocidad de operación.
- No se afectan predios.
- Se construye en el derecho de vía actual de circulación.
- Mayor seguridad a los peatones y conductores de vehículos al contar con zonas urbanas acordes a las necesidades de movilidad.
- 1,650 empleos * directos e indirectos generados solamente durante el proceso de obra.

*Datos determinados por la Dirección General de Obras Públicas.

Beneficios económicos: Incremento de la eficiencia de las vialidades: Eje 3 Oriente y el Anillo Periférico, permitiendo recuperar gran parte de velocidad promedio del diseño original, que se refleja en:

- Disminución de costos de traslado horas/hombre destinadas al transporte.
- Ahorro en combustibles al disminuir los tiempos de traslado.

En beneficio por disminución de costos de horas/hombre destinadas al traslado es de \$ 4'626,547.20 al año (TABLA I.2.1.A).

(TABLA I.2.1.A) Ahorros Vehiculares en días típicos (muestra de martes a jueves)		
	Horario de cobertura de ahorros vehiculares	Vehículos en la intersección p/ hora
Promedio de vehículos en la hora de máxima demanda intersección Periférico Sur – Muyuguarda –Eje 3 Oriente	18 – 19 hrs.	19,200
	Promedio al día de ocupantes por vehículo (incluye particulares, microbuses y camiones).	3.0
	Total de personas promedio al día en hora de máxima demanda que utilizan la intersección (19,200 x 3)	57,600
	Cruces /persona en hora de máxima demanda que utilizan la intersección (57,600 x 20)	1'152,000
	Salario mínimo área "A" 1° de enero del 2006 = 48.67 * 2 =97.34 / 8 = Costo hora hombre (\$12.17 x 3 minutos)	0.6085
	Costo total por mes (costo por 3.0 min x personas que utilizan la intersección)	\$ 700,992.00
	Factor de ajuste promedio para Tlalpan y Xochimilco	0.55
	Costo anual: (\$700,992 x 0.55 x 12)	\$ 4,626,547.20

Se tendrán ahorros al consumir menor cantidad de gasolina (*Tabla I.2.1.B*), de conformidad con los siguientes datos:

Tabla I.2.1.B.- Ahorros vehiculares en días típicos (muestra de martes a jueves)		
Promedio de vehículos en la hora de máxima demanda intersección Periférico Sur – Muyuguarda –Eje 3 Oriente	18 – 19 hrs.	19,200
	Litros de gasolina que se dejarán de consumir por vehículo.	0.125
	Precio de gasolina correspondientes al mes de junio del 2006 sin incluir IVA (\$ 6.60 / 1.15)	\$ 5.74
	Ahorro mensual al consumir menor cantidad de gasolina (19,200 x 8 horas x 20 días laborables x 0.125 litros x \$ 6.60)	\$2'204,160
	Ahorro anual (\$2'204,160 x 12 meses)	\$ 26,449,920

Nota: Los datos asentados fueron determinados con base a la experiencia de la Dirección General de Obras Públicas.

Ahorro que se obtiene en el menor desgaste de los motores vehiculares, de conformidad con los siguientes datos (*Tabla I.2.1.C*):

Tabla I.2.1.C.- Ahorros vehiculares en días típicos (muestra de martes a jueves)		
Promedio de vehículos en la hora de máxima demanda intersección Periférico Sur – Muyuguarda –Eje 3 Oriente	18 – 19 hrs.	19,200
	Se estima que los motores vehiculares en promedio disminuyen su desgaste en el 1 % anual del valor promedio de los motores	0.01
	Valor promedio de los motores.	\$ 16,000
	Cruces/vehículos en hora de máxima demanda por día (19,200 vehículos x 8 horas)	153,600
	Ahorro anual (153,600 vehículos x \$ 16,000 x 1 % anual)	\$ 24,576,000

Por lo anterior, se tiene un beneficio económico total de \$55'652,467.20 (Cincuenta y cinco millones seiscientos cincuenta y dos mil cuatrocientos sesenta y siete pesos 20/100 M.N)

Población beneficiada: La población beneficiada será de 1'152,000 personas al mes que tienen que transitar necesariamente por esta zona para sus traslados tan solo en la hora de máxima demanda. Se generarán 1,650 empleos directos e indirectos durante la ejecución de la obra

I.3 LOCALIZACIÓN.

El Distribuidor Vial Periférico – Muyuguarda está ubicado en el Sur-Este de la ciudad de México entre las Avenidas Cafetales, hacia el Norte y Av. Plan de Muyuguarda en el Sur, contando con una incorporación en La Calzada Acoxpa en el Este en el cuerpo principal del Distribuidor vial (Fig. I.3.1). Éste distribuidor también contará con múltiples incorporaciones y salidas hacia periférico.

ENTRADAS:

SALIDAS:

	Avenida Cafetales	Avenida Plan de Muyuguarda	
	Avenida Plan de Muyuguarda	Avenida Cafetales	
		Anillo Periférico Periférico Ote/Pte	
		Anillo Periférico Periférico Pte/Ote	
	Avenida Acoxpa	Avenida Plan de Muyuguarda	
	Anillo Periférico Periférico Pte/Ote	Avenida Cafetales	
		Anillo Periférico Periférico Ote/Pte	
	Anillo Periférico Periférico Pte/Ote	Avenida Plan de Muyuguarda	

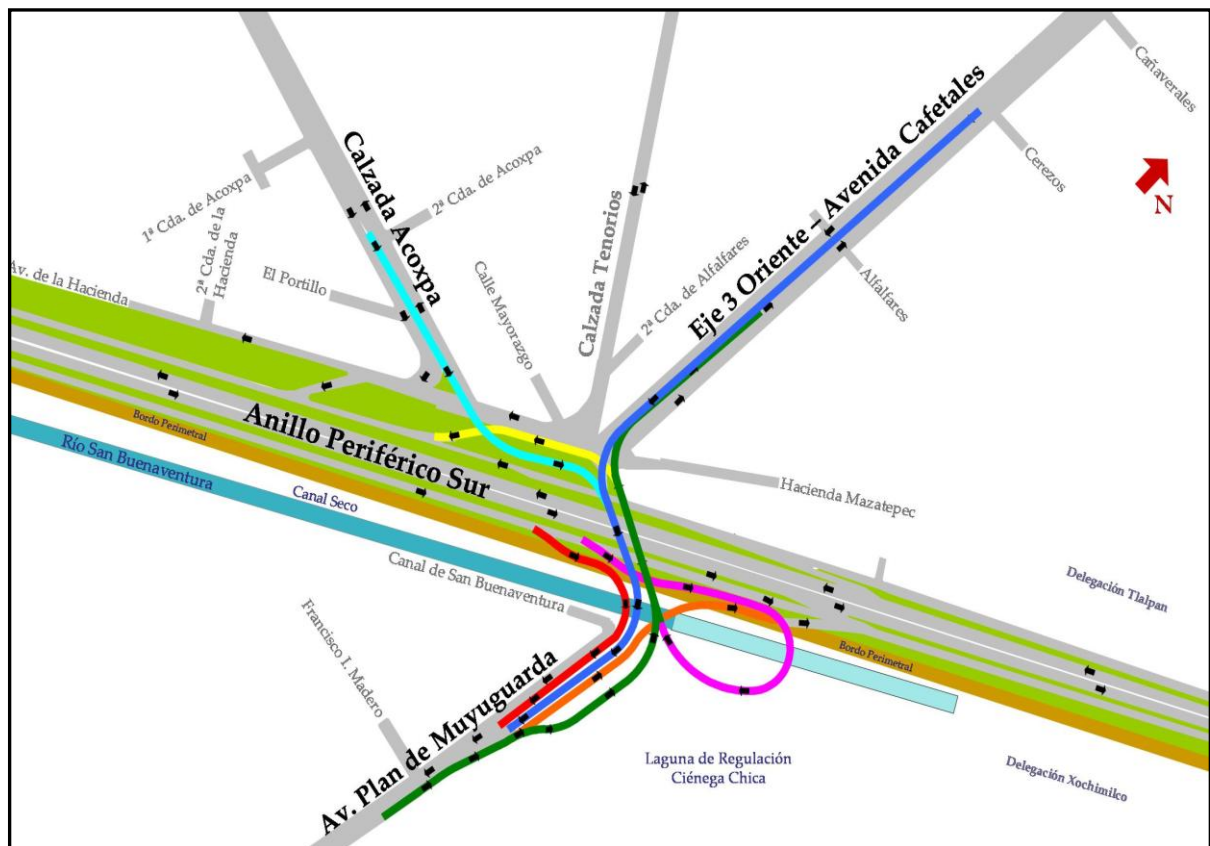


Fig. I.3.1.- Distribuidor Vial Periférico – Muyuguarda.

Como ya se ha mencionado antes, el Distribuidor Vial Periférico-Muyuguarda se encuentra en las inmediaciones de las delegaciones Tlalpan y Xochimilco, en el sureste de la Ciudad, y el cual pertenece al Eje Troncal Metropolitano de integración norte-sur (ver *Figura I.2.1*). A continuación se presenta un croquis de localización del Distribuidor Vial, con algunas de las calles y avenidas principales cercanas al lugar de la obra, *Figura I.3.2*

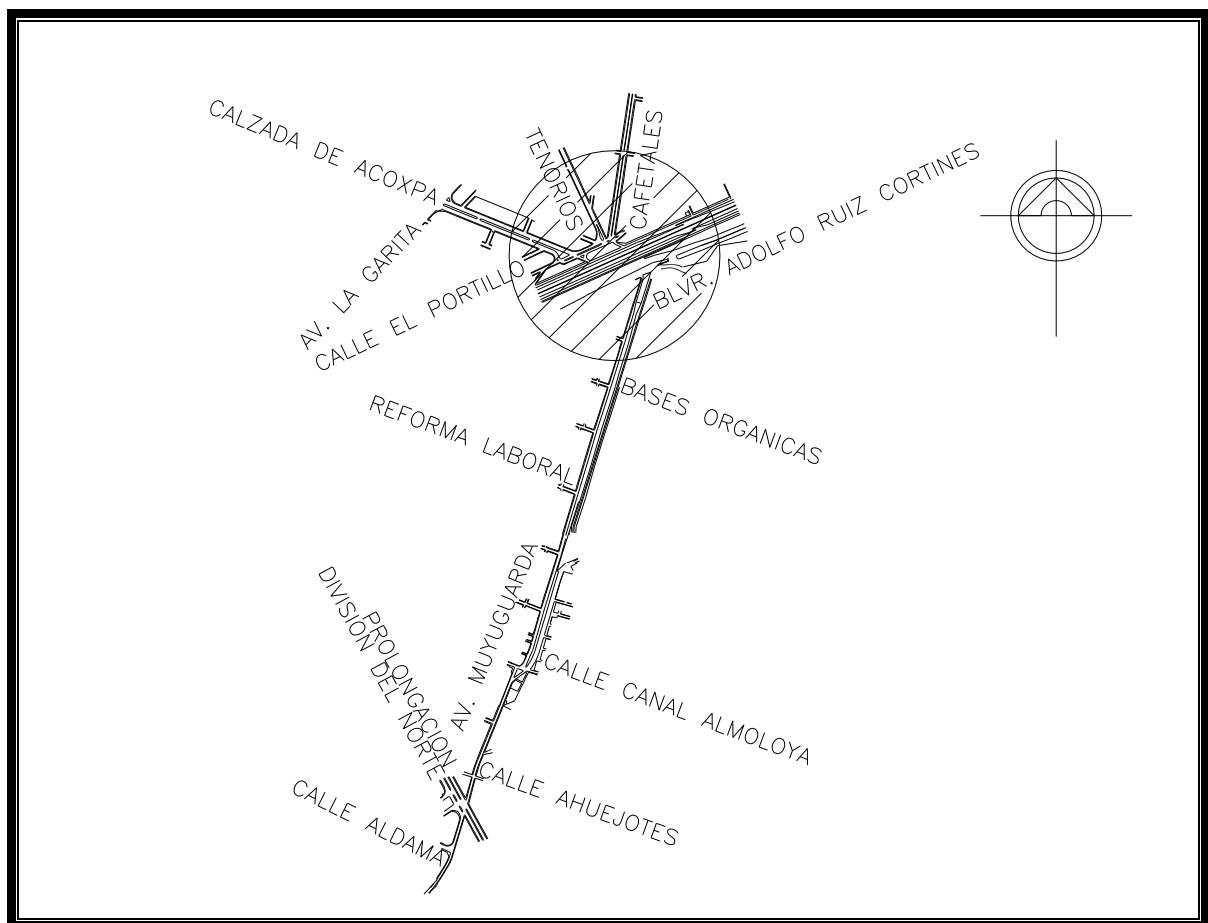


Figura I.3.2.- Croquis de localización del Distribuidor Vial Periférico-Muyuguarda.

CAPÍTULO II.

CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA.

El proyecto de construcción de un Distribuidor Vial en las inmediaciones de las delegaciones Tlalpan y Xochimilco como una forma de mitigar el problema de congestionamiento vial en la zona, es sin duda, una solución al problema, pero para llevarlo a cabo es requerido el mayor número de datos e información referentes al sitio. Para tal proyecto se requiere tener pleno conocimiento del lugar más apropiado para la construcción del Distribuidor, así como de la distribución de usos y espacios en la zona. Para llevar a cabo el proyecto del Distribuidor, es necesaria la realización de estudios que permitan conocer las características físicas y sociales del lugar donde se pretende realizarlo.

Por tal motivo, en el presente capítulo se presentan los lineamientos utilizados en el diseño de los elementos que conforman al Distribuidor Vial, así como los estudios previos a su construcción. También se trata el tema de la recolección de información, la cual debe obtenerse en la mayor cantidad posible, esto con el fin de tener mayor certidumbre de lo que se pretende construir y disminuir los riesgos de falla o incluso el colapso de la estructura.

II.1. PROYECTO ARQUITECTÓNICO.

El proyecto arquitectónico comprende el desarrollo de los procesos de diseño, tales como planteamiento del problema, interpretación, investigación, programa de diseño y anteproyecto; en donde se garantizan las condiciones de accesibilidad, funcionamiento, seguridad estructural e imagen urbana, a través de la distribución de usos y espacios, la manera de utilizar los materiales y tecnologías, así como la elaboración del paquete de planos, detalles y perspectivas.

II.1.1 PROGRAMA ARQUITECTÓNICO

Cuando se elabora un proyecto arquitectónico se lleva a cabo un proceso de investigación previo, que facilite comprender la necesidad de la sociedad de un objeto arquitectónico, dependiendo de las características y magnitud del problema que se pretenda resolver. Por lo tanto, se desprenden las fases del programa arquitectónico que ayudan al correcto diseño de dicho objeto.

Descripción del problema presentado.

En una primera fase del proceso arquitectónico se define la necesidad de infraestructura a partir de la cual se proporcionen los servicios necesarios que beneficien a sectores amplios de población y que sean de trascendencia para su calidad de vida. De esta marea, como se señaló en el capítulo I, la necesidad de infraestructura vial que agilice y dé continuidad al flujo vehicular es de vital importancia para solucionar la falta de caminos de acceso y salida hacia el sur de la ciudad de México.

Detectada la necesidad que justifica al objeto arquitectónico a proyectar se ha determinado la propuesta de un distribuidor vial que conecte al puente de Muyuguarda (primera etapa), en Xochimilco, con las avenidas Cafetales, Plan de Muyuguarda y Calzada Acoxta, lo cual representa una salida al cuello de botella en que se ha convertido la Glorieta de Vaqueritos.

Continuando con este proceso, se sintetizan las actividades características y espacios requeridos por los usuarios demandantes, el proyecto busca el beneficio de un millón 500 mil habitantes de las delegaciones Tláhuac, Milpa Alta y Xochimilco, que padecen por la falta de vías de acceso hacia el sur del Distrito Federal (D.F.).

Comprendido el origen de la demanda, la necesidad de resolver el problema de vialidad y determinar la necesidad de infraestructura vial para el traslado por el sur de la ciudad; se requiere determinar la dimensión física y ambiental donde se ubicará el objeto arquitectónico.

Las características físicas y ambientales del lugar en conjunto donde se ubicará el objeto arquitectónico la determinan, La Ubicación del lugar de conflicto, la cual se encuentra entre, la Avenida Cafetales y Calzada Acoxa en la colonia Residencial Villa Coapa de la delegación Tlalpan, cruzando el Anillo Periférico Sur cerca de la Glorieta Vaqueritos, y Av. Plan de Muyuguarda, Col. San Lorenzo La Cebada, en las inmediaciones de la delegación Xochimilco en el Sur del Distrito Federal (*Fig. II.1.2.1*).

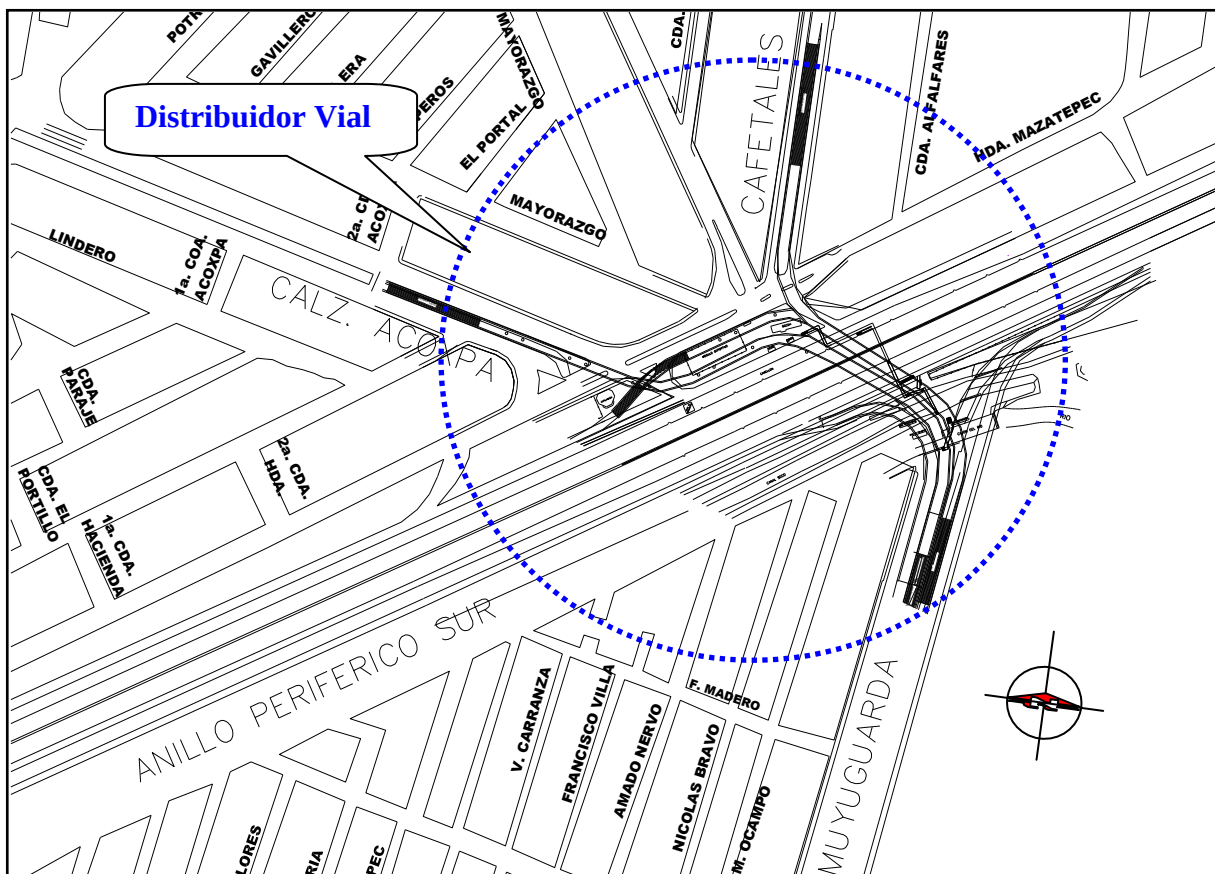


Fig. II.1.2.1- Ubicación del Distribuidor Vial.

En el contexto inmediato, el terreno y colindancias del lugar son principalmente de un uso del suelo habitacional, basándose en una exploración física del lugar mediante un recorrido por la zona; las características de las edificaciones presentes en Calzada Acoxa son variadas, en cuanto a sus niveles de construcción, ya que en su mayoría son construcciones de dos niveles (*Figuras II.1.2.2a y II.1.2.2b*) o son unidades habitacionales y hacia el noreste se encuentra una zona comercial, cercana a el Eje 2 Oriente (Av. Canal de Miramontes); en Av. Cafetales se presenta un uso de suelo mixto, en cuanto al uso habitacional, debido a que en la planta baja de las construcciones se observan algunos comercios y los siguientes niveles son para uso habitacional llegando hasta los cuatro niveles en algunos casos como se puede apreciar en la *Figura II.1.2.3*.



Fig. II.1.2.2a.- Uso del suelo sobre Calzada Acoxa e inicio de zona de obra.



Fig. II.1.2.2b.- Señalamiento informativo en Calzada Acoxa.



Fig. II.1.2.3.- Avenida Cafetales (Eje 3 Oriente)

En el lado Oriente de la Av. Plan de Muyuguarda existe un área de preservación ecológica que sirve como vaso regulador de aguas pluviales y residuales, la cual se conoce con el nombre de “Ciénega Chica”. (Fig. II.1.2.4)



Fig. II.1.2.4.- Vaso Regulador, “Ciénega Chica”

También, en el lado sur (Av. Plan de Muyuguarda), cruzando el Anillo Periférico Sur (Fig. II.1.2.5), existe también El Río San Buenaventura (Fig. II.1.2.6), el cual es un canal de aguas pluviales, perteneciente a la delegación Xochimilco.



Fig. II.1.2.5.- Anillo Periférico Sur



Fig. II.1.2.6.- Río San Buenaventura

II.1.3 TERRRENO

El reconocimiento del terreno o lugar físico donde se pretende desarrollar el proyecto, es una de las etapas más importantes del proyecto en sí. Este reconocimiento se lleva a cabo bajo especialistas (Topógrafo), quienes revisan la información básica (Especificaciones técnicas, Información cartográfica) del lugar y realizan la inspección del terreno con la información cartográfica.

Los trabajos topográficos aplicados al proyecto describen la realidad física inmóvil de los hechos existentes en el ámbito urbano, muros, edificios, calles, árboles, etc. Es decir llevar al gabinete la medición de puntos sobre el terreno.

La tarea de las brigadas de topografía es previa al inicio del proyecto y consiste en plasmar en un plano el sitio donde se pretende ubicar la obra, así como las posibles interferencias que la obra presente, calcula también los porcentajes de las pendientes del puente en cuestión, en lo que se denomina topografía del proyecto.

Fig. II.1.3.1

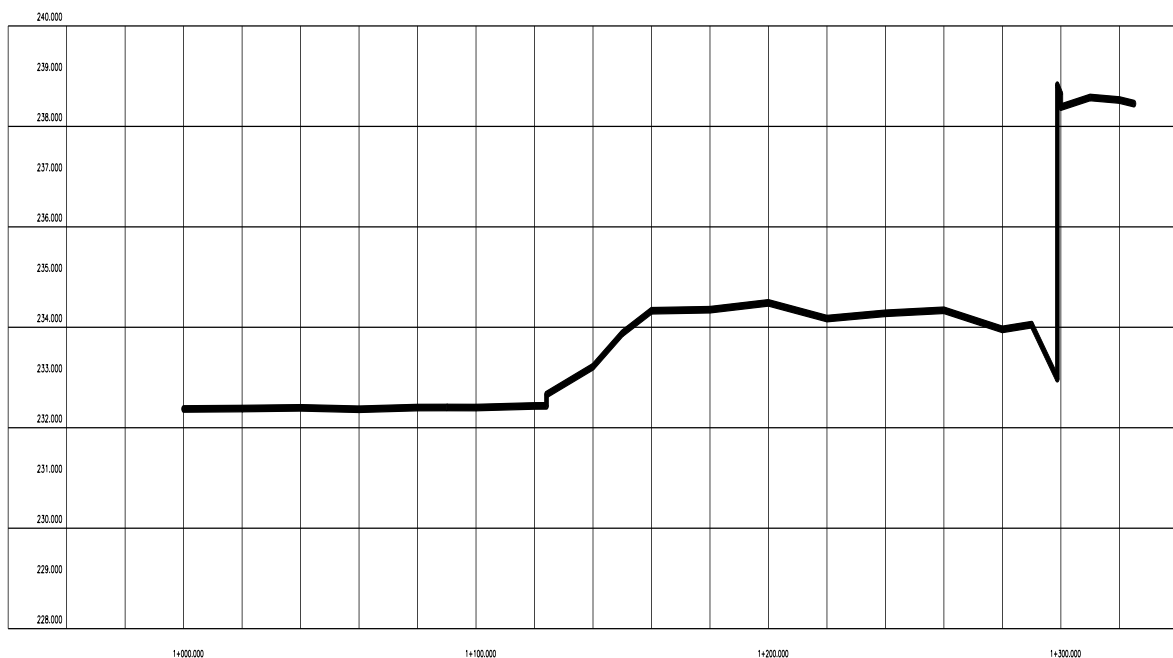


Fig. II.1.3.1.- Perfil del Terreno, Eje – C (Av. Plan de Muyuguarda)

El proyecto de trazo topográfico es una serie de trabajos realizados en campo para la determinación y ubicación, de una manera precisa, de todas las instalaciones municipales que existan en el área de proyecto.

Las instalaciones municipales y mobiliario urbano alrededor de la zona de influencia de la obra son proyectadas en el siguiente plano del frente Norte de trabajo del Distribuidor Vial, *Figura II.1.3.2.*

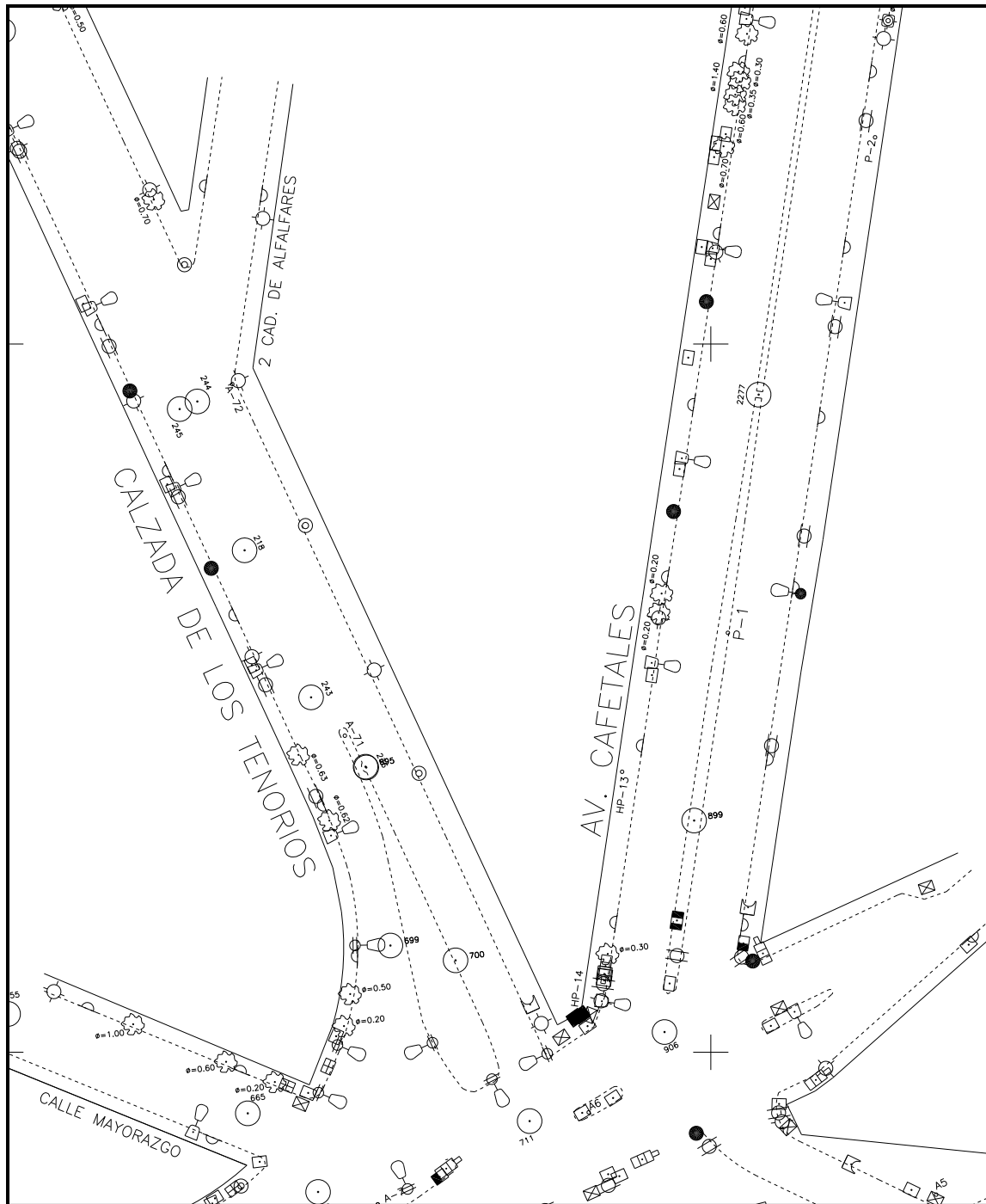


Figura II.1.3.2.- Levantamiento Topográfico e instalaciones municipales (Frente Norte)

La simbología utilizada para la elaboración de los planos topográficos sobre instalaciones municipales se muestra a continuación. *Figura II.1.3.3*

	ARBOL Y DIAMETRO		REGISTRO DE TELEFONO
	ARBOTANTE		REGISTRO Y POSTE DE USOS MULTIPLES
	ARBOTANTE DOBLE		REGISTRO SANITARIO
	ARBOTANTE Y POSTE DE ALTA TENSION		SEMAFORO
	ARBOTANTE Y POSTE DE LUZ		SEMAFORO DE F.C.
	ARRIATE O JARDINERA		TOMA DOMICILIARIA
	ASTA BANDERA		VALVULA CONTRA INCENDIOS
	CAJA DE AGUA POTABLE		POSTE DE LUZ/TELEFONO
	CAJA DE TELEFONOS		POSTE DE TROLEBUS
	CASETA TELEFONICA		SEMAFORO/ARBOTANTE
	COLADERA DE PISO		CONTROL DE SEMAFORO
	COLADERA PLUVIAL		SEÑAL DE PEMEX
	PALMERA		REGISTRO DE TELEGRAFOS
	POSTE DE ALTA TENSION		REGISTRO DE PEMEX
	POSTE DE A.T. Y TRANSFORMADOR		REGISTRO DE GAS
	POSTE DE LUZ		COLADERA PLUVIAL/PISO
	POSTE DE REFLECTORES		BUZON
	POSTE DE RETENIDA		MONUMENTO
	POSTE DE SEÑALIZACION		CAMARA DE VIGILANCIA
	POSTE DE TELEFONOS		CAJA DE AGUA NO POTABLE
	POZO DE VISITA		CAJA DE CONTROL DE TELEFONOS
	REGISTRO DE ALUMBRADO		REGISTRO FIBRA OPTICA
	REGISTRO DE C.F.L.		FIBRA OPTICA
	REGISTRO DE SEMAFORO		

Figura II.1.3.3.- Simbología de instalaciones municipales.

II.1.4 PROYECTO INICIAL O ANTEPROYECTO

Terminada la primera fase del proceso del programa arquitectónico se pretende entonces darle interpretación a los datos obtenidos. Por una razón lógica se señala un orden determinado y contenidos expresados en los siguientes aspectos: Interpretación del programa, intenciones y conceptos, análisis gráfico y fotográfico del terreno y su contexto inmediato y la generación de forma y espacio.

Teniendo todos los elementos necesarios para formular un anteproyecto se pretende entonces a la toma de una decisión, con éstos elementos, que satisfaga los requerimientos y necesidades de la sociedad y que de una solución al problema de circulación en la zona de estudio. Con una serie de planos, maqueta u otro medio que explique por vez primera, de manera grafica pero con carácter preliminar, como esta diseñada la construcción; se presenta entonces al Distribuidor Vial que pretende resolver el problema de circulación en la zona sur del D.F., (*Fig. II.1.4.1a y II.1.4.1b*).

Dada la importancia que representan los puentes en el paisaje urbano, se deben concebir considerando integralmente su apariencia y funcionalidad, logrando diseños eficientes para soportar cargas de la manera más estética posible. Estos diseños deben de ir más allá de la excelencia técnica e incorporar conceptos de arquitectura urbana y de medio ambiente. Para ello, y debido a que no es posible dar guías universales sobre la estética de un puente, se debe aplicar imaginación, intuición y creatividad para lograr una estructura funcional, segura, económica y estética, en donde esbeltez, orden, variedad, unidad y ornamentación estén aplicados con sensatez y coherencia. Un puente debe tener una forma estructuralmente expresiva y estética. En él se debe manifestar de manera clara y bien definida la estructura anatómica del mismo evitando detalles innecesarios y buscando siempre que la estructura tenga apariencia agradable e inspire confiabilidad y estabilidad.



Fig. II.1.4.1a.- Maqueta representativa del diseño del Distribuidor Vial.

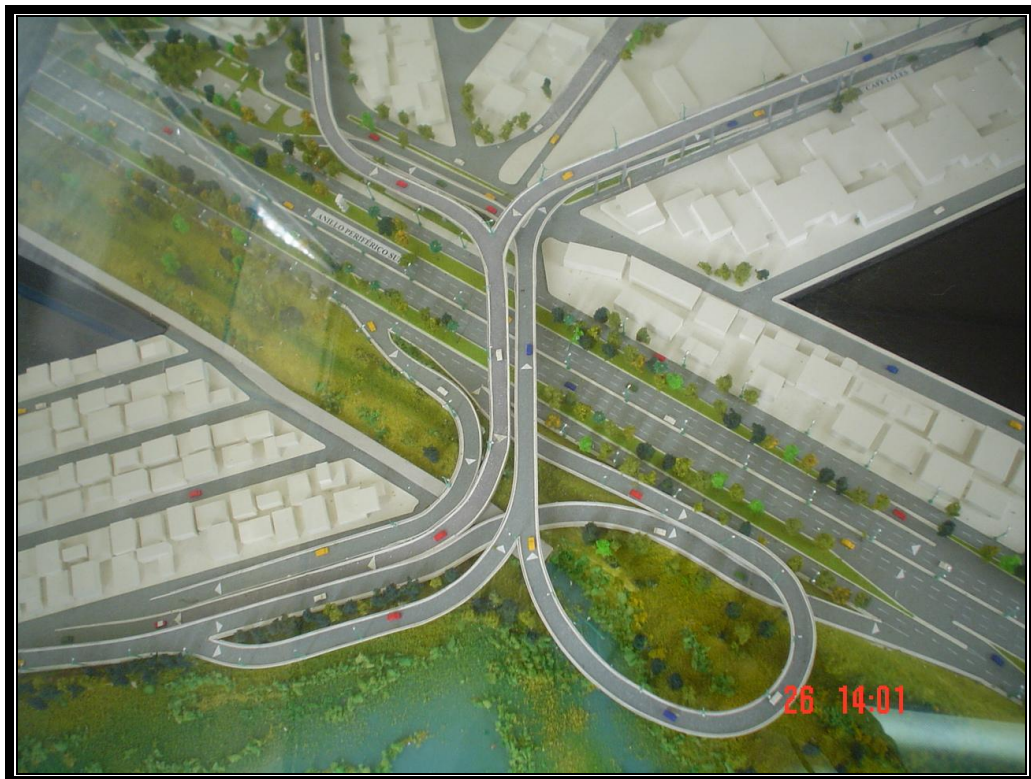


Fig. II.1.4.1b.- Maqueta representativa del diseño del Distribuidor Vial.

II.1.5 PROYECTO ARQUITECTÓNICO DE OBRAS VIALES.

El Proyecto Arquitectónico de obras viales debe de satisfacer determinados requisitos, sobre todo para su correcto funcionamiento más que su apariencia. Para el caso de un puente será necesario dimensionar los espacios verticales y horizontales, esto tomando en cuenta los estudios hechos previamente sobre cantidad, tipo y destino de los vehículos que se estima circularán por el distribuidor vial.

