



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL DE LA CAPACIDAD DE
CARGA EN PILAS DE LA CENTRAL DE GENERACIÓN
DE CICLO COMBINADO DE LA CFE EN HUEXCA,
MORELOS

T E S I S

Que para obtener el título de:

Ingeniero Civil

PRESENTAN

Luis Enrique Fragoso Márquez

Octavio Díaz Rivera

Salvador González Ayala



Director de Tesis: Ing. Oscar Enrique Martínez Jurado

México, D. F.

2014



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Señores
OCTAVIO DÍAZ RIVERA
LUIS ENRIQUE FRAGOSO MÁRQUEZ
SALVADOR GONZÁLEZ AYALA
Presente

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/156/14

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. ÓSCAR ENRIQUE MARTÍNEZ JURADO, que aprobó este Comité, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL DE LA CAPACIDAD DE CARGA EN PILAS DE LA CENTRAL DE GENERACIÓN DE CICLO COMBINADO DE LA CFE EN HUEXCA, MORELOS"

- INTRODUCCIÓN
- I. GENERALIDADES
- II. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO
- III. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA
- IV. ANÁLISIS DE COSTO BENEFICIO ENTRE ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN
- V. VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL DE CAPACIDAD DE CARGA EN LAS PILAS
- VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- ANEXOS
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a ustedes 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 les 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 2 de octubre del 2014.
EL PRESIDENTE


M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH*gar.

DEDICATORIAS.

A mi amada esposa Amparo Romero Villegas y a mi hijo Luis Fernando Fragoso Romero, por ser el motor de mi vida y corazón, para hacer que este proyecto se haya logrado satisfactoriamente contando con su amor y apoyo incondicional en todo momento.

A mis padres Lidia Márquez Nieto y José Luis Fragoso Vargas, por sembrar en mi persona los valores, principios, fuerza y perseverancia necesaria para que se llegara a lograr una meta más en mi vida, aunado a esto por toda la fe que pusieron siempre sin dudarle un solo momento.

A mi hermano José Luis Fragoso Márquez, porque no solo es eso, si no también es un compañero incondicional en todo momento y un ejemplo de ser humano, el cual siempre está hombro a hombro en cada paso que doy tanto personal como laboralmente.

A mi familia en general, por estar siempre apoyando de una u otra manera y tener la confianza en que esto llegaría algún día y no perder la fe en mí a lo largo de todo este proceso.

AGRADECIMIENTOS.

Al mis compañeros de equipo, el cual está formado por Octavio Díaz Rivera, egresado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, y Salvador González Ayala, egresado de la Escuela de Ingeniería de la Universidad Don Vasco A.C. en Uruapan Michoacán, por su valiosa participación y colaboración en el desarrollo e integración del presente trabajo.

A mi Director de Tesis el Ing. Oscar Enrique Martínez Jurado, quien desde un inicio nos mostró el camino correcto y dirección adecuada, para lograr que una simple idea de trabajo, se convirtiera en un proyecto de titulación de una manera eficiente y profesional.

Al Arq. Carlos Sánchez Sandoval, coordinador del programa de apoyo a la titulación (PAT), por haber formado un gran equipo de trabajo y por dar el seguimiento adecuado durante todo el proceso hasta llegar a una culminación satisfactoria.

Luis Enrique Fragoso Márquez

DEDICATORIAS.

A mi madre y hermanos, Ma. Elena Ayala M. Jaime, Leydi, Lupita, Pati, Yesi, Cuauhtémoc, por mantenerse al margen y dentro del círculo familiar durante cada etapa de retos, derrotas y triunfos, quienes con la humildad de corazón impulsan al objetivo de cada uno hasta verlos culminado.

A mi familia Ma. Isabel, Gabriel, Michelle, y en especial a mi Hijo Daniel Salvador, quienes han formado parte de la fortaleza que el corazón requiere para cada sueño en la Vida.

A mi amigo Alberto Moreno Jiménez, por su valiosa compañía como uno de mis especiales amigos, quien sin interés alguno, apoyo y evaluó cada una de las oportunidades que durante el proceso de desarrollo profesional y humano se han tenido que tomar.

AGRADECIMIENTOS.

A mis compañeros de equipo Luis Enrique Fragoso Márquez y Octavio Díaz Rivera, ambos egresados de la Facultad de Ingeniería de la UNAM, por formar parte de la columna vertebral de este equipo, quienes mostraron la disposición, fortaleza y seguridad al elegir este tema de tesis como uno de sus retos personales.

A nuestro Director de tesis el Ing. Oscar Enrique Martínez Jurado, por saber tomar las decisiones eficientes y estrategias para lograr que diéramos lo mejor en nuestra tarea.

Al Ing. Anastasio Blanco Simiano, Director de la escuela de Ingeniería de la Universidad don Vasco A.C., quien en medio de la distancia ofreció siempre su disposición para indicarme cual sería la ruta perfecta, por su apoyo incondicional al desarrollo de nuestro trabajo.

Al Arq. Carlos Sánchez Sandoval coordinador del programa de apoyo a la titulación (PAT), por brindarnos la herramienta necesaria para lograr nuestros objetivos, mostrando siempre las soluciones a los problemas que durante el proceso se fueron presentando.

Salvador Gonzalez Ayala

DEDICATORIAS.

A la memoria de mis padres,
Alfonso Díaz y Clemencia Rivera.

A mi familia.

A mis amigos y maestros.

AGRADECIMIENTOS.

Al Ing. Oscar Enrique Martínez Jurado por su orientación y apoyo para la realización de este trabajo.

Al Arq. Carlos Sánchez Sandoval, Coordinador del Programa de Apoyo a la Titulación, por su ayuda para la integración del equipo de trabajo y la conclusión exitosa de esta tesis.

A los compañeros Luis Enrique Fragoso Márquez, de la Facultad de Ingeniería de la UNAM y Salvador González Ayala, de la Universidad Don Vasco, A.C. de Uruapan, Michoacán, por su dedicación y empeño mostrados para la elaboración del presente documento.

ÍNDICE.

OBJETIVO.....	9
INTRODUCCIÓN.....	11
1. GENERALIDADES.....	15
1.1 Antecedentes.....	15
1.2 Estudios previos.....	19
1.2.1 Estudio de espectro de diseño sísmico.....	19
1.2.2 Estudio de mecánica de suelos.....	22
1.2.3 Estudio topográfico.....	27
1.2.4 Estudio de capacidades de carga y módulos de reacción No. 1.....	29
1.2.5 Estudio de capacidades de carga y módulos de reacción No. 2.....	39
2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	43
2.1 Localización.....	58
2.2 Descripción arquitectónica de la casa de máquinas.....	60
2.3 Descripción estructural de la casa de máquinas.....	60
3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	73
3.1 Revisión geotécnica del diseño original de la cimentación.....	73
3.1.1 Parámetros de mecánica de suelos.....	73
3.1.2 Determinación de reacciones en pilas (diseño original).....	74
3.2 Correcciones solicitadas por revisiones de la CFE.....	76
3.3 Capacidad de carga en pilas No. 3.....	76
3.4 Reacciones obtenidas por la atención a comentarios de la CFE.....	77
4. ANÁLISIS DE COSTO BENEFICIO ENTRE ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN.....	79
4.1 Evaluación de alternativas.....	80
4.1.1 Alternativa con micropilotes.....	80
4.1.2 Alternativa con pilas adicionales.....	92
4.1.3 Verificación de capacidad de carga en las pilas.....	96
4.2 Solución adoptada.....	96
5. VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL DE CAPACIDAD DE CARGA EN LAS PILAS.....	99
5.1 Normativa aplicable.....	100

5.2	Descripción del proceso de prueba.....	105
5.3	Proceso constructivo de pilas de reacción y de prueba.	107
5.4	Sistema de carga y de medición de deformaciones.	116
5.5	Ejecución de las pruebas.	120
5.5.1	Prueba axial a compresión.	121
5.5.2	Prueba axial a extracción.	126
5.5.3	Prueba bajo carga lateral.....	130
5.6	Resultados obtenidos.	132
6.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	135
7.	ANEXOS.	141
	BIBLIOGRAFÍA.	145

OBJETIVO.

El objetivo del presente trabajo es el de documentar una serie de pruebas de carga que se llevaron a cabo en réplicas de pilas de cimentación de la casa de máquinas y racks de tuberías de la Central de Generación 264 CC Centro localizada en el poblado de Huexca, estado de Morelos, con el fin de comprobar experimentalmente la capacidad de carga de dichas pilas, consignada en el estudio de mecánica de suelos respectivo.

Adicionalmente se documentarán las razones que llevaron a hacer las pruebas mencionadas, los resultados obtenidos y las conclusiones a las que se llegó para resolver la problemática de cimentación que generó un análisis sísmico inadecuado de la estructura, no apegado a lo que estipula el Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo 2008, así como la incertidumbre en la capacidad de carga teórica de las pilas de cimentación, todo ello detectado durante la revisión de la ingeniería.

Con los resultados obtenidos de las pruebas de carga, y mediante un análisis de costo-beneficio, se logrará demostrar la importancia de la implementación de estos estudios, con el fin de obtener una optimización de recursos, en tiempo y forma.

INTRODUCCIÓN.

La Central 264 CC Centro, construida en su primera etapa en el poblado de Huexca, municipio de Yecapixtla, estado de Morelos es una obra de infraestructura de gran relevancia por su alta capacidad instalada de generación de energía eléctrica, produciendo inicialmente 642 MW en su primera fase y aumentando a 1320 MW cuando se complete la segunda, lo cual la hará una de las más importantes del país. Es evidente que será un factor que contribuya a detonar el crecimiento industrial de la región, en particular del estado de Morelos.

Nuestra labor profesional dentro de la empresa contratista, durante el desarrollo del proyecto y la obra, nos puso en contacto con una problemática técnica que se presentó en dos de las estructuras del complejo: la casa de máquinas (que albergará la turbina de vapor) y los racks de servicios (que soportan las tuberías que conducen agua y vapor hacia la casa de máquinas).

La problemática mencionada surgió debido a que la CFE, en una revisión técnica del proyecto, encontró insuficiencias en el análisis de las estructuras, por lo cual indicó a la empresa contratista de la obra subsanarlas, lo que consistía, principalmente, en hacer ajustes a las cargas vivas y a los parámetros sísmicos considerados, de acuerdo a lo que establece el Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por Sismo 2008. Como consecuencia de esto, aumentaron las fuerzas internas en la estructura y las descargas a la cimentación, resuelta a base de pilas de 60 cm de diámetro.

Aunado a lo anterior, la CFE solicitó a una segunda empresa consultora de mecánica de suelos la revisión de la capacidad de carga teórica de las pilas, establecida por la compañía consultora que había hecho el estudio de mecánica de suelos original del proyecto; de acuerdo con sus cálculos, la compañía revisora determinó que dicha capacidad era inferior a la establecida por la primera empresa, lo cual representaba un

problema muy serio debido a que las cimentaciones ya estaban construidas e implicaba la necesidad de reforzarlas, con los consecuentes problemas de costos adicionales y retraso en el programa de obra.

Ante esta situación, se decidió determinar experimentalmente la capacidad de las pilas mediante pruebas de carga en varios especímenes iguales a los ya construidos para eliminar la incertidumbre existente en su capacidad teórica indicada en los dos estudios ya mencionados. Con la información obtenida se podrían tomar las decisiones conducentes de una manera racional y confiable.

A los miembros del equipo que elaboró este trabajo de tesis nos pareció interesante documentar todo lo referente a la problemática generada y a la solución dada al problema, especialmente en lo que se refiere a las pruebas de carga de las pilas, ya que representa una invaluable oportunidad de aprendizaje en un campo que no es muy común dentro de la ingeniería de cimentaciones.

Para lograr lo anterior, procedimos a hacer una recopilación y análisis de toda la información disponible que nos permitiera conocer a fondo la problemática técnica mencionada, tal como: los proyectos arquitectónico y estructural, las memorias de cálculo, con sus diferentes revisiones, el estudio de mecánica de suelos, también con varias revisiones, el estudio de espectro de diseño sísmico, el levantamiento topográfico, los informes de capacidad de carga de las pilas realizados por las dos empresas consultoras de mecánica de suelos involucradas en el proyecto y los comunicados de la CFE a la empresa contratista de la obra en donde se le hicieron observaciones y requerimientos técnicos correctivos del proyecto.

El análisis de la información anterior nos llevó a establecer el planteamiento del problema relativo a la insuficiente capacidad de carga de las cimentaciones de ambas estructuras (ya construidas) y posteriormente se analizó la documentación relativa a las soluciones de

reforzamiento planteadas, a base de pilas adicionales o micropilotes, haciendo una estimación aproximada de los costos que implicaría llevarlas a cabo.

Con relación a las pruebas de carga en varias réplicas de pilas, se recopiló y analizó la documentación relativa a:

- ✓ la normatividad aplicable.
- ✓ la descripción del proceso constructivo de las pilas de prueba y de reacción.
- ✓ al montaje del sistema de carga y de medición de deformaciones.
- ✓ a la ejecución de las pruebas de carga por compresión, tensión y carga lateral.

En el presente trabajo se consignan los resultados obtenidos de las pruebas de carga mencionadas y las conclusiones a las que se llegó, con lo cual se resolvió la problemática de las cimentaciones de la casa de máquinas y racks de servicios que se explicó previamente.

1. GENERALIDADES.

La Comisión Federal de Electricidad a través de la Dirección de Proyectos de Inversión Financiada y por conducto de la Subdirección de Proyectos y Construcción y de la Coordinación de Proyectos Termoeléctricos, construye la Central de Generación Eléctrica 264 CC Centro en Huexca, estado de Morelos.

Dicha central será construida y operada mediante un esquema financiero bajo la modalidad de "Obra Pública Financiada" (OPF), lo cual significa que un contratista será el responsable del diseño, ingeniería, construcción, e instalación de la central, y CFE se encargará de la operación, manejo, y mantenimiento en su totalidad, lo cual permitirá conservar la capacidad óptima y la máxima eficiencia, en forma económica y de conformidad con los estándares de seguridad y ambientales más estrictos. En el esquema OPF, que CFE promueve y es la responsable de obtener la autorización en materia de impacto ambiental para la construcción y operación del proyecto 264 CC Centro, el cual contempla la construcción de una central termoeléctrica, un acueducto y un gasoducto.