Para el diseño de dicho distribuidor vial se habrá tomado en cuenta el efecto que tendrá hacia las construcciones y los habitantes de las zonas aledañas al paso del mismo. Lo anterior habrá de estar considerado si para desarrollar el proyecto arquitectónico son utilizados los conceptos y normas establecidas para la construcción de tal proyecto.

Al desarrollar el Proyecto Arquitectónico se necesita optimizar el Proyecto Inicial o Anteproyecto, y tomar en cuenta todos los factores que intervienen en su diseño y su interacción con la sociedad. Tales factores deben satisfacer algunos requisitos para los proyectos de obras viales, sobre todo para su correcto funcionamiento más que su aspecto estético, pero sin menospreciar éste último.

Para el proyecto arquitectónico de un puente será necesario dimensionar los espacios verticales y horizontales, tomando en cuenta los estudios previos realizados, en donde se han detectado las cantidades y tipos de vehículos, así como su necesidad de circulación.

Algunos de los espacios a diseñarse para el distribuidor vial estarán sometidos a la demanda, es decir al *volumen de tránsito* que circula por un intervalo de tiempo, dado su variación, su tasa de crecimiento y su composición. Así, de esta manera se describen a continuación las definiciones de forma y espacio del distribuidor vial:

Alineamiento.- El trazo del proyecto debe seguir una tendencia, lo más cercano posible, a una línea recta y dependiendo de las condiciones particulares de cada caso se tendrá que seguir una trayectoria diferente.

Ampliación.- Cuando un vehículo circula por una curva de alineamiento horizontal, ocupa un ancho mayor que cuando circula por una tangente y el conductor experimenta cierta dificultad para mantener su vehículo en el centro del carril por lo que se hace necesario dar un ancho adicional a la calzada respecto al ancho en tangente. A éste sobreancho se le llama ampliación, la cual debe darse tanto a la calzada como a la corona. Así las curvas horizontales se deberán ampliar en una cantidad constante desde el Punto donde comienza la Curva (PC) hasta el Punto donde Termina la Curva (PT) disminuyendo gradualmente hasta el inicio de las Transiciones.

Ancho de Carril.- Está directamente relacionado con la *capacidad*.

Capacidad.- La capacidad de un camino, puente o de un carril es el número máximo de vehículos que pueden circular por él durante un periodo de tiempo determinado, antes de llegar a perder la velocidad establecida, y bajo condiciones prevalecientes, tanto del propio camino como de la operación del tránsito donde la capacidad de un vehículo depende de: La composición del tránsito, los alineamientos horizontales y verticales y el número y ancho de los carriles, las cuales son condiciones prevalecientes.

Curvatura.- Se denomina Grado de curvatura (G_c) al ángulo subtendido por un arco de 20 m de longitud.

Derecho de vía.- Se conoce como derecho de vía, a la faja de terreno dentro de la cual se aloja una vía de comunicación y sus servicios auxiliares.

Pendiente.- La pendiente deberá estar en función de la categoría de la vialidad y la potencia de los vehículos que circularán por ella. La pendiente está representada por la relación entre el desnivel y el eje horizontal que hay entre dos puntos.

Sobreelevación.- Cuando un vehículo pasa de un tramo en tangente a otro en curva se requiere hacerlo en forma gradual tanto en sobre elevación como en ampliación, al recorrer ésta se presenta la fuerza centrífuga que origina dos peligros de estabilidad para el vehículo en movimiento: deslizamiento transversal y el peligro de vuelco.

Tipo de Tránsito.- Lo constituyen la clase los tipos de vehículos que transitarán por la vialidad. El tipo tránsito influye de manera decisiva en el proyecto del puente, debido a que se afecta notablemente, tanto en la parte geométrica como a la estructura del mismo, es necesario que dicho tránsito sea estimado de la mejor manera posible previendo cualquier aumento.

Transición.- Es la liga entre un tramo recto de una vialidad y una curva, de tal manera que si la transición es proyectada adecuadamente el conductor de un vehículo seguirá una trayectoria con facilidad, aumentando y disminuyendo su fuerza centrífuga gradualmente, con forme entre y salga respectivamente de una curva circular, disminuyendo con ello la tendencia de invadir el carril adyacente.

Velocidad.- La velocidad es un parámetro que una vez estudiada, deberá ser regulada y controlada. De aquí surge el concepto de “Velocidad de Proyecto”, la cual es la velocidad máxima a la cual pueden circular los vehículos con seguridad sobre un tramo de carretera y que se utiliza para su diseño geométrico.

Visibilidad.- Tanto en planta como en perfil, es necesario que en el puente exista una distancia de visibilidad adecuada, para que el conductor del vehículo pueda delante de él a una distancia tal que le permita tomar, con garantía, decisiones oportunas.

Volumen de Tránsito.- Es el número de vehículos que pasan por un tramo de carretera en un intervalo de tiempo determinado y en el mismo sentido. Se llama tránsito promedio diario (TPD) al promedio de los volúmenes de tránsito que circulan por una vía durante 24 Hrs. en un cierto periodo de tiempo, que por lo regular es de un año. Por otra parte, el volumen horario de tránsito servirá para determinar las características geométricas del camino.

Para tales espacios a diseñarse, se elaboraron los planos arquitectónicos, los cuales contienen toda la información necesaria y suficiente para explicar, aún antes de ser construido, la distribución de usos y espacios en los cuales se desenvolverá la población.

Todos los planos que se realizaron del proyecto están a escala y debidamente acotados según los lineamientos del dibujo técnico, marcando las dimensiones del distribuidor vial y su ubicación en el terreno, su orientación con respecto al norte magnético, la configuración de todos sus espacios, detalles de jardinería y obra exterior, su calidad y materiales, y los detalles de diseño que merezcan mención especial.

Así, de esta manera, la obra iniciada en octubre del 2006 y en proceso de construcción, consiste en un Distribuidor Vial en la intersección del Anillo Periférico Sur y el Eje Vial 3 Oriente (Avenida Cafetales) con el nombre de Periférico-Muyuguarda (*Fig. II.1.5.1*). Entre sus características principales se tiene el cuerpo principal, con una longitud total de 2,270 m y contará, además, con tres gazas, que permitirán los movimientos direccionales de mayor demanda en las inmediaciones de las delegaciones Tlalpan y Xochimilco en el sur de la Ciudad de México.

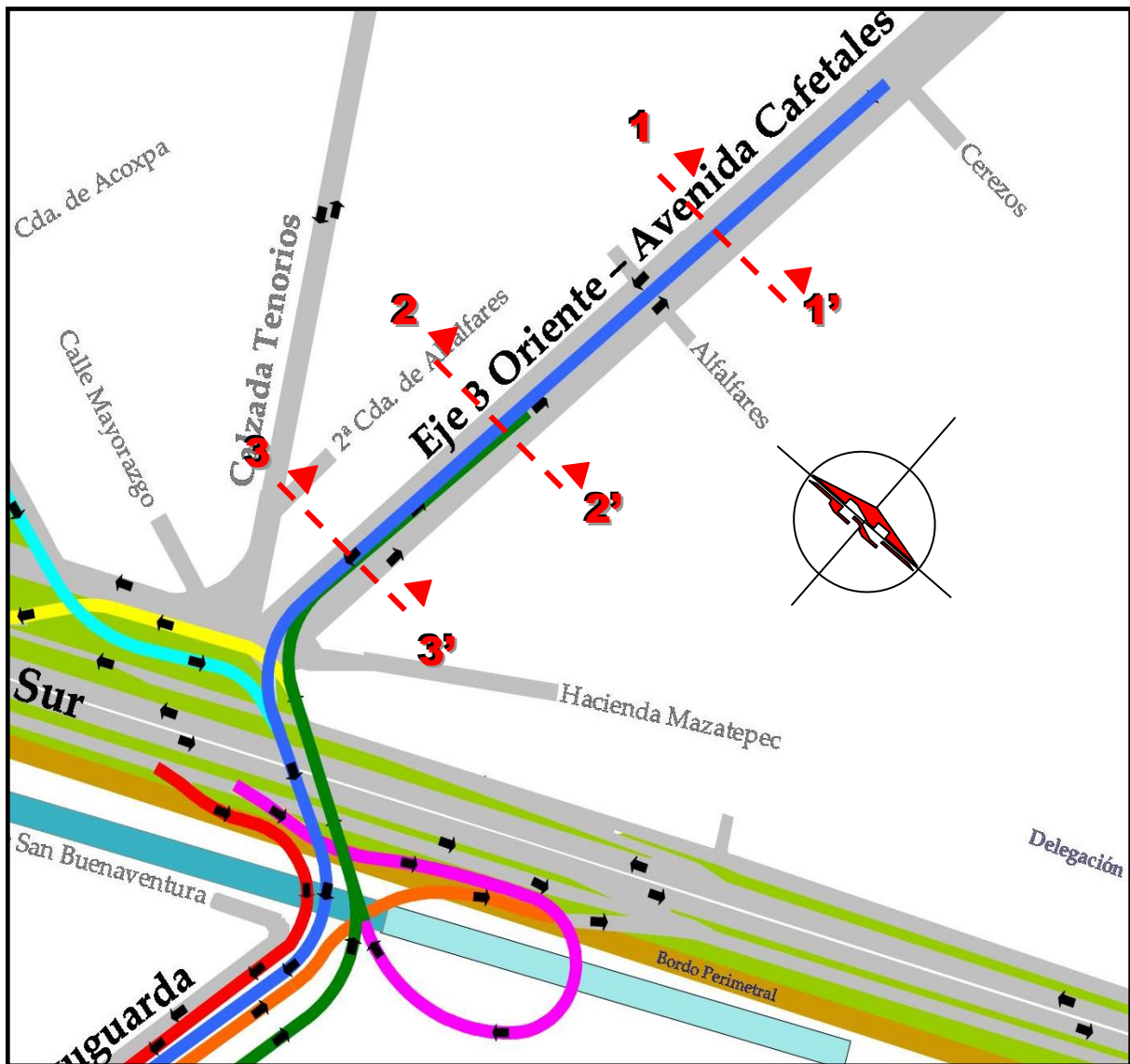


Fig. II.1.5.1.- Distribuidor Vial Periférico – Muyuguarda y sentidos de circulación.

Dentro de la Avenida Cafetales (Eje 3 Oriente), se puede apreciar mejor la solución geométrica adoptada para elevar y continuar dicha avenida hasta la Avenida Plan de Muyuguarda en dirección Norte-Sur y de la Av. Plan de Muyuguarda hacia Av. Cafetales con una gaza de incorporación sobre Periférico, ésta en dirección Sur-Norte. Tal solución se aprecia en las Figuras II.1.5.2a, II.1.5.2b y II.1.5.2c, las cuales pertenecen a los cortes señalados en la Avenida Cafetales de la Figura II.1.5.1 y en el Plano 1 se presenta en planta arquitectónica el Distribuidor Vial, así como los detalles de jardinería y obra exterior.

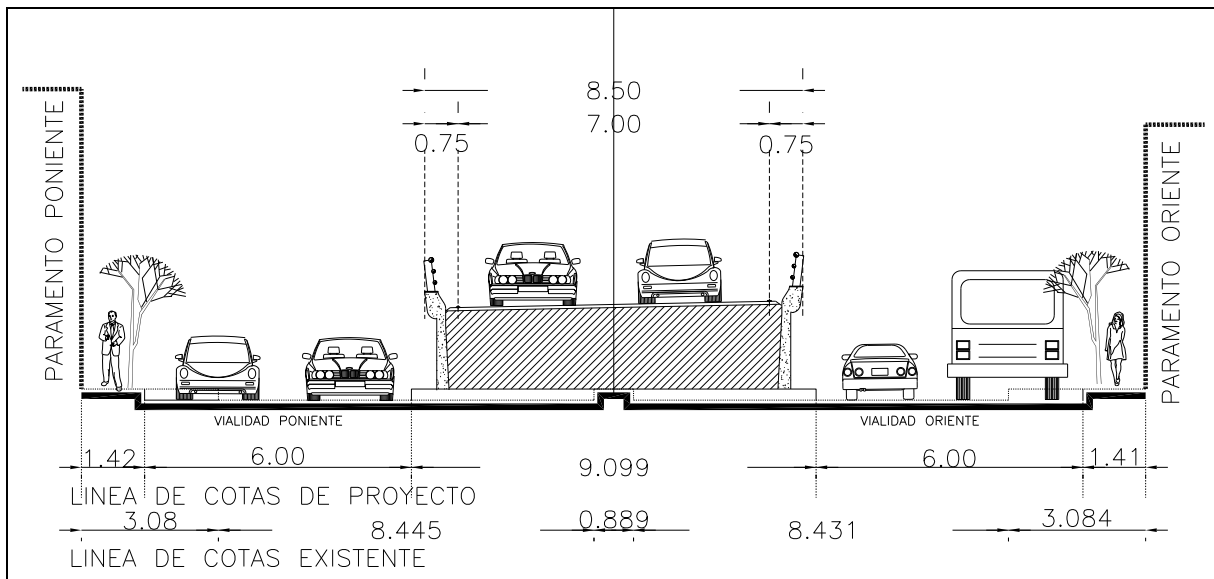


Figura II.1.5.2a.- Corte 1-1'. Inicio de la solución geométrica de elevar y continuar la Av. Cafetales y pasar sobre periférico. Acotaciones en m.

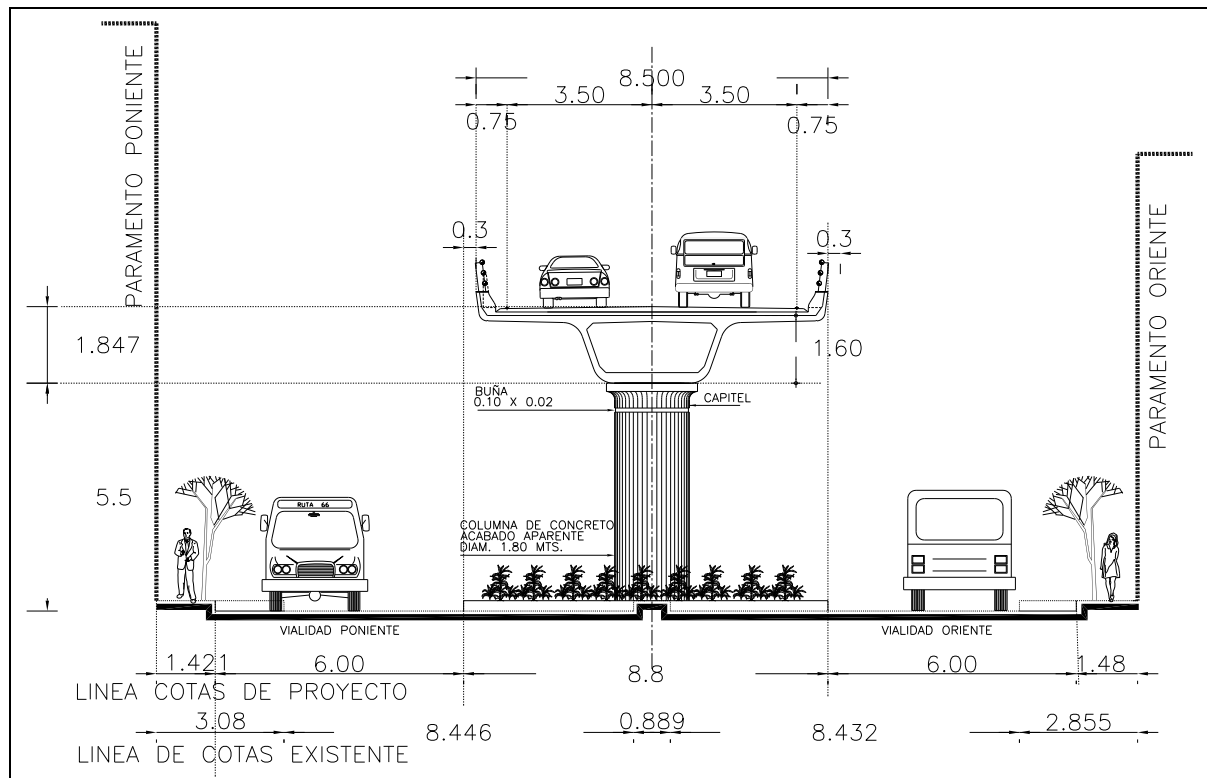


Figura II.1.5.2b.- Corte 2-2'. Elevación de la Av. Plan de Muyuguarda dirección Cafetales. Acotaciones en m.

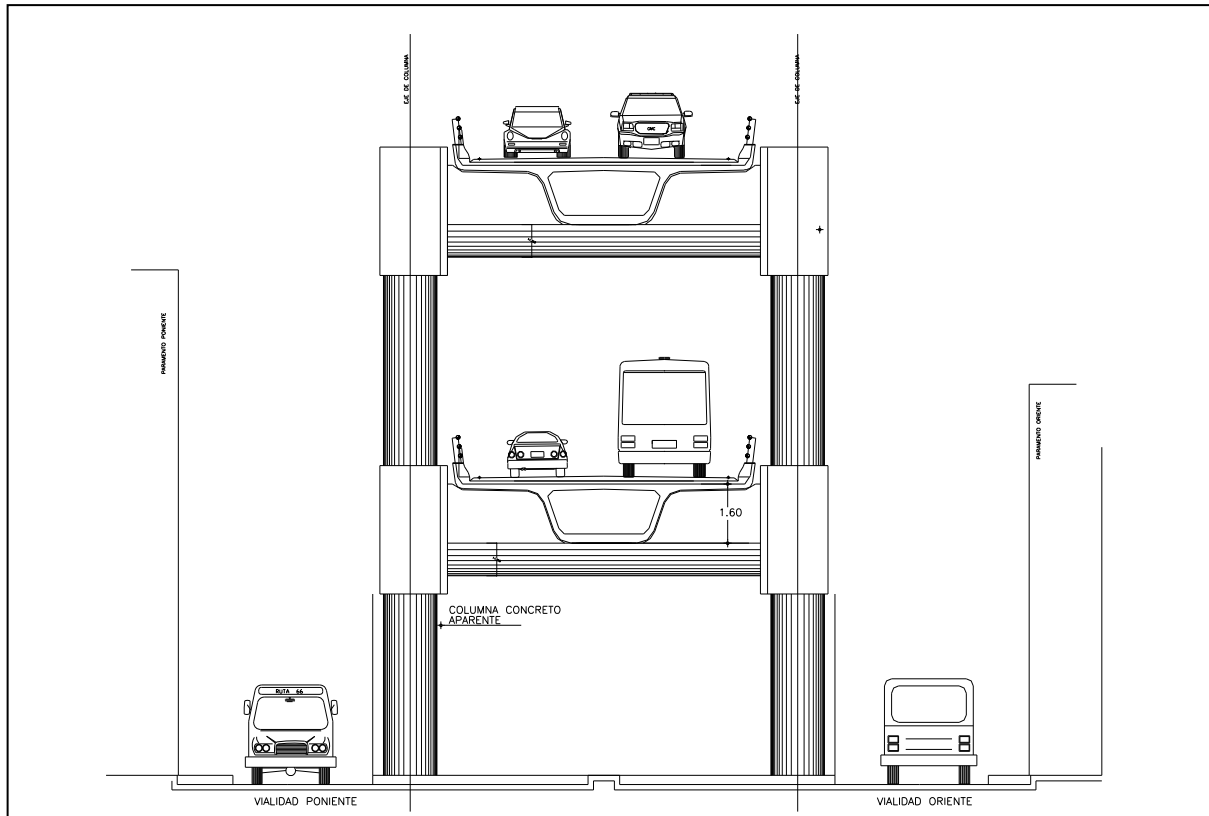


Figura II.1.5.2c.- Corte 3-3'. Elevación y ampliación de las Avenidas Plan de Muyuguarda y Cafetales y sentidos de circulación.

De esta manera se presentan a continuación una serie de detalles y configuraciones para la construcción de banquetas y jardinería que se pretende tener en la zona de influencia del distribuidor vial. Figuras.- II.1.5.3a - II.1.5.3e, respectivamente.

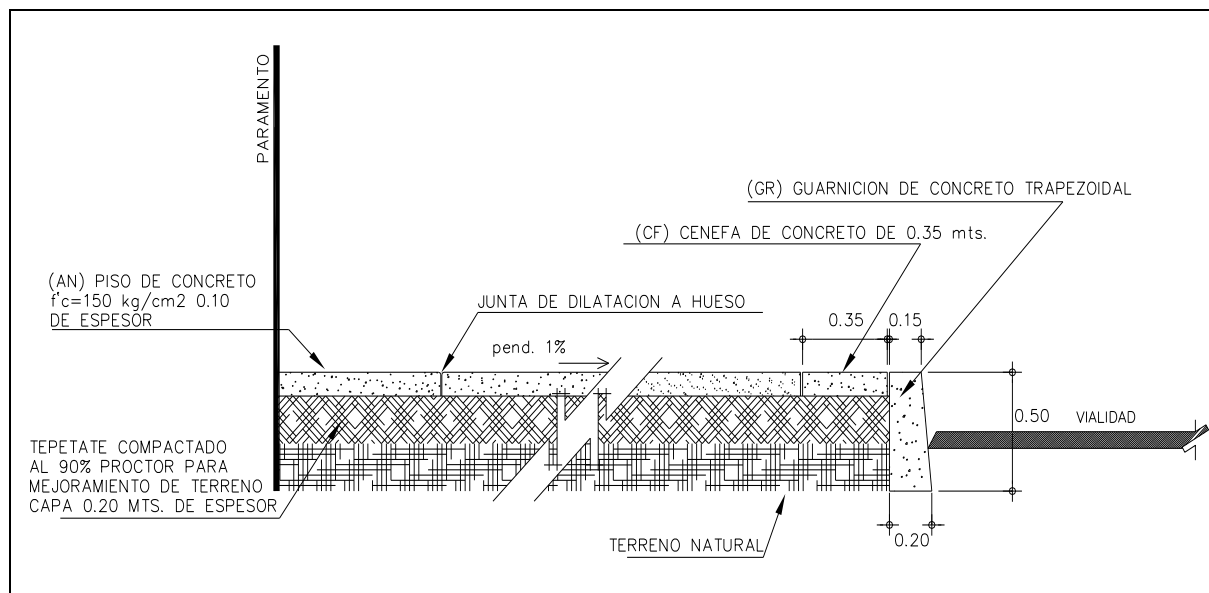


Figura. II.1.5.3a.- Detalle de Banquetas situadas debajo del Distribuidor Vial Periférico-Muyuguarda, acotaciones en cm.

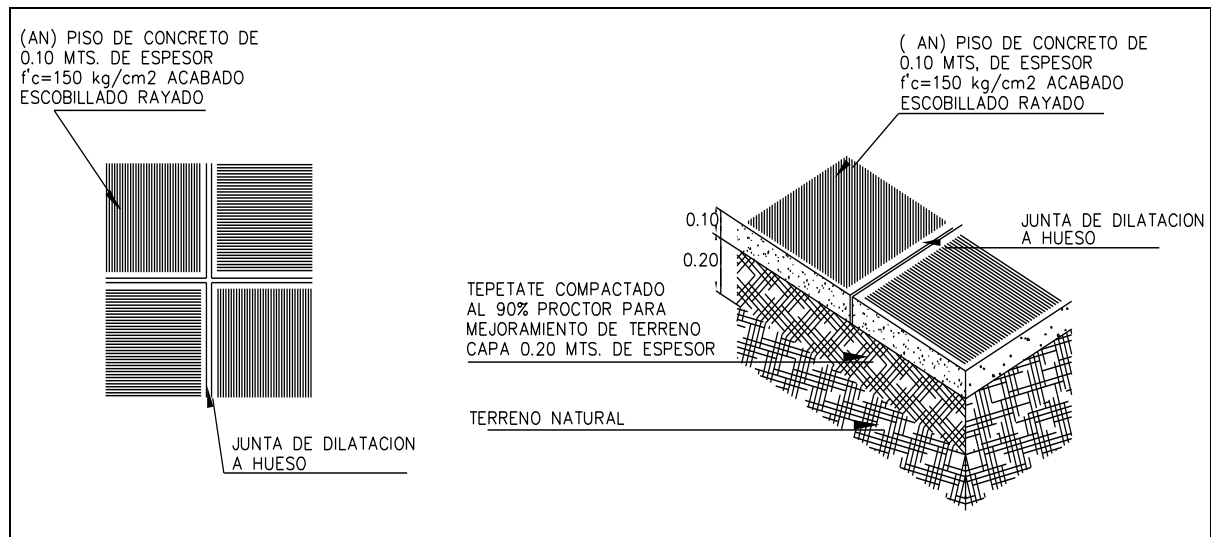


Fig. II.1.5.3b.- Detalle de junta de dilatación en piso ó banqueta.

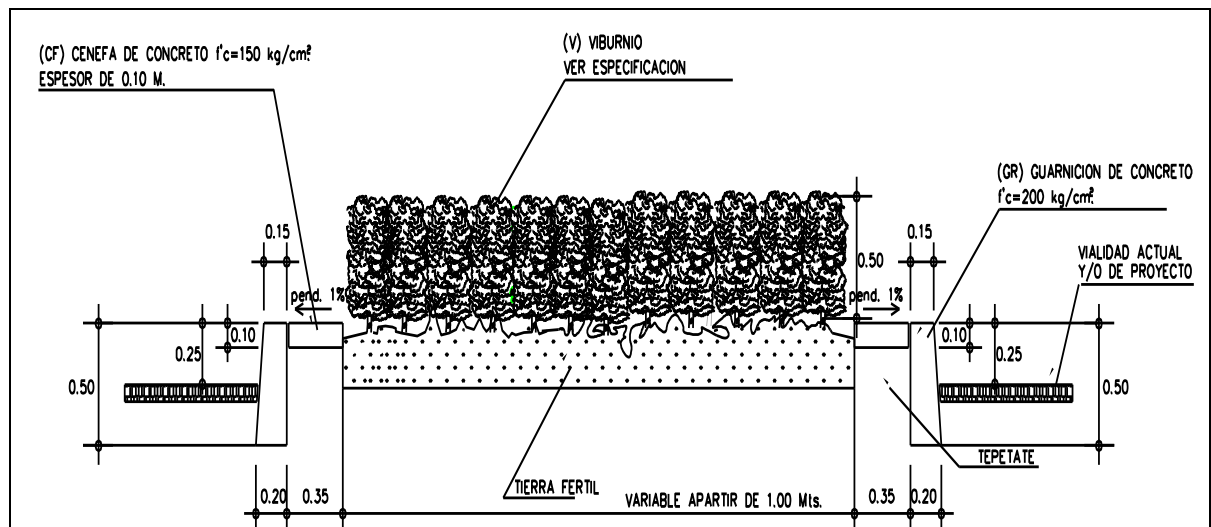


Fig. II.1.5.3c.- D-2 Detalle de jardinería en camellones centrales. Acotaciones en cm.

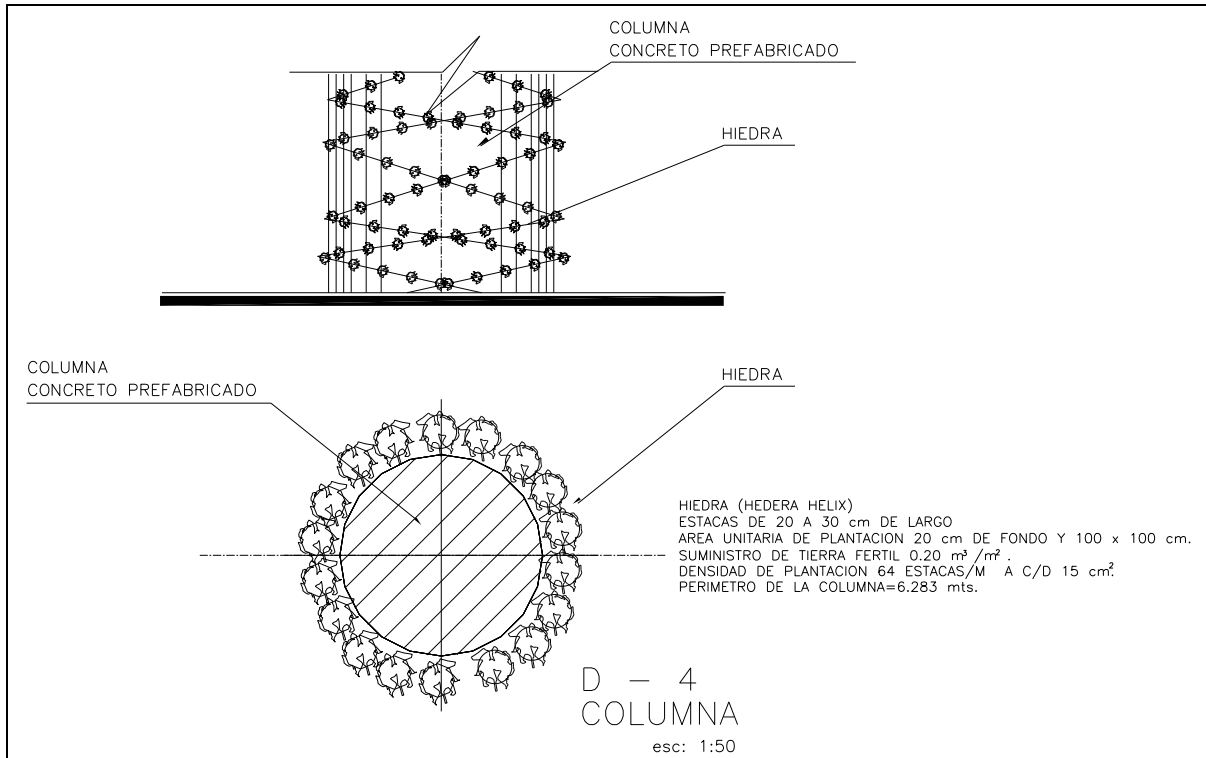


Fig. II.1.5.3d.- Detalle de jardinería en columnas del Distribuidor Vial Periférico – Muyuguarda.

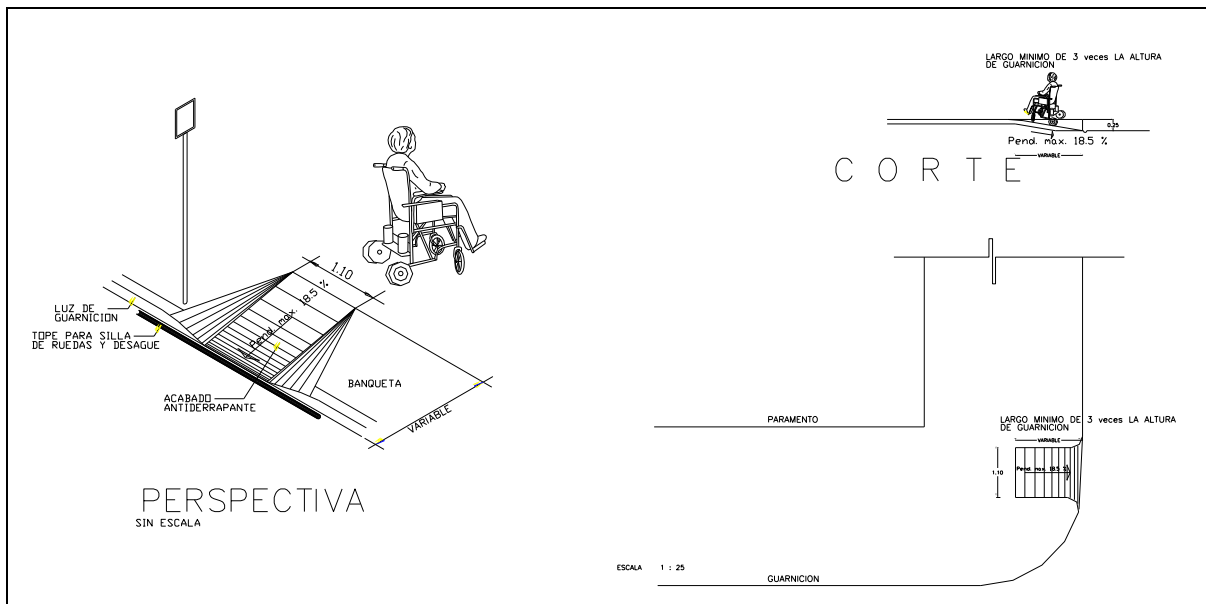


Fig. II.1.5.3e.- (RD) Rampa para discapacitados. Planta y Detalle

Dentro del Plano “Detalles de Jardinería y Obra Exterior”, se exponen algunas especificaciones a llevarse a cabo para buscar un aspecto estético a la obra congruente al entorno en el que se ubica.

ESPECIFICACIONES

(GR) Guarnición

Trapezoidal perimetral de concreto de 0.15 x 0.20 x 0.50 m de altura con $f'c = 200$ kg/cm².

(CF) Cenefa

Concreto estampado de 0.35 m ancho perimetral sobre tepetate compactado con $f'c = 150$ kg/cm². En color

(AN) Pisos

Firme de concreto de 0.10 m espesor en color estampado sobre compactación y mejoramiento de terreno, cuadros de 1.50 x 1.50 m promedio con volteador y de acuerdo a sección de columnas, con juntas de 5 cm de ancho y grava de $\frac{3}{4}$ ".

JARDÍN

RASTRERAS

(HH) Hiedra (Hedera Helix)

Estacas de 20 a 30 cm de largo.

Área unitaria de plantación 20 cm de fondo y 100 x 100 cm suministro de tierra fértil 0.20 m³/m². Densidad de plantación 64 estacas/m² a C/D 15 cm.

(TD) Taludes

Se construirá un bordo con tierra del lugar compactándolo, según las propiedades del terreno, ya sea con rodillo o pizon de mano, en capas mínimas de 20 cm de espesor hasta alcanzar una altura total de 60 cm. Y con la idea de que los taludes sean de reposo natural o sea de 1.5:1, agregando la humedad necesaria en su proceso.

Finalmente se recubrirá con una capa de tierra vegetal de 20 cm de espesor para la colocación del pasto.

Talud Jardinero

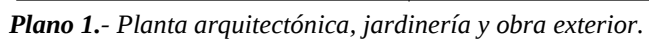
Se construirá un bordo con tierra del lugar compactándolo, según las propiedades del terreno, ya sea con rodillo o pizon de mano, en capas mínimas de 20 cm de espesor hasta alcanzar una altura total de 2.00 m (Máxima)

Agregando la humedad necesaria en su proceso.

Finalmente se recubrirá con una capa de tierra vegetal de 20 cm de espesor para la colocación de la hiedra.

REUBICACIÓN

Árboles Existentes



II.2. PROYECTO ESTRUCTURAL.

En función del proyecto arquitectónico y de estudios previos, como el de mecánica de suelos, por ejemplo, se hace el análisis y diseño estructural de la estructura proyectada, y la elaboración de los planos estructurales, donde se trata entonces de describir el comportamiento de las estructuras, lo que se requiere de ellas y la vinculación de los diferentes elementos que forman parte del proyecto.

El proyecto estructural implica dar una respuesta global que permita construir la estructura verificando ciertos criterios de seguridad, de serviciabilidad, de economía, de durabilidad, etc. En este caso la respuesta que se dará será la geometría y dimensiones de la estructura y material constitutivo, así como detalles constructivos.

Tal como se ha indicado, el proyecto debe decir cómo construir la estructura para que satisfaga determinados requerimientos. Éstos podrían ser, por ejemplo, una limitación en los movimientos del cuerpo y que, bajo las cargas posibles de actuar, la estructura no colapse.

II.2.1 ELABORACIÓN DE ANTEPROYECTO Y PROYECTO.

Con el propósito de seleccionar el tipo y las características de la estructura a proyectar, se elaboran anteproyectos que contemplarán diferentes sistemas de estructuración, tipos de materiales, procedimientos constructivos y otras características que se estimen necesarias según el caso particular.

El proyecto de un nuevo puente, comprende desde la ejecución de la ingeniería de detalle necesaria para diseñarlo, geométrica y estructuralmente, de manera que permita la continuidad del tránsito sobre un obstáculo, con seguridad y eficiencia, hasta la elaboración de los planos, especificaciones y otros documentos en los que se establezcan las características geométricas, estructurales, de materiales y de acabados de cada uno de los elementos, para proporcionar al constructor los datos que permitan su correcta ejecución.

En la elaboración del Proyecto Estructural se tomará en cuenta el análisis de la estructura por proyectar, cuyo propósito es determinar los elementos mecánicos internos y las deformaciones que experimentará cada parte.

II.2.2 CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES DEL DISTRIBUIDOR VIAL.

En el cálculo de una estructura se estudian dos magnitudes, en cuyo cálculo se exige el conocimiento completo de tales magnitudes, la primera de ellas es del tipo estático, tales como reacciones y las segundas magnitudes del tipo cinemático referentes a desplazamientos y deformaciones.

El cálculo de la estructura en cuestión consiste en determinar las magnitudes incógnitas (reacciones) estáticas y cinemáticas, que satisfacen junto con las magnitudes ya conocidas (acciones), a una serie de ecuaciones estructurales que permitan tener una serie de magnitudes estructurales en equilibrio y compatibles con sus deformaciones.

Las características que se calculan de la estructura (dimensiones de los distintos elementos constituyentes y su conexión) tienen como finalidad dar una respuesta, conocida la estructura y las acciones que intervienen en ella.

En el análisis y diseño del Distribuidor, se cubren los aspectos definitivos del proyecto estructural, es decir, conceptualizar a las estructuras que componen al proyecto en una forma cualitativa con criterios de análisis de cargas, estructuras y dimensionamiento. El Diseño Estructural de todos los elementos de la estructura, cuyo propósito es el dimensionamiento definitivo de esos elementos, se ejecutará por método de cargas de trabajo o por factores de carga, según el tipo de carga que se trate; y como parte de este diseño es requerido tomar en cuenta los elementos estructurales para los cuales se diseña la estructura del puente.

Los principales elementos estructurales que conforman a un puente (*Figura II.2.2.1*) son:

1. **La infraestructura:** Formada por el sistema de cimentación, pilotes, placas, etc., destinada a transferir las cargas a una capa del suelo resistente.
2. **Subestructura:** Parte de la cimentación apoyada sobre la infraestructura y que sirve de refuerzo, a su vez de la subestructura, los estribos, pilas, caballetes y elementos estructurales necesarios para resistir las distintas solicitaciones de cargas que van a actuar en la estructura y que salva los claros entre apoyos.
3. **Superestructura:** Parte del puente que compone todos los componentes que se encuentran por encima de los elementos de soporte como la losa, superficie de rodamiento, sobre la cual circulan los vehículos y vigas. Puede ser de asfalto o de concreto, cuya función principal es distribuir las cargas transversal y longitudinalmente en toda la longitud del puente. Las vigas son los miembros principales del puente y se diseñan para resistir el trabajo a flexión.

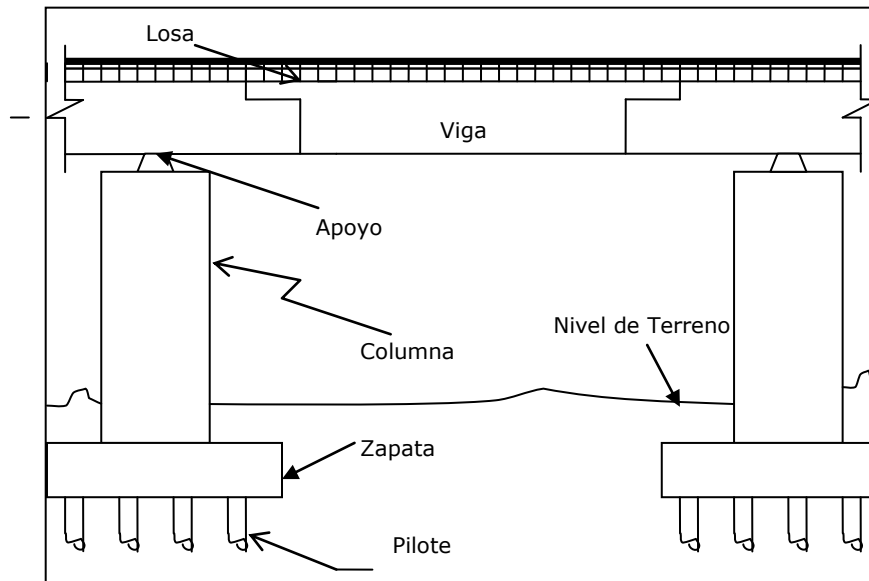


Fig. II.2.2.1.- Elementos que forman la subestructura y superestructura de un puente.

El Distribuidor Vial Periférico - Muyuguarda estará conformado por tres cuerpos principales, formado por elementos prefabricados de concreto de presfuerzo tales como pilotes, columnas, cabezales y trabes, empleando secciones Cajón T, sobre las que se cuela una losa de concreto reforzado. Esta losa, integrada a la trabe presforzada, dará lugar a la sección compuesta que aumenta sensiblemente la capacidad de la sección. Tales elementos fueron diseñados tomando en cuenta todas las características geométricas y estructurales; así como las características de las cargas a ser aplicadas a cada elemento.

El distribuidor contará también con marcos compuestos en ambos sentidos del desplazamiento vial. El sistema constructivo se desarrolla sobre una cimentación formada por zapatas y estribos, soportados sobre pilotes de punta. El cuerpo principal contará con dos carriles por sentido de circulación y tres gazas de incorporación.

II.2.3 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA

Vigas

Las vigas deben diseñarse para resistir solo las cargas verticales muertas y vivas. El dimensionamiento del elemento debe basarse en su comportamiento ante cargas de servicio comparando los esfuerzos permisibles contra los actuantes, tomando en cuenta las pérdidas, según los criterios de diseño estructural establecidos por Las Normas Técnicas Complementarias (N.T.C) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (R.C.D.F.). Una vez definida la sección con el presfuerzo correspondiente, se deberán verificar distintas condiciones de servicio, como los esfuerzos en la transferencia, encamisados y deflexiones, así como revisar condiciones de resistencia como el momento último, acero mínimo y máximo y cortante, entre otros.

Losa

La losa de concreto armado que se coloca sobre los elementos presforzados para formar la sección compuesta tiene un espesor de 15 a 20 cm dependiendo del elemento estructural sobre el que descansa. Esta losa, además de aumentar la capacidad de la sección, cumple la función de rigidizar a la superestructura tanto en el sentido vertical, para repartir las cargas vivas uniformemente a todas las trabes, como en el horizontal, para evitar movimientos relativos entre las vigas y hacer las funciones de un diafragma rígido. El espesor de la losa deberá incrementarse por concepto de desgaste si ésta será, además, la superficie de rodamiento.

La losa debe estar perfectamente ligada a las trabes, por lo que éstas estarán provistas de conectores y contarán con una superficie de contacto limpia, húmeda y rugosa. Los conectores podrán ser los mismos estribos de la viga de manera que se doblen en obra para formar la sección compuesta. En el caso de vigas T y Cajón con aletas, además de los estribos del alma, las varillas de las aletas deberán salir en los extremos de las mismas para formar otro grupo de conectores.

En las *Figuras II.2.3.1a, II.2.3.1b y II.2.3.1c*, se muestran algunas de las características de los elementos de la superestructura, así como su armado.

Para diseñar estructuras de concreto, incluido el concreto simple y el reforzado (ordinario y presforzado). Es necesario tener conocimiento de los requisitos complementarios para concreto ligero y concreto de alta resistencia; incluyendo las estructuras prefabricadas.

Estas disposiciones deben considerarse como un complemento de los principios básicos de diseño establecidos en el Título Sexto del Reglamento y en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

La resistencia (f'_c) de los concretos será especificada en los planos, refiriéndose a la resistencia que deberá obtener el espécimen de ensaye a los 28 días de elaborado el concreto. Dicha resistencia se dará en kg/cm^2 .

Para las obras clasificadas como del grupo A o B1, según se definen en el artículo 139 del Reglamento, se usará concreto de clase 1. Los requisitos adicionales para concretos de alta resistencia con resistencia especificada a la compresión, f'_c , igual o mayor que 400 kg/cm^2 se diseñan usando el valor nominal, fc^* , determinado por la ecuación: $fc^* = 0.8f'_c$.

En elementos de concreto presforzado deben revisarse los estados límite de falla y los de servicio. Se deberán tomar en cuenta las concentraciones de esfuerzos debidos al presfuerzo.

Los concretos a utilizar en este proyecto, tendrán las siguientes resistencias (*Tabla II.2.3.A*), excepto en el elemento que indique otra resistencia.

Resistencia del concreto	Elemento
$f'_c = 100 \text{ kg/cm}^2$	Plantillas
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	Pilas
$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$	Cimentaciones
$f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$	Columnas
$f'_c = 450 \text{ kg/cm}^2$	Cabezal
$f'_c = 450 \text{ kg/cm}^2$	Trabes
$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$	Firmes
$f'_c = 450 \text{ kg/cm}^2$	Conexión zapata-columna
$f'_c = 450 \text{ kg/cm}^2$	Conexión trabe-columna
$f'_c = 450 \text{ kg/cm}^2$	Relleno entre candelero y columna ("grout")

Tabla II.2.3.A.- Resistencia del concreto de los diferentes elementos que conforman el puente.

Estos concretos quedan clasificados en;

Concreto clase 1. Cuando la resistencia especificada sea igual o mayor a 250 kg/cm^2 .

Concreto clase 2. Cuando la resistencia especificada sea menor a 250 kg/cm^2 .

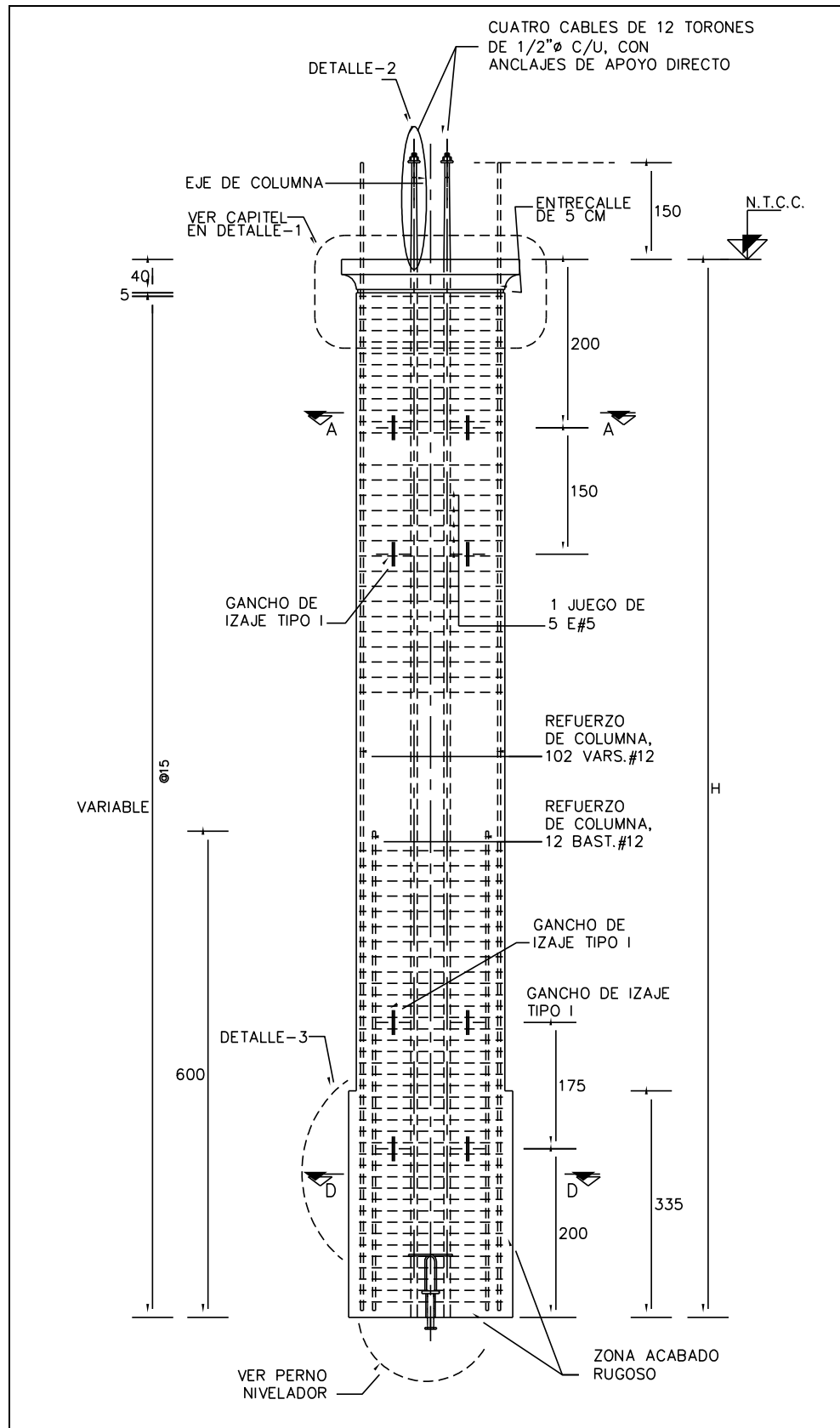


Fig. II.2.3.1a.- Elevación Columnas, Eje A-10, A-11. Acotaciones en cm

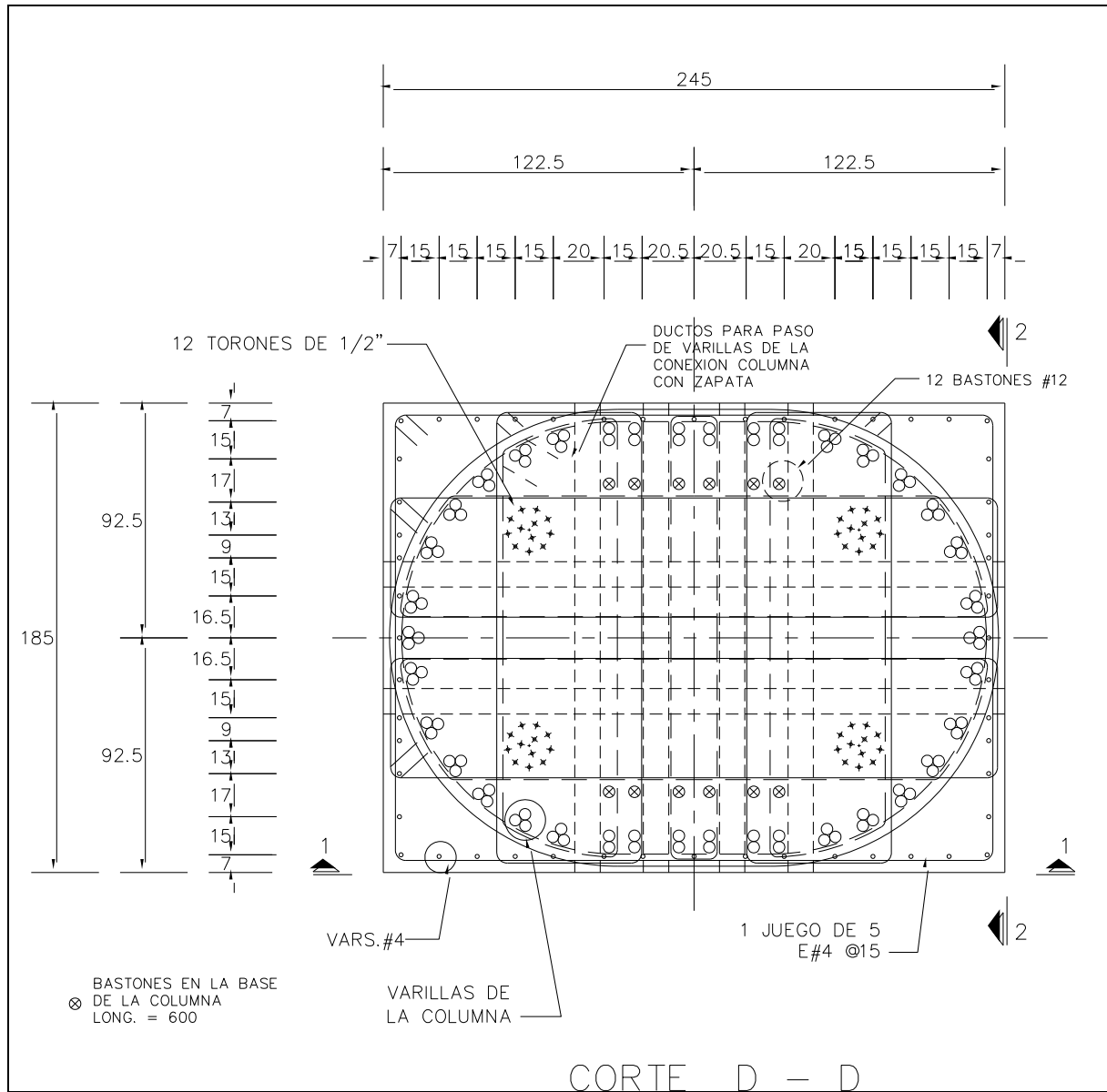


Fig. II.2.3.1b.- Refuerzo de columnas A-10 y A-11. Acotaciones en cm

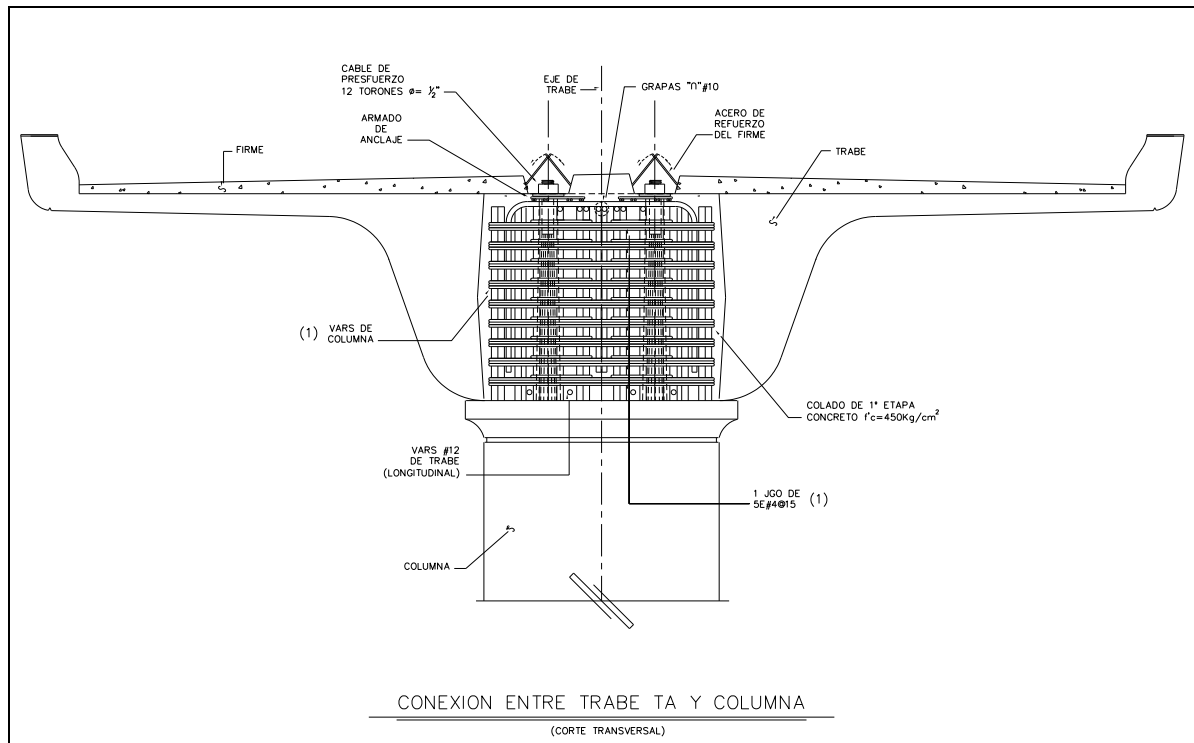


Fig. II.2.3.1c.- Detalle de Conexión entre Traveses T9 con las Columnas A – 10 y A – 11.

Uno de los elementos de la superestructura del Distribuidor Vial, son las traveses, las cuales, para este proyecto, son tipo cajón prefabricadas de concreto de presfuerzo. A continuación se muestran diferentes vistas de la trabe tipo cajón ATA9-2 de conexión con las columnas A-10 y A-11. Figuras II.2.3.2a, III.2.3.2b y III.2.3.2c.

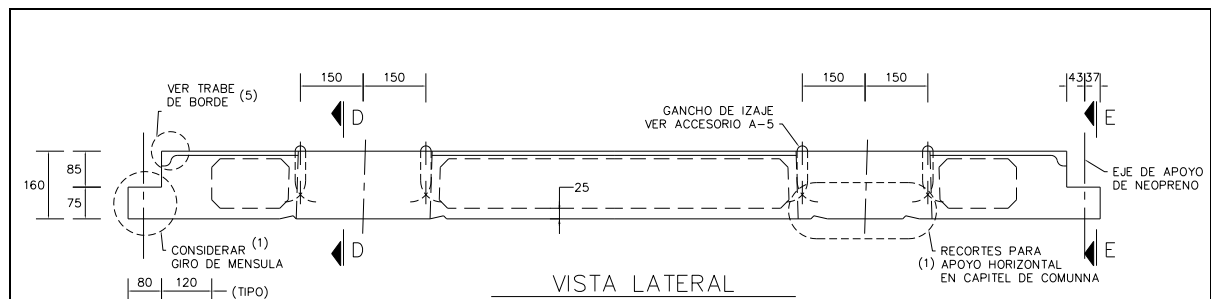
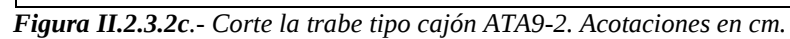
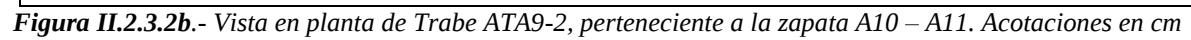


Figura II.2.3.2a.- Vista lateral de trabe ATA9-2. Acotaciones en cm



La conexión entre traveses se puede apreciar en las siguientes figuras. *Figura II.2.3.3a* y *Figura II.2.3.3b*, respectivamente.

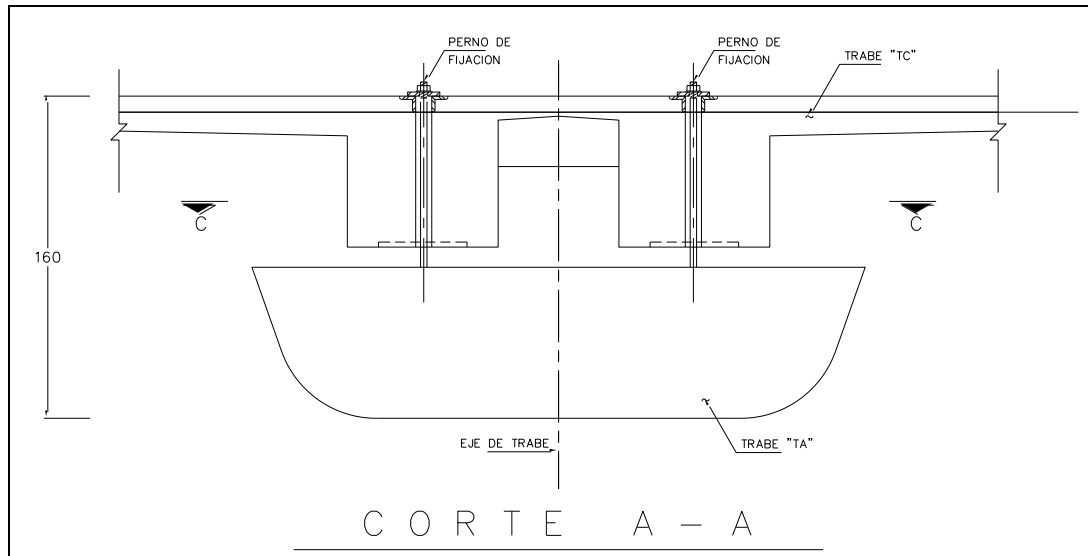


Figura II.2.3.3a.- Detalle de Conexión entre traveses. Acotaciones en cm.

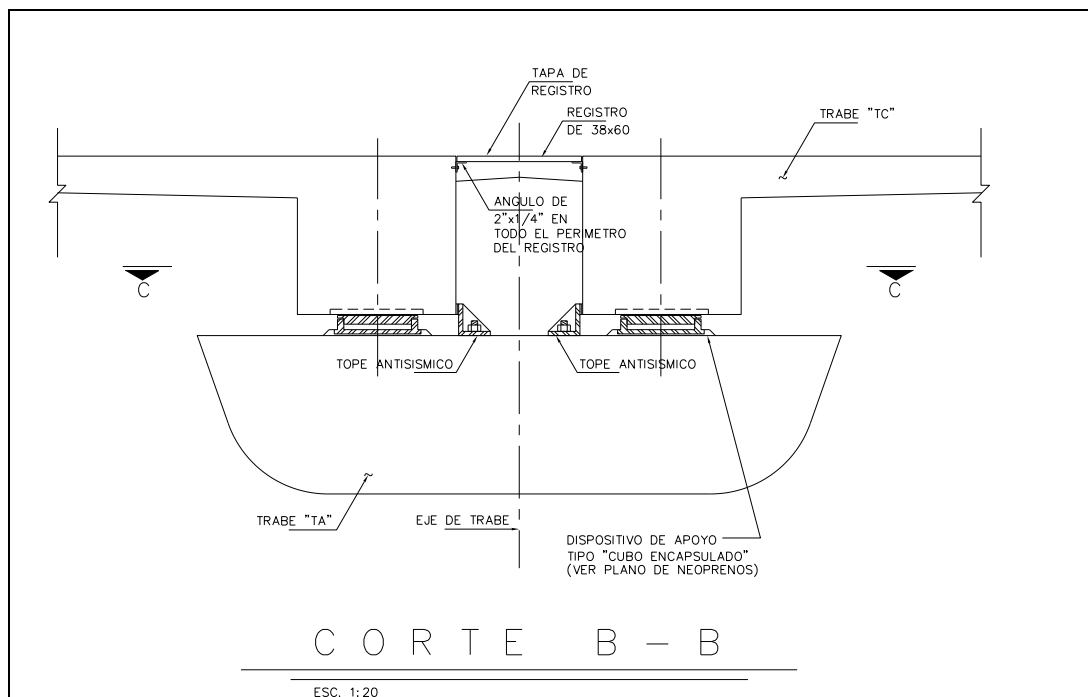


Figura II.2.3.3b.- Detalle de Conexión entre traveses

II.3. MAGNITUD Y DISTRIBUCIÓN DEL SISTEMA DE CARGAS.

La determinación de las cargas a ser aplicadas a una estructura es una tarea difícil, de ahí que se tengan que estudiar con gran detenimiento, para de ésta manera definir las condiciones de la distribución de cargas que debe soportar la estructura. Esto puede requerir a menudo una recolección de datos en el lugar que se ubicará la estructura y ésta información forma parte del modelado de las condiciones de carga.

Por lo general las cargas son modeladas como cargas puntuales concentradas, cargas lineales o cargas superficiales. Una carga puntual puede, por ejemplo, representar la acción de otro componente estructural que entra en contacto con otro miembro, el soporte de una pieza pesada de equipo en el suelo o la rueda de un camión en la cubierta de un puente. Las cargas lineales son cargas expresadas en fuerza por unidad de longitud, como el peso de una pared divisoria que actúa sobre una trabe de apoyo. Las cargas superficialmente distribuidas se dan en términos de fuerza por unidad de área y se suelen transformar a cargas lineales para el análisis de las estructuras. La carga lineal mencionada se debe a una carga distribuida que puede en el peso por unidad de área del sistema de piso y del peso asociado con el pretendido uso del área, por ejemplo un salón de clases, una biblioteca o una bodega.

II.3.1 CARACTERÍSTICAS DE LAS CARGAS PRODUCIDAS POR LA ESTRUCTURA.

La magnitud y las características de las cargas son informaciones esenciales para la selección y el diseño del sistema de cimentación más conveniente para el proyecto. Para la identificación de las cargas partiremos del Proyecto Arquitectónico, del cual se observa que el distribuidor tiene una forma variable y de longitud considerable, la cual contribuye a tener una mayor contribución de peso sobre el suelo por medio de columnas de soporte, las cuales tienen claros considerables entre ellas (de 29 a 35 m, aproximadamente).

Las cargas sobre la estructura y su peso propio se pueden considerar como un conjunto de fuerzas que es necesario transmitir a una capa del suelo que sea capaz de resistirlas y disiparlas, para obtener una respuesta favorable en cuanto a la estabilidad y funcionamiento de las estructuras.

Para la determinación de las acciones o cargas, es necesario consultar los criterios y normas en las que se especifican las cargas posibles que pueden considerarse. Para el caso de un puente las acciones a considerar se describen a continuación.

II.3.2 DEFINICIÓN Y CLASIFICACIÓN DE LAS CARGAS.

Las cargas y acciones sobre las estructuras viales se definen y clasifican como sigue:

CARGAS PERMANENTES.

Las cargas permanentes son las que tiene una variación despreciable durante la vida de la estructura y son:

- Cargas muertas
- Empujes de tierras
- Empujes hidrostáticos

CARGAS VARIABLES

Las cargas variables son las que tienen una variación importante durante la vida de la estructura, con una alta frecuencia de ocurrencia y son:

- Carga viva
- Impacto
- Fuerza centrífuga

CARGAS EVENTUALES

Las cargas eventuales son las producidas por acciones que ocurren ocasionalmente durante la vida de la estructura, como:

- Viento
- Sismo
- Frenaje
- Fricción
- Variación de temperatura
- Subpresión
- Contracción por fraguado
- Flujo plástico
- Asentamientos diferenciales.

II.3.3 CLASIFICACIÓN DE CARGAS CON FINES DE DISEÑO.

- Cargas de Servicio.

Se denominan cargas de servicio a las que se considera que su valor real, actúan sobre la estructura y que se emplean en el diseño estructural por el método de cargas de trabajo.

- Cargas últimas.

Se denominan cargas últimas a las que tienen un valor igual al de la carga de servicio multiplicado por un factor de carga y que se emplean en el diseño estructural por el método de factores de carga.

SOLICITACIONES

La superestructura de un puente se diseña fundamentalmente para resistir cargas vivas vehiculares. Cargas accidentales como viento y sismo deben ser resistidas por la subestructura.

- **CARGA MUERTA**

Son las cargas permanentes que actúan sobre la estructura. Las cargas muertas se basan en el conocimiento del peso volumétrico y en las dimensiones del material utilizado para la construcción del sistema estructural. Se debe incluir dentro de la carga muerta el peso propio de las trabes, la losa y la carpeta asfáltica. Las cargas de las banquetas, guarniciones y parapetos pueden considerarse como repartidas en todas las trabes; si bien es cierto que las trabes extremas soportarán estas cargas, también lo es que las mismas no pasará carga viva.

- **CARGA VIVA**

Se consideran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las construcciones y que no tiene carácter permanente. Existen dos tipos de carga viva, las debidas al paso de peatones y las ocasionadas por el paso de vehículos.

Carga viva vehicular. Para el caso de carreteras, la SCT en la Ley General de Vías de Comunicación contiene tres sistemas de cargas para considerarse en el proyecto estructural de puentes, la carga viva máxima entre la T3-S2-R4 o la T3-S3 para un carril, y la carga HS-20 en los demás carriles, cuyas cargas y distancias entre ejes se muestran en la *Figura II.3.3.1*.

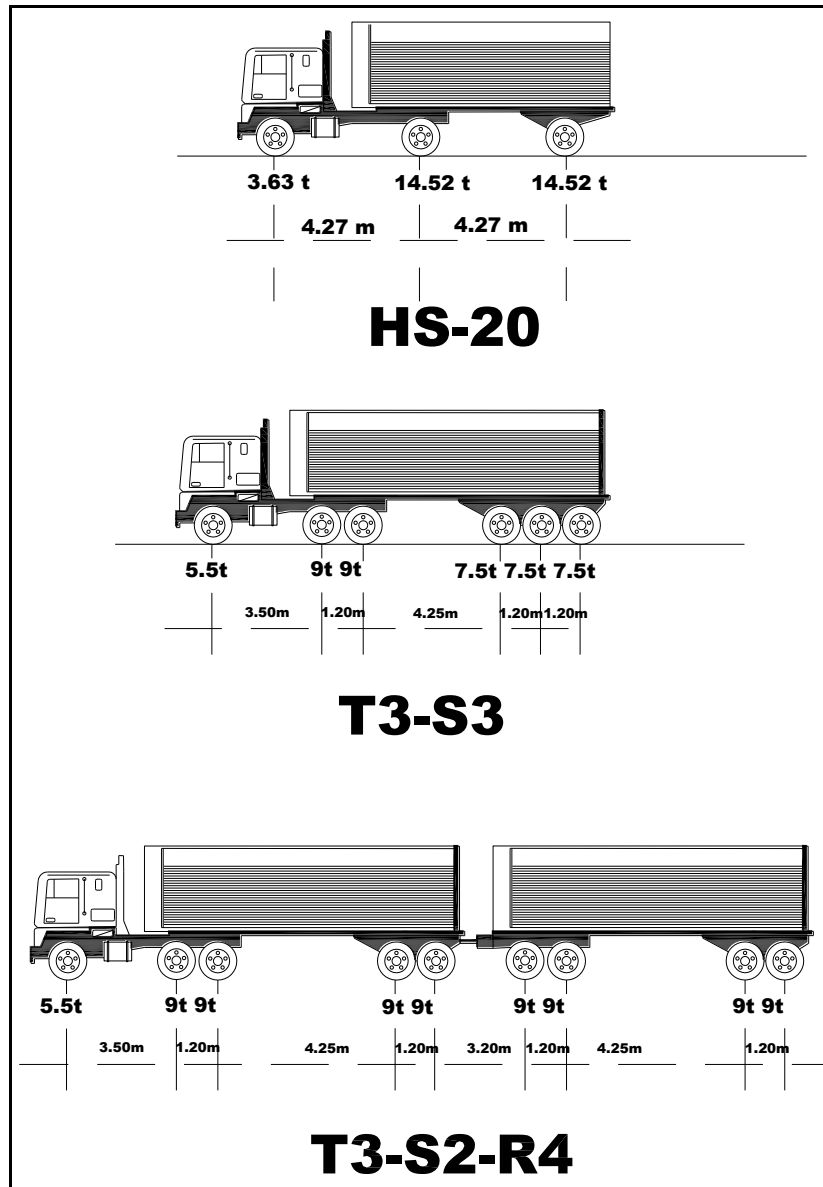


Fig. III.3.3.1.- Pesos y dimensiones de vehículos HS-20, T3-S3 y T3-S2-R4[§]

[§] Son cargas móviles (AASHTO), en donde “HS” consiste en un camión semi-remolque, T3-S3 representa un Tractocamión con tres ejes (T3) y tres ejes en el Semi-remolque (S3); para el T3-S2-R4, se tiene un Tractocamión con tres ejes (T3), con Semi-remolque de dos ejes (S2) y un Remolque con cuatro ejes (R4).

Además de conocer las cargas de diseño y las características de cada camión, es importante conocer las dimensiones del carril de diseño, ya que de él dependerá el número de camiones que circularán por el puente. Estas dimensiones se muestran en la *Figura II.3.3.2*.

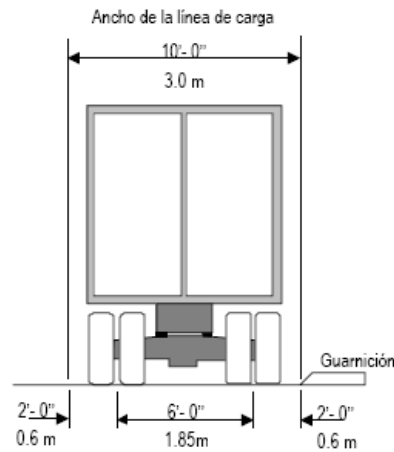


Figura II.3.3.2.- Ancho del carril de carga

- **IMPACTO**

En la medida en que los vehículos se aproximan y entran a un claro del puente, el efecto dinámico tiende a incrementar la magnitud de la carga. Las fuerzas provocadas por la carga viva se deben incrementar para tener en cuenta la vibración y la aplicación súbita de cargas. Este incremento según las normas AASHTO** se calcula mediante la fórmula:

$$I = \frac{15.24}{L + 38}$$

Donde

$I =$ es el coeficiente de Impacto y

L = es la longitud del claro (m). I nunca excederá de 30 por ciento.

*** Asociación Americana de Carreteras Estatales y de Transportación Oficial, (AASHTO, por sus siglas en inglés).

II.3.4 CARGAS EVENTUALES

Las cargas que actúan en una subestructura son las que le transfiere la superestructura más las cargas laterales como sismo y viento, empuje de tierras y corrientes de agua, entre otros pueden causar colapsos y daños a las estructuras.