1.1 Antecedentes.

El proyecto "Central de Generación 264 CC Centro" forma parte del Proyecto Integral Morelos, el cual está integrado por dos centrales de generación eléctrica de ciclo combinado de 622 MW cada una, que consume gas natural como energético (la segunda central se construirá a futuro). La central ya construida consta de 3 turbinas de gas, 3 generadores de vapor por recuperación de calor (GVRC) uno por cada turbina de gas, una turbina de vapor, un aerocondensador, una torre de enfriamiento húmeda, utilizando agua tratada, sistemas eléctricos, una subestación convencional de 400 KV que estará situada dentro del predio de la Central, así como todos los sistemas auxiliares necesarios para que en conjunto, proporcione una capacidad neta garantizada de 622 MW ($\pm 15\%$ en condiciones de verano).

El Ciclo Combinado operará con gas natural como combustible, el cual presenta las siguientes ventajas: Es más ligero que el aire y no presenta efectos nocivos para el ambiente y seres vivos; en el momento en que se llegara a presentar una fuga de gas natural, éste se dispersaría rápidamente hacia las capas superiores de la atmósfera (por ser más ligero que el aire) alejándose de la población; no se acumula en el suelo ni en el agua ya que no es soluble y por lo tanto tampoco se introduce en tuberías de drenaje municipales, por lo que no es posible que sucedan explosiones.

Para alimentar con gas natural a la 264 CC Centro, se construirá un gasoducto de 150 km de longitud y 30" de diámetro en los estados de Tlaxcala, Puebla y Morelos, hasta el punto de entrega en la estación de medición y regulación de gas natural, la cual se ubicará dentro del predio de la 264 CC Centro, como se muestra en la figura. 1.1.



Figura 1.1 Trayectoria del gasoducto que abastece a la Central 264 CC Centro.

Con respecto al abastecimiento de agua para el funcionamiento de la Central, servicios y sistema contra incendio, se realizará con agua negra tratada que será transportada a través de un acueducto de 28" de diámetro, en el caso de utilizar tubería de acero al carbón, o de 32" en caso de optar por polietileno de alta densidad; tendrá 12.00 km de longitud y un gasto de 216 l/s, su trayectoria iniciará en la Planta de Tratamiento "Rociadores de Cuautla", localizada entre el sureste de Yautepec y la zona urbana de Cuautla, y finalizará en el predio de la 264 CC Centro, ambos sitios se encuentran en el estado de Morelos, como se muestra en la figura. 1.2.



Figura 1.2 Trayectoria del acueducto que abastece a la Central 264 CC Centro.

Además se construirá una línea eléctrica de 20 km para interconexión con la subestación Yautepec de 400 KV. El arreglo general de la Central, se muestra en la figura. 1.3 que corresponden al diseño con la instalación de las turbinas de gas, y un detalle especificando la ubicación de la casa de máquinas dentro de la Central, como se muestra en la figura. 1.4.

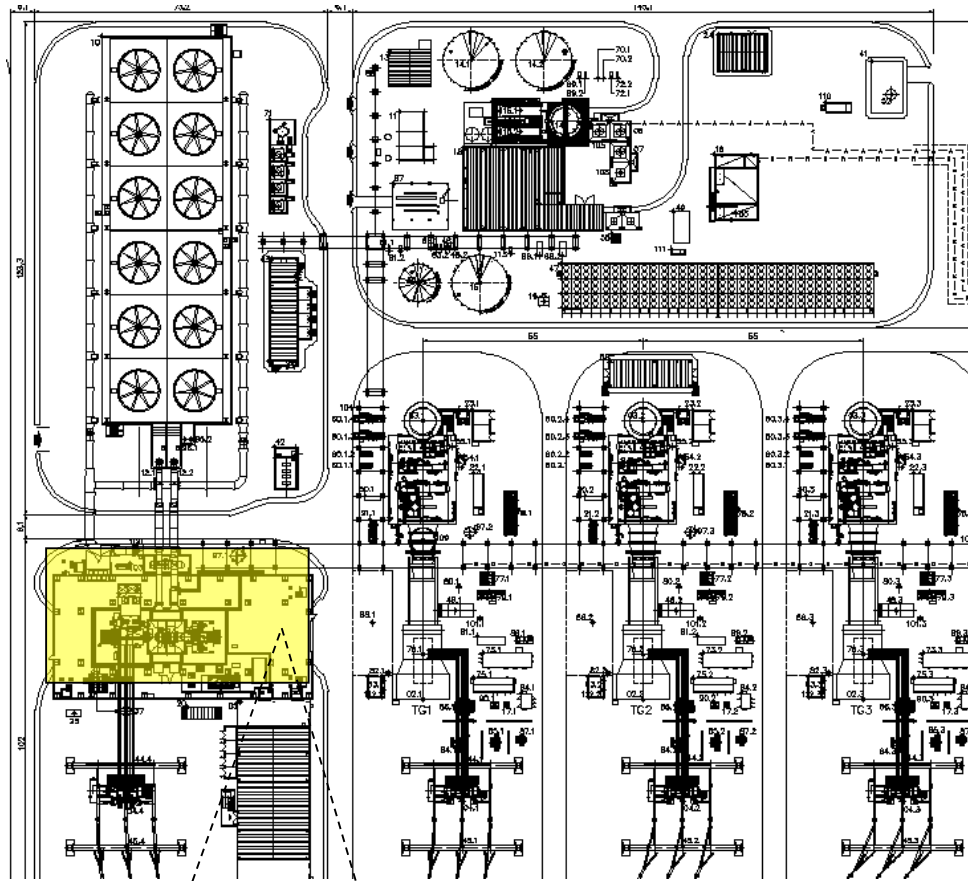


Figura 1.3 Ubicación de la Casa de Máquinas dentro de la Central 264 CC Centro.

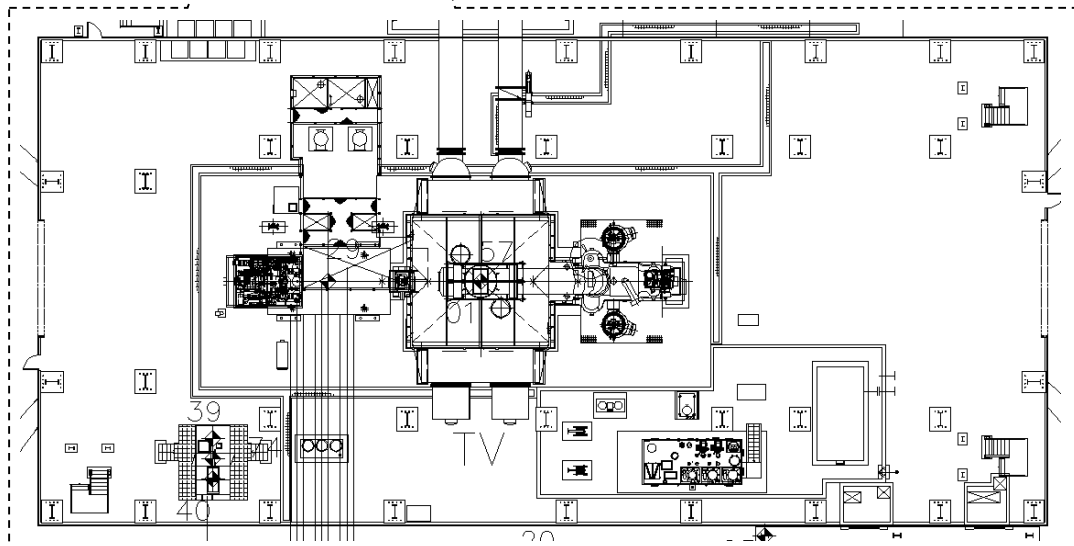


Figura 1.4 Vista en planta de Casa de Máquinas de la Central 264 CC Centro.

1.2 Estudios previos.

Los estudios previos son aquellos que se realizan para recabar información de partida para el diseño general del proyecto y para las bases de un buen diseño, ya que nos arrojarán una serie de datos de origen y recomendaciones, que serán utilizados para el óptimo diseño del proyecto 264 CC Centro.

Los estudios realizados para el proyecto se presentan a continuación, y fueron utilizados para la ejecución de los cálculos y diseños de la cimentación de la casa de máquinas y racks de servicios.

1.2.1 Estudio de espectro de diseño sísmico.

Se realizan estudios de peligro sísmico de sitio, con base en los resultados de los análisis de interacción dinámica para la Central 264 CC Centro, considerando la importancia de las estructuras proyectadas del Grupo A, se desprenden las siguientes conclusiones y recomendaciones.

Las propiedades dinámicas del terreno se establecieron a partir de los trabajos de campo de tipo geofísico, ejecutados en el sitio donde se proyecta la construcción de las estructuras de interés en la Central Eléctrica. Con los resultados de los trabajos ejecutados en campo se construyeron los modelos geodinámicos representativos del sitio de estudio.

En la determinación del espectro de peligro uniforme se consideró que para las estructuras del Grupo A, corresponde aplicar una probabilidad de excedencia del 10% en un periodo de exposición de 100 años, correspondiente a un periodo de retorno de 950 años (temblores clasificados como muy raros). De forma generalizada en el Manual de Diseño por Sismo (MDS), de la CFE 2008 se emplea un factor de 1.5 para obtener el espectro de

estructuras del Grupo A, a partir del espectro del Grupo B para la zona de Morelos específicamente, el cociente entre coeficientes óptimos es menor que 1.4. El espectro de peligro uniforme construido, incluye las fuentes sísmicas reportadas en el Estudio de Peligro Sísmico para este proyecto. Destacan las zonas fuente asociadas a los mecanismos de subducción y de profundidad intermedia. Se señala que el sismo del 10 de diciembre de 2011, con magnitud $M=6.5$, está considerado dentro de los sismos de profundidad intermedia.

Para el análisis de interacción dinámica suelo-estructura (ISE), se consideraron los efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad de éste ante excitación sísmica. Sin embargo, por las características y propiedades competentes del subsuelo del sitio de estudio no se tienen efectos significativos inerciales en el periodo y amortiguamiento estructurales. Sin embargo si existen efectos de interacción cinemática.

En el modelo empleado para el análisis de ISE de las estructuras proyectadas, el suelo se ha reemplazado por resortes y amortiguadores que tienen en cuenta su flexibilidad y capacidad de disipación de energía. El movimiento de campo libre se ha transformado en una excitación efectiva, cuyos componentes de traslación y rotación se aplican al nivel de desplante.

La rigidez dinámica para los diferentes modos de vibración de la cimentación se estableció a partir de las expresiones propuestas por Gacetas (1983). Para una cimentación enterrada en un estrato con base flexible, se calcularon las rigideces estáticas, así como los coeficientes de rigidez y de amortiguamiento.

Los espectros de piso se determinaron al resolver las ecuaciones de movimiento de un oscilador simple, excitado en su base con los movimientos de traslación y cabeceo. Los efectos de los dos movimientos de excitación fueron superpuestos usando la regla de la

raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS). Con base en el procedimiento descrito se construyeron los espectros de diseño que consideran la interacción dinámica suelo-cimentación-estructura con 2 y 5% de amortiguamiento estructural. Los parámetros que definen la configuración de los espectros para un comportamiento lineal estructural ($Q=1$), así como los parámetros de campo libre para el resto de las estructuras (edificios, turbinas, etc.) que cumplan con 5% de amortiguamiento, como se muestra en la tabla 1.1.

Estructura	ζ	a_0	c	T_a	T_b	T_c	k	r
Chimenea	2%	0.3 g	0.92 g	0.07 s	0.4 s	2.5 s	1.00	0.50
Recuperador	5%	0.3 g	0.6 g	0.07 s	0.5 s	2.5 s	1.50	0.50
Campo libre	5%	0.3 g	0.7 g	0.07 s	0.4 s	2.5 s	1.50	0.50

Tabla 1.1 Parámetros de espectro de respuesta.

Donde:

- ζ amortiguamiento
- a_0 aceleración máxima del terreno
- c aceleración máxima espectral o coeficiente sísmico
- T_a límite inferior de la meseta del espectro de diseño
- T_b límite superior de la meseta del espectro de diseño
- T_c periodo de inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno
- k parámetro que controla la caída de la ordenada espectral para $T_c \geq T_b$
- r parámetro que controla la caída de las ordenadas espectrales para $T_b \leq T_e \leq T_c$; donde T_e es el periodo estructural

Se destaca que los espectros de diseño con interacción aquí propuestos son fuertemente dependientes de los parámetros empleados. Es fundamental que la información empleada en estos análisis sea coincidente con las condiciones reales de las estructuras proyectadas.

1.2.2 Estudio de mecánica de suelos.

El estudio de mecánica de suelos permitió definir las propiedades índice y mecánicas del subsuelo en el que se construirá la cimentación de tres unidades de ciclo combinado y las estructuras asociadas para una planta de generación eléctrica, así como las condiciones del tipo de cimentación más apropiado para las estructuras a construir, la capacidad de carga y los asentamientos esperados. La campaña de exploración consistió en 3 sondeos cubriendo las profundidades de 0 a 12 m (Sondeos 1, 2 y 3) y dos sondeos con presiómetro en las zonas de la caldera y turbogeneradores; el procedimiento de perforación fue con barril doble NQ con recuperación de núcleos (se obtuvieron RQD=0); se ratifica la formación de roca y su composición. Se complementó la investigación con tendidos de refracción sísmica (TRS) mediante dispersión de ondas superficiales para la obtención de las constantes elásticas dinámicas: velocidad de la onda de corte (V_s), Modulo de Young (E) y Modulo de Rigidez (G) (apartado V) y como trabajo adicional se realizó un estudio de peligro sísmico para determinar el riesgo sísmico del sitio y la obtención de los espectros de diseño.

Los datos del sitio y geología regional son:

Altitud (msnm)	1430
Temperatura máxima extrema (°C)	36.1
Temperatura mínima extrema (°C)	2.9
Intensidad máxima de lluvia (mm/hr)	182.5
Humedad relativa promedio mensual del mes más alto (%)	60
Zona sísmica	A

El clima es cálido-seco, vegetación semidesértica, en la región abundan los suelos arcillosos, conglomerados y tobas basálticas. La temperatura máxima es de 33°C en los meses de verano y la mínima de 10°C en los meses de invierno. La topografía del sitio es plana y actualmente se encuentra sin vegetación.