- **SISMO**

Para el caso de puentes, las propiedades de comportamiento inelástico y sobrerresistencia para edificios, utilizando el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, pueden diferir significativamente, por lo que aplicarlo en puentes puede afectar la seguridad de los mismos ante sismos.

Los puentes normalmente tienen separaciones entre sus apoyos mayores que el tamaño estándar de un edificio. En estos casos, el movimiento sísmico puede variar sensiblemente de un apoyo a otro. Esto se traducirá en movimientos distintos entre esos apoyos y por consiguiente un mayor riesgo de falla de la superestructura.

Para determinar las cargas sobre las estructuras debidas a la acción de los sismos se utilizan los siguientes métodos de análisis^{††}, cuyos criterios de aplicación se establecen a continuación:

- Método simplificado
- Método Dinámico y
- Métodos experimentales

MÉTODO SIMPLIFICADO.

Este método es aplicable a estructuras que, según su comportamiento sísmico, son del Tipo 1s (Estructuras regulares en las cuales la superestructura está formada por tramos libremente apoyados). El análisis se realiza en dos direcciones ortogonales horizontales, considerando para cada una de ellas el efecto de una fuerza horizontal equivalente (S) independiente, aplicada en el centro de gravedad de la estructura. Dicha fuerza horizontal se determina mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{c}{Q} W$$

^{††} Según la Norma de la SCT, N-PRY-CAR-6-01-005/01, la cual se refiere a Nuevos Proyectos Carreteros en el capítulo de Sismo.

Donde:

S = Fuerza horizontal equivalente,

c = Ordenada máxima del espectro sísmico correspondiente a la zona sísmica donde se ubique la estructura y tipo de suelo donde se desplantará, y que se obtiene de la *Tabla II.3.4.A*.

Q = Factor de comportamiento,

W = Peso de la estructura.

La relación c/Q no debe ser menor que la ordenada al origen que el espectro sísmico correspondiente (a_0), que se obtiene de la *Tabla II.3.4.A*, según la zona sísmica donde se ubique la estructura y el tipo de suelo en que se desplantará.

MÉTODO DINÁMICO.

El análisis puede ser *Modal Espectral* o *Paso a Paso*, tomando en cuenta lo siguiente:

ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

La ley de frecuencias de los modos naturales de vibración de la estructura se obtiene por métodos reconocidos de dinámica estructural, tomando las previsiones necesarias para incluir los efectos de interacción suelo-estructura.

La participación de cada modo de vibración de la estructura en las fuerzas que actúan sobre ella, se define con base al espectro sísmico para la zona sísmica donde se ubique la estructura y para el tipo de suelo en que se desplante.

La respuesta total (R) de la estructura a la acción sísmica, se obtiene combinando las respuestas (R_i) a los diferentes modos de vibración que se consideren, con forme a la siguiente expresión:

$$R = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_i^2}$$

Donde:

R = Respuesta total de la estructura

n = Número total de modos de vibración que se consideren en la respuesta total de la estructura.

R_i = Cualquier respuesta a los modos de vibración de la estructura que se consideren. La respuesta puede ser una fuerza, cortante, momento flexionante o desplazamiento, entre otras.

ANÁLISIS PASO A PASO.

Para éste análisis se deben definir los acelogramas del sismo de diseño, pudiendo emplearse los de sismos reales, sismos simulados, o combinaciones de éstos, siempre y cuando se utilicen movimientos representativos, cuyas características de intensidad, duración y contenido de frecuencias sean compatibles con el riesgo sísmico del sitio en que se ubica la estructura. Debe a demás definirse la ley constitutiva esfuerzo-deformación para obtener la respuesta no lineal que mejor se ajuste a las características de la estructura.

MÉTODOS EXPERIMENTALES.

Consisten en la ejecución de estudios experimentales en prototipos y modelos físicos, mediante técnicas reconocidas, que permitan estimar la sismicidad del sitio, la respuesta del suelo y la respuesta de la estructura.

TABLA II.3.4.A.- Valores característicos del espectro sísmico para estructuras del Tipo B^{††}

Zona sísmica	Tipo de suelo	a_o	c	T_a (S)	T_b (S)	r
A	I	0,02	0,08	0,2	0,6	$\frac{1}{2}$
	II	0,04	0,16	0,3	1,5	$\frac{2}{3}$
	III	0,05	0,20	0,6	2,9	1
B	I	0,04	0,14	0,2	0,6	$\frac{1}{2}$
	II	0,08	0,30	0,3	1,5	$\frac{2}{3}$
	III	0,10	0,36	0,6	2,9	1
C	I	0,09	0,36	0,2	0,6	$\frac{1}{2}$
	II	0,13	0,50	0,3	1,4	$\frac{2}{3}$
	III	0,16	0,64	0,6	1,9	1
D	I	0,13	0,50	0,2	0,6	$\frac{1}{2}$
	II	0,17	0,68	0,3	1,2	$\frac{2}{3}$
	III	0,21	0,86	0,6	1,7	1
E	I	0,04	0,16	0,2	0,6	$\frac{1}{2}$
	II	0,08	0,32	0,3	1,5	$\frac{2}{3}$
	III	0,10	0,40	0,6	3,9	1

Cualquiera que sea el método de análisis que se emplee, los puentes se revisarán bajo la acción sísmica de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno (Efectos bidireccionales), cada componente con el 100 por ciento de los efectos en la dirección de análisis más el 40 por ciento en la otra dirección.

^{††} Puentes y estructuras similares ubicados en o sobre carreteras de dos carriles. N-PRY-CAR-6-01-005/01 Normas de Proyecto de Carreteras, Parte 6. "Proyecto de Puentes y Estructuras en el Título 01. Proyecto de Nuevos Puentes y Estructuras Similares del Capítulo 005. Sismo

LONGITUD MÍNIMA DE APOYO.

A menos que se realice un análisis más riguroso, la longitud mínima de apoyo para traves, D (mm), estará dada por la siguiente expresión:

$$D = (300 + 2 \cdot L + 8 \cdot H) (1 + 0.000125 S^2)$$

En donde:

L = es la longitud del claro en metros entre dos apoyos adyacentes, entre el apoyo y la junta de expansión más cercana, o la suma de las longitudes a los lados de una articulación dentro de un claro;

H = es la altura, en metros, de la pila cuando está formada por una o varias columnas, o la altura promedio de las columnas o pilas más cercanas si se trata de una junta de expansión, o la altura promedio de las columnas entre el estribo y la junta de expansión más cercana que soporta la superestructura si se trata de un estribo; $H = 0$ para puentes de un solo tramo; y

S = es el ángulo de esviajamiento del apoyo en grados medido desde una línea normal al claro.

COLINDANCIAS.

A fin de evitar colisiones de la estructura con puentes vecinos o con otros módulos del mismo puente, deberá dejarse una holgura entre ellos de por lo menos

$$S_h = 300 + \Delta_1 + \Delta_2$$

Donde

S_h = es la holgura (en mm)

Δ_1 y Δ_2 = son los desplazamientos máximos totales (en mm) de ambas estructuras a la altura en donde se espere pueda ocurrir golpeteo durante el sismo de diseño.

• VIENTO

Para determinar las cargas debidas a la acción del viento sobre las estructuras, aunque éstas son bajas y pesadas, se utilizan los siguientes métodos de análisis^{§§}, cuyos criterios de aplicación se establecen a continuación:

MÉTODO ESTÁTICO

Este método es aplicable a estructuras comunes que, según su respuesta a la acción del viento, son del Tipo 1v (Estructuras poco sensibles a los efectos de ráfaga y a los dinámico, como puentes rígidos), sin cables que la soporten, con una altura de rasante mayor de 10 metros sobre el nivel más bajo del terreno que cruza, con un claro máximo de 50 metros o cuando se considere necesaria una velocidad de diseño de viento mayor de 160 Kilómetros por hora, por razones de importancia de la estructura, de su ubicación regional y de las características del terreno circundante, considerando lo siguiente.

VELOCIDAD DE DISEÑO.

La velocidad de diseño del viento, a partir de la cual se determinan los efectos que éste produce sobre la estructura, se obtiene con la siguiente fórmula:

$$V_D = F_T F_\alpha V_R$$

Donde:

V_D = Velocidad de diseño del viento, (km/h)

F_T = Factor de topografía, que depende de las características del relieve del terreno circundante, (adimensional)

F_α = Factor de exposición, que considera los efectos de la exposición local, el tamaño y la altura de la estructura, (adimensional)

V_R = Velocidad regional del viento, en el sitio donde se ubica la estructura, (km/h)

FACTOR DE TOPOGRAFÍA

A menos que se realicen estudios experimentales mediante modelos a escala en túneles de viento o mediciones en el sitio donde se construirá la estructura, el factor de topografía (F_T) se tomará de la *Tabla II.3.4.B*, según las características del terreno circundante:

^{§§} Según la Norma de la SCT N-PRY-CAR-6-01-004/01 para el proyecto de nuevos puentes del capítulo: Viento

Sitio	Topografía	F_T
Protegidos	Bases de promotorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0,80
	Valles cerrados	0,90
Normales	Terrenos prácticamente planos, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%.	1,00
Expuestos	Terrenos inclinados con pendientes entre 5% y 10%, valles abiertos y litorales planos.	1,10
	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10%, cañadas cerradas y valles que formen un embudo o cañón, islas.	1,20

Tabla II.3.4.B.- Factor de Topografía (F_T) para el método estático

FACTOR DE EXPOSICIÓN

El factor de exposición se calcula con la expresión:

$$F_{\alpha} = F_C F_{rz}$$

Donde:

F_{α} = Factor de exposición, (adimensional)

F_C = Factor de tamaño, (adimensional), que según el tamaño de la estructura (Te), se toma de la *Tabla II.3.4.C*

F_{rz} = Factor de rugosidad, (adimensional), que depende del tamaño de la estructura (Te), la altura del centro de gravedad del área expuesta sobre el nivel del terreno y de la rugosidad del terreno del lado del barlovento, y que se calcula mediante las siguientes fórmulas:

$$\begin{array}{lll}
 F_{rz} = 1,56 \left(\frac{10}{\delta} \right)^{\alpha} & \text{Si} & z \leq 10\text{m} \\
 F_{rz} = 1,56 \left(\frac{z}{\delta} \right)^{\alpha} & \text{Si} & 10\text{ m} < z \leq \delta \\
 F_{rz} = 1,56 & \text{Si} & z > \delta
 \end{array}$$

Donde:

z = Altura del centro de gravedad del área expuesta sobre el nivel del terreno, (m)

δ = Altura a partir del nivel de terreno, por encima de la cual la velocidad del viento es prácticamente constante, donde ya no influye la rugosidad del terreno, (m)

α = Exponente adimensional que determina la forma de variación del viento con la altura

Categoría del terreno según su rugosidad	Exponente α			Altura δ (m)
	Tamaño de la estructura (Te) (Máxima dimensión horizontal o vertical)			
	$Te < 20$ m	$20 \leq Te < 50$ m	$Te \geq 50$ m	
Campo abierto plano sin obstrucciones	0,099	0,101	0,105	245
Campo abierto en lomerío con algunas obstrucciones	0,128	0,131	0,136	315
Campo abierto montañoso con numerosas obstrucciones, zonas boscosas o suburbanas.	0,156	0,160	0,171	390
Zonas urbanas	0,170	0,177	0,193	455
Factor de Tamaño (Fc)	1,00	0,95	0,90	-----

Tabla II.3.4.C.- Elementos para determinar el factor de exposición (F_a) para el método estático.

II.3.5 DISTRIBUCIÓN DE CARGAS.

La distribución de las cargas aportadas por la superestructura y la subestructura a la infraestructura – el cual es el tema principal de este documento - se realizará por métodos auxiliares de cimentación, que para el caso de éste Distribuidor son 37 zapatas aisladas las cuales, a su vez, la distribuyen a los pilotes prefabricados de sección cuadrada. Es conveniente que las zapatas de cimentación sean elementos altamente rígidos para que las cargas se distribuyan uniformemente a todos los pilotes. Como se mencionó anteriormente, la transferencia de las cargas se hace a través de las zapatas, debajo de las cuales se coloca el número de pilotes necesario para resistir la carga transmitida por las columnas correspondientes.

El cálculo de las fuerzas que actúan en cada pilote individual de un grupo, bajo una zapata rígida, suele hacerse suponiendo que ésta produce una variación lineal de presiones debajo de ella, de manera que es aplicable la fórmula general de flexocompresión. De esta manera, si existen n pilotes de igual sección debajo de una zapata sujeta a una carga vertical W , aplicada con excentricidades e_x y e_y con respecto al centroide de los pilotes, la carga en cada uno resulta:

$$N_i = W \left[\frac{1}{n} + \frac{e_x x_i}{\sum x_i^2} + \frac{e_y y_i}{\sum y_i^2} \right]$$

En donde:

x_i y y_i = son las coordenadas de cada pilote con respecto al centroide del grupo. La *Figura II.3.5.1*, muestra éste caso.

n = número de pilotes de igual sección

W = carga vertical

N_i = carga en cada uno de los pilotes

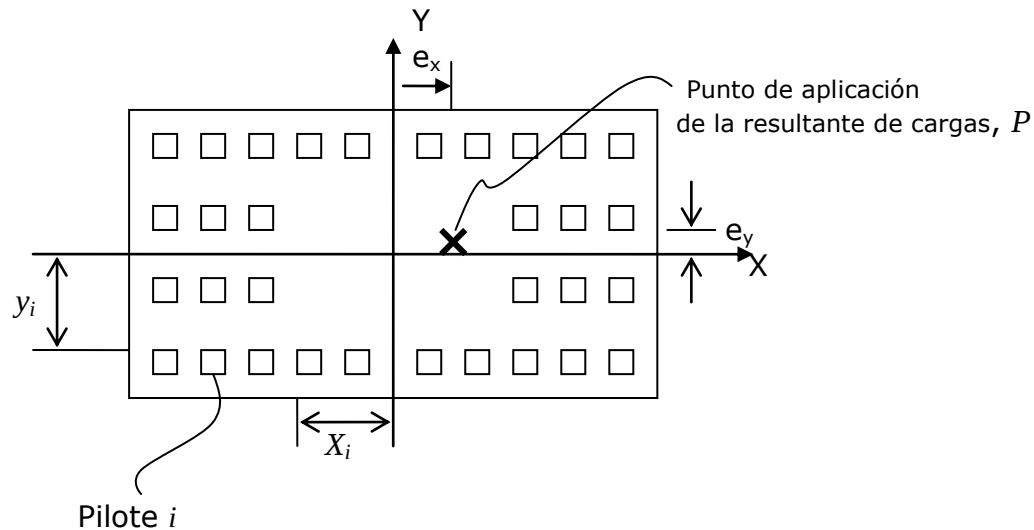


Figura II.3.5.1.- Distribución de cargas en un grupo de pilotes de una zapata de cimentación.

Reiterando, para transmitir la carga de la estructura a los pilotes se requieren elementos intermedios que sean capaces de resistir altas concentraciones de cargas impuestas por las columnas y trabes. Estos elementos son zapatas de cimentación, las cuales son una ampliación de la base de las columnas y que tienen por objeto transmitir las cargas al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo.

Los pilotes se distribuyen bajo la zapata respetando los requisitos de espaciamiento y separación mínima del borde. Es siempre conveniente que, bajo las cargas de servicio, el centro de aplicación de la carga coincida con el centroide de los pilotes. Cuando el número de pilotes bajo una zapata es alto, las cargas que éstos transmiten se asemejan a una presión uniforme y el diseño de la zapata es idéntico al que se realiza cuando ésta se apoya directamente sobre el suelo.

Por su notable peralte y por las altas cargas concentradas que tienen que transmitir, es común que las zapatas sobre pilotes se refuercen en ambos lechos con estribos, colocando además refuerzos en lechos intermedios, para cumplir con los requisitos por cambios volumétricos.

Por otra parte, para poder identificar la intensidad de carga que la estructura aportará, la cual es necesario que la cimentación distribuya al subsuelo, se requiere tener identificado el peso de los elementos prefabricados que conforman a la estructura en su totalidad, así como su distribución geométrica y la cantidad de apoyos factibles sobre la cual se apoyaran, siendo así posible determinar la magnitud del peso por apoyo.

Siendo algunos de estos elementos prefabricados de concreto como las columnas oblongas del Eje A10 – A11, las cuales tiene longitudes que van desde los 15.32 m para el caso de la columna A10 y de 14.40 m para la A11, con un peso total, que incluye el capitel de cada columna, de **151.20 t** para la columna A10 y **145.80 t** para la A11. Otro elemento prefabricado, el cual estará soportado por las columnas anteriores, es la Trabe ATA9-2, la cual tendrá una longitud variable de aproximadamente 16.60 a 19.60 m con un peso total de aproximadamente **84 t**.

Análisis de cargas:

Ancho de calzada de 7.00 m,

Un ancho de acotamiento de 0.75 m obteniendo un ancho total de 8.50 m.

Claro entre apoyos de 12.012 m

Número de carriles = 2

La carpeta asfáltica se tiene de 0.07 m, pero se consideran futuros reencarpetamientos sin extracción de material, proponiendo entonces, un espesor de 0.10 m.

Carga Adicional:

Peso firme de compresión = $0.20 \text{ m} \times 8.50 \text{ m} \times 19.60 \text{ m} \times 2.4 \text{ t/m}^3 = 79.97 \text{ t}$

Peso carpeta asfáltica = $0.10 \text{ m} \times 7.00 \text{ m} \times 19.60 \text{ m} \times 2.2 \text{ t/m}^3 = 30.18 \text{ t}$

Peso pretil = $(0.07 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 19.60 \text{ m} \times 2.4 \text{ t/m}^3) \times 2 = 3.29 \text{ t}$

 $\Sigma = 113.44 \text{ t}$

Peso Trabes TC + firme + asfalto + pretil = $(84 \text{ t} + 79.97 \text{ t} + 30.18 \text{ t} + 3.29 \text{ t})/2$
= 98.72 t

Por lo tanto, una estimación aproximada, acerca del peso total aplicado a la zapata A10 – A11 es la suma de los pesos anteriores.

Peso total aplicado*** = $151.20 \text{ t} + 145.80 \text{ t} + 84 \text{ t} + 113.44 \text{ t} + 98.72 \text{ t}$
= 480.33 t

*** Este peso total aplicado a la Zapata A10-A11 es solo el aproximado de la carga muerta (Peso propio de la estructura), faltando la contribución por carga viva (Transito vehicular) y cargas accidentales (Sismo y viento).

CAPÍTULO III.

PROYECTO DE CIMENTACIÓN.

El estudio de cimentación del proyecto “Distribuidor Vial Periférico-Muyuguarda”, se realizó tomando en cuenta los antecedentes del proyecto en sí. Tomando como base su localización general dentro del Valle de México, la descripción del proyecto, así como las características de la estructura (las cuales fueron tratadas previamente en los capítulos anteriores), las características locales, como hundimientos e historia de cargas.

Tomando también en cuenta las características de la obra, tales como, el uso que se le va a dar, los materiales de construcción a emplearse, el proyecto arquitectónico, las dimensiones y el proyecto estructural del cual se desprenden el conocimiento de las cargas producidas por tal proyecto y los momentos de volteo producidos por las excentricidades de la resultante de las combinaciones de carga respecto al centroide del área de cimentación.

La consideración de los antecedentes anteriores hacen notar que es necesario tener un claro conocimiento del suelo sobre el cual se pretende construir dicho Distribuidor Vial; por tal motivo, se presenta a continuación el estudio de Mecánica de Suelos del proyecto.

III.1 MECÁNICA DE SUELOS.

Dentro del proyecto de mecánica de suelos surge la necesidad de contar, tanto en la etapa de proyecto, como durante la ejecución de la obra misma, con datos, firmes, seguros y suficientes respecto al suelo con el que se tiene que trabajar. Los datos obtenidos de campo deben proporcionar un proyecto exacto de las propiedades físicas del suelo, las cuales deben ser consideradas en laboratorio.

En el laboratorio de Mecánica de Suelos es donde se obtienen los datos definitivos, dependiendo del tipo de proyecto a construirse en el lugar, es donde se decidirá las pruebas más adecuadas para definir las características de deformación y resistencia a los esfuerzos en el suelo en el que se ha de trabajar.

Previo al análisis en laboratorio se deben obtener las muestras de suelo, es decir, se requiere llevar a cabo una exploración y muestreo del suelo en campo y obtener las muestras apropiadas para realizar las correspondientes pruebas necesarias de laboratorio.

Por procedimientos simples y económicos, debe procurarse adquirirse una información preliminar suficiente respecto al suelo, información que con ayuda de pruebas de clasificación, tales como granulometría y límites de plasticidad, permita formarse una idea clara de los problemas que se han de esperar en el proyecto. De esta forma, investigando todas aquellas propiedades físicas del suelo de las que se pueda sospechar que lleguen a plantear en la obra una condición crítica. La realización de una nueva serie de pruebas definitivas suele presentar nuevas exigencias respecto a las muestras de suelo con las que se cuente, lo cual obligará, en general, a efectuar nuevas operaciones de sondeo y muestreo, con el fin de obtener las muestras definitivas.

De esta manera, se tendrán dos tipos de sondeos: preliminares y definitivos, cada uno con sus métodos propios de muestreo.

Para el caso particular del proyecto del Distribuidor Vial Periférico-Muyuguarda, el estudio de geotecnia se realizó, primero bajo una exploración correspondiente del lugar con el objetivo principal de conocer las condiciones estratigráficas que se presentan en la zona donde quedarán ubicadas las cimentaciones y después con los datos obtenidos de laboratorio de cada una de las muestras obtenidas se procedió a interpretarlas en gabinete y elaborar el informe de Mecánica de Suelos para la ejecución del proyecto ejecutivo de éste Distribuidor Vial.

III.1.1 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA.

Con el objeto de determinar las condiciones geotécnicas en las que se desarrolla el proyecto, se recuperó la mayor información posible de la zona y posteriormente ésta información fue verificada mediante recorridos de inspección superficial, tal como lo define el Artículo 171 del capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el DF. A partir del reconocimiento, se planteó el programa de exploración de campo, el cual consistió en la ejecución de sondeos exploratorios en los sitios, que por sus características son representativos del escenario geotécnico en donde se proyecta el puente, tal fue el caso de los sondeos denominados SPT-1 y SPT-2 (*Figura III.1.1.1*); mientras que en una segunda etapa, se realizaron dos sondeos selectivos, uno denominado SS-1 y el otro SS-2, en el sitio en que la estratigrafía definida en la primera etapa mostró que los estratos arcillosos tenían consistencia blanda y baja resistencia al esfuerzo cortante y por lo tanto, interesaba conocer su comportamiento mecánico de los estratos de la formación arcillosa superior como en los de la formación inferior. La ubicación de los sondeos se muestra en la *Figura III.1.1.2*.

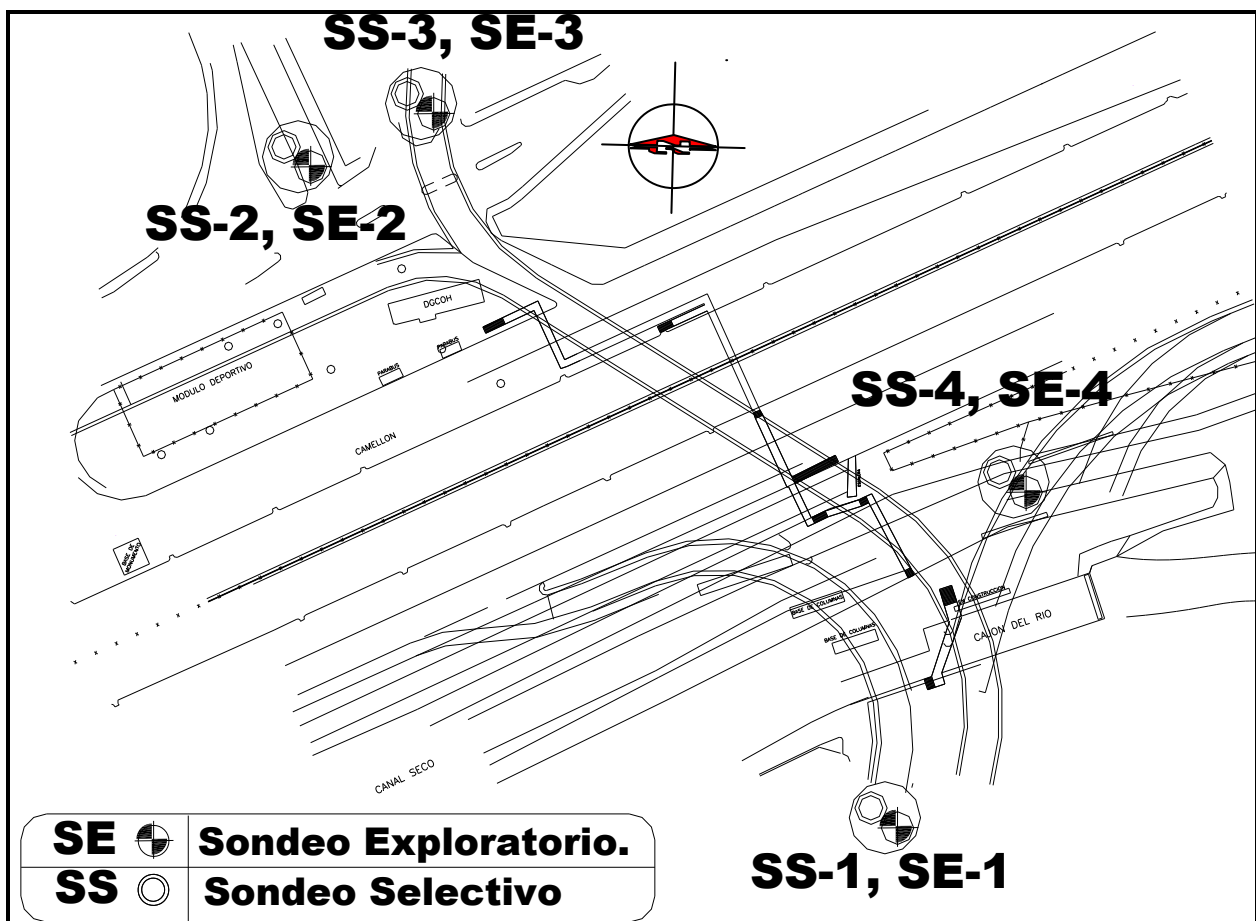


Figura III.1.1.2.- Ubicación de Sondeos Exploratorios y Selectivos.

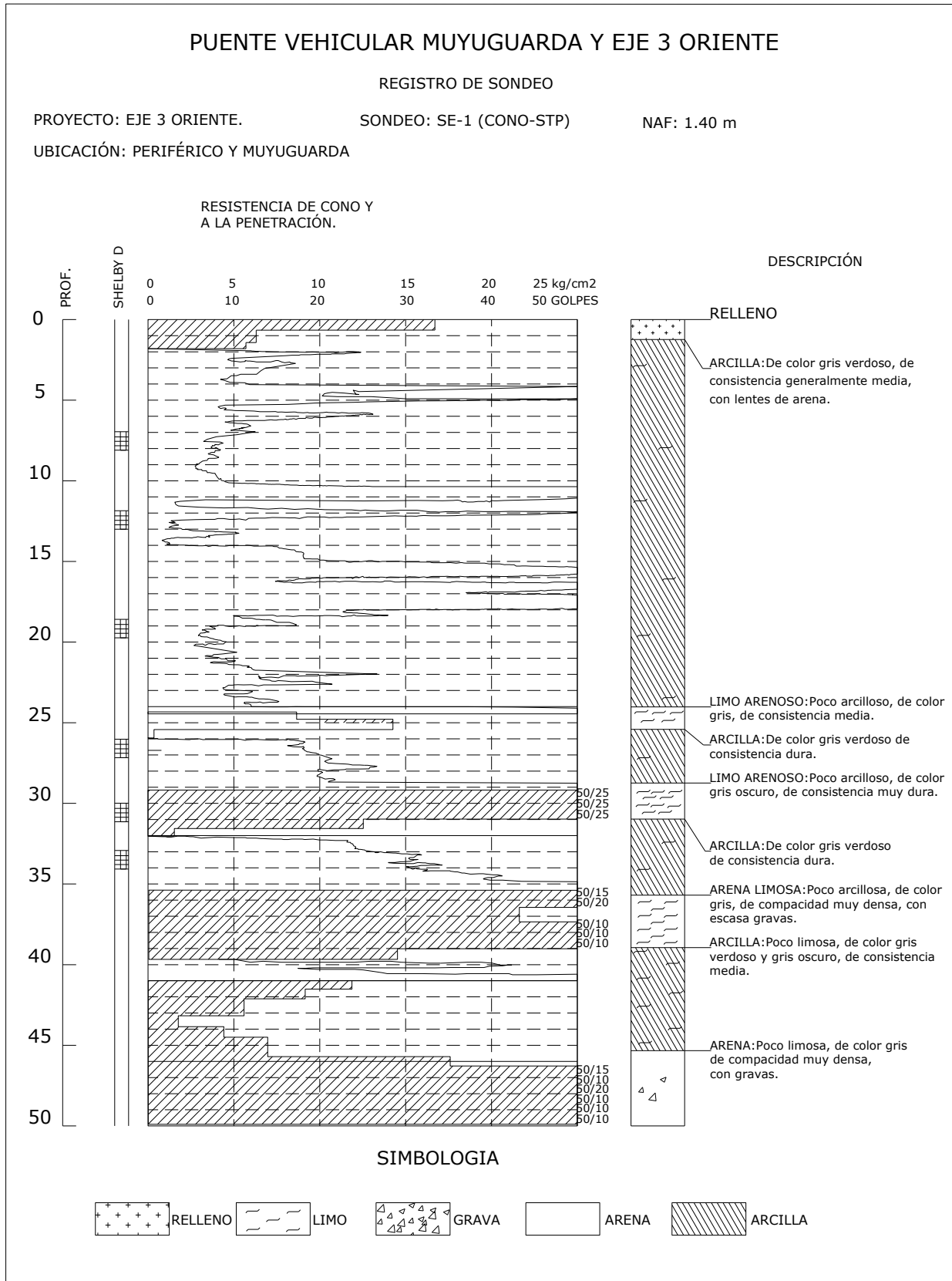


Figura III.1.1.1.- Registro de Sondeo Exploratorio SE-1 (Cono-STP).

Los sondeos fueron ejecutados combinando el muestreo alterado mediante la prueba de penetración estándar (STP por sus siglas en inglés) y por medio de la determinación de la resistencia obtenida con el cono eléctrico.

El muestreo alterado se obtuvo con el equipo y procedimiento de la prueba de penetración estándar (STP) que en términos generales consiste en hincar un muestreador especial (muestreador o penetrómetro estándar) de dimensiones específicas, mediante energía dinámica proporcionada por un martinete de 64 kg de peso, dejando caer libremente de una altura constante de 75 cm; este método, además de permitir la obtención de muestras, proporciona un índice cualitativo de la compacidad o consistencia de los suelos, en función a su resistencia a la penetración, definida como el número de golpes necesarios para avanzar 30 cm.

La determinación de la resistencia de los estratos blandos, se obtuvo con el cono eléctrico, el cual permitió determinar las variaciones con la profundidad de las resistencias a la penetración de punta y fricción del cono, así también como precisar cambios en las condiciones estratigráficas del sitio y estimar la resistencia al corte de los suelos mediante correlaciones empíricas.

El muestreo inalterado se obtuvo a partir de sondeos selectivos (SS) se los cuales se obtuvieron muestras inalteradas del suelo mediante el hincado a presión de un tubo de pared delgada tipo Shelby.

Todas las muestras del suelo fueron clasificadas manual y visualmente en el campo de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.) y posteriormente fueron protegidas contra la humedad y etiquetadas convenientemente para su traslado al laboratorio.

III.1.2 ENSAYES DE LABORATORIO

En las muestras obtenidas durante la exploración, se realizaron los ensayos de laboratorio necesarios tanto para definir la clasificación de los materiales, como para determinar los parámetros mecánicos que interesan conocer para los análisis geotécnicos requeridos, relajándolos sin dejar de vigilarlos y con el suficiente interés, pues de ellos depende en gran medida el éxito o fracaso de del diseño de la obra. A continuación se hace una breve descripción de todos los ensayos efectuados.

ENSAYES PARA DETERMINAR LAS PROPIEDADES ÍNDICE DEL SUELO.

Las propiedades índice se determinaron a partir de los siguientes ensayos:

- Clasificación visual y al tacto (SUCS)
- Contenido natural de agua
- Límites de plasticidad (Líquido y Plástico)
- Densidad de Sólidos
- Granulometría
- Porcentaje de finos

De las muestras alteradas e inalteradas, se extrajo una porción de material para efectuar la clasificación visual y al tacto, de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), así como para la determinación de su contenido natural de agua.

Para precisar la clasificación del material, en muestras selectivas, se realizaron granulometrías, porcentaje de finos y se determinaron los límites de plasticidad. Los datos así obtenidos sirvieron para elaborar un corte transversal longitudinal con la profundidad de los perfiles estratigráficos de los sondeos.

Algunos de los resultados de las pruebas de laboratorio de las propiedades índice son mostrados a continuación. *Tablas III.1.2.A y III.1.2.B:*

OBRA: DISTRIBUIDOR VIAL PERIFÉRICO-MUYUGUARDA							PRUEBA: DENSIDAD DE SÓLIDOS			
SONDEO No.	PROF. (m)	MATRAZ No.	W MATRAZ + SUELO + H ₂ O (gr)	W MATRAZ + H ₂ O (gr)	PESO DEL SUELO SECO (gr)	W MATRAZ + SUELO + H ₂ O A T (C°)	TEMP. (C°)	GRAVEDAD ESPECIFICA	S _s	PROM
SC-4	4.00-4.90	2	294.83	244.82	50.01	688.33	22.2	0.99773	2.352	2.347
M-01 inf.		4	314.53	264.52	50.01	690.04	22.4	0.99769	2.342	
SC-4	6.90-7.80	7	314.69	264.70	49.99	689.77	22.1	0.99773	2.185	2.189
M-01 inf.		8	315.52	256.54	49.98	690.89	22.9	0.99775	2.192	
SC-4	13.00-13.90	1	303.76	258.69	45.07	700.54	22.9	0.99758	2.164	2.158
M-01 inf.		3	300.84	255.73	45.11	707.48	22.9	0.99758	2.152	
SC-4	21.20-22.10	5	308.88	263.78	45.10	703.84	22.9	0.99758	2.231	2.247
M-01 inf.		6	294.04	248.94	45.10	695.96	22.9	0.99758	2.263	
SC-4	24.30-25.20	2	310.77	260.67	50.10	687.98	24.2	0.99729	2.335	2.338
M-01 inf.		4	304.03	253.93	50.10	689.88	24.2	0.99729	2.340	

Tabla III.1.2.A.- Resultados de la prueba de Densidad de Sólidos

OBRA: DISTRIBUIDOR VIAL PERIFÉRICO-MUYUGUARDA					PRUEBA: PORCENJE DE FINOS		
SONDEO No.	MUESTRA No.	PROF. (m)	TARA No.	PESO DEL SUELO SECO W d + T (gr)	W d + T DESP. DE Lavado, (gr)	PESO DE TARA W – T (gr)	FINOS %
SC-4	1 med.	4.00-4.90	517	50.71	11.98	10.80	97.0
	2 inf.	6.90-7.80	503	36.87	12.93	10.81	91.9
	3 inf.	13.00-13.90	505	27.94	10.72	10.53	98.9
	4 inf.	21.20-22.10	551	36.37	12.51	10.96	93.9
	5 inf.	24.30-25.20	501	52.97	13.77	11.03	93.5

Tabla III.1.2.B.- Resultados de la prueba Porcentaje de Finos.

Una de las propiedades índice realizadas en laboratorio fueron los límites de consistencia (Límite Líquido y Límite Plástico), los cuales son fases generales por las que pasa el suelo al irse secando y no existen criterios estrictos para distinguir sus fronteras; por lo cual el establecimiento de éstas ha de hacerse en forma convencional.

El Límite Líquido (LL) es el contenido de agua que debe tener un suelo remoldeado para que una muestra en que se haya practicado una ranura de dimensiones normalizadas se cierre, sin resbalar en su apoyo, al sostenerla a un impacto de 25 golpes bien definidos en un aparato especializado.

El Límite Plástico (LP) es el contenido de agua con el que se rompe en fragmentos de tamaño definido un rollo de 3.2 mm (1/8") de diámetro formado con el suelo al rodarlo, con la palma de la mano, sobre una superficie plana.

La diferencia entre el Límite Líquido y el Plástico se llama índice de plasticidad, y mide el intervalo de contenido de agua en el cual el suelo es plástico.

A continuación se presenta el ensaye para determinar la propiedad índice de Límites de consistencia (líquido y plástico), *Tabla III.1.2C*, tomando la tercer prueba realizada a una profundidad de 13.00-13.90 m, simplemente para dar un ejemplo de las cinco pruebas hechas a distintas profundidades llegando la última de ellas hasta los 24.30-25.20 m.

PROCEDENCIA: DISTRIBUIDOR PERIFÉRICO-MUYUGUARDA SONDEO: <u>SS-1</u> MUESTRA: <u>3 INF.</u> PROF: <u>13.00-13.90</u> CLASIF.: <u>ARCILLA CAFÉ OBSCURO</u>						
LÍMITE LÍQUIDO						
No. DE GOLPES	TARA No.	W m + T (gr)	W d + T (gr)	W T (gr)	W %	RESUMEN
35	222	19.40	10.53	7.64	306.9	Cont. nat. de agua (W %) Límite Líquido (LL%) <u>309.8</u> Límite plástico (LP%) <u>63.3</u> Índice de plasticidad (IP%) <u>246.5</u> SUCS <u>CH</u> Consistencia relativa
25	225	17.33	8.89	6.16	309.2	
15	212	18.77	10.17	7.44	315.0	
9	218	17.81	8.98	6.22	319.9	
LÍMITE PLÁSTICO						
	TARA No.	W m + T (gr)	W d + T (gr)	W T (gr)	W %	CONTRACCIÓN LINEAL
	229	18.20	14.86	9.59	63.4	L. inc. cm. L. final cm Cont. Lin. %
	255	18.48	15.29	10.24	63.2	

Tabla III.1.2.C.- Ensaye para la determinación del Límite Líquido y Plástico.

III.1.3 ENSAYES PARA DETERMINAR PARÁMETROS MECÁNICOS.

A las muestras inalteradas se efectuaron ensayos para la determinación de los parámetros de resistencia y deformación.

Las pruebas mecánicas realizadas a las muestras fueron las siguientes:

- Ensaye de compresión simple cíclica q_u
- Ensaye de resistencia al esfuerzo cortante tipo Triaxial UU*** (no consolidada no drenada)
- Pruebas de consolidación unidimensional.

La resistencia a la compresión simple y compresión triaxial se obtuvieron de probetas cilíndricas de 3.5 cm de diámetro y de 8.5 cm de altura, aplicando una velocidad de deformación controlada de 1 mm/min, obteniéndose las curvas esfuerzo deformación y de resistencia última.

Para la prueba de consolidación unidimensional estándar se realiza sobre una muestra labrada en forma de cilindro aplastado, es decir de pequeña altura en comparación a la sección recta. La muestra se coloca al interior de un anillo que le proporciona confinamiento lateral y entre dos piedras porosas de sección circular y sobre la superior se coloca una placa con una esfera que transmitirá los incrementos de carga aplicados.

III.1.4 MODELO GEOTÉCNICO

Geología de la zona.

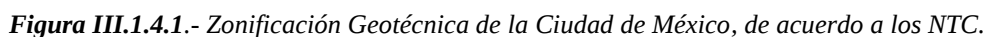
De acuerdo con la Zonificación Geotécnica establecida en las Normas Técnicas Complementarias (NTC) para el diseño y construcción de cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), el puente se ubica en la Zona Geotécnica III o "Zona de Lago" (*Figura III.1.4.1*), que se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen en una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas.

De acuerdo con el mapa de isopropundidades a los depósitos profundos que aparecen en las NTC para el diseño por sismo (*Figura III.1.4.2*), se tiene que para el puente en estudio esta profundidad se ubica a 25 m.

El nivel de aguas freáticas se encuentra en la zona a 1.4 m.

*** Unconsolidated-Undrained Test. Drenes cerrados en la primera etapa de la prueba. No se permite la consolidación. En la segunda etapa No se permite el drenaje en la etapa de falla.

Dado que los tramos estudiados pertenecen a la Zona de Lago, se estima que el periodo dominante del suelo es de 1 seg de acuerdo con lo observado en curvas de igual periodo dominante en esta zona.



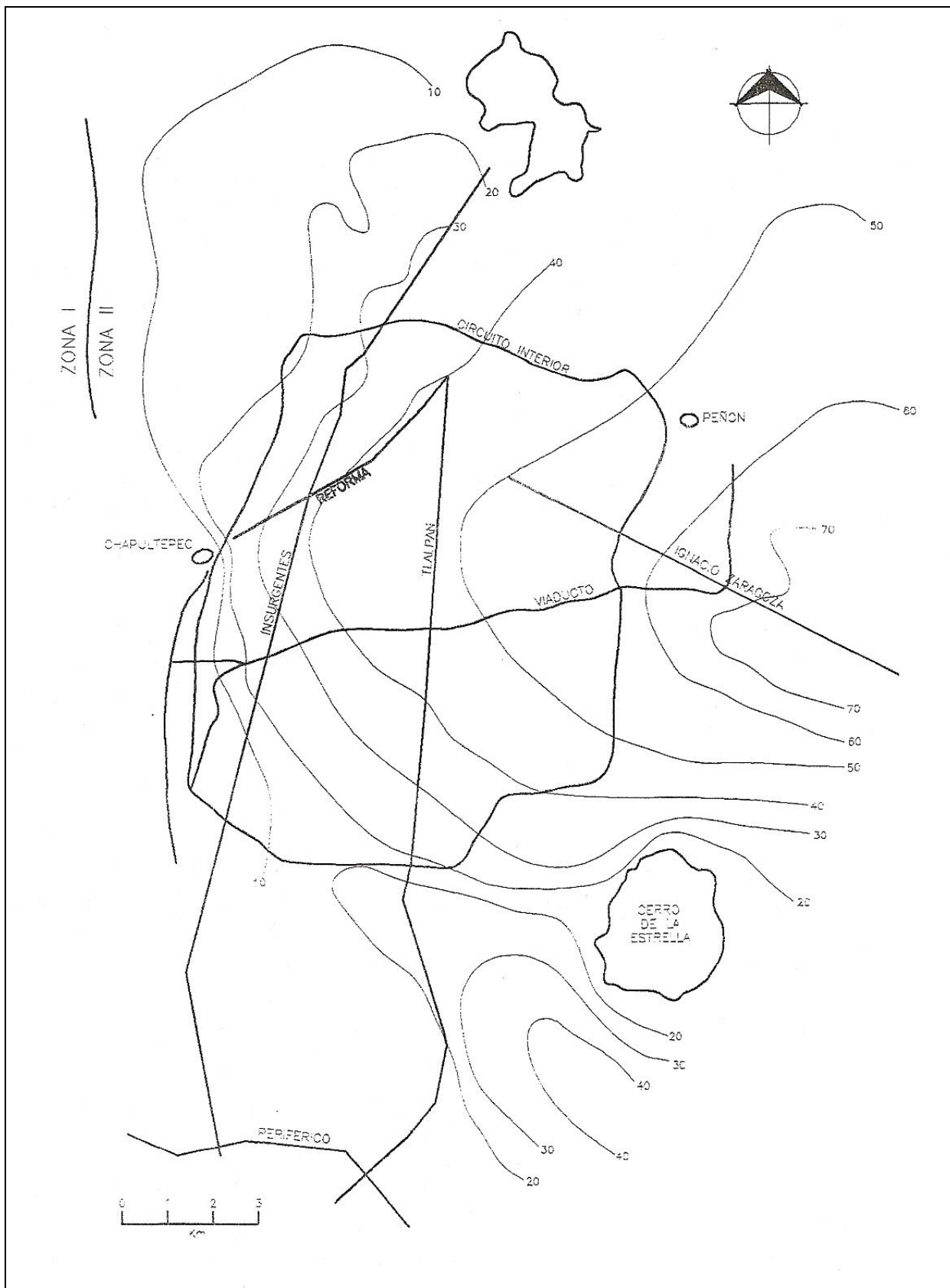


Figura III.1.4.2.- Profundidad de depósitos profundos

III.1.5 ESTRATIGRAFÍA Y PROFUNDIDADES.

Tal como se mencionó en la geología regional, los perfiles estratigráficos muestran claramente los tres depósitos característicos que definen la Zona de Lago; es decir la costra superficial, la formación arcillosa superior y una capa dura, por lo que a continuación se describen las propiedades obtenidas en ellas en laboratorio.

- 1. COSTRA SUPERFICIAL.-** Está formada por rellenos de 1 m de espesor y le subyace una costra endurecida de arcillas de color gris verdoso de consistencia media a dura que se extiende hasta una profundidad de 5 m. La arcilla en éste estrato, en prueba de compresión triaxial tiene cohesiones aparentes de 5.4 t/m^2 , peso volumétrico de 1.58 t/m^3 , contenidos de agua de 59.4%, relación de vacíos de 1.35 y grados de saturación de 100%.
- 2. FORMACIÓN ARCILLOSA SUPERIOR.-** Está constituida por arcillas de alta plasticidad, de consistencia variable (blanda y media a dura), a partir de 5 m y hasta 31 m de profundidad. Este depósito arcilloso tiene contenidos de agua variable entre 87% y 301%, relaciones de vacíos entre 1.95 y 6.45, grados de saturación cercanos al 100%. En pruebas de compresión triaxial presenta cohesiones aparentes variables entre 0.9 (en estratos blandos) y 5.6 t/m^2 (en estratos de consistencia media a dura).
- 3. CAPA DURA Y FORMACIÓN ARCILLOSA INFERIOR.-** De 22 m hasta 45 m de profundidad, se detectan los depósitos conocidos como capa dura y a la 2ª formación arcillosa inferior. Los primeros y los que corresponden a la capa dura son los limos arenosos, de color gris claro y tienen una consistencia dura presentando cohesiones aparentes de 6.6 t/m^2 , relación de vacíos de 2.36, contenidos de agua de 98% y pesos volumétricos de 1385 kg/m^3 y los que corresponden a la formación arcillosa son las arcillas de color verdoso.

RESPUESTA SÍSMICA DEL SITIO.

El coeficiente sísmico aplicable al análisis sísmico de las estructuras, se definirá en función de los espectros de respuesta calculados y las características de la estructura; sin embargo, para estructuras con periodo fundamental en un rango de 3 a 4 seg, el coeficiente sísmico será de 0.4 g que deberá incrementarse en 50% para estructuras del grupo "A", según el Artículo 139 del Capítulo I del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el DF, como es el caso de este puente, según lo marca las Normas Técnicas Complementarias para el diseño por sismo.

III.2 CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA CIMENTACIÓN.

Como se ha mencionado anteriormente, el diseño de cimentaciones en la Ciudad de México presenta dificultades muy superiores a las que se encuentran en otras grandes ciudades del mundo, principalmente en la Zona Lacustre del Valle de México, en donde la alta compresibilidad del subsuelo arcilloso es necesario tomar en cuenta el hundimiento regional inducido por el bombeo de agua en los estratos profundos y la ocurrencia de sismos cuya intensidad alcanza valores extremadamente altos por la amplificación resultante de la deformabilidad de las mismas arcillas blandas. Todas estas consideraciones deben ser tomadas en cuenta y estudiadas con fin de desarrollar un sistema de cimentación adecuado a las características especiales de la estructura a desarrollarse.

Por lo que, de acuerdo con los resultados de la exploración junto con las características estructurales del proyecto, se consideró necesario el empleo de una cimentación formada por un sistema de contratraves unidas con una losa intermedia y trabajando en conjunto con pilotes de punta.

En todos estos tipos de cimentación se emplearon pilotes de 40 x 40 cm y se diseñaron para trabajar básicamente por punta y desplantados a una profundidad aproximada de 17 m.

Por lo anterior y tomando en cuenta que el reglamento de construcciones considera que todas las cargas transmitidas por la estructura sean tomadas íntegramente por la cimentación del tipo profundo y en este caso los pilotes, a continuación se mencionarán los criterios utilizados y las teorías utilizadas en el cálculo de la capacidad de carga y de las deformaciones del subsuelo inducidas por estos tipos de cimentación.

III.2.1 CIMENTOS PROFUNDOS.

Cuando los depósitos de suelo de la superficie exhiben baja capacidad de soporte y la compresibilidad del suelo es encontrada alta para los requerimientos de carga a ser colocados en la superficie del terreno, la ingeniería de cimentaciones ha investigado estratos profundos para soportar las cargas propuestas con pequeños desplazamientos verticales, a través de un espesor de suelo blando hasta un estrato de suelo resistente, que garantice el apoyo adecuado, haciendo uso de las cimentaciones profundas con pilas y pilotes.

Cada estrato del subsuelo tiene características que deben ser consideradas en el comportamiento de cimentaciones en pilas y pilotes. Por lo tanto las pilas y pilotes son miembros estructurales que tienen que ser analizados con un informe sobre la capacidad última de carga y su habilidad para transmitir una carga permisible bajo cierto desplazamiento vertical total.

La determinación de la capacidad de carga de un pilote es uno de los puntos más sujetos a las incertidumbres provocadas por lo imperfecto de las teorías de que se dispone, de la dificultad de cuantificar la influencia del método constructivo del pilote, etc. Ahora bien, aún supuesto que actualmente fuera posible calcular con suficiente aproximación la capacidad de carga de un pilote debe tenerse en cuenta que en la construcción nunca se utiliza uno de estos elementos, sino un grupo de ellos.

Capacidad de carga de la cimentación. El factor de seguridad contra la penetración local de los elementos de cimentación, se calcula tomando en cuenta únicamente la resistencia aportada por los pilotes sin efecto de compensación, excluyendo también cualquier efecto de flotación debido a la posibilidad de cambios en el nivel freático en el sitio.

De acuerdo con las teorías clásicas para el cálculo de la carga última en pilas que trabajan por punta y fricción, ésta se calcula con la siguiente expresión:

$$Q_u = Q_{fu} + Q_{pu}$$

En donde:

Q_{pu} = Representa la capacidad de carga última por punta, y

Q_{fu} = Representa la capacidad de carga última debido a fricción general entre el fuste de la pila y el suelo circundante.

La capacidad de carga última por punta para éste tipo de cimentación (un grupo de pilotes) se definió mediante la siguiente ecuación propuesta en Foundation Engineering For Subsoil Difficult Conditions, del autor: Leonardo Zeevaert.

$$Q_{pu} \approx a_p [cN_c + \gamma * D_f] * [Dr + 0.1]$$

Donde:

a_p = Es el área transversal del pilote a nivel de desplante

N_c = Factor de capacidad de carga que depende del ángulo de fricción interna del depósito de apoyo ($\emptyset$).

c = Es la cohesión aparente asignada al material de apoyo.

γD_f = Es el esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de desplante del pilote.

Dr = Densidad relativa, la cual tiene el efecto de reducir los valores teóricos de N_c y N_q a causa de la compresibilidad del suelo.

Aplicando las expresiones anteriores para el cálculo de la capacidad de carga última por punta para pilotes cuadrados de 40 x 40 cm y con profundidad de desplante de 17 m, y considerando los parámetros geotécnicos correspondientes, se alcanzan valores de capacidad de carga admisible de 118 t.

Considerando las acciones máximas accidentales que los diferentes tipos de cimentación inducen a los pilotes, se observa que la reserva en la capacidad de carga de ellos, es de hasta 300%, es decir, se tiene un factor de seguridad de 3.

III.2.2 REVISIÓN DEL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO.

Se entiende por Estado Límite a aquella etapa del comportamiento a partir de la cual la cimentación o parte de ella deja de cumplir con alguna función para la cual fue proyectada. Los Estados Límite de Servicio se alcanzan cuando la cimentación llega a estados que afecten su correcto funcionamiento pero no su capacidad para soportar cargas. Deberá revisarse en particular no resultarán excesivos el movimiento vertical medio (hundimiento o emersión) con respecto al nivel del terreno circundante, la inclinación media y la deformación diferencial.

Por situarse estas cimentaciones en la Zona de Lago y dado que se tienen estratos altamente compresibles, se consideraron en esta revisión los asentamientos que difieren con el tiempo, conocidos como asentamientos a largo plazo. Para el análisis de cada una de las cimentaciones trabajando en conjunto, se definió las zonas y magnitudes de fricción positiva y negativa a lo largo de los pilotes. Para el cálculo del asentamiento, se calcula primero la distancia de esfuerzos cortantes entre el suelo y el pilote a lo largo del fuste después calcula los incrementos de esfuerzo correspondientes normales en el suelo y sus correspondientes deformaciones. Utilizando los siguientes datos: la estratigrafía, los parámetros de deformabilidad del suelo como el coeficiente de variación volumétrica, entre otros.

Tomando en cuenta lo anterior, se obtuvieron las deformaciones a largo plazo provocadas por las descargas máximas de la siguiente zapata tipo *Tabla III.2.2.A*:

Zapata	Sección (m)	No. Pilotes	Condición de Servicio (ton)	Asentamiento al centro (cm)
TIPO A B-6 – B-7	15.0 x 8.0	34	1680	21.3

Tabla III.2.2.A.- Asentamiento a largo plazo en zapata tipo.

Para las estructuras de este proyecto, se constará de trabes prefabricadas de concreto las cuales se apoyarán en columnas oblongas de 2.6 m x 1.5 m de diámetro mayor y menor respectivamente; así como de columnas circulares de 1.0 m de diámetro; a su vez éstas se apoyarán en cimientos de tipo profundo. Se recomienda el empleo de un sistema de contratraves unidas con una losa intermedia, trabajando en conjunto con pilotes de punta.

En términos generales, la cimentación de este distribuidor será a base de 2,138 pilotes de punta con sección transversal de 0.40 m x 0.40 m, longitud de 12.5 m y 14.5 m, 37 zapatas, 75 columnas y 80 trabes tipo cajón prefabricadas y 14 cabezales, complementándose con 8 estribos. La distribución de zapatas se muestra en la *Figura III.2.2.1*, así como los ejes de columnas.

El procedimiento constructivo a detalle de losas de cimentación y para la construcción de los pilotes, así como para alojar los candeleros que recibirán a las columnas prefabricadas del puente, se da por separado en capítulos posteriores para cada caso.

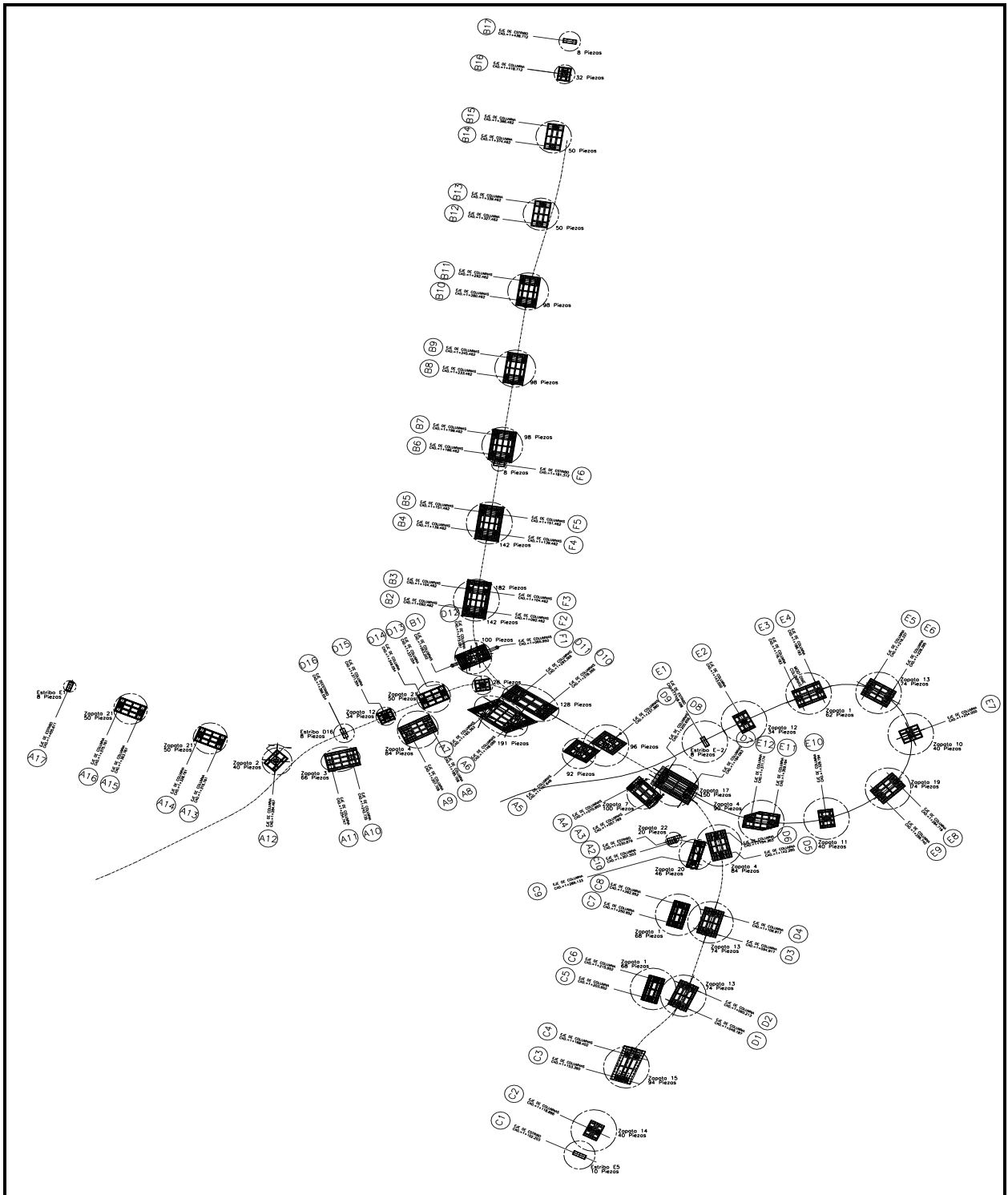


Figura III.2.2.1.- Distribución de ejes de zapata del distribuidor Vehicular Periférico- Muyuguarda

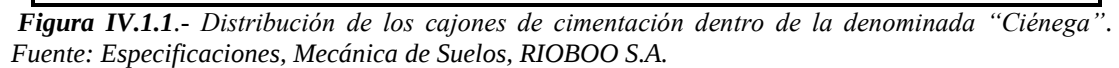
CAPÍTULO IV. PROCESO CONSTRUCTIVO DE LA ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN.

IV.1 OBRAS PRELIMINARES.

Después de la visita de reconocimiento del lugar donde se desarrollará el proyecto, es necesario que se tenga una superficie de terreno libre de escombros, matorrales, basura, restos de construcciones anteriores, instalaciones municipales, etc., que pudieran existir en el área de trabajo y que represente un obstáculo a la movilidad y el trabajo en ella, con lo cual, sin esas interferencias se facilite la libre circulación y el trazo de los elementos a desplantarse en el suelo; en caso contrario es necesario que se limpie la zona para poder trabajar de una manera más segura y eficiente.

Es necesario también, que se confine la zona de obra con señalamientos claros y luminosos, evitando el paso de personas ajenas a la misma, así como tratar de mantener el tránsito local alejado de la zonas de maniobras.

Posteriormente, previo a la construcción de los cajones de cimentación, se especificó claramente las características de la cimentación. En la construcción de este proyecto existen dos casos de cajones de cimentación, el primero de ellos se localiza dentro de la zona denominada "Ciénega" ubicados dentro del vaso de disposición de aguas pluviales y residuales delimitado por un bordo perimetral, y las cimentaciones localizadas fuera de esta zona. La distribución de los cajones de cimentación de las zapatas localizadas dentro de la zona de la "ciénega" se presenta en la *Figura IV.1.1.*



Para el caso de construcción de los cajones de cimentación de las zapatas que se localizan dentro de la “Ciénega” se construyeron plataformas para poder ingresar la maquinaria de perforación e hincado de pilotes a base de material Tezontle en greña, depositado a volteo dejando que el material se incruste naturalmente en la superficie existente, esta plataforma tiene una altura igual a la del bordo existente (2 m aprox.), y ocupa un área cuyos lados serán de 6 m mayores a los de la geometría del cajón, de tal forma que queda una berma de 3 m aproximadamente después de la etapa de excavación.

Adicionalmente para mantener la zona donde se excavará el cajón, se colocarán perimetralmente donde la excavación este en contacto con el agua de la ciénega, costales rellenos de materia limo-arenoso (tepetate), hasta 1.5 m de altura o 50 cm por arriba del espejo de agua. La formación de esta costalera se alojara al pie del talud del tezontle colocado, ya que su función principal será la de contener el agua de la ciénega hacia la excavación de la zapata, por lo que el ancho que ocupe será de 1 a 2 m a partir del limite del tezontle colocado y la colocación de los costales será de tal forma que queden traslapados entre si, formando una pantalla procurando en lo posible evitar espacios entre ellos. Todos estos procesos se detallan en la *Figura IV.1.2*.

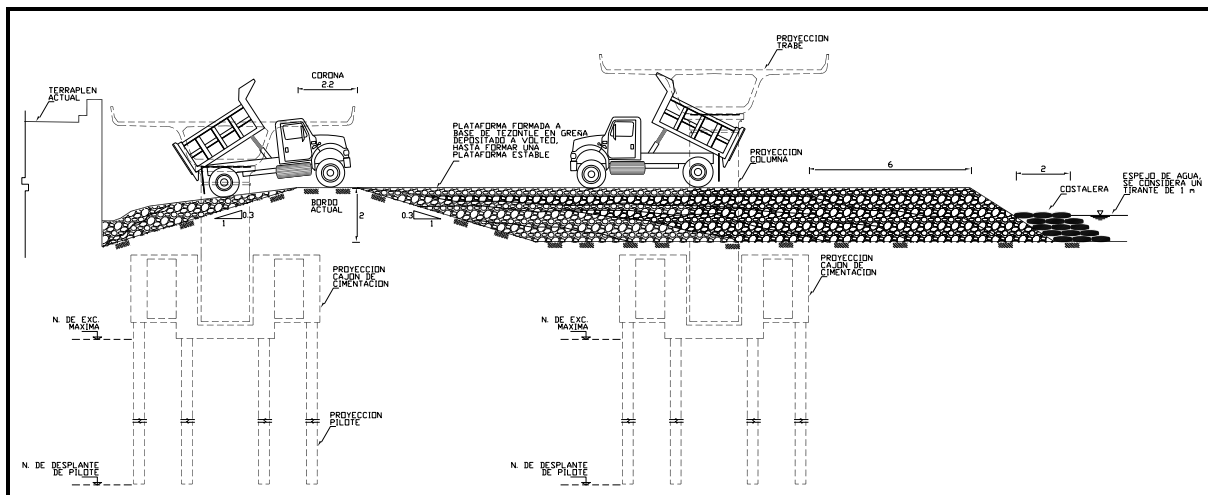


Figura V.1.2.- Construcción de plataformas dentro de la “ciénega”. Fuente: Especificaciones, Mecánica de Suelos, RIOBOO S.A.

IV.1.1 OBRAS INDUCIDAS.

Otro aspecto que recae sobre las obras preliminares son las obras inducidas, las cuales son obras que no están relacionadas directamente con la concepción del proyecto en sí, sino que son obras, las cuales como su nombre lo indica, son “inducidas” por la construcción misma de la obra, lo cual quiere decir que, no se puede llevar a cabo correctamente el proyecto si primero no se adecuan las condiciones del lugar para comenzar la obra civil, de acuerdo a las especificaciones de los proyectos arquitectónico y estructural de la misma.

Dentro de las condiciones del lugar, un aspecto a resaltar, es que en la Ciudad de México y su Área Metropolitana las áreas o espacios en los cuales se pretenden desarrollar nuevos proyectos de infraestructura, son cada vez más reducidos - esto debido al aumento constante de población - y en los casos en que se cuente con un área favorable, se encuentra, en el mayor número de los casos, rodeada de instalaciones públicas y/o privadas, y en ocasiones de mobiliario urbano, las cuales causan algún tipo de interferencia con la realización de una obra nueva.

Las obras inducidas, no están limitadas únicamente a características físicas del lugar, sino que también tienen presencia en los aspectos sociales dentro de la zona de influencia del elemento arquitectónico a construirse; debido a que si existe algún tipo de inconformidad por parte de la población al desarrollo de un nuevo proyecto, éste puede ser modificado considerablemente en su estructura original, retrasar su construcción o incluso llegar a cancelar el proyecto; por lo cual es necesario tomar en cuenta este tipo de obras y tratar de darles la solución más óptima.

En el caso del Distribuidor Vial “Periférico-Muyuguarda”, las obras inducidas presentadas en su construcción pueden ser clasificadas en tres grupos:

a) **subterráneas:**

- ✓ Las obras inducidas subterráneas en este proyecto están conformadas principalmente por el reacomodo de líneas de cable telefónico, así como de fibra óptica, dentro de la Ave. Cafetales (eje 3 Oriente), los cuales son propiedad de la Compañía Telmex.
- ✓ El reacomodo de la tubería de drenaje de la Av. Cafetales, el cual actualmente se encuentra ubicado en la parte central de la avenida, bajo el camellón; así como la construcción de un colector. Tal reubicación se pretende llevar a cabo cambiando la tubería existente por dos tuberías de menor diámetro colocadas en ambos extremos de la avenida, para poder desplantar las zapatas sobre ésta avenida.

Figura IV.1.1.1

- ✓ Otra obra inducida, es la realización de las actividades de colganteo^{†††} (*Figura IV.1.1.2*) y protección de la tubería de agua potable de 36" de diámetro, que cruza las cimentaciones con ejes A7-A6 y D11-D10 del Puente, localizadas sobre la vialidad norte del Periférico.
- ✓ Sobre la lateral sur de periférico se presentan otras actividades de colganteo y protección de una tubería de Gas de 10" de diámetro y de Agua Potable de 12" de diámetro, que cruzan longitudinalmente a las zapatas de cimentación de los ejes E2-E3 y E4-E5, correspondientes al Distribuidor Vial.
- ✓ *Se presenta, también una problemática similar en una zona donde se localizan 3 tuberías (dos de gas y una de agua potable) Pemex de 10" de diámetro, Gas de 8" de diámetro, Agua Potable de 12" de diámetro y que es necesario proteger por la circulación de equipo de construcción pesada que es utilizada para la perforación e hincado de pilotes, izaje y montaje de las superestructuras del proyecto ejecutivo por lo que es necesaria la protección superficial en las tuberías antes mencionadas.*

b) terrestres:

- ✓ *Sobre el frente de trabajo sur, paralelo a la zona de la ciénega, se realizó la contención y conducción del cauce del encajonamiento del Río San Buenaventura, realizando por medio de una pantalla impermeable formada por laminas machimbradas y material de relleno impermeable (tepetate) compactado, formando una ataguía para contener el flujo de agua del río hacia la zona de excavación de las zapatas cercanas.*
- ✓ La construcción de las plataformas –ya antes mencionadas- sobre las cimentaciones que se encuentran sobre la zona de la ciénega.
- ✓ Retiro definitivo del puente peatonal sobre periférico. *Figura IV.1.1.3*
- ✓ Reubicación de la línea del transporte público (Trolebús)
- ✓ Demolición y reubicación de un muro perimetral del pozo del Sistema de Aguas de la Ciudad de México "Tulyehualco Sur No. 4", debido a la interferencia de éste con la proyección del área de excavación de una zapata de cimentación. Ver *Figura IV.1.1.4*

c) aéreas:

- ✓ Retiro y reubicación de la línea de energía eléctrica del transporte público (Trolebús).
- ✓ Reubicación de líneas de energía de alta tensión de la Compañía de Luz y Fuerza de las inmediaciones de la lateral sur de periférico.
- ✓ Así como, reubicación de líneas de energía eléctrica sobre Calzada Acoxta.

^{†††} El colganteo consistente en la colocación de una placa de acero doblada en forma de media caña por debajo de la tubería, sujetadas mediante estrobos colocados a cierta distancia a partir de la junta de la tubería, los estrobos se colgaran de un tubo de acero, entre la placa y el tubo se colocara una banda de neopreno, así mismo se deberá cuidar que los estrobos queden perfectamente tensados por lo que se deberá utilizar grapas o pernos para dar tensión necesaria. El tubo que sujetara a los estrobos, a su vez se soportará sobre una vigueta transversal de 12" x 59.8 kg/m que formara un marco con las viguetas verticales previamente hincadas, y deberá garantizar la unión entre viguetas mediante ménsulas y soldadura

Estas son algunas de las principales obras inducidas presentadas para la construcción particular de este nuevo proyecto. En la *Figura IV.1.1.5* se muestra un plano que contiene algunas de las interferencias presentes en el lugar. De esta forma, pueden existir algunas otras obras menores en el transcurso de su construcción.



Figura IV.1.1.1.- Trabajos de reacomodo del sistema de drenaje sobre la calle Hacienda Mazatepec esquina Cafetales.

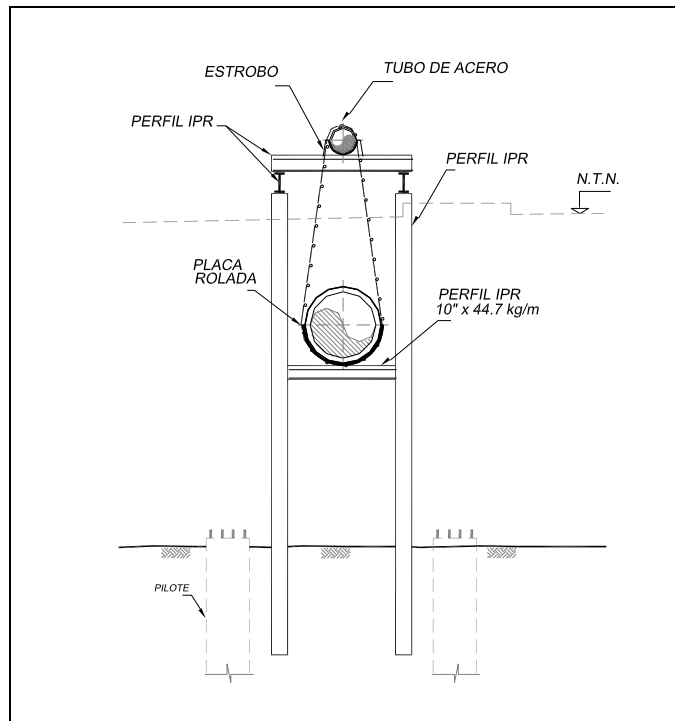


Figura IV.1.1.2.- Esquema del colgante de una tubería.



Figura IV.1.1.3.- Retiro definitivo de puente peatonal.



Figura IV.1.1.4.- Reacomodo del muro perimetral del Pozo No. 4 de la DGCOH.