La zona de estudio, está inmersa en una serie de acontecimientos que fueron generados por los diversos procesos orogénicos que se dieron lugar a lo largo del tiempo. De esta manera, coexisten tanto rocas ígneas como sedimentarias formadas en distintas épocas y medios ambientes de formación diferentes. Por ello, y teniendo como prerrogativa la importancia litoestratigráfica de las unidades existentes en la zona para correlacionarse con su permeabilidad, se indica a continuación la estratigrafía de la región.

Para el Grupo Balsas, el grupo de rocas que comprenden una gran variedad de tipos litológicos, de espesor variable que afloran en numerosas localidades de la cuenca del sistema fluvial Balsas-Mexcala; descansan sobre unidades cretácicas representadas por las formaciones Morelos y Cuautla con una marcada discordancia erosional y angular, dividido en dos fases distintas: una conglomerática y otra areno-limosa. El Grupo Balsas además contiene lentes de más o menos 60 metros de espesor, de calizas lacustres en capas de 20 a 70 cm que con las lentes de yeso se presentan indudablemente en diferentes horizontes de este grupo. En cuanto al espesor del grupo, este excede los 2500 m y su edad corresponde al eoceno superior-oligoceno medio.

Las rocas más antiguas en el Eje Neo volcánico dentro del estado de Morelos son las ígneas extrusivas de composición intermedia (andesitas), que afloran al oeste de Huitzilac y datan probablemente del terciario medio; contemporáneo a estas rocas aflora al noroeste de Tepalzingo un pequeño cuerpo intrusivo. Sobreyaciendo a las rocas intermedias afloran rocas sedimentarias clásticas (areniscas-conglomerado), así como un complejo volcánico constituido por diferentes tipos de rocas ígneas, como son: riolitas, tobas, brechas volcánicas y basaltos, como se muestra en la figura 1.5.

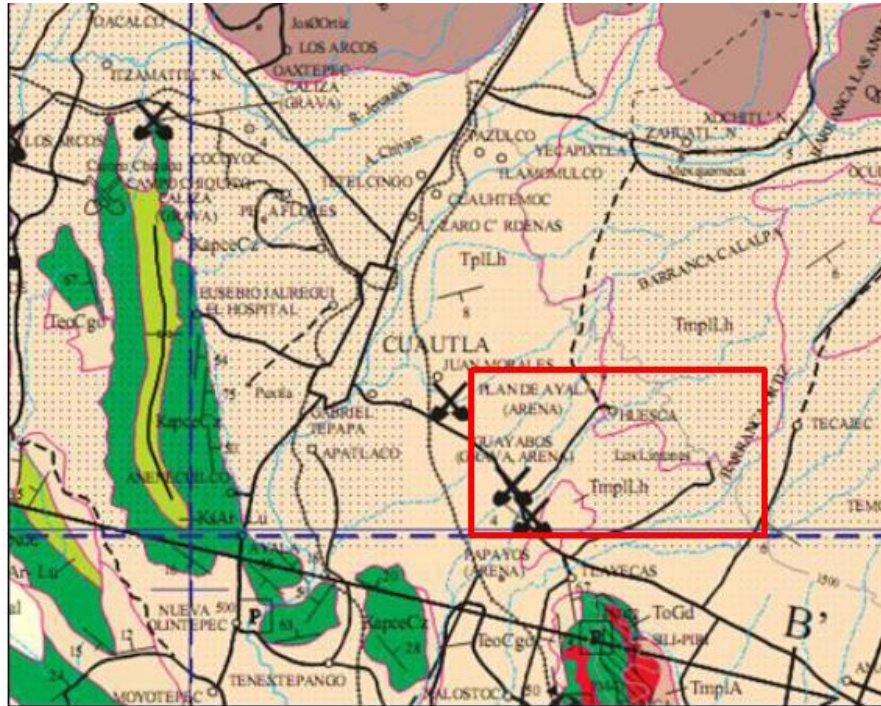


Figura 1.5 Carta geológica de la zona de estudio.

El criterio de la identificación de las unidades geotécnicas fue mediante la resistencia, aunque en la superficie se encontraron tobas basálticas de espesor variable. Las unidades geotécnicas de la central con las que se clasificó el suelo se presentan en la figura 1.6 y consisten en:

Ug (1) espesor de 2 m.- La estratigrafía consiste en un estrato inicial de arenas volcánicas con mezclas de gravas mal graduadas de compacidad baja a muy alta, de clasificación SUCS: GP (gravel poor – grava mal graduada), se localiza a partir de la superficie hasta los 2 m de profundidad, cabe mencionar que cuenta con una capa vegetal de 30 cm de espesor.

Ug (2) espesor de 10 m.- Es un estrato a base de rocas basálticas tipo conglomerados y tobas con empaques de arenas y gravas mal graduadas color negro claro de grano grueso, de compacidad muy alta con RQD de 0% y clasificación SUCS: ROCA y se encuentran en un espesor de 10 m.

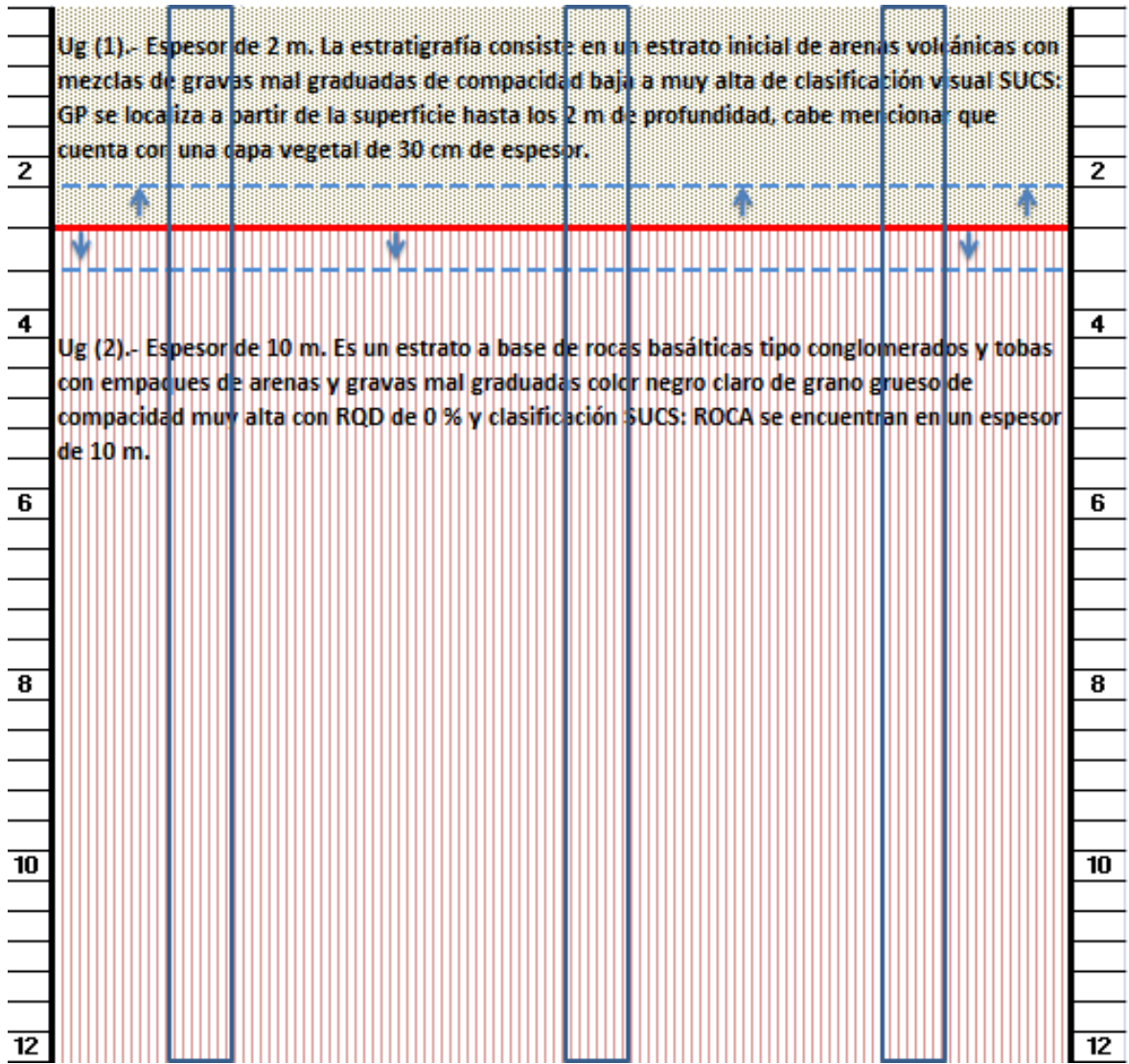


Figura 1.6 Perfil estratigráfico.

En el informe de este estudio se concluye que la estratigrafía está compuesta básicamente por dos unidades geotécnicas, en la profundidad explorada, las cuales en su condición natural presentan buenas características físicas y mecánicas para desplantar las estructuras emplazadas en el sitio, el siguiente modelo geotécnico es el resultado de los estudios realizados, y se pueden observar en la tabla 1.2.

Parámetro	Unidad	Unidad Geotécnica	
		Ug (1)	Ug (2)
Espesor	m	2	> 10
γ	t/m ²	1.8	1.9
Es dinámico	t/m ²	29046 a 58680	173075 a 306006
Gs dinámico	t/m ²	10174 a 20633	63219 a 112210
E estático	t/m ²	11653	17892
v	---	0.31	0.25
\emptyset	°	34	35
c	KPa	0	0

Tabla 1.2 Propiedades mecánicas de las unidades geotécnicas.

Donde:

- γ peso específico
- Es dinámico módulo de elasticidad dinámico del suelo
- Gs dinámico módulo de rigidez dinámico del suelo
- E estático módulo de elasticidad estático del suelo
- v módulo de poisson del suelo
- \emptyset ángulo de fricción interna
- c cohesión

Concluyendo también que las cimentaciones recomendables serán de tipo superficial (losas de cimentación, zapatas cuadradas o corridas), que quedarán a cargo del diseñador su correspondiente dimensionamiento para las cuales se recomienda lo siguiente:

Del modelo geotécnico el desplante de las cimentaciones es en la Ug (2) constituida por una roca basáltica en forma de conglomerados y tobas, el espesor de esta unidad es mayor a 10 m con una compacidad muy alta.

Los valores calculados de los asentamientos elásticos para las cimentaciones en la zona en estudio es del orden de 3 cm, para su correspondiente capacidad de carga admisible a compresión y desplantadas en la Ug (2).

Se recomienda que en el diseño de las cimentaciones para las diferentes estructuras, mayores y menores, se consideren los cálculos de este informe y que la capacidad de carga máxima admisible será de 40 ton/m² y el módulo de reacción del suelo k_s , se tomará como $k_s=40(F_s) q_{adm}$, donde el factor de seguridad F_s se toma como 2 y q_{adm} en kN/m².

1.2.3 Estudio topográfico.

El alcance de este estudio, es la ejecución de los trabajos correspondientes a topografía en la localización y ubicación de los puntos que delimitan el predio en cuya superficie se realizará. Estos incluyen los linderos, la configuración topográfica del predio, definiendo la planta y secciones transversales; la identificación de escurrimientos y desfuegos pluviales naturales dentro y fuera del predio, así como las características relevantes del terreno que influyan en el diseño del proyecto. Así mismo se replantearon los puntos indicados por la residencia para la realización de los sondeos correspondientes al estudio de mecánica de suelos. La base del levantamiento topográfico del sitio se ubicó en el sitio La Huexca, que se localiza en el Municipio de Yecapixtla en el estado de Morelos.

El trazo inició con el reconocimiento del terreno; en el recorrido se localizaron los vértices o mojoneras existentes de la poligonal del predio, los escurrimientos y desfuegos pluviales naturales dentro y fuera del predio y los diversos tipos de vegetación. Así mismo se identificaron dos mojoneras localizadas en la margen de la barranca localizada en los límites del predio.

La orientación geodésica se obtuvo utilizando los puntos de control establecidos por INEGI para levantamientos geodésicos que se encuentran más cercanos a la zona del proyecto; se ubican en el poblado de La Huexca. Todo lo anterior basado en el sistema geodésico de referencia oficial para México ITRF2008 época 2010 y WGS-84. Con respecto a la planimetría y altimetría para el levantamiento topográfico del predio, se localizaron dos vértices de control geodésico. A partir de estos puntos de control se determinaron las coordenadas de los vértices que se utilizaron para la poligonal de apoyo del levantamiento del predio. Se efectuó el levantamiento topográfico a detalle de todo lo existente dentro del predio, así como los accidentes más relevantes dentro del mismo.

Las elevaciones quedaron referidas al nivel medio del mar, tomando como base la altura ortométrica calculada de los puntos de control geodésico antes mencionados. Las curvas de nivel se realizaron equidistantes a cada metro y en caso de las zonas muy planas la equidistancia se consideró a cada 25 cm. Además de la configuración se obtuvieron secciones transversales a cada 20 m como máximo y en cambios de pendiente.

Para el señalamiento y referencias, se colocaron 4 mojoneras de concreto, de forma piramidal con las dimensiones siguientes: base 35 x 35 cm; corona 15 x 15 cm; altura 80 cm; en la cara superior se colocó una varilla del #4 inmersa 25 cm en el concreto y que sobresalga 2 cm; éstas a su vez fueron empotradas en el terreno, sobresaliendo 15 cm. Todos los registros de campo, datos observados y medidos para realizar el levantamiento topográfico del predio se registraron en libretas electrónicas. Los registros contienen todos los datos necesarios, claros y precisos para la elaboración del plano de topografía.

1.2.4 Estudio de capacidades de carga y módulos de reacción No. 1.

En este documento se presentan análisis complementarios que dan respuesta a las observaciones hechas por la Jefatura de Proyecto de la Comisión Federal de Electricidad (CFE). El complemento se resume en los siguientes cuatro puntos, asociados a los cuatro comentarios emitidos por CFE.

- ✓ Se verificó el estado límite de servicio considerando los parámetros de deformación establecidos en el modelo geotécnico que marca el estudio.
- ✓ Se calcularon los asentamientos considerando un módulo de elasticidad de 17,892 t/m² asociado a la unidad Ug (2), como se reporta en el estudio geotécnico, omitiendo el módulo de 5,000 t/m². Se destaca que el módulo de elasticidad de 17,892 t/m² se determinó a partir de los resultados obtenidos con presiómetro.
- ✓ Debido a que se ha retomado el módulo de elasticidad original planteado en el modelo geotécnico 17,892 t/m², se omite la revisión del estado límite de servicio para las cimentaciones superficiales de la planta apoyadas en la unidad Ug (2).
- ✓ Con análisis complementarios en las pilas bajo carga lateral, se ha fijado una capacidad de carga horizontal que limita las deformaciones bajo esta condición.