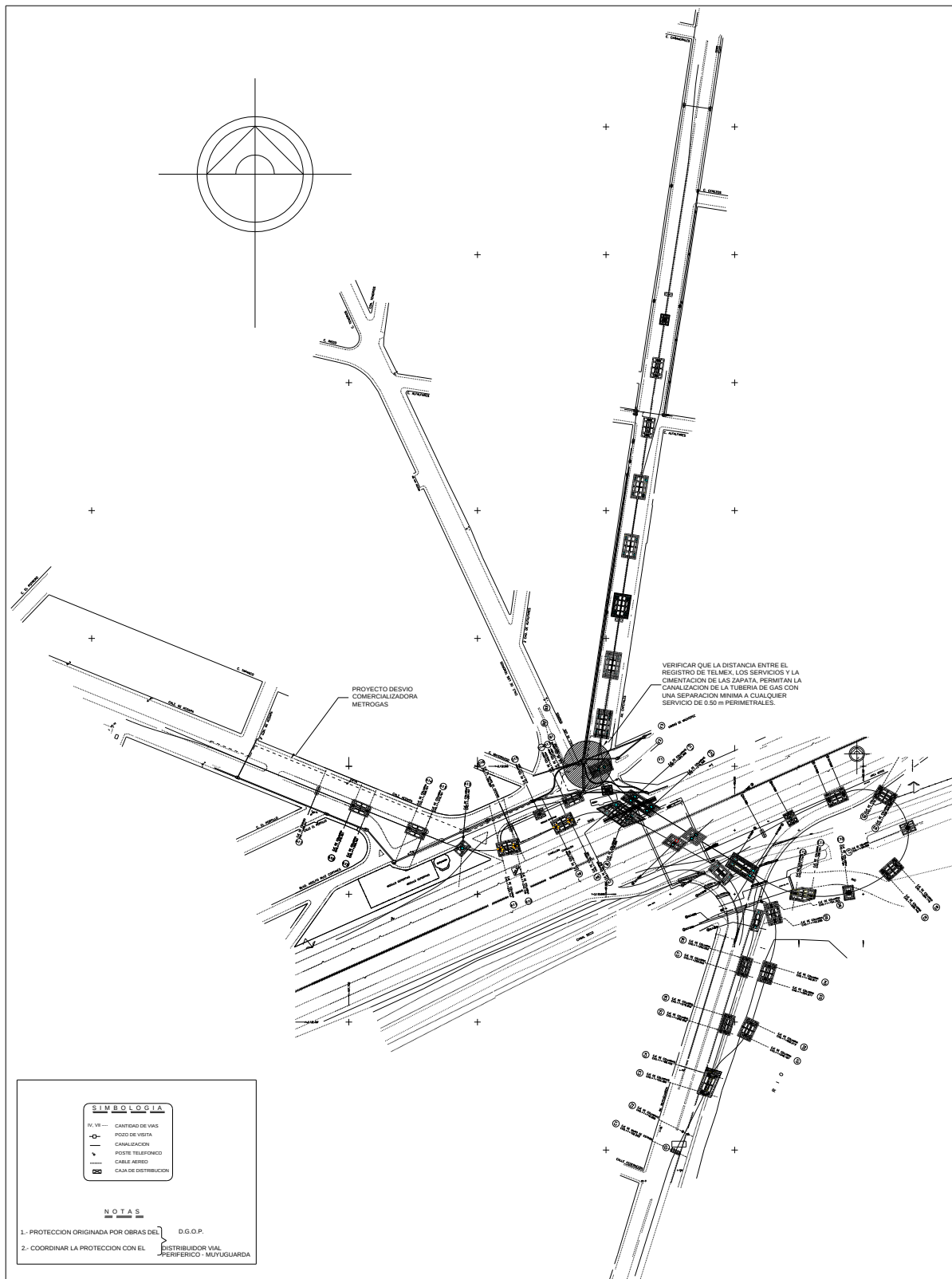


Figura IV.1.1.5.- Ubicación y desvío de tubería de la empresa Metrogas, así como registros de Telmex

IV.2 TRAZO Y NIVELACIÓN.

TRAZO

El trazado es el primer paso necesario para llevar a cabo la construcción. Consiste en marcar sobre el terreno las medidas que se han planeado en el proyecto, después de comprobar que no existan obstáculos en el área de construcción que obliguen a modificar el trazo; tales medidas se encuentran en el plano de perfil topográfico, en el cual se muestra un corte longitudinal del puente indicando los niveles correspondientes a cada elemento de la estructura (*Figura IV.2.1*).

Es necesario para llevar a cabo este trabajo la ayuda de personal especializado en éste tipo de trabajos, tal como lo es la brigada de topografía y un ingeniero topógrafo como el encargado técnico, así como la utilización de equipo de topografía, como un tránsito de resolución mínima de un minuto y algunos materiales como, carretes de hilo de varios metros de largo, estacas y cal para marcar el suelo del terreno.

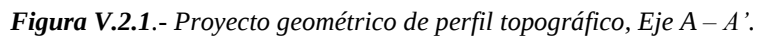
Con la brigada de topografía marcando los ejes de zapata, debidamente ubicados y referenciados, se tienden los hilos de éstos ejes y posteriormente se marca con cal el ancho de la zanja que ocupará la zapata (*Fig. IV.2.2*), la cual se excava para obtener el cajón de la cimentación. Se trazan, entonces, los ejes principales del proyecto, refiriéndolos a puntos que puedan conservarse fijos. Tal como lo marca el Reglamento de Construcciones para el D.F., en el Capítulo IV del Título Séptimo.

NIVELACIÓN

Algunas generalidades referentes a la nivelación se exponen a continuación:

El término general que se aplica a cualquiera de los diversos procedimientos alimétricos⁺⁺⁺ por medio de los cuales se determinan elevaciones o niveles de puntos, o bien, diferencias de elevación o desniveles de los diversos puntos del terreno referidos a un mismo plano horizontal de referencia, es lo que se conoce como nivelación. La nivelación es una operación vital para obtener los datos necesarios para la elaboración de planos de configuración en proyectos de obras de ingeniería y de construcción.

⁺⁺⁺ Altimetría: Es la parte de la topografía que estima las elevaciones de puntos respecto a una superficie de nivel y el nivel medio de las aguas del mar a la superficie que se toma como referencia y se le denomina *dátum*.



La nivelación consiste, entonces, en obtener las elevaciones del terreno natural, mediante nivelación diferencial, en todos los puntos característicos del eje de trazo y sus puntos que caractericen cambios en la pendiente del terreno cuando se presenten desniveles.

De esta manera, la topografía de campo requiere su permanencia de tiempo completo en la obra para dar aprobación a los trazos y niveles de proyecto. Los resultados de la nivelación se utilizan en situar la obra de construcción de acuerdo con elevaciones de proyecto, planeadas previamente.



Figura IV.2.2.- Marcado de ejes de zapata E2, sobre la lateral de periférico.

IV.2.1 BANCOS DE NIVEL

Para la elaboración de los planos de Planta de secciones transversales se requiere que las elevaciones estén referenciadas en Bancos de Nivel, los cuales se utilizarán, a su vez, para detectar movimientos verticales, haciendo nivelaciones durante la construcción y hasta que los movimientos diferidos se estabilicen, a fin de observar el comportamiento de las excavaciones y cimentaciones y prevenir con ello daños a la propia estructura, a las edificaciones vecinas o a los servicios públicos. Tales Bancos deberán estar lo suficientemente alejados de la zona de obra para no ser afectados por los movimientos de las mismas o de otras cargas cercanas; como lo indica el Artículo 206 del Capítulo IV del Título Séptimo del Reglamento.

Para este proyecto se tomaron en cuenta los siguientes Bancos de Nivel:

- a) **BN ALP15**, que se localiza en la guarnición sur de la calle Alfalfares, sobre clavo de acero frente a la casa No. 63 con una elevación de 22231.780 m.s.n.m. *Figura IV.2.3*
- b) **BN-TE-1** Localizado sobre clavo de concreto en guarnición poniente, calle 2ª Cda. de Alfalfares, a 32.60 m del cruce con la Calzada de los Tenorios, con elevación de 2231.765 m.s.n.m.
- c) **BN-AC-1** Localizado sobre clavo de concreto en la guarnición poniente de la calle 1ª Cda. de Acoxa, a 10.720 m del cruce con Calzada Acoxa con elevación de 2232.305 m.s.n.m.
- d) **BN-MU-1** Localizado sobre clavo de concreto en la guarnición norte de la esquina formada por la calle de Bases Orgánicas y calle 5 Octubre 1920, con elevación de 2232.398 m.s.n.m.
- e) **BN-PE-1** Localizado sobre clavo de concreto en la guarnición sur de Periférico, a 8.87 m de la esquina formada con la Av. Muyuguarda, con elevación de 2231.963 m.s.n.m.

A TODAS LAS ELEVACIONES DEBERÁ SUMARSELES 2000 MTS. PARA REFERIRLAS AL NIVEL MEDIO DEL MAR.

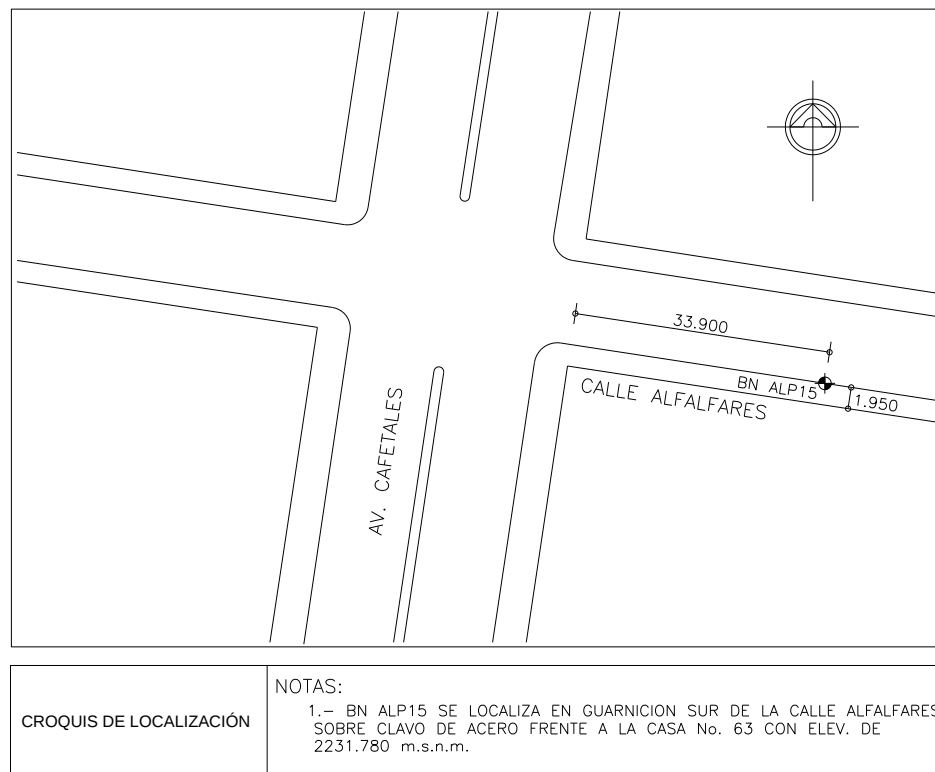


Figura IV.2.3.- Croquis de localización del Banco de Nivel BN ALP15.

IV.3 CONSTRUCCIÓN DE PILOTES

Como se ha mencionado anteriormente, la cimentación está formada a base de una cimentación profunda utilizando pilotes prefabricados de punta con sección transversal de 0.40 x 0.40 m y longitudes de 12.5 m y 14.5 m; por lo que en éste apartado se describirá el proceso de construcción de dichos pilotes.

Es conveniente que, previo a describir el proceso de construcción de los pilotes, se tenga una concepción clara de lo que es un pilote, por lo que, una definición corta de pilote se describe a continuación:

PILOTE: *Son elementos estructurales alargados elaborados de acero, concreto o madera y son usados para construir cimentaciones. Son fabricados en la superficie y después hincados en su lugar definitivo para la cimentación profunda de estructuras, con el objeto de transmitir las cargas de la superestructura al subsuelo.*

Los pilotes de concreto se dividen en dos categorías:

- *Pilotes Prefabricados y*
- *Colados in situ*

Los pilotes de sección transversal cuadrada tienen un lado menor, generalmente igual o inferior a 60 cm.

Los pilotes de concreto prefabricados se preparan usando refuerzo ordinario. El refuerzo se proporciona para que el pilote resista el momento flexionante desarrollado durante su manipulación y transporte, la carga vertical y el momento flexionante causado por carga lateral.

Tomando en cuenta la definición de pilote, se presenta a continuación el proceso de su construcción.

Como primer paso para la fabricación de los pilotes utilizados para este proyecto se deben de cumplir las especificaciones de fabricación y de calidad de materiales, apegándose a lo indicado en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Capítulo III del Título Séptimo). La resistencia, calidad y características de los materiales empleados en la construcción, serán las que se señalen en las especificaciones de diseño y los planos constructivos registrados en el proyecto.

IV.3.1 **FABRICACIÓN.**

Los pilotes utilizados en el Distribuidor Vial Periférico-Muyuguarda fueron prefabricados por la contratista y se fabricaron de concreto reforzado cumpliendo con las dimensiones y armados que se muestran en las *Figuras IV.3.1.1a y IV.3.1.1b*, respectivamente. La diferencia en las dimensiones de la sección transversal de los pilotes fabricados con respecto a las indicadas en el plano correspondiente, se aprobaron por la supervisión cuidando que no fueran mayores de 1 cm.

ARMADO.

El acero de refuerzo se colocó en la posición indicada en el plano de los pilotes, cumpliendo estrictamente con los recubrimientos, diámetro de varillas, separación, etc., y debidamente asegurado para evitar desplazamientos durante el colado. Se utilizaron silletas de varilla, bloques de concreto, separadores, etc. para garantizar la posición correcta del acero de refuerzo.

COLADO.

Los pilotes fueron colocados en posición horizontal monolíticamente y de una manera continua.

El transporte del concreto de la mezcladora a lugar de su colado se efectuó evitando que se separaran sus ingredientes.

El concreto fue vibrado y picado con varillas y vibradores especiales para permitir la salida del aire y lograr un colado compacto, sin presentar oquedades o porosidades que pongan en peligro la resistencia estructural del pilote, los pilotes que presentaron éstas características fueron rechazados.

CURADO.

El manejo de los pilotes durante el proceso de remoción de cimbras, curado, almacenamiento y transporte se efectuó en forma tal que se evitaron esfuerzos de flexión excesivos, rupturas, etc.

Todos los pilotes que durante su manejo sufrieron agrietamientos, hasta el punto de indicar que el refuerzo tiene deformaciones, fueron rechazados y su reposición fue por cuenta del contratista.

Los pilotes no pudieron maniobrase antes de alcanzar el 70% de su $f'c$ (resistencia del concreto en compresión), y para el hincado debieron alcanzar el 90% de su $f'c$.

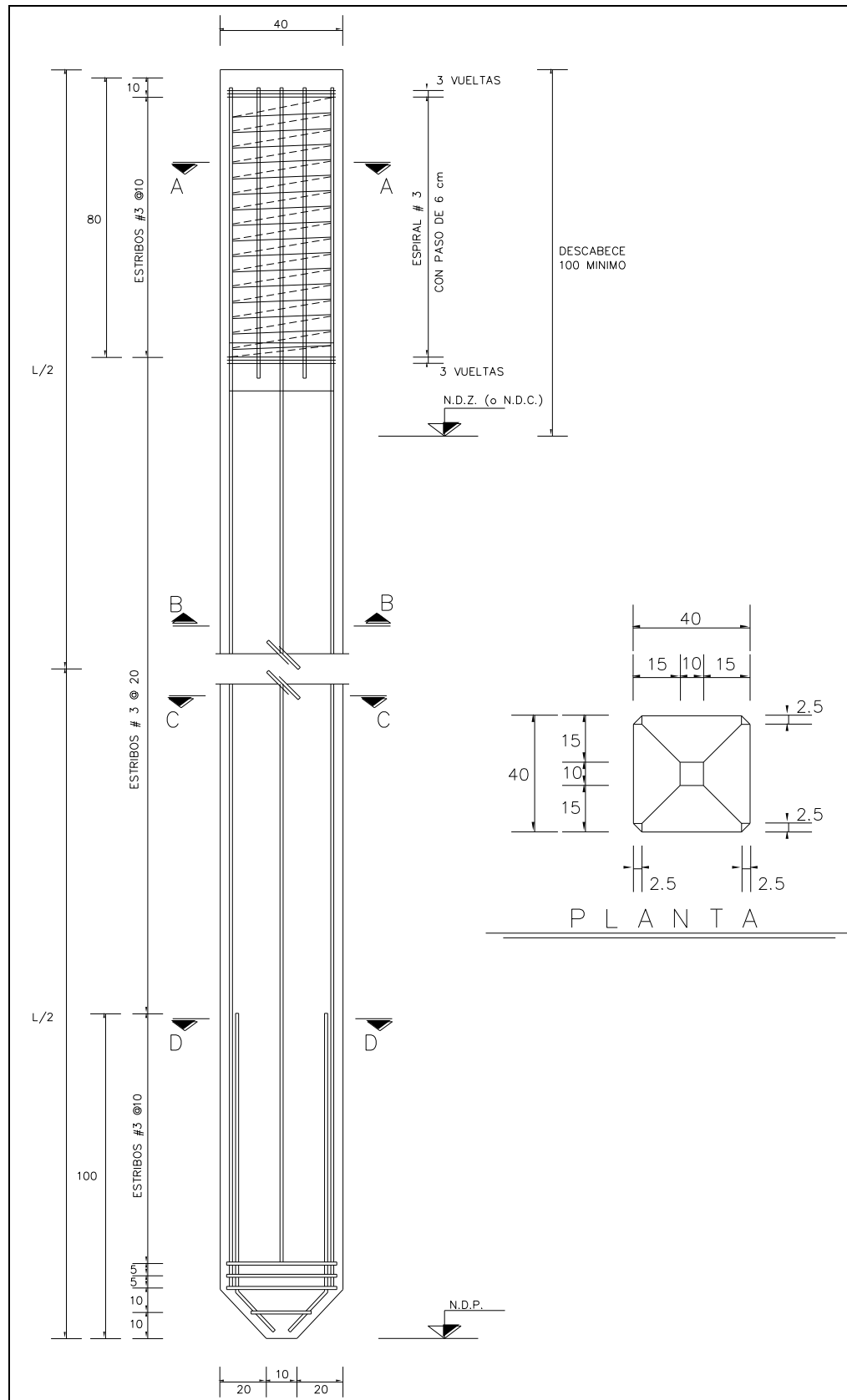


Figura IV.3.1.1a.- Sección del pilote de 40 X 40 cm y planta

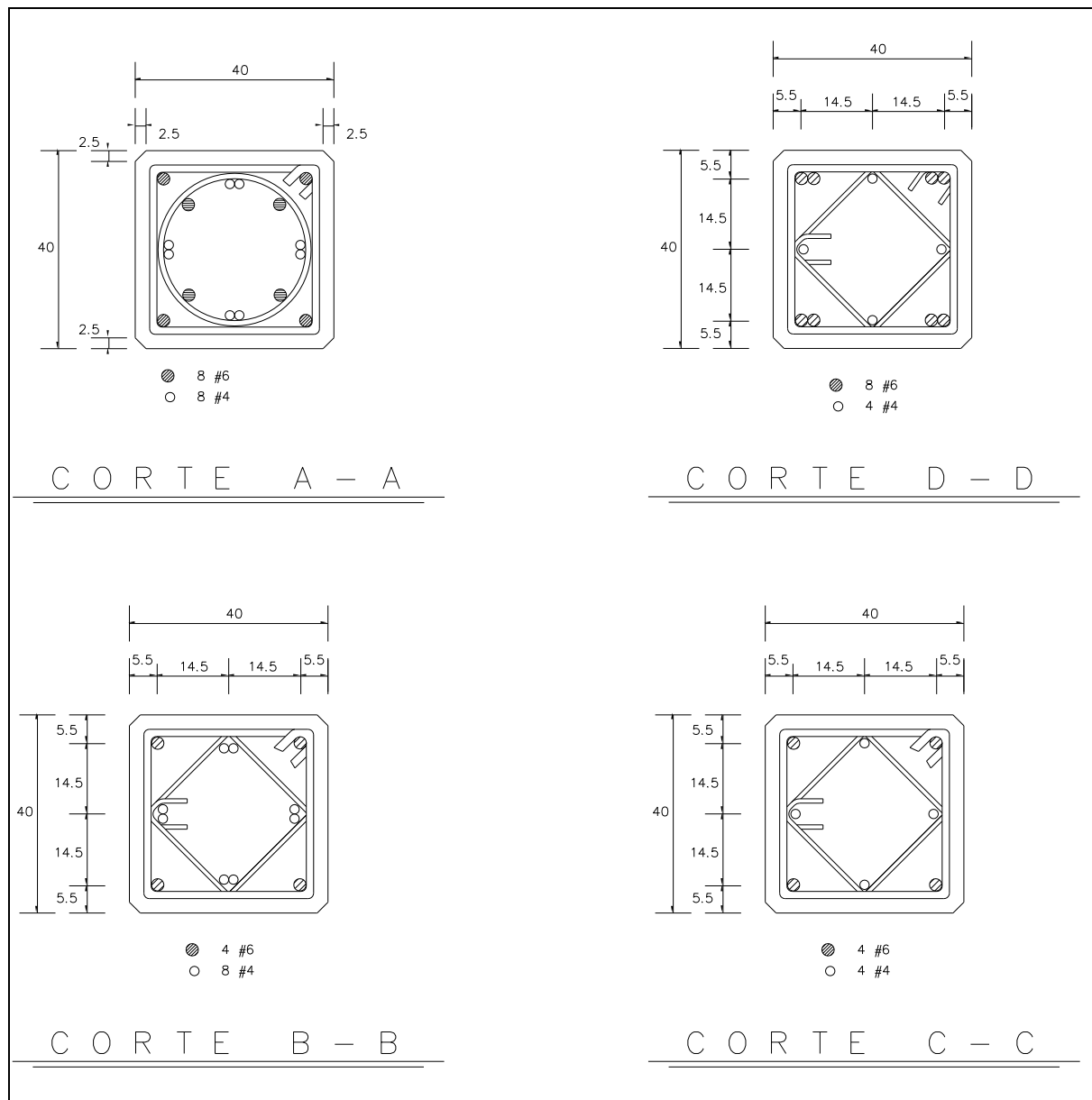


Figura IV.3.1.1b.- Cortes de las secciones del pilote.

Fuente: Plano Pilotes 40 X 40 cm de RIOBOO S.A. Estructuras.

NOTAS GENERALES PARA LAS FIGURAS V.3.1.1a Y V.3.1.1b.

1. Todas las medidas están dadas en centímetros, excepto donde se indique otra unidad.
 2. Niveles en metros.
 3. El recubrimiento mínimo libre será 5 cm, excepto donde se indique otra dimensión.
 4. Los pilotes se marcarán con el tipo a que correspondan, la marca se hará directamente en el concreto antes de que endurezca.
- N.Z.D. Nivel de Desplante de Zapata
 N.D.P. Nivel de Desplante de Pilote
 N.D.C. Nivel de Desplante de Candelero.

IV.3.2 CALIDAD DE MATERIALES.

CONCRETO.

Se usó concreto que adquiere una resistencia a los 28 días $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$. El concreto fue fabricado en las proporciones adecuadas para obtener mezclas plásticas y uniformes, el revenimiento del concreto estuvo comprendido entre 7.5 y 10 cm.

El contratista fue el responsable de vigilar la calidad del concreto como es la dosificación y dimensiones de los agregados, al ser éste entregado o fabricado en el lugar donde serán construidos los pilotes.

Se utilizó cemento portland tipo II cumpliendo con las especificaciones ASTM-C-150-72^{§§§}.

- ✓ Los agregados para el concreto fueron de primera calidad y cumplieron con las especificaciones ASTM-C-33-71.

La grava que constituye el agregado grueso, fue el producto de roca sana, como ya sea de mina o triturada, en éste último caso no debió presentar forma laja, el tamaño máximo de la grava no fue mayor de $\frac{3}{4}$ " del espaciamiento mínimo de varillas o paquetes de varillas.

- ✓ La arena fue de grado duro y sin contenido de arcillas o materia orgánica, se recomienda que el material más fino que pasa la malla No. 200 esté comprendido entre 3% y 5% del peso del material.
- ✓ Se utilizó agua limpia y/o en su defecto tratada.

EL ACERO DE REFUERZO.

El acero de refuerzo cumplió con las especificaciones para varillas de refuerzo ASTM-A-615-68.

- ✓ Se usó acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo) para el refuerzo principal de las secciones (varillas #5, #6 y #8).
- ✓ El acero de los estribos (varilla #3) tuvo un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

^{§§§} Especificaciones para el cemento Portland de la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales, (ASTM por sus siglas en inglés).

IV.3.3 PRUEBAS.

La Secretaria General de Obras Públicas, recomendó hacer pruebas de carga a razón de una por cada 100 pilotes, durante la construcción de los pilotes se probaron cilindros de concreto utilizando así como probetas de acero de refuerzo que se emplee, éstos cilindros y probetas fueron analizados por un laboratorio oficial aprobado por la D.G.O.P. y con forme a la Norma ASTM-C-39.

RESISTENCIA DEL CONCRETO.

Para ésta prueba, debió obtenerse una muestra (3 cilindros) por cada mezcla de concreto y se ensayo un cilindro a los 7 días y los otros 2 a los 28 días. En caso que los reportes indicaron baja resistencia, el contratista justifico la calidad del concreto dudoso y se probaron, y si éstos resultaron bajos se rechazaron.

ACERO DE REFUERZO.

Se tomaron tres probetas de cada lote de varillas por usar las que se sometieron a pruebas para acero de refuerzo de acuerdo con las Normas ASTM A-15-62-A-165.

IV.4 HINCADO DE PILOTES.

Para la ejecución del hincado de los pilotes se deben haber completado los trabajos previos, tales como limpieza, ubicación, trazo y nivelación; los cuales inmediatamente antes del hincado de los pilotes, la superficie donde se hincarán estará libre de basura, escombros, hierba o restos de construcciones anteriores y en el caso que existirán montones de tierra o de algún otro material, el terreno se nivelará hasta obtener una superficie sensiblemente horizontal.

IV.4.1 PERFORACIÓN GUÍA.

Antes de proceder al hincado se realizó una perforación previa, con extracción de suelo, con el objeto de facilitar la hinca y minimizar el movimiento en la masa de suelo blando adyacente (*Figuras IV.4.1.1a y IV.4.1.1b*, respectivamente). El diámetro de la perforación guía para este proyecto fue de 55 cm a una profundidad de 5 a 8 m. Los sitios de perforación se ubicaron de acuerdo con lo establecido en el proyecto.

El proceso de la perforación guía para los pilotes fue realizado tomando en cuenta la siguiente ejecución de trabajos:

- ✓ La determinación de la ubicación exacta de los puntos donde se realizaría la perforación guía, fue determinada mediante coordenadas de acuerdo a la poligonal realizada por la topografía y mediante el uso de varillas y cal para indicar el lugar preciso.
- ✓ Para el desarrollo de la perforación guía en el suelo fue utilizado un equipo de perforación a base de una perforadora rotatoria, desarrollando la profundidad antes mencionada y el diámetro para cada pilote, el cual fue de 80% del área transversal del pilote de modo que la perforación quede inscrita en la sección del pilote con una tolerancia de ± 2.5 cm, para poder tener una integración con el suelo adecuada (ver *Figura IV.4.1.1b*).
- ✓ Durante el proceso de perforación se verificó la verticalidad de la penetración de la perforadora, así como el diámetro y la profundidad del proyecto.



Figura IV.4.1.1a.- Proceso de la perforación guía para el hincado de pilotes.

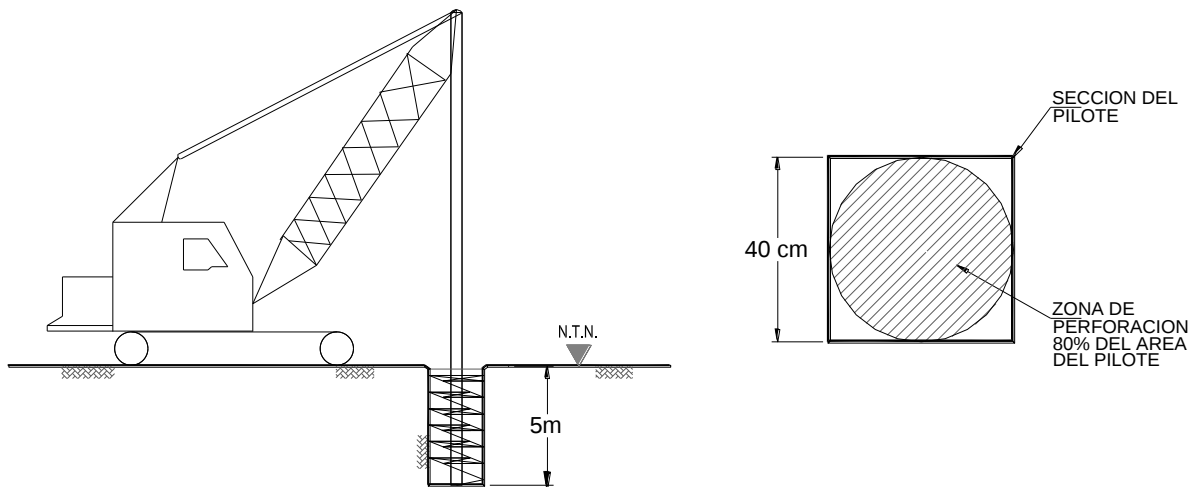


Figura IV.4.1.1b.- Representación de la perforación guía para el hincado de pilotes

Para los casos de las cimentaciones construidas dentro de la “Cienaga”, antes de la perforación previa se realizó una excavación en zanja sobre el material de la plataforma a todo lo largo de una hilera de pilotes. Esta excavación se realizó en una sola etapa hasta una profundidad de 1.5 m, con un ancho inicial en la base de 80 cm, teniendo un talud cuya relación vertical-horizontal fue de 1:0.5 (Fig. IV.4.1.2). Inmediatamente después de excavada la zanja se procedió a realizar la perforación guía y posteriormente se hincaron los pilotes hasta completar la primera hilera. Una vez terminado esta actividad se procedió a excavar la zanja de la hilera siguiente de pilotes, y así sucesivamente hasta terminar el hincado de pilotes de toda la zapata y continuar con la siguiente de acuerdo con el mismo procedimiento. El avance de la perforación guía e hincado de pilotes fue de las hileras extremas hacia la corona de los respectivos bordos.

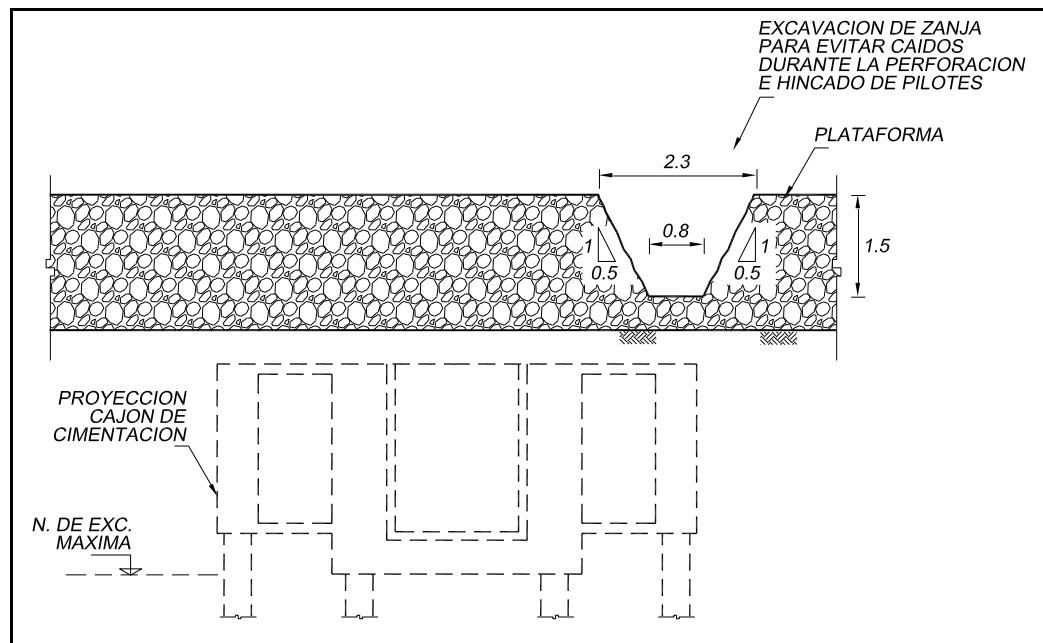


Figura IV.4.1.2.- Excavación en zanja sobre la plataforma previa a la perforación guía, en la zona denominada “ciénega”, acotaciones en cm.

IV.4.2 HINCADO.

El proceso de colocación de los pilotes en su lugar definitivo se efectuó cuidadosamente, verificando que el manejo de éstos garantizará su integridad estructural, evitando que se presentaran fisuras o agrietamientos debidos a la concentración de esfuerzos en el pilote, además no deberá ocasionar daños a la estructura e instalaciones vecinas por vibración o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Las acciones realizadas para la hincada de los pilotes se enumeran a continuación:

1. Cada uno de los pilotes cuenta con marcas que indiquen los puntos de izaje, para poder levantarlos, transportarlos e izarlos, en la *Figura IV.4.2.1* se muestra gráficamente la maniobra de izaje. Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de $3/100$ de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta; como se marca en las N.T.C.
2. Después de la verificación y aprobación por parte de la supervisión de la calidad de los pilotes, a éstos se les colocaron marcas con una separación máxima de 1 metro a lo largo, con el fin de determinar con facilidad el número de golpes necesarios para cada metro de hincado. En la *Figura IV.4.2.2* se muestran las marcas realizadas a los pilotes previamente a su hincado.
3. Posteriormente, se dispuso a colocar los pilotes en la perforación guía, mediante maniobras, manejo e izamiento de los mismos. En el caso de estos pilotes de concreto reforzado, los puntos de izamiento están constituidos por orejas de varilla que se fijan previamente al acero de refuerzo y que quedan ahogadas en el concreto como se muestra en la *Figura IV.4.2.3*.
4. Para el proceso propio del hincado se requirió de equipo especializado, como el caso de una resbaladera montada en la pluma de una grúa, con el objeto de deslizar tanto el martillo piloteador como el dispositivo de disparo. Entonces, el pilote y la resbaladera se colocaron en forma totalmente vertical, corrigiendo la posición de la grúa hasta lograrlo. Para tener la certeza de que el pilote colocado en la perforación alcanzara la verticalidad, se utilizaron dos plomadas de referencia colocadas en un ángulo de 90° , teniendo como vértice las caras del mismo pilote; la *Figura IV.4.2.4* muestra ésta acción.
5. Para la protección de la cabeza del pilote durante su hincado se utilizó un gorro de protección, para evitar la disminución de su capacidad estructural, dicho gorro está integrado por una estructura de acero que cuenta con una sufridera en la parte superior de material plástico, en la parte de contacto con el pilote se colocó un colchón de madera.
6. Para el hincado de los pilotes se utilizó un martillo pesado con baja velocidad de impacto (carrera corta) a diesel marca DELMAG D-30, capaz de generar la energía de impacto suficiente para el hincado.

7. Una vez iniciado el hincado del pilote se prosiguió ésta actividad hasta que la punta alcanzo la profundidad del proyecto señalada en el plano topográfico correspondiente, teniendo una tolerancia en la profundidad de hincado de $\pm 1\%$ de la longitud total.

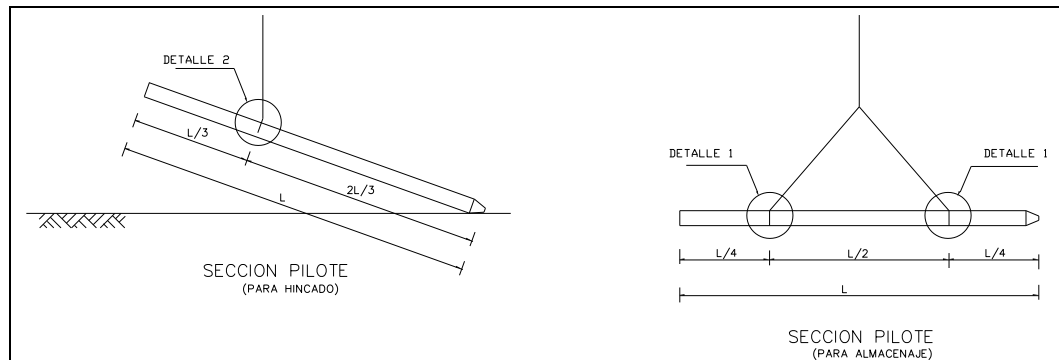


Figura IV.4.2.1.- Proceso de colocación e izaje de pilotes. Fuente: Plano Pilotes 40 X 40 cm de RIOBOO S.A. Estructuras.