El detalle de los ajustes a los puntos 1, 2 y 4 se presenta dentro del cuerpo de esta Nota Técnica.

Se destaca que, de acuerdo con lo reportado en los sondeos ejecutados en el sitio y las características de los materiales encontrados, los valores del ángulo de fricción interna (ϕ) son conservadores, en especial para la unidad Ug (2). Se ha considerado que para la cimentación de racks y casa de máquinas, se utilizarán pilas de cimentación de 60 cm, empotradas en la unidad Ug (2), con longitud variable, entre 3.0 y 10.0 m.

La capacidad de carga admisible en compresión para las pilas de cimentación se estableció al tomar en consideración la contribución de la capacidad de carga en la punta y la capacidad de carga en el fuste del elemento en la zona de empotramiento. Para la capacidad de carga a tensión se consideró sólo la capacidad de carga en el fuste. En ambos casos se tomó en cuenta el peso propio del elemento con su contribución negativa o positiva a la capacidad de carga. Las expresiones empleadas son las siguientes:

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

$$Q_{aC} = (Q_u / F_s) - P_p$$

$$Q_{aT} = (Q_{su} + P_p) / F_s$$

Donde:

Q_u	capacidad de carga última total, t
Q_{pu}	capacidad de carga última por punta, t
Q_{su}	capacidad de carga última por fricción, t
Q_{aC}	capacidad de carga admisible a compresión, t
Q_{aT}	capacidad de carga admisible a tensión, t
F_s	factor de seguridad de acuerdo a normas de CFE
P_p	peso propio del elemento de cimentación, t

Para la determinación de las capacidades de carga última por punta y por fricción se emplearon los resultados obtenidos con presiómetro (sondeo 1), aplicando el criterio establecido en el Manual de Cimentaciones Profundas.

Capacidad de carga por punta:

$$Q_{pu} = \{K_q (P_{LE} - P_{ho}) + P_o\} A_p$$

$$P_{LE} = \sqrt[n]{(PL1)(PL2) \dots \dots (PLn)}$$

Donde:

- K_q factor presiométrico, 1.1 para pilas.
- P_{ho} presión horizontal en reposo, a la profundidad de la punta de la pila, obtenida en mediciones presiométricas.
- P_o presión vertical total a la profundidad de la punta de la pila.
- P_{LE} presión neta límite equivalente.
- P_{Ln} presiones netas límites obtenidas en mediciones presiométricas en la zona situada 1.5 veces el diámetro de la pila arriba y debajo de la punta de ésta.
- A_p área de la sección transversal de la punta de la pila.

Capacidad de carga por fricción:

$$Q_{su} = P \int_0^{L_s} f_{sp} D$$

Donde:

- f_{sp} fricción lateral última, determinada a partir de mediciones presiométricas.
- P perímetro del elemento.
- D penetración de la pila en la capa considerada.
- L_s longitud de la pila donde actúa la fricción lateral.

Aplicando el criterio de diseño indicado, se ha calculado la capacidad de carga última por punta y por fricción en pilas con 60 cm de diámetro, desplantadas entre 3.0 y 10.0 m de profundidad estos resultados se muestran a continuación en la tabla 1.3.

Longitud de pila (m)	P_{LE} (t/m ²)	P_{ho} (t/m ²)	P_o (t/m ²)	Q_{pu} (t)	$\int_0^{L_s} f_{sp} D$ (t/m)	Q_{su} (t)	Q_u (t)	Q_{aC} (t)	Q_{aT} (t)
3	803	3	5.7	250.4	22.8	43	293	144.7	22.5
4	735.8	4	7.6	229.8	30.8	58.1	287.8	141.2	30.4
5	643.4	5	9.5	201.2	38.8	73.1	274.4	133.8	38.3
6	468	6	11.4	146.9	46.8	88.2	235.1	113.5	46.1
7	351.1	7	13.3	110.8	54.8	103.3	214.1	102.3	54.2
8	487.8	8	15.2	153.5	62.8	118.4	271.9	130.5	65.9
9	531.2	9	17.1	167.3	70.8	133.5	300.7	144.3	69.8
10	696.5	10	19	218.9	78.8	148.5	367.4	176.9	77.7

Tabla 1.3 Capacidades de carga últimas y admisibles de pilas.

Donde:

P_{LE} presión neta límite equivalente

P_{ho} presión horizontal en reposo, a la profundidad de la punta de la pila, obtenida en mediciones presiométricas

P_o presión vertical total a la profundidad de la punta de la pila

Q_{pu} capacidad de carga última por punta

Q_{su} capacidad de carga última por fricción

Q_u capacidad de carga última

Q_{aC} capacidad de carga admisible en compresión

Q_{aT} capacidad de carga admisible en tensión

En los cálculos de la capacidad de carga admisible se ha empleado el mismo factor de seguridad $F_s=2$. Se destaca que con este criterio la capacidad de carga a compresión no siempre crece con la profundidad.

Es necesario que los parámetros obtenidos de los resultados con presiómetro sean corroborados para garantizar la correcta aplicación de los datos. El número de pilas en los apoyos de las estructuras proyectadas quedará establecido en función de la magnitud de las cargas y momentos de volteo que genera cada estructura. Los asentamientos de las pilas se presentarán principalmente durante el proceso constructivo de las estructuras como una deformación prácticamente elástica de la capa de apoyo; se estimaron a partir de la teoría de la elasticidad por medio de la expresión de Mindlin de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\delta_e = (\pi/8) (1-v^2) M_e D q_0$$

Donde:

δ_e	deformación en la capa de apoyo, cm
v	relación de Poisson
M_e	módulo de deformabilidad del suelo, cm^2/kg
D	diámetro de la pila, cm
q_0	esfuerzo transmitido a la capa de apoyo, kg/cm^2

En adición al asentamiento producido en el suelo donde se empotrarán las pilas, se consideró la deformación axial del propio elemento por medio de la siguiente ecuación:

$$\delta_p = (Q_0 L_p) / (A_p E_c)$$

Donde:

δ_p	deformación axial de la pila, cm
Q_0	carga de servicio, kg
L_p	longitud de pila, cm
E_c	módulo de elasticidad del concreto, $14,000 \sqrt{f'c}$, kg/cm^2
A_p	área de la pila, cm^2

La deformación total a que estará sujeta la estructura será la suma de la deformación inducida en el suelo de apoyo y la deformación de la propia pila.

$$\delta = \delta_e + \delta_p$$

Donde:

δ Deformación total generada, cm

δ_e Deformación del suelo, cm

δ_p Deformación de la pila, cm

Para el cálculo de los asentamientos en las pilas se ha considerado un módulo de elasticidad $M_e = 0.0006 \text{ cm}^2/\text{kg}$ ($E = 17,892 \text{ t/m}^2$), reportado en el modelo geotécnico para la unidad Ug (2).

De acuerdo con la geometría propuesta para las pilas, los esfuerzos transmitidos al suelo a través de estos elementos y las propiedades de deformabilidad asignadas a los materiales de apoyo, los asentamientos máximos esperados en las pilas se ubicarán en el intervalo siguiente, en función del nivel de carga transmitido al suelo:

$$0.8 \leq \delta \leq 1.1 \text{ cm}$$

Como se observa, el intervalo de asentamientos máximos esperados cumple con el estado límite de servicio establecido para este tipo de cimentaciones. Adicionalmente, los módulos de reacción verticales empleados para modelar el sistema estructural junto con las pilas, se define como:

$$k = Q_0/\delta$$

Donde:

- K módulo de reacción, t/cm
 Q₀ carga de servicio, t
 δ deformación total en la pila, cm

Con ello se tiene que el módulo de reacción para el modelado estructural de los elementos de cimentación se ubicará en el intervalo siguiente, en función de la longitud de los elementos:

$$162.7 \leq k \leq 195.1 \text{ t/cm}$$

En la tabla 1.4 se presentan los valores de asentamientos calculados y los módulos de reacción asociados para cada longitud de pila, considerando que la carga de servicio corresponde a la capacidad de carga admisible a la compresión más el peso propio del elemento de cimentación.

Longitud de empotramiento (m)	Q_{ac} (t)	P_p (t)	Asentamiento (cm)	Módulo de reacción (t/cm)
3.0	144.70	2.00	0.80	195.10
4.0	141.20	2.70	0.80	189.70
5.0	133.80	3.40	0.70	184.60
6.0	113.50	4.10	0.70	179.80
7.0	102.30	4.80	0.60	175.20
8.0	130.50	5.40	0.80	170.80
9.0	144.30	6.10	0.90	166.70
10.0	176.90	6.80	1.10	162.70

Tabla 1.4 Capacidad de carga admisible a la compresión, peso propio, asentamiento máximo calculado y módulo de reacción para pilas de 60 cm de diámetro.

Con respecto a la capacidad de carga horizontal y para elementos de cimentación cortos en arena, como las pilas proyectadas, Meyerhof establece que la resistencia lateral por carga última se expresa como (Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das, 2001):

$$Q_{uH} = 0.12 \gamma DL^2 p K_{br} \leq 0.4 p_L DL_p$$

Donde:

Q_{uH}	capacidad de carga ultima horizontal, t
γ	peso volumétrico del suelo, t/m ³
D	diámetro de la pila, m
L_p	longitud de la pila, m
K_{br}	coeficiente de presión neta resultante del suelo
p_L	presión limite obtenidas en mediciones presiométricas en la zona situada

Adicionalmente, se ha considerado que la capacidad de carga admisible horizontal Q_{aH} , se establece mediante.

$$Q_{aH} = (Q_{uH} / F_s)$$

Al aplicar este criterio, las pilas de cimentación presentan la capacidad de carga horizontal última y admisible con $F_s=2$, las cuales se indican en la tabla 1.5.

Longitud de pila (m)	$0.12\gamma DL^2 p K_{br}$	$0.4PLDL_p$ (t) (2)	Q_{aH} (t) (1)	Q_{aH} (t) (2)
3	11.1	578.2	5.5	289.1
4	20.8	7906.4	10.4	353.2
5	34.5	772.1	17.3	386
6	54.2	673.9	27.1	337
7	80.4	589.8	40.2	294.9
8	107.7	936.6	53.8	468.3
9	138.5	1147.4	69.3	573.7
10	175.1	1671.6	87.6	835.8

Tabla 1.5 Intervalo de capacidad de carga horizontal en pilas de 60 cm de diámetro.

Con el interés de acotar el intervalo en que varía la capacidad de carga horizontal en las pilas, se ha considerado que la presión límite (p_L) se determina mediante.

$$p_L = 40N\phi \tan \phi$$

(kPa) para el presurímetro de Menard

Donde:

$N\phi$ factor de capacidad de carga dependiente de ϕ , adimensional

ϕ ángulo de fricción interna

Con esta consideración, en la tabla 1.6 se presenta la capacidad de carga horizontal última (uHQ) y admisible (aHQ) con $F_s=2$. Adicionalmente, en la misma tabla 1.6 se presenta la capacidad de carga horizontal de diseño (dHQ), que cumple con el estado límite de servicio, admitiendo desplazamientos máximos hasta de 3.0 cm en la cabeza de la pila.

Longitud de pila (m)	QaH (t)	QaH (t)	QaH (t)	Desplazamiento (cm)
3.0	67.2	33.6	33.6	2.2
4.0	89.5	44.8	44.8	3.0
5.0	111.9	56.0	45.0	3.0
6.0	134.3	67.2	45.0	3.0
7.0	156.7	78.3	45.0	3.0
8.0	179.1	89.5	45.0	3.0
9.0	201.5	100.7	45.0	3.0
10.0	223.8	111.9	45.0	3.0

Tabla 1.6 Capacidad de carga horizontal y desplazamiento lateral en pilas de 60 cm de diámetro.

Como se observa en la tabla 1.6, para cumplir con el estado límite de servicio, los desplazamientos máximos de 3.0 cm en la cabeza de la pila limitan a una carga horizontal máxima de 45.0 t.

Referente al módulo de reacción horizontal y al considerar que existe una relación lineal entre la presión horizontal aplicada y la deflexión que se genera en cualquier punto a lo largo de la pila, se establece que en los suelos predominantemente friccionantes el módulo de reacción horizontal crece con la profundidad. Bajo esta condición, la variación del módulo de reacción horizontal a lo largo de la pila se puede expresar como:

$$K_h = n_h (Z/D)$$

Donde:

K_h módulo de reacción horizontal, t/m³

n_h coeficiente de reacción horizontal a la profundidad Z, t/m³

Z profundidad de interés, m

D diámetro de la pila, m

Para este análisis se ha considerado que $n_h=1500$ t/m³ (Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das, 2001). En la tabla 1.7 se indican los módulos de reacción horizontal en las pilas desde 1.0 hasta 10.0 m de profundidad.

Longitud de pila (m)	Módulo de reacción horizontal (t/m³)
1.0	2500.00
2.0	5000.00
3.0	7500.00
4.0	10000.00
5.0	12500.00
6.0	15000.00
7.0	17500.00
8.0	20000.00
9.0	22500.00
10.0	25000.00

Tabla 1.7 Módulos de reacción horizontal en pilas de 60 cm de diámetro.

El módulo de reacción horizontal para el primer metro de longitud de la pila se ha empleado para el cálculo del desplazamiento horizontal esperado que se muestra en la tabla 1.6.

1.2.5 Estudio de capacidades de carga y módulos de reacción No. 2.

De acuerdo al proyecto, el desplante de las cimentaciones de la subestación de enlace mediante pilas de cimentación, la base del análisis es sobre la consideración que se desplantaran dentro de la Ug (2) con una longitud de empotramiento mínimo de 0.65 m, para estos fines no se considera la Ug (1) para el diseño, para las pilas de 2.65 m en adelante. Para el caso de las pilas de 2 m de longitud están apoyadas en la Ug (2) y se considera la Ug (1).

$$q_u = cN_c s_c + \gamma D_f N_q + 0.58 B \gamma N_\gamma s_\gamma$$

$$Q_p = (q_u / F_s) A_p$$

Donde:

q_u	capacidad de carga última, en t/m ²
c	cohesión, en t/m ²
γ	peso volumétrico, t/m ³
D_f	profundidad de desplante de la pila, en m
B	diámetro de la pila, en m
s_c	factor de forma adimensional
s_q	factor de forma adimensional
N_c, N_q y N_γ	factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción del estrato
Q_u	capacidad de carga por punta de la pila, en t
A_p	área de la pila, en m ²
F_s	factor de seguridad (3)

Así mismo se utilizó la expresión de Benmokrane para la capacidad por fricción de la pila en macizos rocosos.

$$Q_s = \pi B_r D_r \lambda \sqrt{q_u}$$

Donde:

- Q_s capacidad por fricción de la pila, t.
 B_r diámetro de la pila embebida en la roca, m.
 D_r longitud dentro de la roca, m.
 λ parámetro.

Para la determinación del módulo de reacción lateral, k_s se determinó mediante los resultados del módulo presiométrico E_m , en el cual se consideró un E_m promedio de 530 t/m² correspondiente al valor del estrato de 2 m; el K_s se determinó con la siguiente expresión:

$$K_s = 3.3 E_m / B_p$$

Donde:

- E_m módulo del presiómetro, t/m².
 B_p diámetro de la pila, m.

En la tabla 1.8 se presentan resultados finales de capacidades de carga y módulos de reacción.

Diámetro de la pila	Longitud de la pila	Longitud de empotramiento mínimo en roca	Resistencia a compresión		Resistencia a tensión/fricción		Resistencia total	Asentamiento			Módulo de reacción vertical	Módulo de reacción lateral
			Qp adm	Qs adm	Peso de la pila W	Qt		S suelo	δ concreto	S total		
			t		cm			t/m				
0.6		0	45	0	1.4	46	0.12	0.02	0.14	32055	2915	
0.7	2	0	61	0	1.8	63	0.19	0.02	0.21	29016	2499	
0.9		0	101	0	3.1	104	0.4	0.02	0.42	23768	1943	
0.6		0.65	179	19	1.8	302	0.48	0.11	0.59	30627	2915	
0.7	2.65	0.65	244	23	2.4	369	0.76	0.11	0.87	28144	2499	
0.9		0.65	404	29	4	437	1.62	0.11	1.73	23409	1943	
0.6		1.25	180	37	2.2	219	0.48	0.13	0.61	29418	2915	
0.7	3.25	1.25	245	43	3	291	0.76	0.13	0.89	27384	2499	
0.9		1.25	405	56	5	466	1.62	0.13	1.75	23087	1943	
0.6		2	181	60	2.7	243	0.48	0.16	0.64	28035	2915	
0.7	4	2	246	70	3.7	319	0.77	0.16	0.93	26490	2499	
0.9		2	407	89	6.1	502	1.63	0.16	1.79	22696	1943	
0.6		3.85	182	115	4	301	0.49	0.24	0.73	25120	2915	
0.7	5.85	3.85	248	134	5.4	387	0.77	0.24	1.01	24515	2499	
0.9		3.85	410	172	8.9	591	1.64	0.24	1.88	21786	1943	

* de acuerdo al Em del suelo Ks=3.3 Em/Bp Bowles 16-27 Y Em=530 t/m² mínimo

Tabla 1.8 Resultados finales de capacidades de carga y módulos de reacción.

2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.

El proyecto en general es conocido como Proyecto Integral Morelos (PIM), y este a su vez consta de diversas partes, las cuales darán origen al proyecto Central de Generación 264 CC Centro, dichas partes se mencionaran a continuación. El PIM, lejos de ser infraestructura que cubra las necesidades de energía eléctrica para Morelos, es un proyecto que tiene el objetivo de potencializar la industrialización de la zona; en el Programa de Ordenamiento Ecológico Territorial de Morelos (POET), la CFE refuerza la instalación de la termoeléctrica conforme al mapa que se muestra a continuación en la figura 2.1.

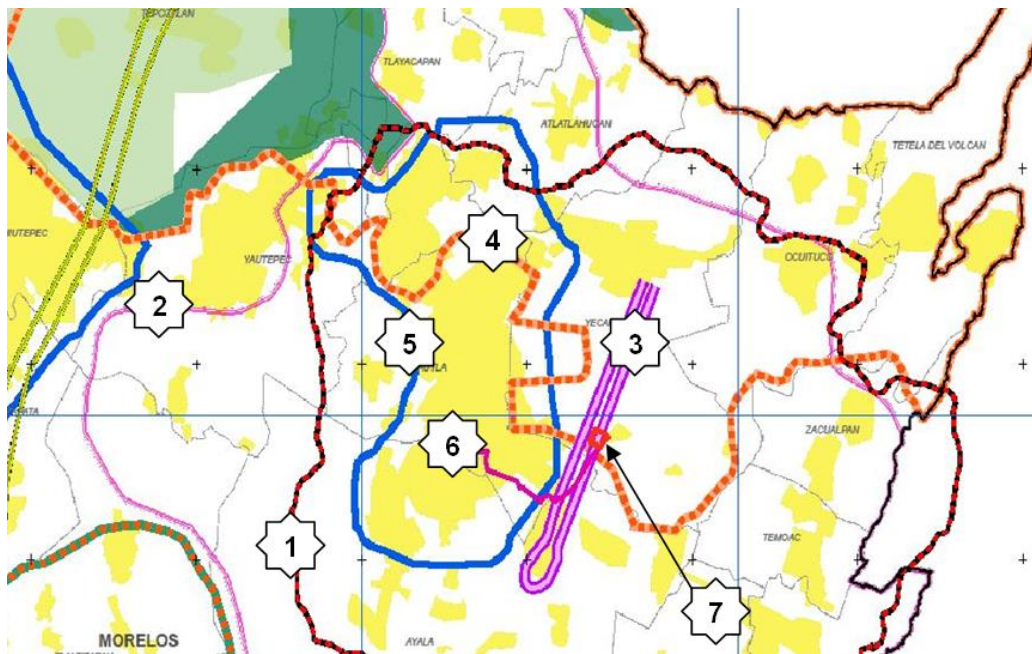


Figura 2.1 Programa de industrialización del PIM.

Donde:

- 1 Sistema ambiental.
- 2 Impulso a zonas agrícolas.

- 3 Zona con potencial de ocupación industrial.
- 4 Zona turística patrimonial.
- 5 Zona proveedora de servicios.
- 6 Acueducto.
- 7 264 CC Centro.

En el mapa se observa que la termoeléctrica ubicada en Huexca se proyecta en medio de un corredor industrial que va del Municipio de Yecapixtla al Municipio de Ayala, donde se encuentra ubicado el Parque Industrial de Cuautla.

Al mismo tiempo, la zona que rodea ampliamente al parque y que limita con el Municipio de Tepoztlán, abarca parte de Ocuituco, Tlayacapan, todo Ayala, Jonacatepec, Temoac, Jantetelco y hasta llegar a Axochiapan, es proyectada como una zona donde se pretende modificarlas con nuevas técnicas de cultivo.

Lo que nos lleva a la siguiente reflexión: Para instalarse una zona industrial en algún territorio específico se requiere:

- ✓ Terreno donde instalarse.
- ✓ Suministro energético para funcionar (hidrocarburos y energía eléctrica).
- ✓ Agua para los procesos industriales.

Esto concuerda con las declaraciones de los Gobiernos de Puebla y Morelos con respecto a que el gasoducto atraerá inversión industrial en la zona. Así mismo, las páginas 150-154 del Manifiesto de Impacto Ambiental 17MO2011E0001, mencionan que el establecimiento del proyecto termoeléctrico 264 CC Centro es para la generación de más empleos por medio de la instalación de nuevas industrias.

Toda vez que la construcción de una termoeléctrica y un gasoducto, son del tipo de infraestructura que atraerá la inversión en el sector industrial.

El proyecto de la 264 CC Centro encaja en la parte del capítulo 3 del plan estatal de desarrollo de Morelos 2007-2012 correspondiente al eje de desarrollo económico sustentable, debido a que, a base de un crecimiento sustentable con visión integral de largo plazo deviene del hacer compatible el crecimiento económico con el cuidado ambiental, el desarrollo de la productividad, la competitividad, la equidad y el desarrollo social, que se expresa en una creciente capacidad de la economía local para crear riqueza que redunde en bienestar para sus residentes. Por lo tanto, el desarrollo económico significa, reducir el desempleo, pero particularmente crear mejores empleos, construir oportunidades efectivas y aprovechar cabalmente las ventajas competitivas de la entidad.

Tomando las premisas anteriores, el proyecto cumple con los objetivos y estrategias del plan al representar un papel en el desarrollo económico sustentable de la región, principalmente en la zona de Cuautla y Yecapixtla, con el compromiso de generar empleos en la región, promoviendo la inversión mixta entre el gobierno, la iniciativa privada y el beneficio al sector social, así como la generación de electricidad a base de una tecnología limpia con el uso de gas natural como combustible.

Lo anterior sin dejar de lado que se cumplirá estrictamente con los requerimientos de legislación y normatividad exigidos por la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT).

Si bien es cierto que el estado de Morelos y el país demanda la creación de más empleos y que por ello es necesaria la inversión de nuevas industrias que fomenten dicha creación, también es cierto que este desarrollo debe ser sustentable, es decir, con respeto y cuidado al medio ambiente y en los lugares adecuados para ello.

La zona donde se pretende instalar la termoeléctrica es clave fundamental de un sistema ecológico que proporciona servicios ambientales, no solo al estado de Morelos, sino a la zona centro del país.

La afectación que causaría el PIM, además de contemplar el medio ambiente, choca con la forma de vida y desarrollo rural de la región. Esto es, que el desarrollo industrial que se pretende impulsar en el oriente de Morelos choca al desarrollo rural de la región, naturaleza de suelo y vida que se marca históricamente con el establecimiento del ejido. Muestra de este impacto en la vida campesina puede observarse en la figura 2.2 elaborada por la CFE y los límites del sistema ambiental donde “impactaría la obra”.

En ella se muestra en verde las zonas que aún son reconocidas como territorios ejidales y que en su gran mayoría, están destinados al cultivo y, debido al clima y geografía de la región cercana al volcán Popocatepetl, son zonas de cultivo de riego.



Figura 2.2 Trayectoria del acueducto a la 264 CC Centro a través de zonas ejidales.

Una parte importante es la construcción del gasoducto, y en el Proyecto Integral Morelos no solo está proyectado el gasoducto de 160 km que atraviesa la zona de riesgo del volcán Popocatepetl en los estados de Puebla, Tlaxcala y Morelos. Sino que, además de la segunda etapa del gasoducto que rodea al estado de Morelos, pasando por el estado de México y llegando a Querétaro, existe otro gasoducto concesionado a la compañía Autoabastecedores de Gas Morelos S. A. de C. V. con clave y autorización de Impacto Ambiental 17MO2012G0001, y que contempla aprovechar y potenciar la zona industrial cercana a la termoeléctrica y principalmente en los municipios de Yecapixtla, Ayala, Cuautla, Yautepec, Jiutepec y Cuernavaca.

Es decir que se pretende industrializar y aprovechar la mayor parte del estado de Morelos con el impulso de las redes de gas natural que vendrán de Puebla y Tlaxcala como se muestra en la figura 2.3.

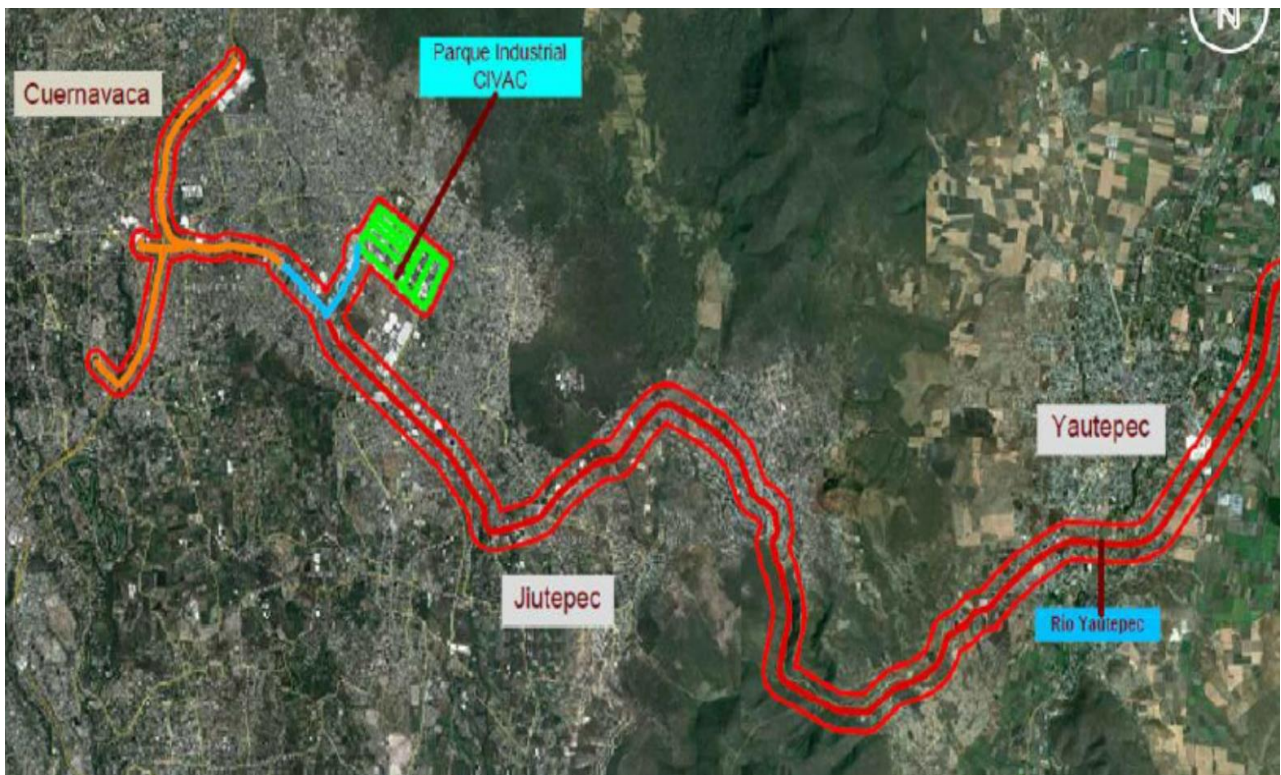


Figura 2.3 Trayectoria de gasoducto en el estado de Morelos.