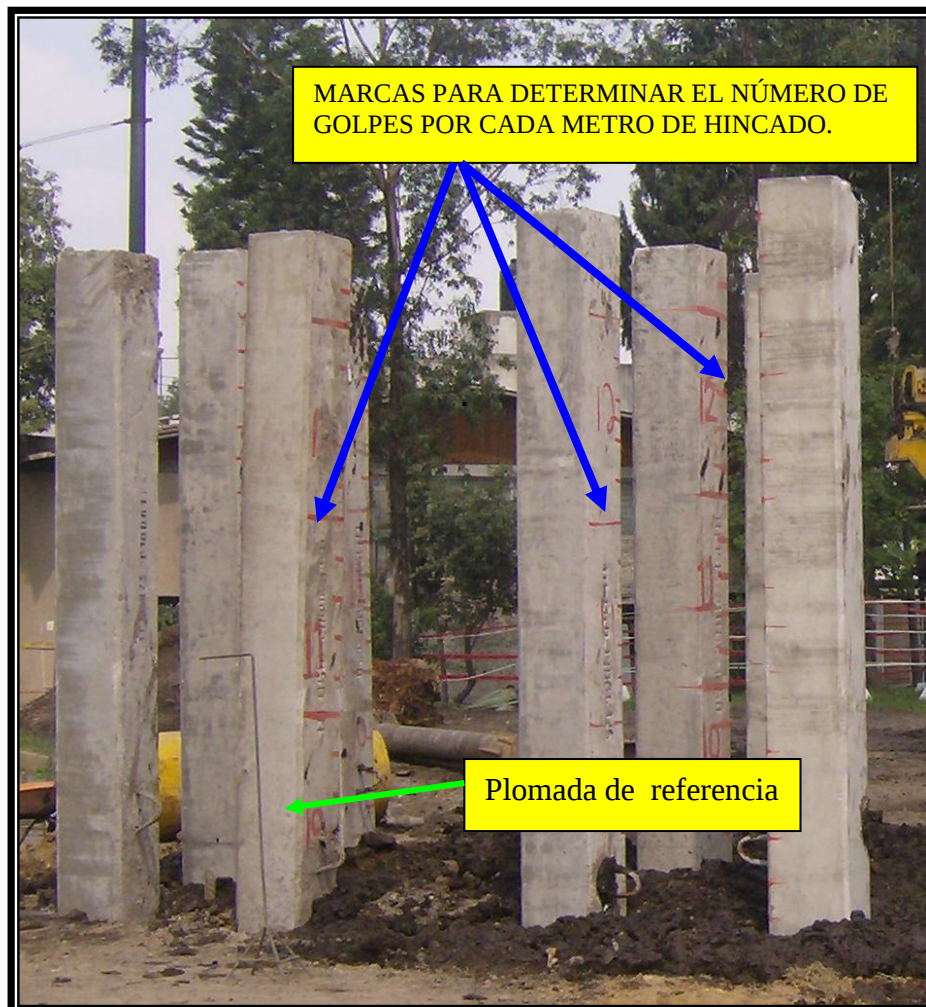


Figura IV.4.2.2.- Marcas en pilotes para facilitar el conteo de número de golpes por cada metro de hincado del mismo.

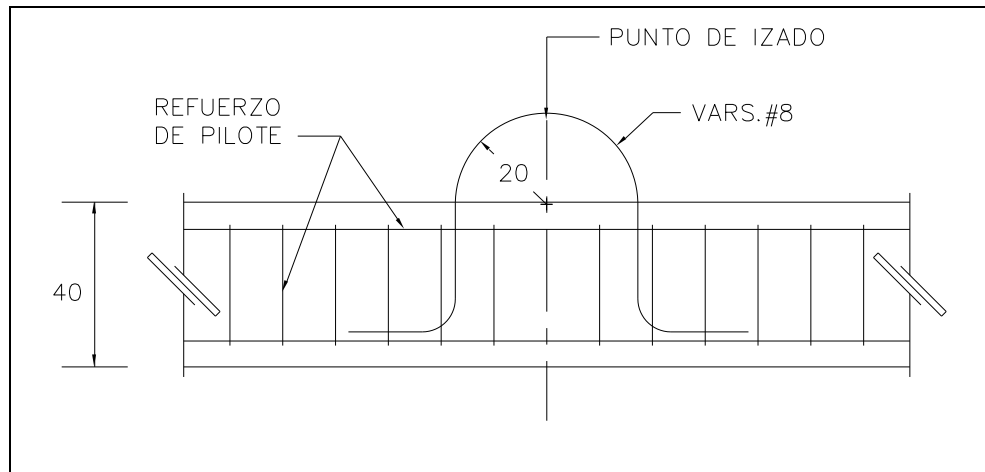


Figura IV.4.2.3.- Detalle de puntos de izaje en pilotes de concreto reforzado, acotaciones en cm.
Fuente: Plano Pilotes 40 X 40 cm de RIOBOO S.A. Estructuras.

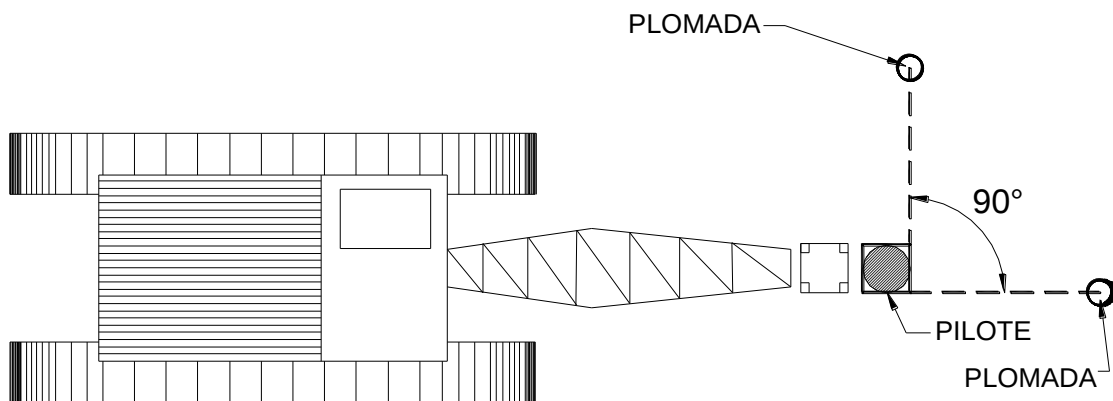


Figura IV.4.2.4.- Control de verticalidad durante el proceso de hincado de pilotes Fuente: Especificaciones RIOBOO S.A.

En las siguientes imágenes se muestra la secuencia del proceso de hincado de pilotes, tanto en el frente de trabajo Sur (Av. plan de Muyuguarda, paralelo a la ciénega chica) como el frente Norte (Calzada Acoxa); Figuras IV.4.2.5a y IV.4.2.5b, respectivamente.



Figura IV.4.2.5a.- Proceso de hincado de pilotes sobre el frente de trabajo Sur (Av. Plan de Muyuguarda-Ciénega Chica).



Figura V.4.2.5b.- Proceso de hincado de pilotes en el frente de trabajo Norte (Calzada Acoxa)

IV.5 EXCAVACIÓN.

Una vez completado en su totalidad los trabajos de hincado de pilotes y habiéndose ubicado y marcado previamente el área que ocuparan las zapatas, se procedió a la excavación del área correspondiente al cajón de la zapata. La excavación se realizó en una sola etapa y de acuerdo a la geometría de proyecto con maquinaria hasta la profundidad de desplante con los últimos 30 cm con herramienta manual a fin de evitar remóldes en el fondo.

En las zapatas donde fue posible realizar taludes para la excavación, se realizaron de acuerdo a la relación vertical-horizontal de 1:0.25 y la excavación se realizó con un área de 50 cm por lado mayores a los de la geometría de la zapata a nivel de desplante, para permitir la realización de maniobras dentro de la excavación. (Figura IV.5.1).

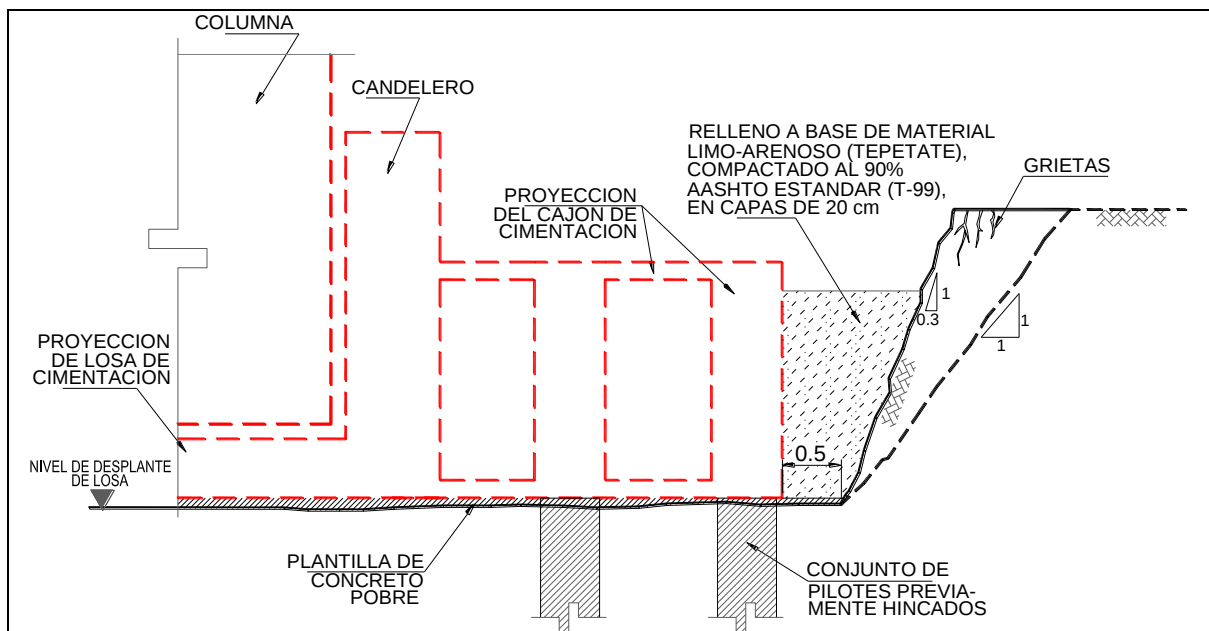


Figura IV.5.1.- Perfil de la geometría de una zapata indicando relación de taludes.

Fuente: Especificaciones RIOBOO S.A.

El material producto de la excavación fue colocado en el lado oriente de la ciénega para su secado y posteriormente ser cargado y transportado mediante vehículos con caja cerrada y protegidos con lonas hasta un banco de tiro, previamente indicado en el proyecto.

Durante la ejecución de la excavación fue necesario protegerla de inundaciones mediante el uso de un sistema de bombeo de achique capaz de abatir el nivel freático y de resolver cualquier eventualidad posible y asegurar de esta manera la estabilidad de la excavación y evitar posibles derrumbes.

IV.5.1 SISTEMAS DE CONTENCIÓN TEMPORAL.

Dentro del proyecto se tuvo que utilizar sistemas de contención temporal, debió a la cercanía de los cajones de cimentación con vialidades, el río San Buenaventura y la misma ciénega. Por lo tanto, el proceso de contención temporal utilizado en este proyecto fue a base de Muro Berlin (Tablestaca), *Figuras IV.5.1.1a y IV.5.1.1b*, respectivamente; para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se usó tablestacas hincadas en la periferia de la excavación. Las tablestacas fueron prolongadas hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pudieran dificultar la realización de la excavación.

El proceso de tablestacado se describe a continuación:

- 1) Se trazó la posición del tablestacado ubicando en las caras de la excavación, dependiendo las colindancias por proteger, se colocó el ademe temporal o solo las viguetas de reacción.
- 2) Una vez ubicada la posición del ademe, se realizó una perforación previa para el hincado de viguetas de acero tipo IPR-8"x 31.3 kg/m (ligera) a cada 2 m máximo (*Figura IV.5.1.2*). Para facilitar el hincado de las viguetas, se realizó una perforación guía sin extracción del material, al 80% del área envolvente de la vigueta y hasta la profundidad de hincado (2.0 m por abajo del nivel máximo de excavación). Las viguetas debieron sobresalir 0.5 m del nivel del terreno.
- 3) La excavación se realizó en dos etapas y con equipo ligero. La primera etapa de excavación fue a 1.5 m, y la última hasta el fondo de la excavación. Si la colocación del ademe fue en las cuatro caras de la excavación el corte fue vertical, en caso contrario las caras sin contención tuvieron que excavarse en taludes 0.3:1 (horizontal a vertical).
- 4) Concluida la etapa de excavación, inmediatamente se colocaron entre las vigas IPR, tabloncillos de 1 1/2" de espesor garantizando el contacto con el suelo y polines horizontales de 6" x 6" a cada 0.80 m de separación con sus cuñas de retaque en los extremos. Este proceso se puede apreciar en las *Figura IV.5.1.3a y Figura IV.5.1.3b* respectivamente, en donde se muestran los elementos que constituyen al Muro Berlin.
- 5) En la 1ª etapa de excavación a 1.5 m a partir del nivel del terreno se colocó horizontalmente un perfil IPR (viga madrina) 10" x 44.7 kg/m, que se fijaron a las viguetas verticales, colocadas en el perímetro de toda la excavación, mediante ménsulas y soldadura formando un anillo en todo el perímetro de la excavación (*Figura IV.5.1.4*).
- 6) Después se garantizó que las viguetas verticales así como los tabloncillos colocados estaban en contacto directo con el suelo por contener, sin holguras.

Fijadas las “vigas madrina”, inmediatamente se colocaron los apuntalamientos diagonales (atiesadores) en las esquinas utilizando viguetas IPR de las mismas características. Ver Fig. IV.5.1. 4

Se colocaron, también, los troqueles****, los cuales fueron apoyados perfectamente en los tercios del claro largo de la excavación sobre la viga madrina superior, garantizando siempre la estabilidad del ademe. Figura IV.5.1.5

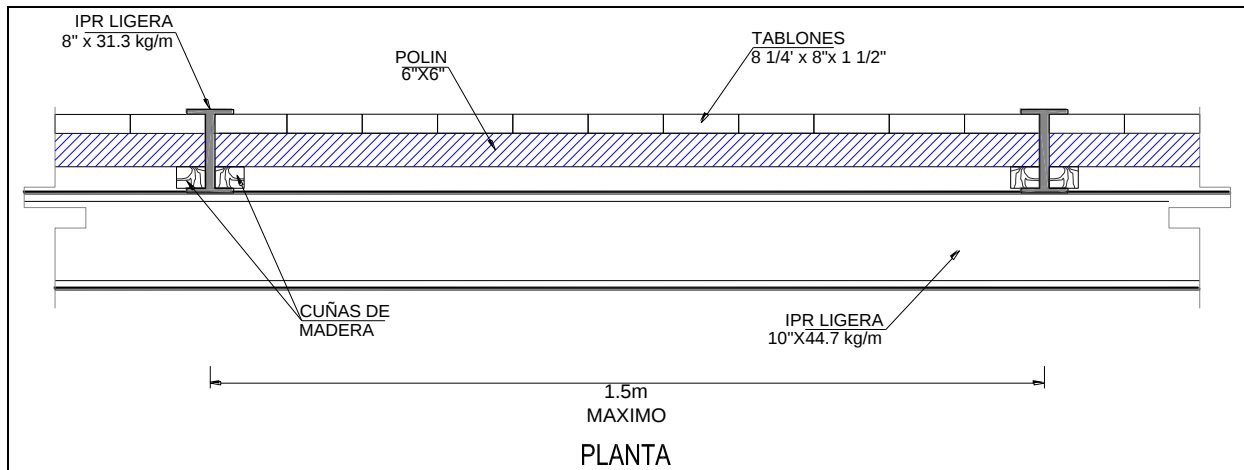


Figura IV.5.1.1a.- Planta del sistema de contención de la excavación. Fuente: Especificaciones RIOBOO S.A.

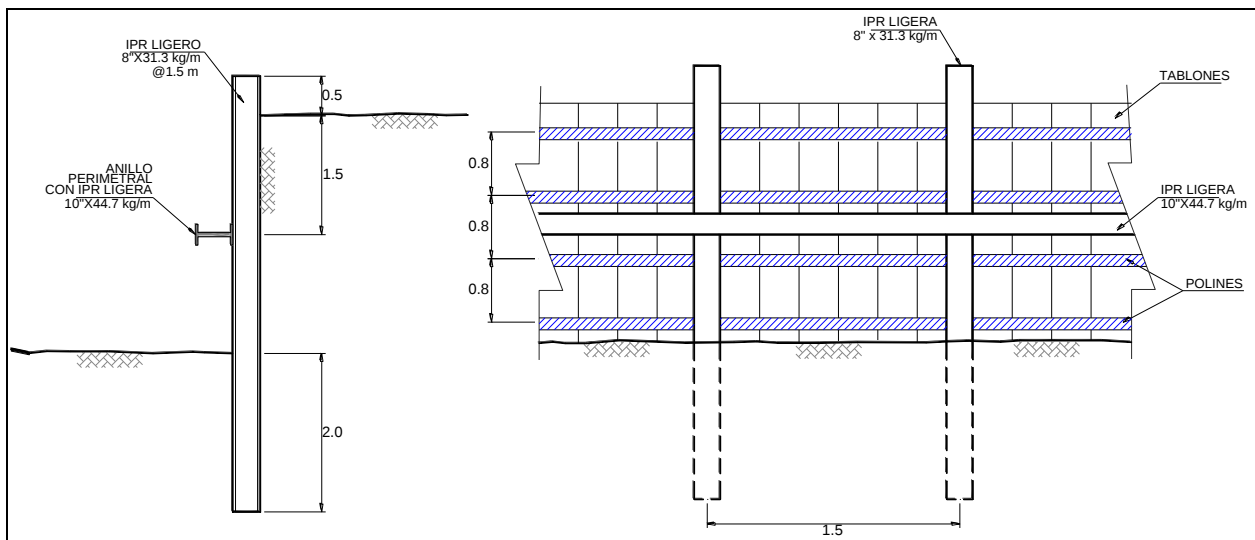


Figura IV.5.1.1b.- Perfil del Sistema de tablestacado. Fuente: Especificaciones RIOBOO S.A.

**** Troqueles: Son elementos de soporte cuya función es recibir las fuerzas producidas por los empujes del suelo y sobrecargas en el tablestacado con el fin de equilibrar la excavación.



Figura IV.5.1.2.- Hincado de vigueta IPR ligera a base de un equipo vibrohincador, (Calzada Acoxpa).



Figura IV.5.1.3a.- Proceso de colocación de la contención temporal de la excavación en obra.

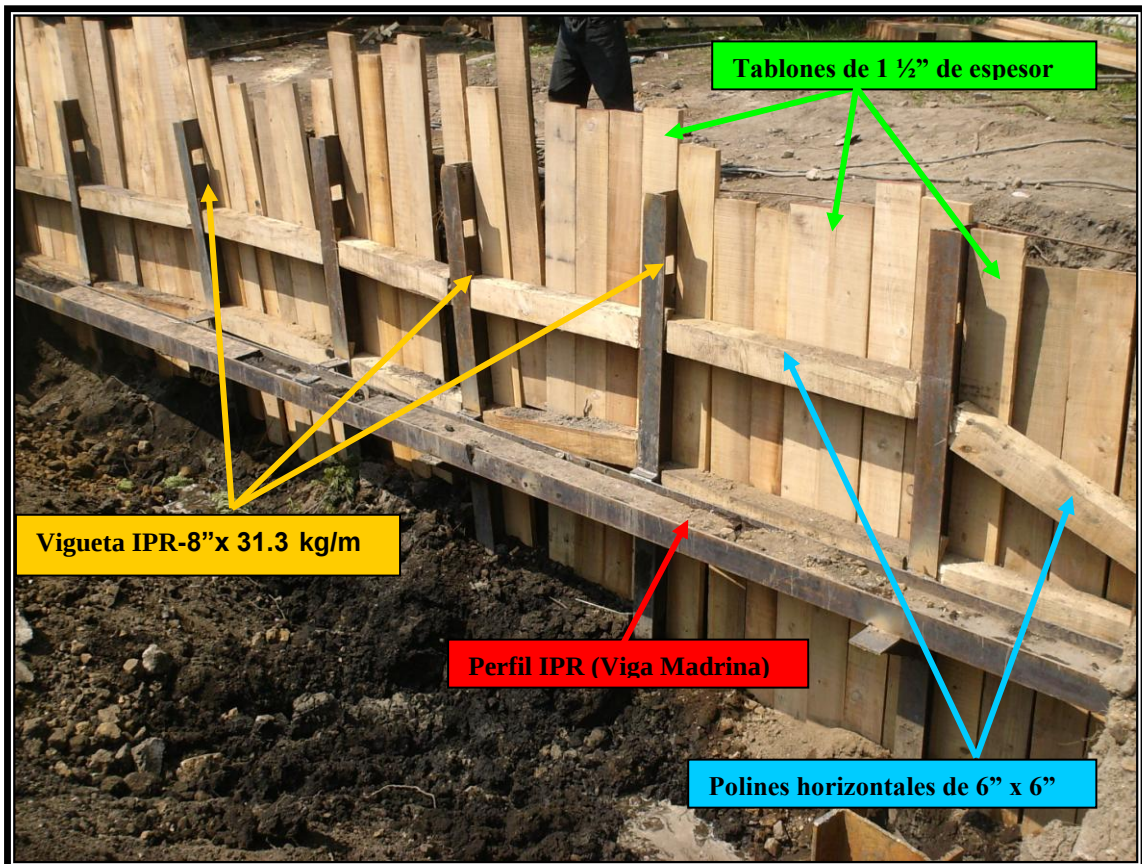


Figura IV.5.1b.- Elementos que conforman a la contención temporal de la excavación en obra, (Muro Berlin).

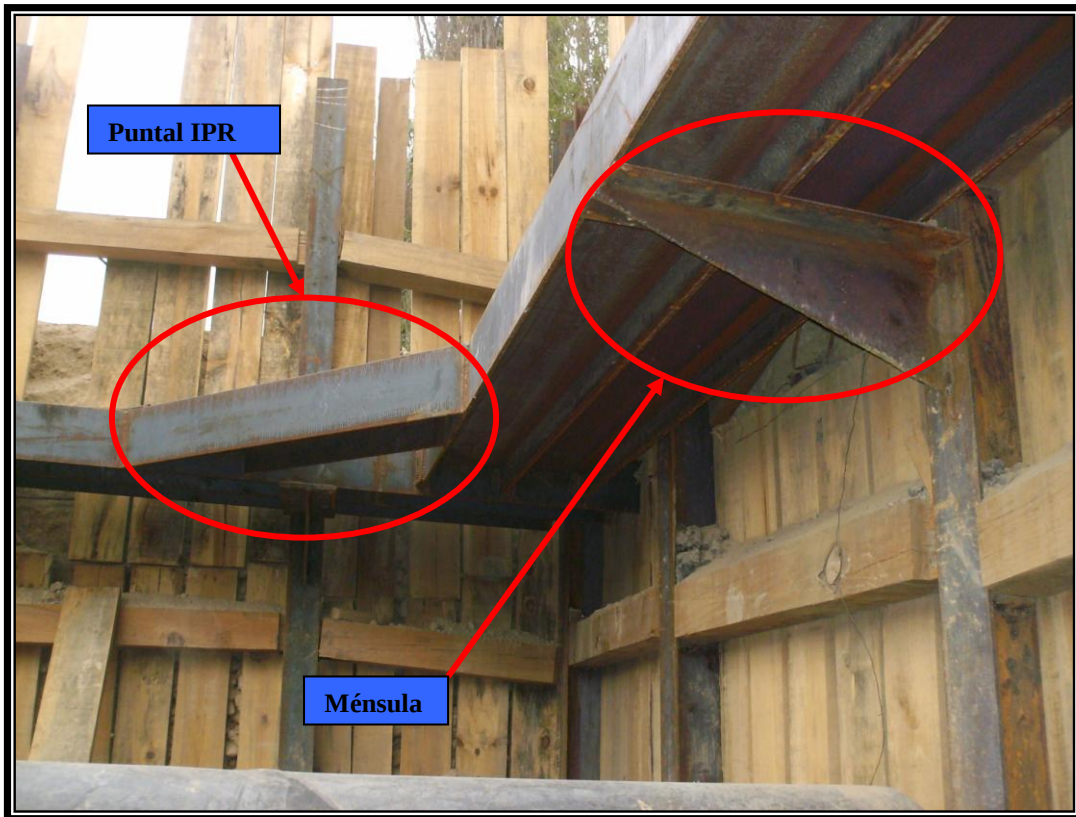


Figura IV.5.1.4.- Perfil horizontal IPR (viga madrina) soldado sobre ménsulas y puntal, formando un anillo en el perímetro de la excavación.

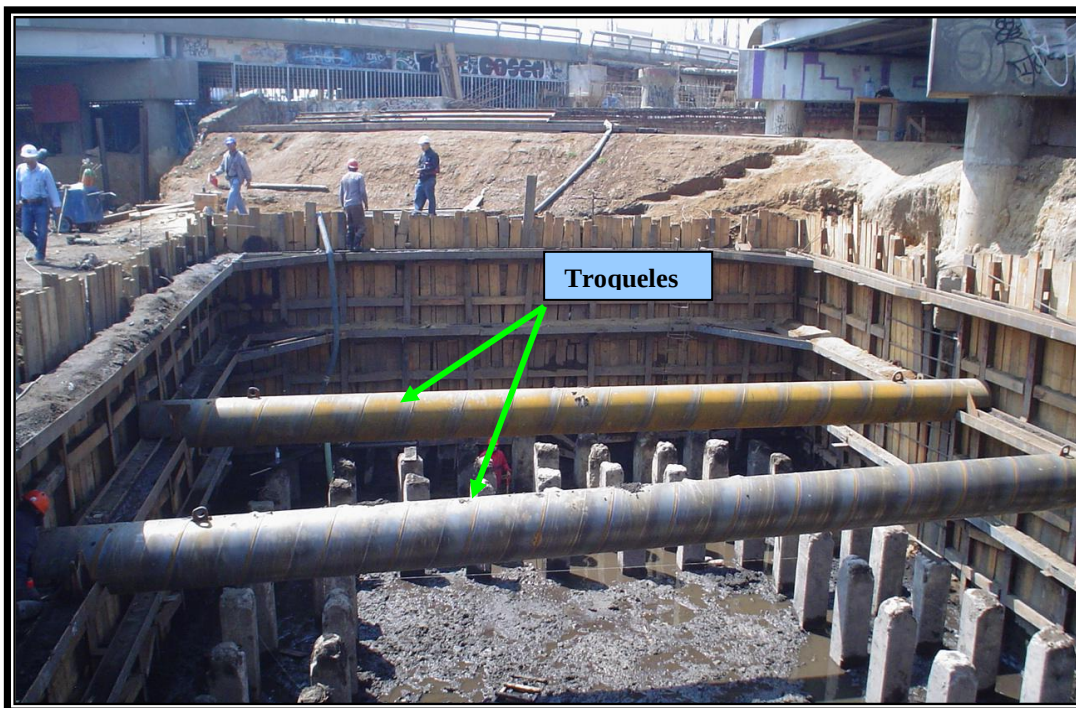


Figura IV.5.1.5.- Posición de Troqueles dentro de la excavación para soportar los empujes de suelo.

Technical drawing of a stepped profile with dimensions. The profile consists of a base with a total length of 945 and a height of 110. The profile is divided into four main sections by three vertical steps. The dimensions are as follows:

- Section 1 (Left):** A base of 235 and a height of 49. The top edge has a horizontal segment of 25 and a vertical segment of 5. The right side has a vertical segment of 5 and a horizontal segment of 5.
- Section 2:** A base of 225 and a height of 65. The top edge has a horizontal segment of 25 and a vertical segment of 5. The right side has a vertical segment of 5 and a horizontal segment of 5.
- Section 3:** A base of 225 and a height of 65. The top edge has a horizontal segment of 25 and a vertical segment of 5. The right side has a vertical segment of 5 and a horizontal segment of 5.
- Section 4 (Right):** A base of 25 and a height of 65. The top edge has a horizontal segment of 25 and a vertical segment of 5. The right side has a vertical segment of 5 and a horizontal segment of 5.

The total length of the profile is 945, and the total height is 110.

[illegible]

- 108 -

IV.6 DESCABECE DE PILOTES

Una vez obtenida el área de la zapata excavada en su totalidad, y al nivel de desplante de proyecto, se dispuso a colocar una plantilla de concreto pobre ($f'c=100$ kg/cm²) de 5 cm de espesor, *Figura IV.6.1*, que cubra únicamente el área de la zapata, con el único fin de tener un área de trabajo firme, nivelada y seca; sin tener ninguna función estructural dentro de la zapata de cimentación.

En el caso de que al llegar al fondo de la excavación se hubiese encontrado materiales con excesiva humedad que dificultara las maniobras para colar la plantilla, fue necesario colocar una capa de tezontle en greña acomodado hasta propiciar una superficie confiable.

Cumplidos lo anterior, se procedió a la demolición o descabece de los pilotes en una longitud de acuerdo a la posición de cada uno, atendiendo a la profundidad de desplante de la zapata. La longitud mínima de descabece fue de 80 cm. Tal condición fue considerada desde la fabricación e hincado de los pilotes. *Figuras IV.6.2a y IV.6.2b*.

La demolición se realizó mediante martillos rompedores. Los fragmentos de concreto así como los materiales ajenos a la cimentación fueron retirados en su totalidad del cajón de cimentación, *Figura IV.6.3*.



Figura IV.6.1.- Colocación de plantilla de concreto pobre.



Figura IV.6.2a.- Proceso de descabece de pilotes

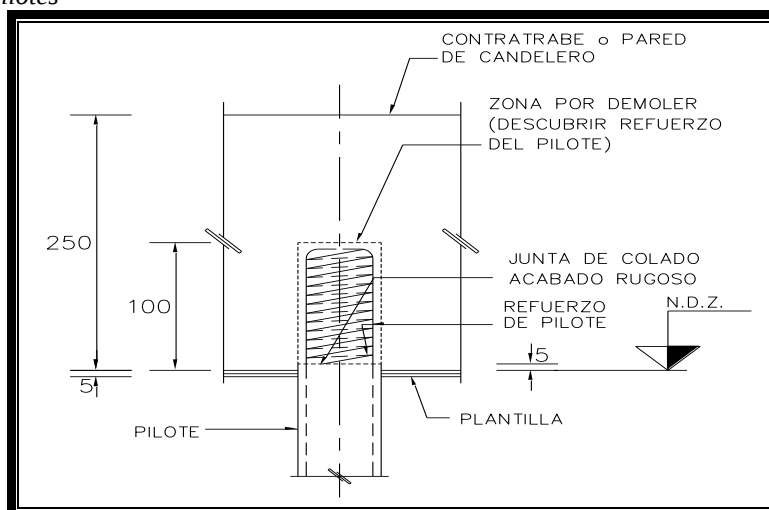


Figura IV.6.2b.- Detalle de descabece de pilote. Acotaciones en (cm)

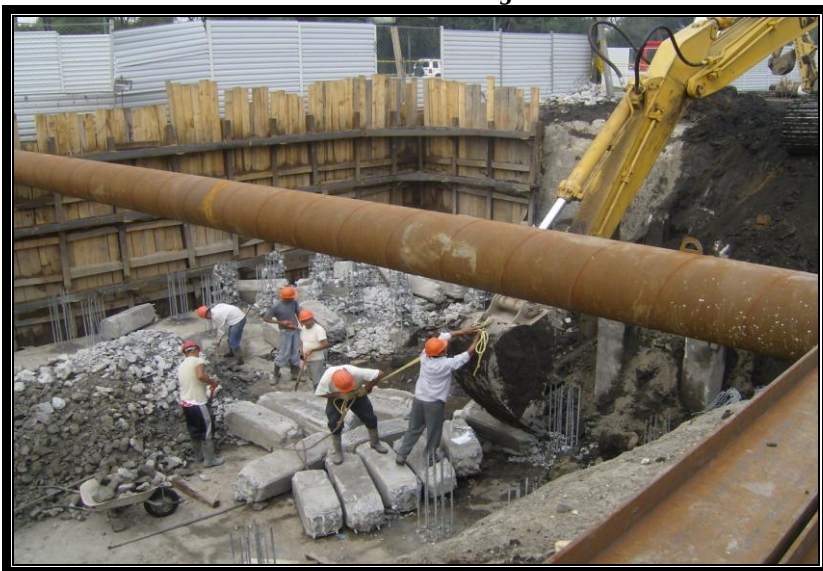


Figura IV.6.3.- Proceso de retiro de cabezas de pilotes y fragmentos de concreto.

III. ARMADO DE ZAPATAS.

Una vez concluido el proceso de descabece de pilotes, retiro de todo fragmento de concreto producto del mismo y limpieza de cualquier sustancia extraña, es requerida una vez más – como durante todo el proceso constructivo – de la brigada de topografía para que indique los niveles de armado de zapata de acuerdo a proyecto. (Figura IV.7.1)

Pero, antes de comenzar con el tema del armado, es conveniente conocer las características de una zapata, por lo que por una zapata se entiende que es un elemento estructural de la subestructura de una obra civil, que como ejemplo, el caso de estudio de este documento, la cimentación de un puente vehicular; se entiende que una zapata de cimentación es una ampliación de la base de una columna que tiene por objeto transmitir la carga que soporta al subsuelo a una presión adecuada a las propiedades del suelo. Siendo, en este caso particular, zapatas combinadas, debido a que la mayoría de las zapatas soportan dos o más columnas.

Continuando con el tema del armado, como ya se había mencionado anteriormente, el tipo de cimentación para éste proyecto es la construcción de zapatas tipo cajón sobre una cimentación profunda utilizando pilotes de punta de 40 X 40 cm de sección transversal, para ayudar a reducir el asentamiento de la estructura, unidos en su parte superior a una losa de cimentación y un sistema de contratraveses las cuales actúan como rigidizadores de la losa y encargadas de distribuir en forma equitativa la transmisión de cargas de las columnas a los pilotes y evitar de esta forma deformaciones excesivas.



Figura IV.7.1.- Limpieza de la zapata y trabajos de topografía.

Figura IV.7.2a.- Proyección en planta de zapata, Ejes de columna A10 – A11. Todas las acotaciones están en cm, excepto donde se indique otra unidad.

En los cortes de zapata se puede apreciar mucho mejor la geometría y los elementos estructurales del armado de la misma, así como los elementos que la conforman tales como los pilotes, las distintas dimensiones de las contratraves utilizadas, las losas inferior y superior de la zapata y el candelero, el cual es un elemento estructural que alojará a las columnas y por lo tanto éstos elementos no tienen losa superior, etc.

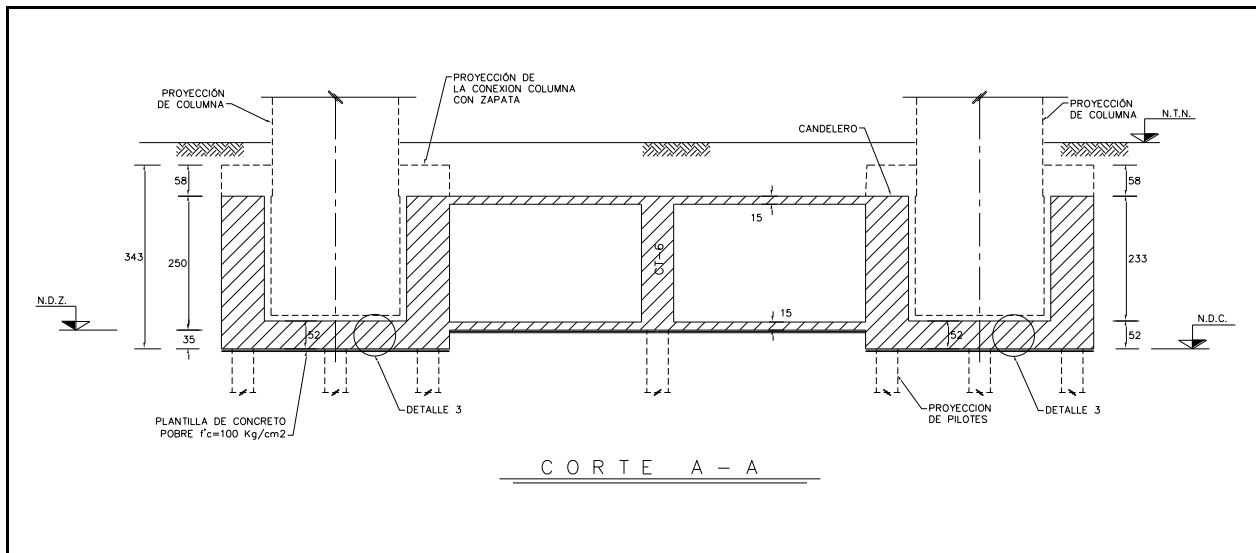


Figura IV.7.2b.- Corte A – A de zapata cuyos ejes de columna son A10 – A11. Todas las acotaciones están en cm, excepto donde se indique otra unidad. Niveles en metros.