El 9 de mayo de 2011 fue recibida en la Dirección de Impacto y Riesgo Ambiental de la SEMARNAT, el proyecto de construcción de una Central de Ciclo Combinado en la comunidad de Huexca, Morelos, así como también la construcción de un acueducto.

Se menciona que en las últimas modificaciones hechas al proyecto y aprobadas por la SEMARNAT el 27 de agosto de 2012 en el oficio SGPA-DGIRA-DG6759, habiendo un incremento en el gasto de agua a 291.499 l/s, incrementándose en 75.499 l/s debido a requerimientos de balance termodinámico en el diseño de la torre de enfriamiento.

La superficie que pretendió adquirir la CFE para la ubicación de la termoeléctrica era de 49.703781 ha, sin embargo la adquisición final fue a una familia que heredó el terreno particular con una extensión de 45.647571 ha, como se muestra en la figura 2.4.

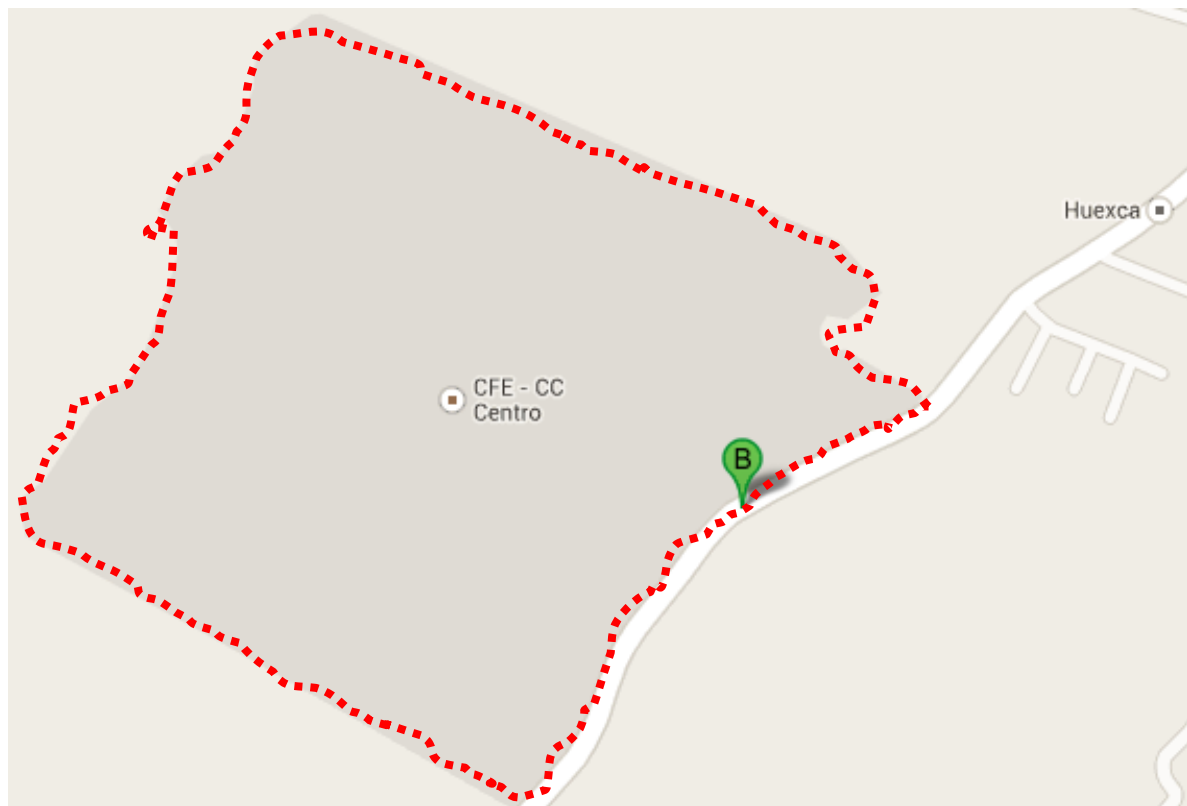


Figura 2.4 Vista global del terreno de la 264 CC Centro.

La termoeléctrica se encuentra a menos de 150 metros de la comunidad de Huexca, y sobre el uso de suelo, la zona pertenece a la región de influencia del volcán Popocatepetl, como se puede apreciar en la figura 2.5.

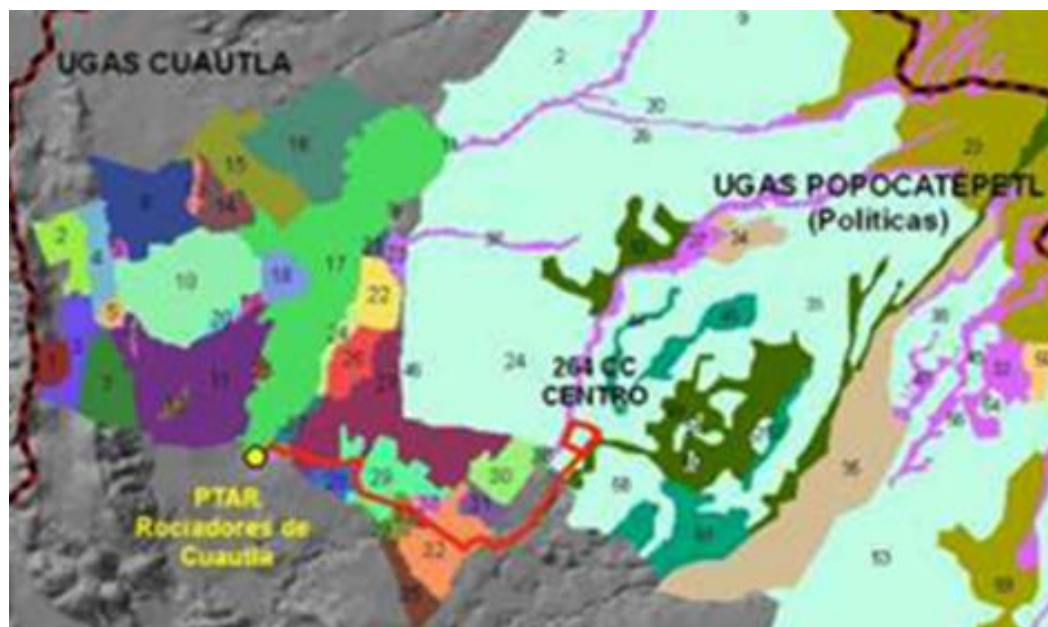


Figura 2.5 Vista del predio para la 264 CC Centro y trayectoria del acueducto sobre las UGA's del ordenamiento de Cuautla y las UGA's del volcán Popocatepetl, (UGA's, unidades de gestión ambiental).

Por tanto el predio donde se ubica el proyecto 264 CC Centro está regido por el Programa de Ordenamiento Ecológico Regional del volcán Popocatepetl y su zona de influencia, y será de observancia obligatoria para las Secretarías, Dependencias y Entidades de la Administración Pública Federal, Estatal y autoridades municipales, en el ámbito de sus respectivas competencias y en el marco de las disposiciones jurídicas aplicables para el ejercicio de sus atribuciones.

La construcción de la central termoeléctrica se encuentra ubicado en la UGA 31, tal y como lo menciona en su Manifestación de Impacto Ambiental, así mismo se presenta la tabla 2.1 donde se mencionan las principales características.

UGA	Área (ha)	Política	Grupo	Lineamientos	Uso compatible	Uso condicionado	Uso incompatible
31	3.769	A	Aprovechamiento agrícola con dominancia de agricultura de temporal	Garantizar el desarrollo sustentable de las actividades agropecuarias de la UGA controlando la degradación de los suelos	Agricultura	Ganadería (3)	Turismo convencional
					Agroforestería	Infraestructura (2)	Minería
					Forestal maderable	Pesca y acuicultura (6)	Industria
					Forestal no maderable	Asentamientos humanos	
					Unidades de manejo ambiental		
					Investigación		
					Ecoturismo		
Agroturismo							

Tabla 2.1 Características de la UGA 31.

El 17 de noviembre de 2011 la compañía contratista principal, ganó la licitación internacional pública LO-018TOQ054-T9-2011, por un monto de casi 440 millones de dólares, firmándose el contrato el 24 de noviembre del 2011. Posteriormente se constituyó la empresa Centro Morelos 264, S.A. de C.V.

El Proyecto Integral Morelos está compuesto por dos centrales termoeléctricas ubicadas en Huexca, la primera se proyectó comenzar a funcionar en 2013 y la segunda en 2015, tal y como lo menciona el Programa de Obras e Inversiones del Sector Eléctrico (POISE 2011-2025).

En la figura 2.6 se muestran los proyectos eléctricos que se tienen propuestos hasta el 2019, siendo las dos centrales en Huexca, las de mayor producción en todo el país con 1320 MW, casi tres veces más que, comparado por ejemplo, con La Parota en Guerrero donde se proyectan dos hidroeléctricas de generación total de 450 MW.

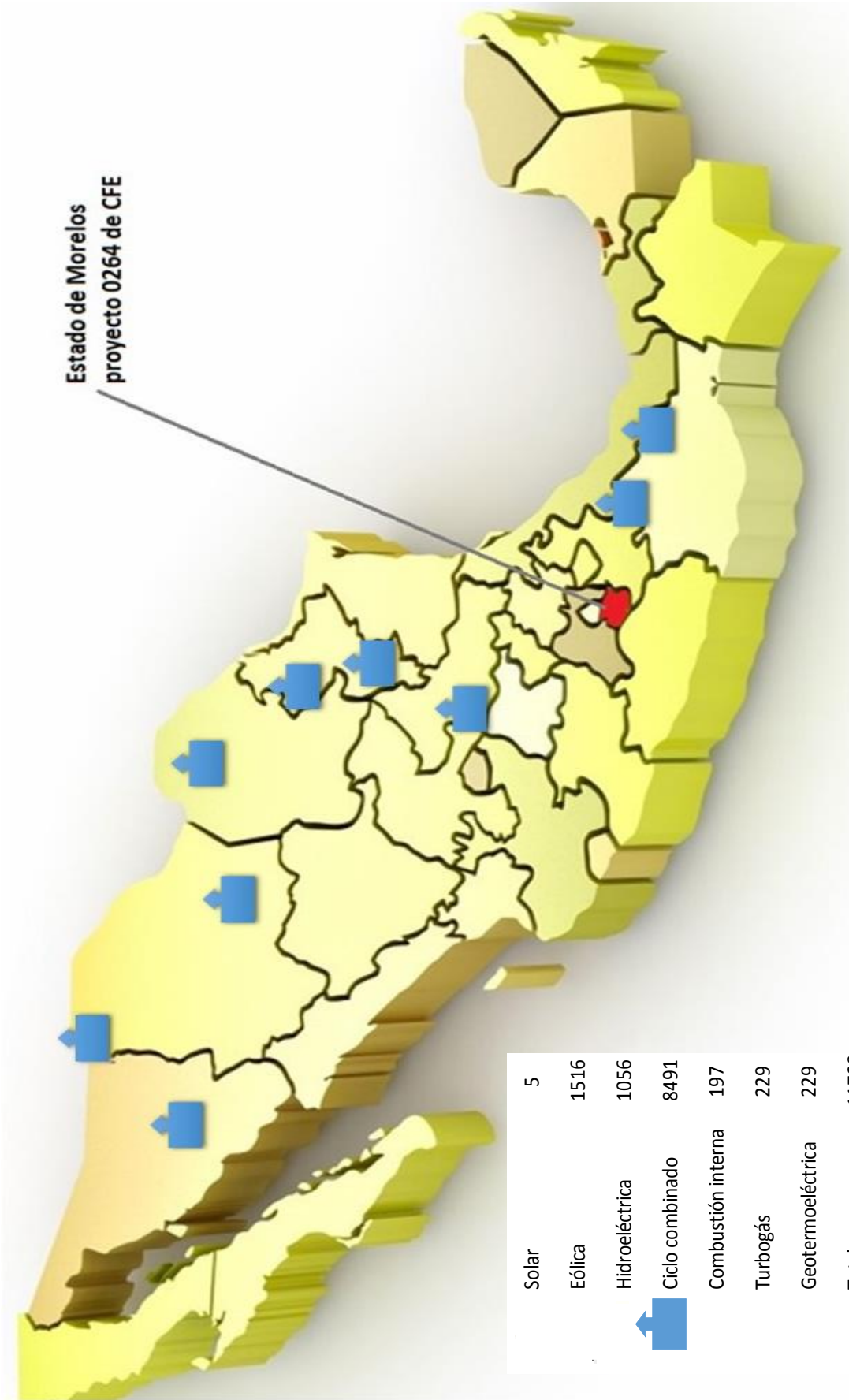


Figura 2.6 Ubicación de las centrales de ciclo combinado dentro de la República Mexicana

Con respecto a la etapa de operación, la Central estará diseñada para operar en forma continua las 24 horas del día los 365 días del año en carga base, esto es, en un régimen de carga entre 85 a 100% de su capacidad todo el tiempo que esté disponible, durante toda la vida útil de la Central que es de por lo menos 30 años. Se hace mención que los contaminantes serán una emisión promedio de NOx (Óxido de Nitrógeno) por chimenea de 16.65 y siendo 3 las chimeneas que estarían funcionando, las emisiones del NOx diarias en la región serían las equivalentes a 4,315.68 kg por día; y 1,575,223.2 kg por año.

Dichos cálculos son por una sola planta termoeléctrica, sin embargo serán dos las termoeléctricas las que funcionarán en la comunidad de Huexca. Así mismo, el estudio de impacto ambiental no toma en cuenta, también, las emisiones de NOx que ya existen en el aire y las que se propiciarán con la llegada de nuevas industrias. Por lo cual las emisiones contaminantes son altamente considerables, y no son correctamente calculadas según la proyección del impacto ambiental del proyecto. Diversos estudios científicos sostienen que los NOx son causantes de efecto invernadero y lluvia ácida, dicha lluvia ácida afectará los suelos de la región, dañando los cultivos de la zona como se muestra en la figura 2.7.



Figura 2.7 Contaminantes dentro del proceso del ciclo combinado.

El 4 de mayo de 2011 fue recibida en la Dirección de Impacto y Riesgo Ambiental de la SEMARNAT, con número de clave de la Manifestación de Impacto Ambiental Modalidad Regional 21PU2011G0009 y Estudio de Riesgo Ambiental (ERA) para la construcción del proyecto denominado STGNM Gasoducto Morelos.

El proyecto se refiere a la construcción y puesta en operación de un gasoducto subterráneo de 30" de diámetro (76.2 cm) de acero al carbón API-5LX70, con una longitud total de 159.807 km por 25 m de ancho del derecho de vía, la cual arroja una superficie total de 399.5403 ha, este operará a 1,100 psig (Libras obre pulgada cuadrada real) e irá enterrado a una profundidad de 1.20 m y cruzará los estados de Tlaxcala, Puebla y Morelos.

Dicho gasoducto se interconectará con el gasoducto de 48" de diámetro denominado "Cempoala-Santa Ana" que forma parte del Sistema Nacional de Gasoductos de PEMEX, en la localidad de Magdalena Soltepec, en el Estado de Tlaxcala y concluirá en la estación de medición, regulación y control exterior al predio de la Central de Ciclo Combinado Centro I, en el estado de Morelos.

Así mismo habrá un punto de alimentación y conexión a un segundo gasoducto ya existente ubicado entre la frontera de Puebla y Tlaxcala denominado "Esperanza-Venta de Carpio".

La CFE tenía programado terminar la primera fase del gasoducto del punto Huexca, Morelos a Esperanza-Venta de Carpio en Huejotzingo Puebla el 1° de octubre de 2012 y el segundo tramo del Gasoducto Morelos de La Esperanza-Venta de Carpio a Tlaxco, Tlaxcala (ya no en la Magdalena, Soltepec) para conectarse al ducto Cempoala–Santa Ana, como se muestra en la figura 2.8.



Figura 2.8 Etapas de construcción de los gasoductos según CFE.

En el Resolutivo también se menciona que 2037.88 metros lineales del gasoducto se construirán por medio de un método constructivo denominado “perforación horizontal direccional” para no afectar la vegetación original.

El objetivo del Gasoducto Morelos es prestar el servicio de Gas Natural a las Centrales Termoeléctricas CC Centro I y CC Centro II en Huexca, estado de Morelos, ocupando un aproximado de 120 millones de pies cúbicos al día, de un total de capacidad del ducto de 337 millones de pies cúbicos. Es decir, que para las termoeléctricas se ocuparán 240 MMPCD y para la industria estarán en disposición otros 97 MMPCD, habiendo actualmente una demanda en el estado de Morelos de 20 MMPCD, esperando que en 30 años esta demanda aumente a 40 MMPCD, según la información obtenida del Manifiesto de Impacto Ambiental.

Es necesario mencionar que según los informes de la CFE en la MIA y presentaciones del PIM, el gasoducto afectará 2000 propiedades, 77 ejidos y 23 municipios.

Sin embargo debido a la dificultad que ha tenido la paraestatal para la adquisición del derecho de vía, la ruta del gasoducto ha cambiado drásticamente, al menos en 4 ocasiones, y de manera puntual en decenas de ocasiones, no habiendo podido adquirir después de 3 años de labor el derecho de vía de los pobladores directamente afectados en sus predios.

En la figura 2.9 se muestra el mapa elaborado por la propia CFE y llama la atención que la zona entre Huejotzingo y Atlixco se encuentra marcada en rojo y que en ella el trazo del gasoducto varía, lo cual no coincide con ser la zona de más alto riesgo volcánico, sino la zona donde nació en 2009 el Frente de Pueblos en Defensa de la Tierra y Agua, el cual años después se extendió a Tlaxcala y Morelos, precisamente por la oposición al megaproyecto del gasoducto y posteriormente la termoeléctrica en Huexca.

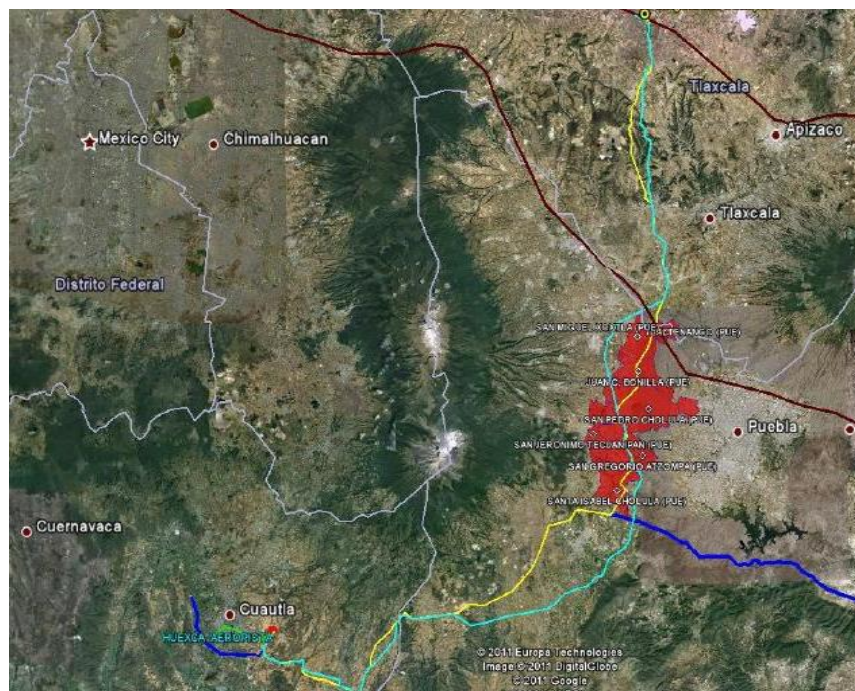


Figura 2.9 Trazo original y afectación a poblaciones del gasoducto.

De acuerdo a los últimos informes que en campo hace la población y comparando con el ya vencido Manifiesto de Impacto Ambiental del gasoducto, estos son los municipios que son afectados actualmente por el proyecto:

✓ Tlaxcala 8 municipios:

Tlaxco, Hueyotlipan, Ixtacuixtla de Mariano Matamoros, Panotla, San Damián Texoloc, Santa Anita Nopalucan, Nativitas y Santa Apolonia Teacalco.

✓ Puebla 12 municipios:

Huejotzingo, Juan C. Bonilla, San Andrés Calpan, San Buena Ventura Nealtican, San Jerónimo Tecuanipan, Santa Isabel Cholula, Atlixco, Huaquechula, Atzizihuacan, Tochimilco, Acteopan y Cohuecan.

✓ Morelos 4 municipios:

Temoac, Jantetelco, Ayala y Yecapixtla.

Como dato adicional el 25 de octubre de 2011, una empresa contratista española ganó la licitación pública No. LPI-SCPIF-001/11 con la cual se adjudica la construcción y operación del Gasoducto Morelos en los estados de Morelos, Puebla y Tlaxcala, con un monto de contrato de USD \$175,011,462.21. Dentro de los proyectos antes mencionados, también se tiene que incluir el acueducto y para el correcto funcionamiento de la termoeléctrica de ciclo combinado en Huexca, se requiere de un gasto de 280 l/s por cada termoeléctrica, debido a que serán dos termoeléctricas, la CFE tiene contemplado un gasto diario de 580 l/s, para lo cual instalará la siguiente infraestructura:

- ✓ Construcción de un cárcamo de bombeo con una capacidad para transportar 580 l/s por segundo.
- ✓ Construcción de un acueducto de 12 km y 28 pulgadas de diámetro para transportar el líquido de la Planta Tratadora de Aguas Residuales “Rociadores de Cuautla” (PTAR) a la termoeléctrica en Huexca.

En un inicio, según la MIA, el acueducto tendría una longitud de 12.06277 km conduciendo (en una primera etapa), un gasto de 216 l/s de agua negra tratada a la 264 CC Centro; 200 l/s serán utilizados para el sistema de enfriamiento húmedo y 16 l/s para repuesto al ciclo.

Sin embargo, en una modificación autorizada por la SEMARNAT a la promovente CFE en agosto de 2012, en el oficio SGPA-DGIRA-DG6759, la trayectoria del acueducto aumentó resultando un total de 12.62 km y un uso de agua de 291.499 l/s, incrementándose el gasto de agua en 75.499 debido a requerimientos de balance termodinámico en el diseño de la torre de enfriamiento.

A continuación se cita la justificación, inversión, dimensiones requerida del acueducto. Un aspecto relevante del proyecto 264 CC Centro, es que no afectará la disponibilidad de agua potable en la región, por lo que se ha conceptualizado para que emplee agua residual tratada y la única forma de transportarla desde la fuente de suministro hasta el sitio Huexca donde se construirá la Central, es mediante la construcción de un acueducto, el cual contara con las siguientes características.

El costo inicial de inversión es de \$97,708,010.00, la superficie total que se utilizará en la etapa de preparación del sitio y construcción será de 88,879.42 m², considerando un derecho de vía de 10 m en zona agrícola y de 5 m en zona urbana, y de 60,313.837 m² en la etapa de operación, considerando 5 m por derecho de vía en zona agrícola y 3 en zona urbana.

El inicio de la operación comercial del proyecto 264 CC Centro fue programado para noviembre de 2012 en ciclo abierto y en abril de 2013 para ciclo combinado. La Central tendrá una vida útil de 30 años; terminado este periodo y dependiendo de las condiciones del mercado y técnicas de la Central, se decidirá si se continúa con la operación de la Central o se procede al abandono del proyecto.

2.1 Localización.

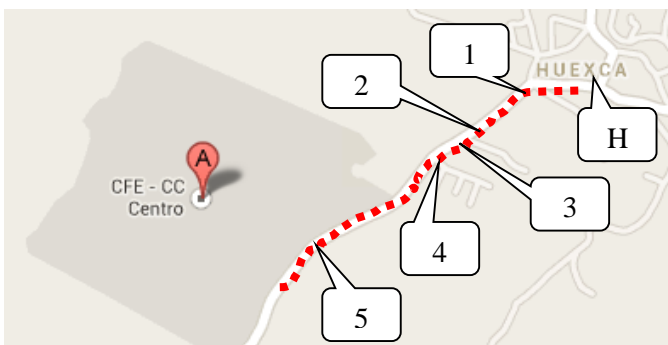
El proyecto 264 CC Centro, el cual incluye una Central de ciclo combinado, un gasoducto y un acueducto, está localizado en el sitio denominado Huexca-Aeropista que se localiza aproximadamente a 3 km al norte del entronque a Yecapixtla de la carretera Cuautla-Izúcar de Matamoros.

Este a su vez se encuentra aproximadamente a 8 km de la ciudad de Cuautla y aproximadamente a 25 km del poblado de Zacualpán de Amilpas.

De acuerdo con el registro público de la propiedad, la ubicación del predio se encuentra en la Fracción del Predio Tezontitlán, Poblado de Huexca, C. P. 62828, municipio de Yecapixtla en el estado de Morelos. El acueducto cruza los municipios de Cuautla, Ayala y Yecapixtla, iniciando en la Planta de Tratamiento Rociadores de Cuautla y finalizando en el predio de la 264 CC Centro.

El área del proyecto se localiza en terrenos del corredor industrial Burlington-Saint Gobain, dentro del estado de Morelos y cruza los municipios de Cuautla, Yecapixtla y Ayala.

A continuación podemos observar en la figura 2.10 un croquis de la República Mexicana y los detalles de la ubicación y referencias dentro del camino, para lograr llegar a la CC Centro.



Referencias para llegar a la 264 CC Morelos, del centro de Huexca

- H.- Huexca
- 1.- Campo de futbol
- 2.- Escuela telesecundaria
- 3.- 1^{er} Entronque con terracería
- 4.- 2^o Entronque con terracería
- 5.- Acceso a la CC Morelos
- A.- CFE CC Centro

Figura 2.10 Ubicación del predio para la 264 CC Centro.

Las coordenadas geográficas al centro del predio donde será construido el proyecto 264 CC Centro son $18^{\circ} 48' 07.66''$ latitud norte y $98^{\circ} 52' 48.89''$ longitud oeste.

El predio adquirido por CFE tiene un área total de 45.647571 ha, de las cuales se emplearán en el presente proyecto un total de 18 ha, el terreno restante se empleará en futuras ampliaciones de la capacidad de la Central 264 CC Centro.

2.2 Descripción arquitectónica de la casa de máquinas.

La estructura de la casa de máquinas es una nave a dos aguas, con una altura a la cumbre de 30.40 m aproximadamente, en planta sus dimensiones son de 63.0 m en el sentido longitudinal y 29.4 m en el sentido transversal.

Existen plataformas de operación que se encuentran en los niveles +6.00 y +13.100 y están localizadas a todo lo largo de los ejes longitudinales, en estas plataformas se encuentran equipos que son necesarios para el buen funcionamiento del sistema.

En el interior de la casa de máquinas se encuentran las turbinas de vapor, acopladas a un generador eléctrico y un condensador, adicionalmente se tiene una grúa viajera para el mantenimiento de los equipos, con una capacidad de carga de 70 t.

2.3 Descripción estructural de la casa de máquinas.

Primeramente se mostrará en la figura 2.11, un isométrico para ser más claros con la explicación de la parte arquitectónica y reforzar la descripción estructural.