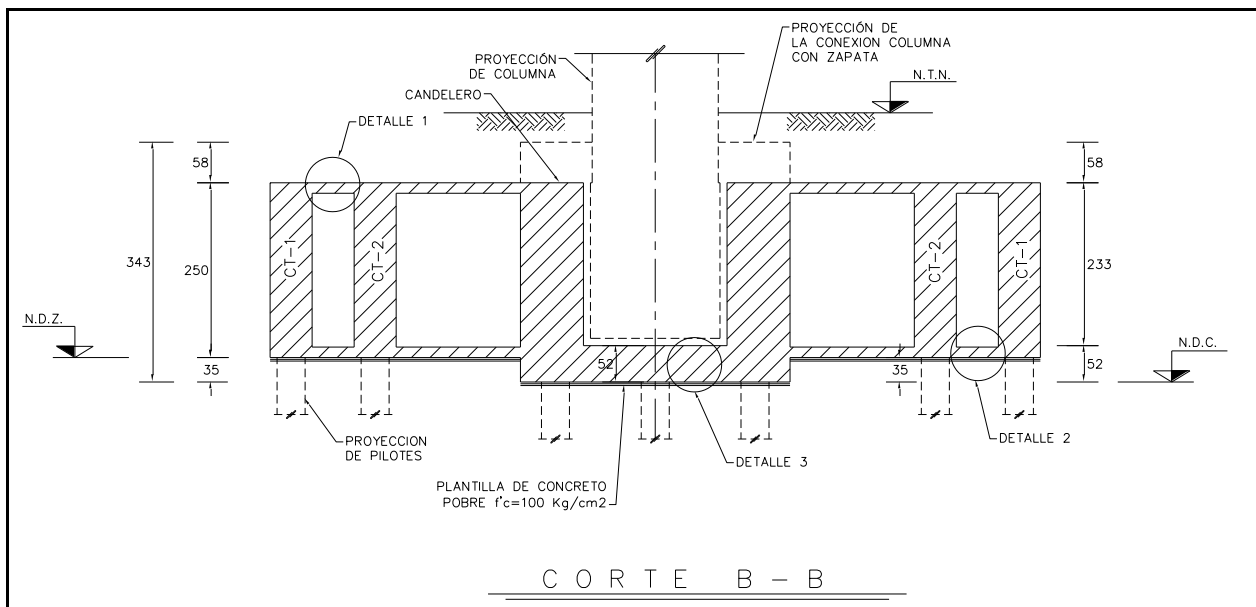


Figura IV.7.2c.- Corte B – B de zapata cuyos ejes de columna son A10 – A11. Todas las acotaciones están en cm, excepto donde se indique otra unidad. Niveles en metros.

IV.7.1 HABILITADO Y COLOCACIÓN DEL ACERO.

Para llevar a cabo el armado de las zapatas, fue necesario habilitar el acero de refuerzo (varillas) para que tome los esfuerzos internos de tensión que se generan por la aplicación de cargas, contracción por fraguado o cambios de temperatura; utilizando acero con un esfuerzo a la fluencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Previo al habilitado y colocación del acero dentro del cajón, fue necesaria una inspección del acero para verificar que no tuviera quiebres o deformaciones en su sección. Posteriormente, las varillas de refuerzo fueron dobladas en frío para darle la forma y longitud indicada por el proyecto.

De esta manera, se presenta a continuación el detalle de refuerzo de losa inferior de zapata, la cual no es otra cosa que una plataforma que se encarga de ligar tanto a los pilotes como las contratraveses dentro del cajón de cimentación. La sección transversal de esta losa tiene un peralte de 15 cm más los 5 cm de la plantilla de concreto pobre, colocada previamente, y reforzado con varillas de $\phi = 1/2''$ (# 4) con la separación y distribución indicadas en la *Figura IV.7.1.1*.

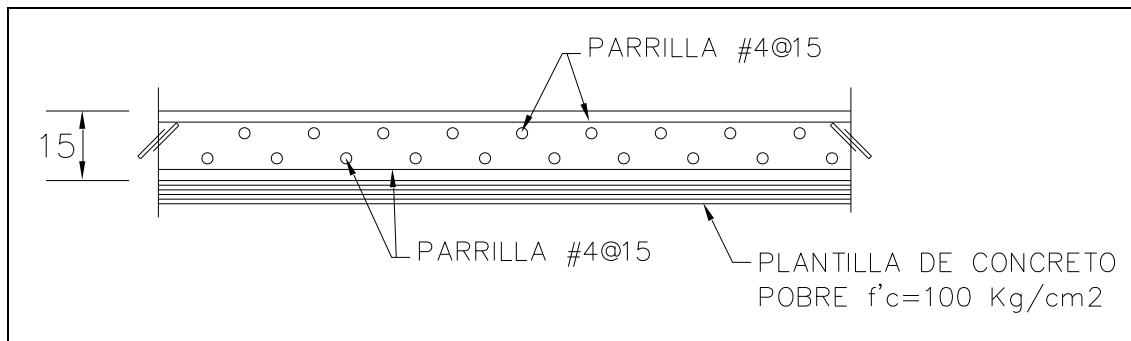


Figura IV.7.1.1.- Detalle 2 de losa inferior de zapata.

Otro detalle presentado en el plano de zapata A10 – A11 es el de la losa superior de zapata, cuyo armado es semejante al de la losa inferior, antes mencionado. *Figura IV.7.1.2*

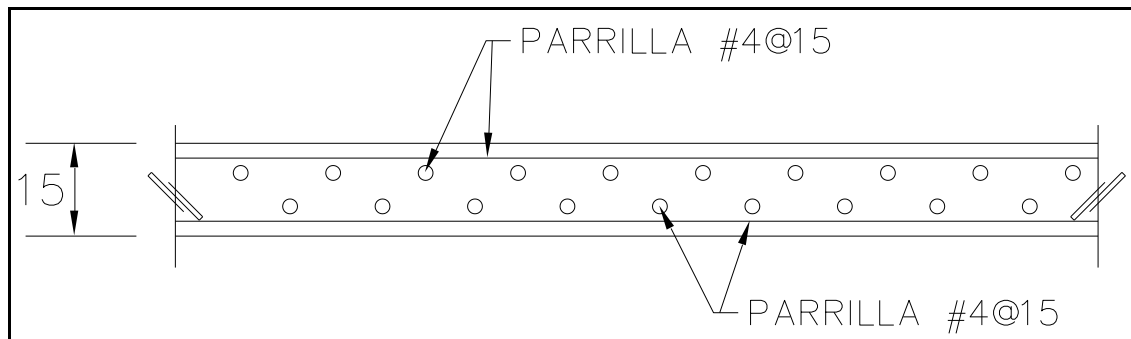


Figura IV.7.1.2.- Detalle 1, losa superior de zapata A10 – A11.

Las varillas de refuerzo fueron colocadas en la posición indicada en el proyecto y fijadas con amarres de alambre recocido de modo tal que se mantuvieran firmemente en su posición durante el colado del concreto respetando las dimensiones y separación establecidas, Figuras IV.7.1.3a y IV.7.1.3b, así como en la conexión con los elementos que componen a la zapata, tales como las contratraveses y los candeleros, uniéndolos firmemente a las varillas longitudinales y transversales de la losas superior e inferior.



Figura IV.7.1.3a.- Colocado de varillas longitudinales para la losa inferior de zapata



Figura IV.7.1.3b.- Trabajos de colocado de acero para contratraveses.

IV.7.2 CONTRATRABES.

Un caso particular de armado, es el de las contratraves, las cuales tiene la función de rigidizar la zapata y para el caso de ésta cimentación se tienen contratraves clasificadas como CT-1 hasta CT-6, la ubicación de estas contratraves se puede apreciar en la *Figura IV.7.2a*, anteriormente mostrada. El armado de estas contratraves esta formado con diferentes calibres de varilla tanto en el lecho superior como el inferior y la utilización de estribos, tal como se muestra en las *Figura IV.7.2.1* para las contratraves CT-1 a CT-6. En tales armados, la separación de las varillas no debió ser menor al tamaño del agregado grueso del concreto, el cual fue especificado previamente.

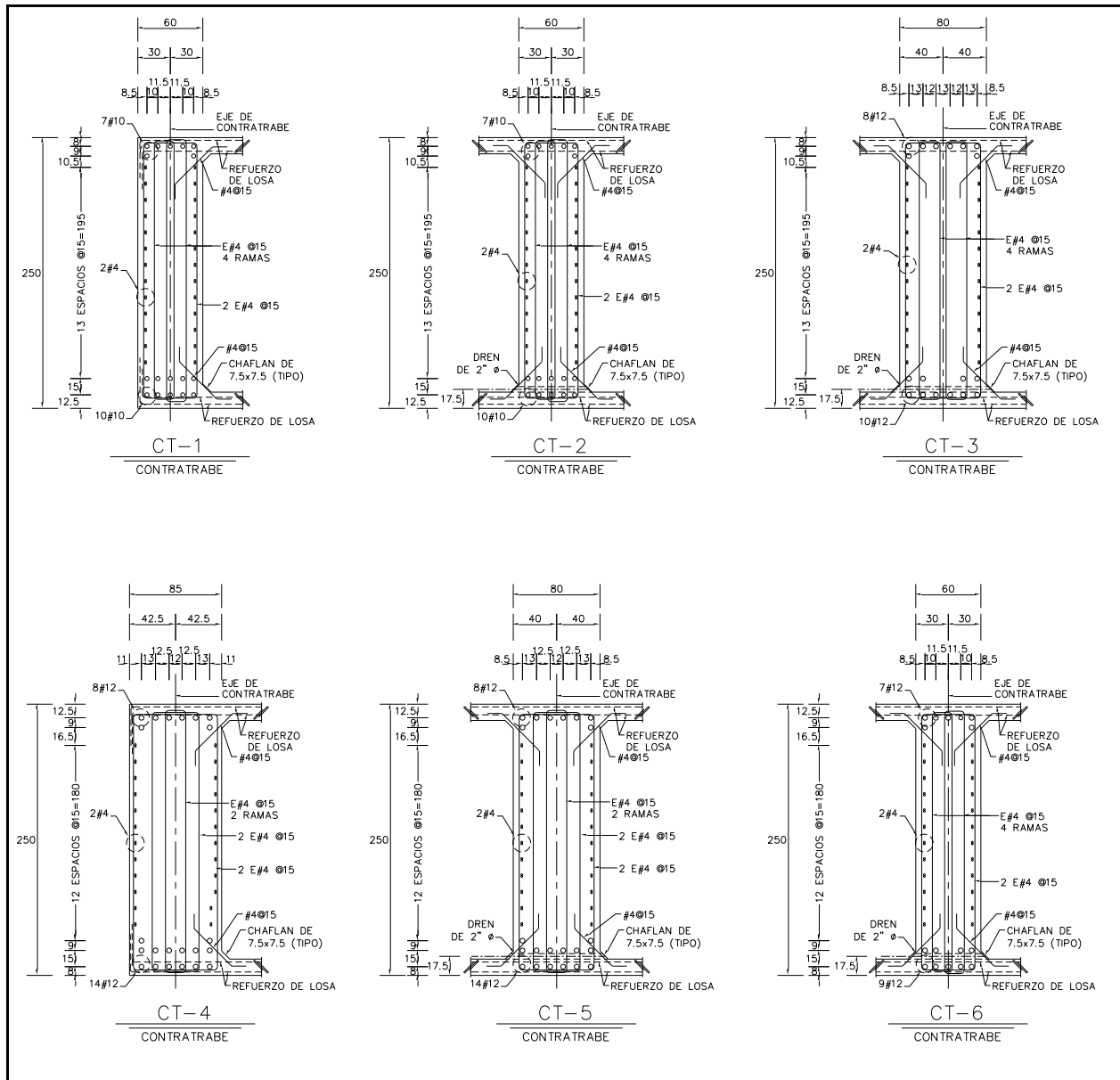


Figura IV.7.2.1.- Armado de las diferentes contratraves con las que cuenta la zapata A10 – A11. Acotaciones en cm, excepto donde se indique otra unidad.

Dentro del caso particular de las contratraves, se encuentra el armado especial del candelero, el cual, debido a que es el elemento dentro de la zapata que recibe a las columnas, requiere estar mayormente reforzado con acero de mayor diámetro, esto puede ser mejor apreciado en las Figuras IV.7.2.2 y IV.7.2.3, las cuales son los cortes C-C y D-D indicados en la Figura IV.7.2a pertenecientes al candelero.

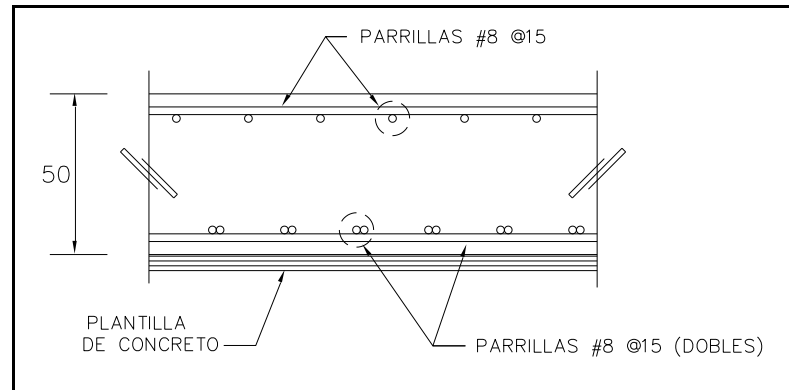


Figura IV.7.2.1.- Detalle 3, losa inferior de candelero. Acotaciones en cm.

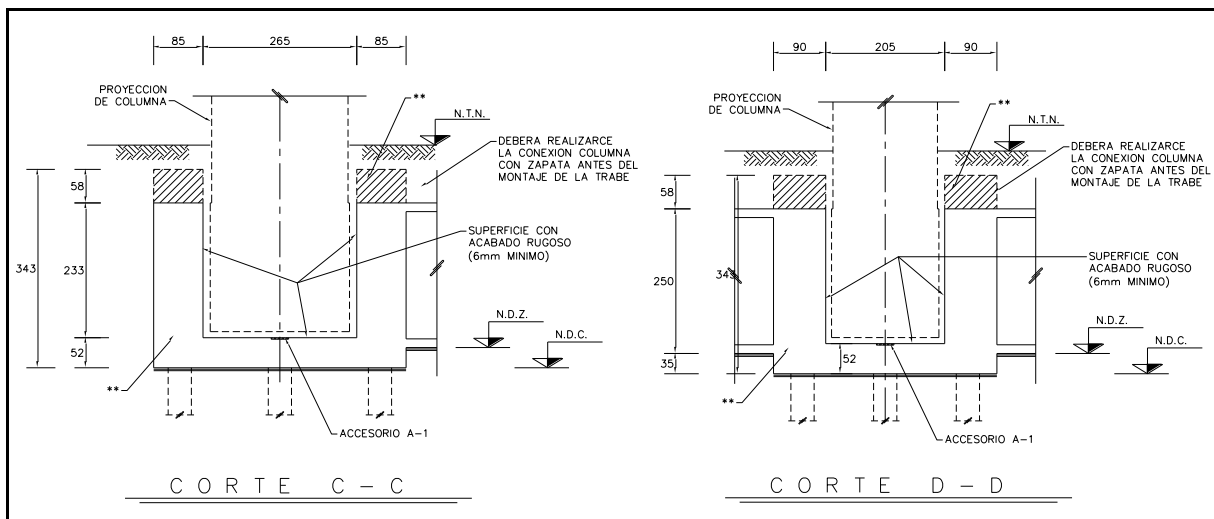


Figura IV.7.2.2.- Cortes de las contratraves de candeleros en la zapata de cimentación A10 – A11. Acotaciones en cm. Niveles en metros.

NOTA GENERAL PARA LOS NIVELES MARCADOS EN FIGURAS ANTERIORES Y POSTERIORES:

- N.D.C. → Nivel de Desplante de Candelero.
- N.D.Z. → Nivel de Desplante de Zapata.
- N.T.N. → Nivel de Terreno Natural.
- L.S.Z. → Nivel de Lecho Superior de Zapata.

El armado especial para el candelero puede ser mejor apreciado en el plano de candelero A10 -A11, en donde se muestran los cortes y detalles del tipo de armado, así como, el diámetro de varillas utilizadas y su distribución. Para tal armado se presentan a continuación las Figuras IV.7.2.3 y IV.7.2.4, en donde puede ser apreciado con mayor facilidad éstos detalles.

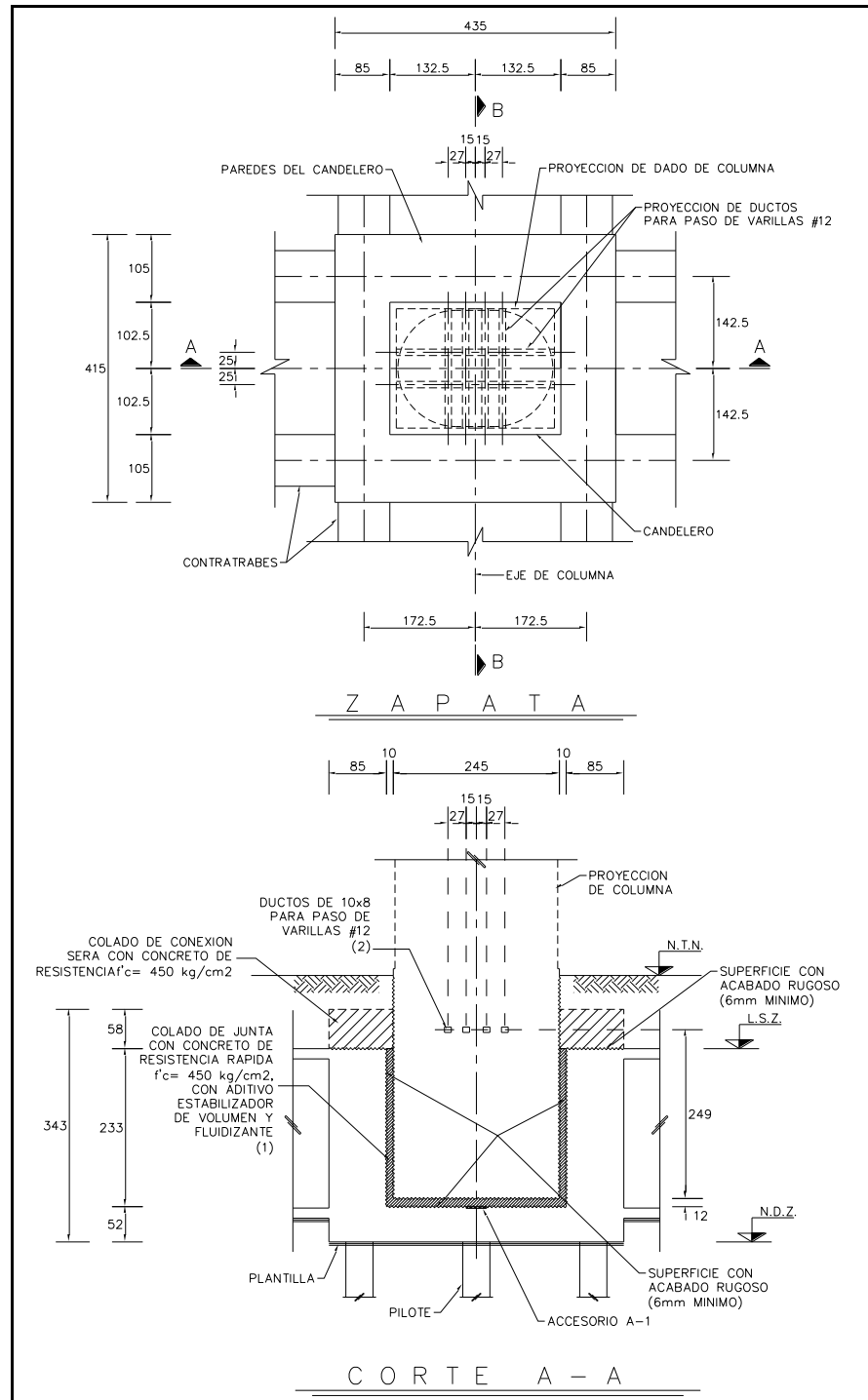
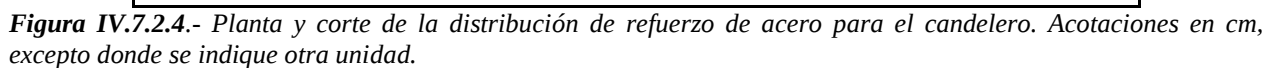


Figura IV.7.2.3.- Planta de candelero y corte, con sus respectivas partes que lo conforman. Acotaciones en cm.



Los dobleces utilizados para este proyecto son marcados dentro de los planos estructurales, en los cuales aparecen los detalles de refuerzo, así como las longitudes y radios de dobles para el acero de refuerzo. A continuación se muestran éstos detalles, *Figura IV.7.2.5.*

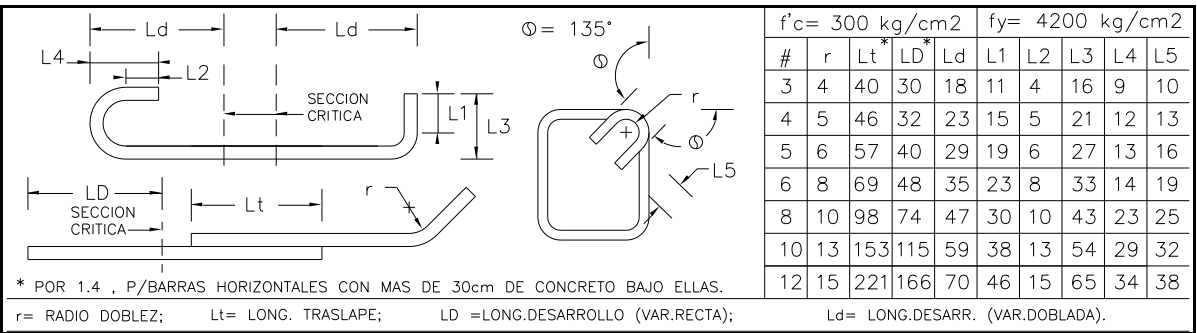


Figura IV.7.2.5.- Detalles de Refuerzote de anclajes y traslapes.

Así, de esta manera se complementan los trabajos de armado del acero de refuerzo para la cimentación del Distribuidor Vial Periférico-Muyuguarda, previo a la aprobación de la supervisión, quienes se encargan de verificar la calidad del armado, el cual debe estar perfectamente alineado y a plomo, así como la calidad de los materiales utilizados durante todo el proceso de su elaboración. El armado terminado de la zapata A10 – A11 puede apreciarse en la *Figura IV.7.2.6*, en donde se pueden ver los distintos armados de las contratraves y candeleros de la cimentación.



Figura IV.7.2.6.- Armado terminado de zapata A10 – A11.

IV.8 COLADOS.

Una vez terminado el armado de zapata, y haber concluido la revisión de éste, verificando que el acero estuviera libre de deformaciones, de lodo, aceite, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier sustancia que reduzca su adherencia con el concreto (*Figura IV.8.1*), se dio paso a la siguiente etapa de construcción de la zapata, el cimbrado para el colado del concreto.

IV.8.1 CIMBRADO

El proceso de cimbrado, es la acción de cubrir al acero de refuerzo con moldes sustentados por soportes que permitan retener al concreto durante el tiempo en el que obtenga la resistencia suficiente para soportar su propio peso y darle a la zapata la forma, niveles y espesores establecidos en el proyecto.

La cimbra utilizada para este proyecto fue inspeccionada y aprobada por la supervisión, la cual constó de paneles de madera unidos adecuadamente entre sí mediante tensores, varillas o alambres de amarre, para mantener su posición y forma durante el proceso del colado, además de tener la rigidez suficiente para ser capaces de resistir las acciones a las cuales fueron sometidas y evitar deformaciones producto de la presión del concreto, al efecto de la compactación, de los vibradores y otras cargas relacionadas con el vaciado del concreto dentro de la cimbra.

Inmediatamente antes del colado del concreto, los moldes de madera fueron cubiertos, en la parte de contacto con el concreto, con un lubricante para protegerlos y evitar que el concreto se adhiriera a los mismos y facilitar su descimbrado. Previo al inicio del colado, se aseguró que la cimbra estuviera limpia y exenta de cualquier partícula extraña, suelta o adherida al molde.



Figura IV.8.1.- Trabajos de limpieza en zapata, mediante el uso de aire comprimido

IV.8.2 COLOCACIÓN DEL CONCRETO.

La colocación del concreto dentro de la cimbra, estuvo condicionada a la previa aprobación de la calidad de los materiales que son utilizados en su elaboración, por parte de la supervisión, así como el cumplimiento de los reglamentos y normas aplicados en este proyecto.

Los materiales utilizados en la elaboración del concreto hidráulico para este proyecto están constituidos por: Cemento Portland, agregados gruesos y finos seleccionados, agua y aditivos aprobados por la Dirección de la Obra. El control de calidad de los agregados fue realizado por un laboratorio capacitado para efectuar las pruebas de calidad necesarias sustentadas por las Normas Mexicanas (NMX) y de la Sociedad Americana para Pruebas y Materiales (ASTM), así como la dosificación la cual debe de cumplir con lo indicado por el reglamento del Instituto Americano del Concreto (ACI).

La resistencia ($f'c$) del concreto utilizado para las zapatas se encuentra especificada en los planos correspondientes, refiriéndose a la resistencia que deberá obtener el espécimen de ensaye a los 28 días de elaborado el concreto. De ésta manera, se tiene que para el caso de los elementos de la subestructura (cimentaciones) la resistencia del concreto es $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$.

Previo al colado, el contratista debió dar aviso y obtener por escrito la aprobación de la supervisión, con la suficiente anticipación, como máximo 24 hrs.; con el objeto de que el representante de la supervisión verifique las dimensiones, desplantes, solidez y demás requisitos de los moldes y obra falsa, la correcta colocación y firmeza del acero de refuerzo, la colocación de anclas y otros soportes.

Las condiciones necesarias para depositar el concreto recién elaborado en los moldes, son que no deben de transcurrir más de 90 minutos, desde que se inicie el mezclado y la terminación de la colocación, compactación y acomodo del concreto, *Figura IV.8.2.1*. Así como, no está permitido el vaciado de concretos que lleguen a su destino final después de 60 minutos de haber salido de la planta dosificadora. El concreto no se vaciará hasta que el sitio que ocupará esté libre de agua ó cualquier otro material extraño, y se tenga la aprobación del representante de la supervisión.

El procedimiento utilizado en este proyecto para el colado de las cimentaciones es el siguiente:

- ✓ La mezcla se vació colocándola en capas horizontales continuas de 25 a 30 cm. de espesor (nunca se excederá la penetración efectiva del vibrador).
- ✓ Cada capa se acomodó y compactó en toda su profundidad para obtener un concreto que llenó completamente los moldes y cubrió en forma satisfactoria el acero de refuerzo, que para el caso de las contratraveses se llevó a cabo hasta cierto nivel para posteriormente colocar la cimbra para el armado de la losa superior de la zapata, *Figura IV.8.2.2*. Cuando por razones de emergencia ó

caso fortuito fue preciso interrumpir la continuidad de una de las capas por más de una hora, se debió colocar una cimbra para formar una junta de construcción.

- ✓ En el caso que la mezcla fuera colocada desde una altura mayor a 3 metros, debió tomarse precauciones especiales, tales como el uso de deflectores y/o tuberías adecuadas. No está permitido amontonar la mezcla para posteriormente extenderla dentro de los moldes.
- ✓ A fin de evitar que se marquen juntas así como evitar discontinuidad entre las capas, éstas se debieron colar en forma continua una vez que la anterior haya sido colocada y compactada; y antes de que inicie su fraguado. El tiempo máximo entre la colocación de una capa y la precedente fue de 30 minutos.

La consistencia del concreto para el caso de muros y zapatas de cimentación fue de un revenimiento no menor de 10 cm, así como su peso volumétrico en estado fresco debió ser superior de $2,200 \text{ kg/cm}^3$ para el concreto clase 1.^{†††}



Figura IV.8.2.1.- Colado de zapata y trabajos de vibración del concreto.

^{†††} Los concretos clase 1 tienen una resistencia, $f'c$, especificada igual o mayor que 250 kg/cm^2 . Según las NTCDF.



Figura IV.8.2.2.- Colocación del acero de refuerzo para la losa superior de zapata

IV.8.3 DESCIMBRADO.

Una vez terminado el proceso de colocación del concreto en la cimentación, fue necesario permitir el fraguado del mismo cuidando su humedad mediante un humedecimiento continuo de la masa de concreto.

Después de permanecer cimbrados el tiempo necesario para que el concreto alcance la resistencia suficiente para soportar su peso propio, otras cargas que actúen durante la construcción y las cargas permanentes a que quedará sujeta la estructura, fue requerido el descimbrado de la cimentación.

La cimbra fue retirada de tal manera que siempre fue procurada la seguridad de la estructura; sin dañar la superficie de contacto con el concreto recién colada, cortando a ras el alambreon o alambres de amarre salientes y retiradas tanto la obra falsa, como la cimbra de contacto y todos los elementos que no tengan un fin específico.

IV.8.4 RELLENOS LOCALES

Coladas y descimbradas la zapatas fue rellenada la parte exterior de ésta con material limo-arenoso (tepetate), compactado al 90% AASHTO estándar (T-99) en capas de 20 cm (máximo) de espesor y obtener un valor relativo de soporte (VRS) de 20% (mínimo), *Figura IV.8.4.1*. Para los ejes E7 a E12 deberá utilizarse tezontle colocado por medio de vibración debiéndose acomodar al 95% de su densidad relativa (D_r) determinada con la norma NOM C-164 (por impacto).

Todos los rellenos que se coloquen en la zona de obra y no tengan una función estructural u ornamental, deberán colocarse y compactarse con las mismas características del párrafo anterior.



Figura IV.8.4.1.- Relleno de tepetate en la parte exterior de la zapata de cimentación.

Completados los trabajos de de relleno y compactación de la zapata colada, el siguiente paso previo a colocar las columnas en los candeleros es el de que se tiene que llevar a cabo un acabado rugoso de las paredes del candelero, con el fin de, una vez izada y colocada la columna en su lugar, dentro del candelero, la superficie del candelero y la del dado de la columna sean coladas mediante una junta de concreto de resistencia rápida $f'c = 450 \text{ kg/cm}^2$ con aditivo de volumen y fluidez, en donde la consistencia del concreto debe garantizar la correcta colocación de ésta junta entre el dado y las paredes del candelero y su losa de fondo. Se presenta, entonces, a continuación la colocación la columna A10 de la zapata A10 – A11, *Figura IV.8.4.2*.



Figura IV.8.4.2.- Izado y colocación de la columna A10.

CAPÍTULO V.

CONCLUSIONES.

El problema fundamental de la cimentación de estructuras en el Valle de México, es sin duda, el tipo de suelo sobre el que se construyen. El hecho de que se tenga, en muchas de las veces, que excavar a grandes profundidades o utilizar métodos de cimentación profunda, es debido a que el Valle de México se encuentra situado sobre depósitos de suelo lacustre con características particulares que lo hacen poco resistente a la aplicación de cargas, deformándose fácilmente. Las características principales de éste tipo de suelos son el alto contenido natural de agua, los grandes espesores de arcillas altamente compresibles y de baja resistencia al corte, lo que impide que se tengan construcciones muy pesadas y que no presenten asentamientos instantáneos o a largo plazo, totales o diferenciales y que representen un peligro a su integridad estructural o den simplemente un aspecto de inseguridad. Es por esta razón, que se tiene la necesidad de realizar un buen estudio de mecánica de suelos para determinar las propiedades índice y mecánicas del tipo de suelo presentado en el lugar de interés y con ello determinar el tipo de cimentación más conveniente para la construcción de una nueva estructura que cumpla con los requisitos de seguridad y el mejor costo posible para tal construcción.

El sistema de cimentación empleado en este Distribuidor Vial a base de cajones de cimentación ligados a pilotes de punta representa una opción con grandes posibilidades para cimentar estructuras pesadas desplantadas sobre suelos arcillosos en grandes estratos y con alto contenido natural de agua. Pero sin olvidar los problemas que se pueden presentar con la utilización de pilotes de punta, los cuales pueden ser divididos en dos partes, el problema de estabilidad y el problema de elasticidad. El primero de ellos concerniente al fracturamiento de uno o un grupo



de pilotes que exceden la fuerza cortante del material del suelo donde se encuentran soportados. El segundo problema concierne al asentamiento del grupo de pilotes; el ingeniero especialista debe predecir la rigidez necesaria a la cimentación para soportar desplazamientos diferenciales verticales, para evitar daño a la superestructura.

Con relación a la subestructura del puente; una opción de gran importancia en la construcción de puentes es utilizar elementos prefabricados, para poder así disminuir los tiempos de su construcción, ya que cada hora que se ahorre en la construcción representará una gran ventaja a los usuarios y a los constructores de la obra, especialmente en zonas urbanas, donde el ahorro en tiempo en su construcción es un factor muy importante por la cantidad de horas-hombre que se pierden al alterar las vías de comunicación con los desvíos de tránsito realizados durante su construcción.

La superestructura de un puente se diseña fundamentalmente para resistir cargas vivas vehiculares. Cargas accidentales como viento y sismo deben ser resistidas por la subestructura. De esta manera, es responsabilidad del diseñador escoger las solicitaciones óptimas para diseñar la superestructura y se logre un nivel de seguridad adecuado, ya que actualmente los pesos y dimensiones vehiculares han sido superados por las cargas de algunos vehículos que frecuentemente circulan sobrecargados, lo cual puede afectar a la integridad estructural del puente en un futuro.

El diseño y análisis de la carga accidental por sismo en puentes basándose en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias puede afectar la seguridad del puente ante un sismo, ya que éstas normas están elaborados para el correcto comportamiento de edificios y para el caso de puentes existen diferencias en el comportamiento ante sismo; por ejemplo los puentes no cuentan con elementos no estructurales como muros divisorios, ventanas y fachadas que le brinden resistencia adicional, como en el caso de edificios. Además, la mayoría de los edificios colapsan cuando varios de sus elementos han alcanzado su resistencia máxima. Esta característica estructural se conoce como redundancia, los puentes carecen de ella y generalmente la falla de un elemento significa la falla del puente. Otra diferencia radica en que los puentes normalmente tienen separaciones entre sus apoyos mayores que el tamaño estándar de un edificio. En estos casos, el movimiento sísmico puede variar sensiblemente de un apoyo a otro. Esto se traducirá en movimientos distintos entre esos apoyos y por consiguiente un mayor riesgo de falla de la superestructura.

Tomando en cuenta las observaciones anteriores, el desarrollo de nuevos proyectos de puentes vehiculares pueden tener mayor información relevante que permita tener un mayor alcance en su análisis y diseño, ya que actualmente no existe en México un reglamento que considere el análisis y diseño de puentes.

SCC



BIBLIOGRAFÍA.

Análisis Estructural. Jeffrey P. Laible, Editorial McGraw-Hill.
México, 1992.

Boletines Rioboo, Especificaciones, Rioboo S.A.

Comisión Federal de Electricidad. Instituto de Investigaciones Eléctricas,
Manual de Diseño de Obras Civiles, Geotecnia B.2.2 y B.2.4.

Diseño Estructural. Roberto Meli. Editorial Limusa
México, 1995.

Estructura del Programa y Proyecto Arquitectónico. Mario Pérez Rosas.
UNAM, Facultad de Arquitectura, 2005.

Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Leonardo Zeevaert.
Second Edition. Ed. Van Nostrand Reinhold company. New York, N.Y., U.S.A., 1983

Ingeniería de Cimentaciones. Peck. Hansor. Thornburn,
Editorial Limusa, México, D.F.

Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas. Editores: Eduardo Reinoso
Angulo, Mario E. Rodríguez y Rafael Betancout Ribotta. anippac e Instituto de Ingeniería

Mecánica de Suelos, Tomo I y II. Juarez Badillo, Rico Rodríguez.
Editorial Limusa, México 2000.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Gaceta
Oficial del Departamento del Distrito Federal. 2001.

Principios de Ingeniería de Cimentaciones. Braja M. Das. California State University, Sacramento.
Institutional Thomson Editores. México D.F., 2001.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Normativa para la Infraestructura del Transporte. En el Libro: Proyecto, Tema: Carreteras, Parte: 6. Proyecto de Puentes y Estructuras,
Título: 01. Proyecto de Nuevos Puentes y Estructuras Similares. Capítulos: 004. Viento y 005. Sismo.
Última actualización 31/05/2007

Standard Specifications for Highway Bridges, Adopted and Published by the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). Fifteenth Edition, 1992.,
Inc. 444 North Capitol Street, N.W., Suite 249, Washington, D.C. 20001. Printed in USA.