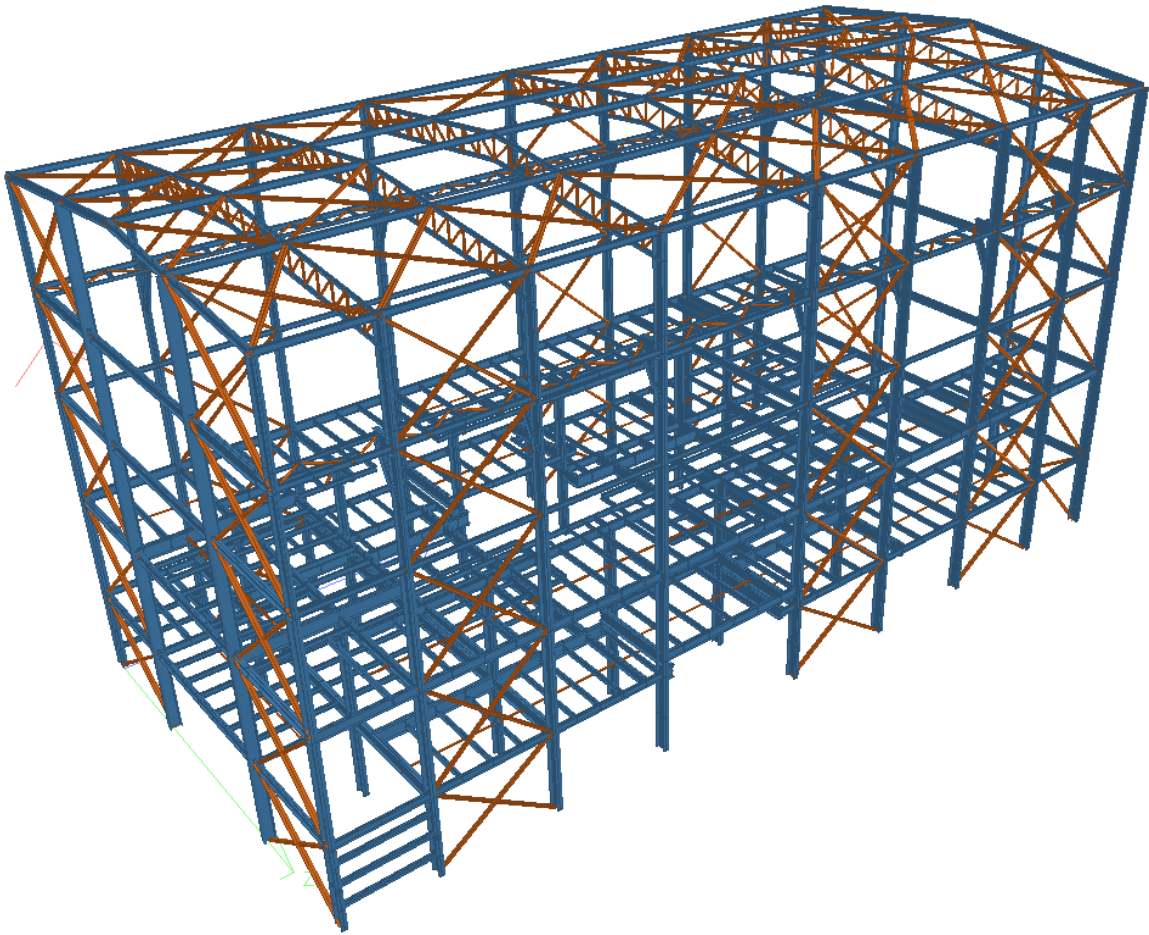


Figura 2.11 Isométrico de la estructura de la casa de máquinas.

La cimentación es a base de pilas de concreto reforzado de 60 cm de diámetro y desplantadas hasta una profundidad de 3 m dentro de la Ug (2), mencionada en el estudio de mecánica de suelos.

Dichas pilas están unidas por cabezales y dados de concreto conectados entre sí mediante contra trabes, como se muestran en las figuras 2.12 y 2.13, los cuadrados y rectángulos externos representan a los cabezales, los dados son los cuadrados internos a la figura y los círculos dentro de los cabezales hacen representación a las pilas.

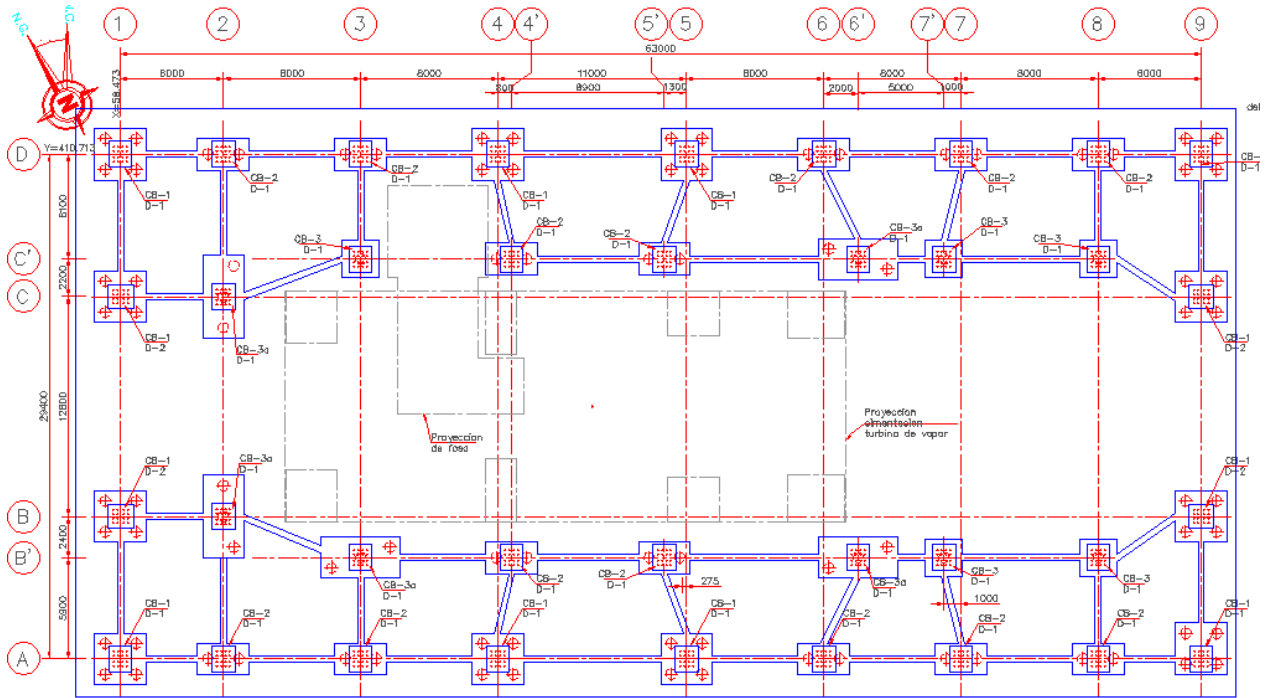


Figura 2.12 Planta de cimentación de la casa de máquinas.

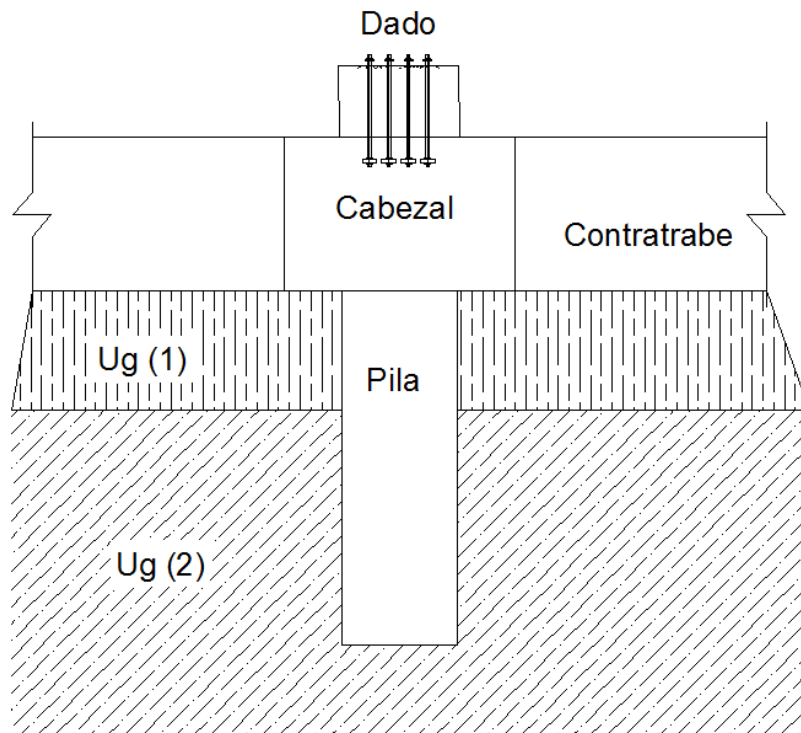


Figura 2.13 Detalle de unión entre pila, cabezal, contratrabe y dado de concreto.

La estructura está formada a base de 9 marcos de acero en sus ejes transversales (de los ejes 1 al 9), constituidos por columnas de sección IR W27x161 y W27x102 unidas por una armadura a dos aguas, a nivel de cubierta, la cual está constituida por perfiles IR de 8" en las cuerdas y ángulos como montantes y diagonales. Los marcos de los ejes 2 a 8 cuentan con columnas en los ejes B' y C' que servirán de apoyo para las plataformas de maniobras y de operaciones. Ver figuras 2.14 y 2.15.

Los marcos de los ejes cabeceros 1 y 9 serán los que aportarán la mayor parte de la resistencia a cargas laterales en esa dirección ya que estarán contraventeados en los entre-ejes A-B y C-D; las diagonales están formadas con perfiles y secciones IR 305 W12x40, como se muestra en la figura 2.14

En los ejes B' y C' se forman dos marcos longitudinales que constituyen parte de la estructura de apoyo de las plataformas de los niveles 101.45 y 108.55, como se indican en la figura 2.16.

En el sentido longitudinal, la resistencia ante cargas laterales será aportada por los dos marcos de los ejes A y D, los cuales estarán contraventeados en los entre-ejes 2-3, 5-6 y 7-8, como se indica en la figura 2.17.

Esta nave cuenta con un sistema de travesaños carril para permitir el movimiento de una grúa viajera de 120 t de capacidad en toda la longitud de la nave, que servirá para maniobras durante el mantenimiento de la turbina, además de dar apoyo al resto de las plataformas de operación y de mantenimiento de los equipos secundarios como los son, bombas, válvulas y desmontaje de tuberías.

El sistema de piso de las plataformas de operación será a base de losa de concreto reforzado tipo losacero apoyada en travesaños de acero de sección IPR, a las cuales se anclará por medio de conectores soldados (pernos Nelson). Dicha losa se reforzará con

acero corrugado por contracción y temperatura y para tomar esfuerzos por momentos negativos en los apoyos; asimismo el acabado en este sistema de pisos será a base de endurecedores y pintura epóxica, que le brindarán protección contra el desgaste producido por el tránsito y las labores de mantenimiento normales.

La techumbre será a dos aguas con 10 % de pendiente; está formada por largueros tipo IR y CE de 10" de peralte, separados a cada 1.47 m y apoyados sobre las armaduras de los marcos transversales, como se muestra en las figuras 2.14 y 2.15, así mismo se menciona que se encuentra contraventeada la estructura de la techumbre en todo su perímetro con piezas de ángulo espalda con espalda como se muestra en la figura 2.20.

Los muros perimetrales y puertas de acceso, son de lámina soportados de las columnas principales por brazos de IPR que sobresalen hasta la zona de cubierta, donde serán colocados los largueros del muro, sobre los que se anclará directamente la lámina, para evitar las flechas altas en estos perfiles, se colocan contra flambeos, de perfiles de redondo liso mismo que cuenta con los extremos roscados para colocar tuercas y arandelas; la falda de la nave termina 30 cm arriba del nivel de piso terminado de la nave, porque en esta zona se colocará un pretil de concreto que evitará que el agua entre a la zona de operación de la nave.

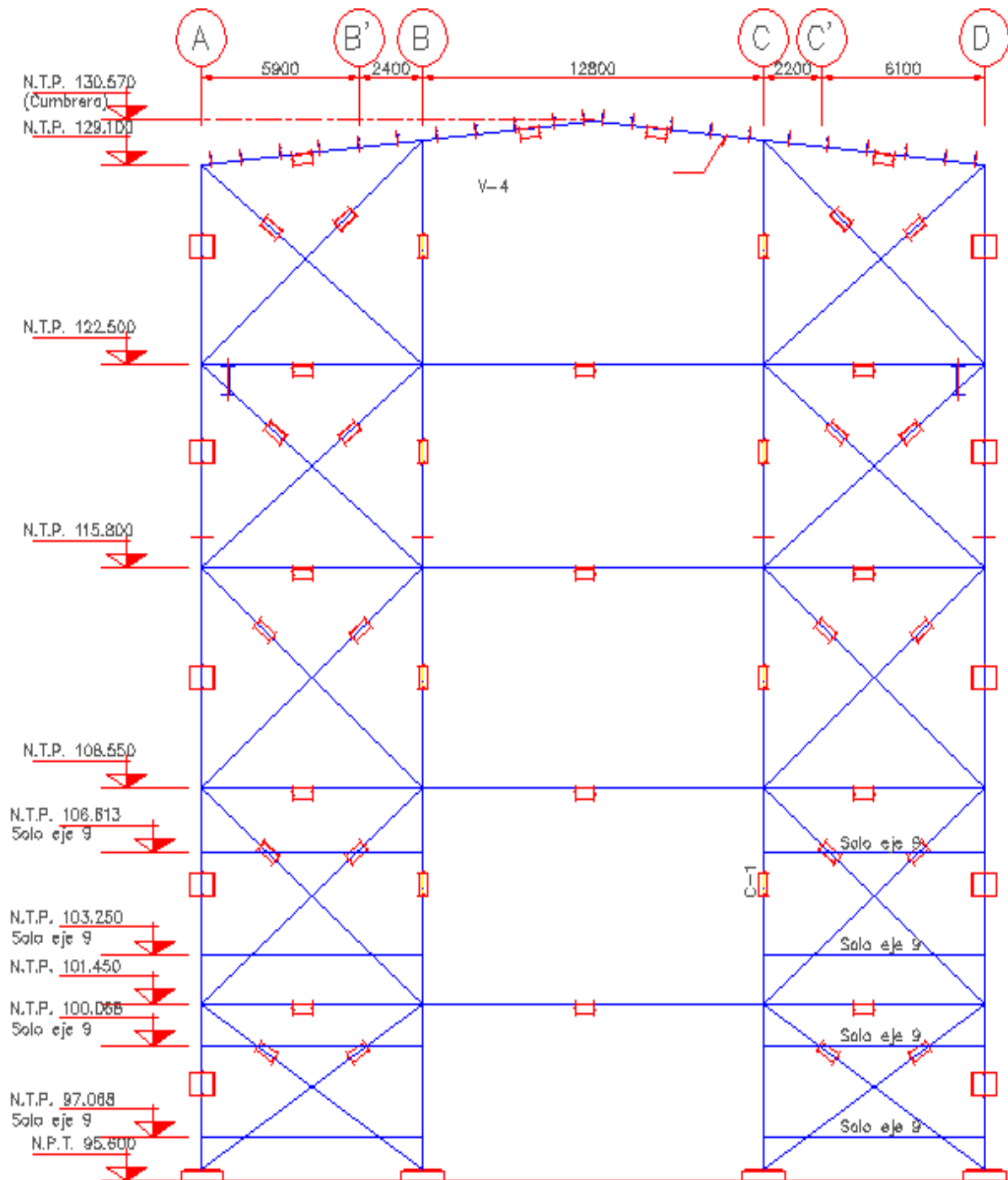


Figura 2.14 Elevaciones de marcos transversales cabeceros correspondientes a los ejes 1 y 9.

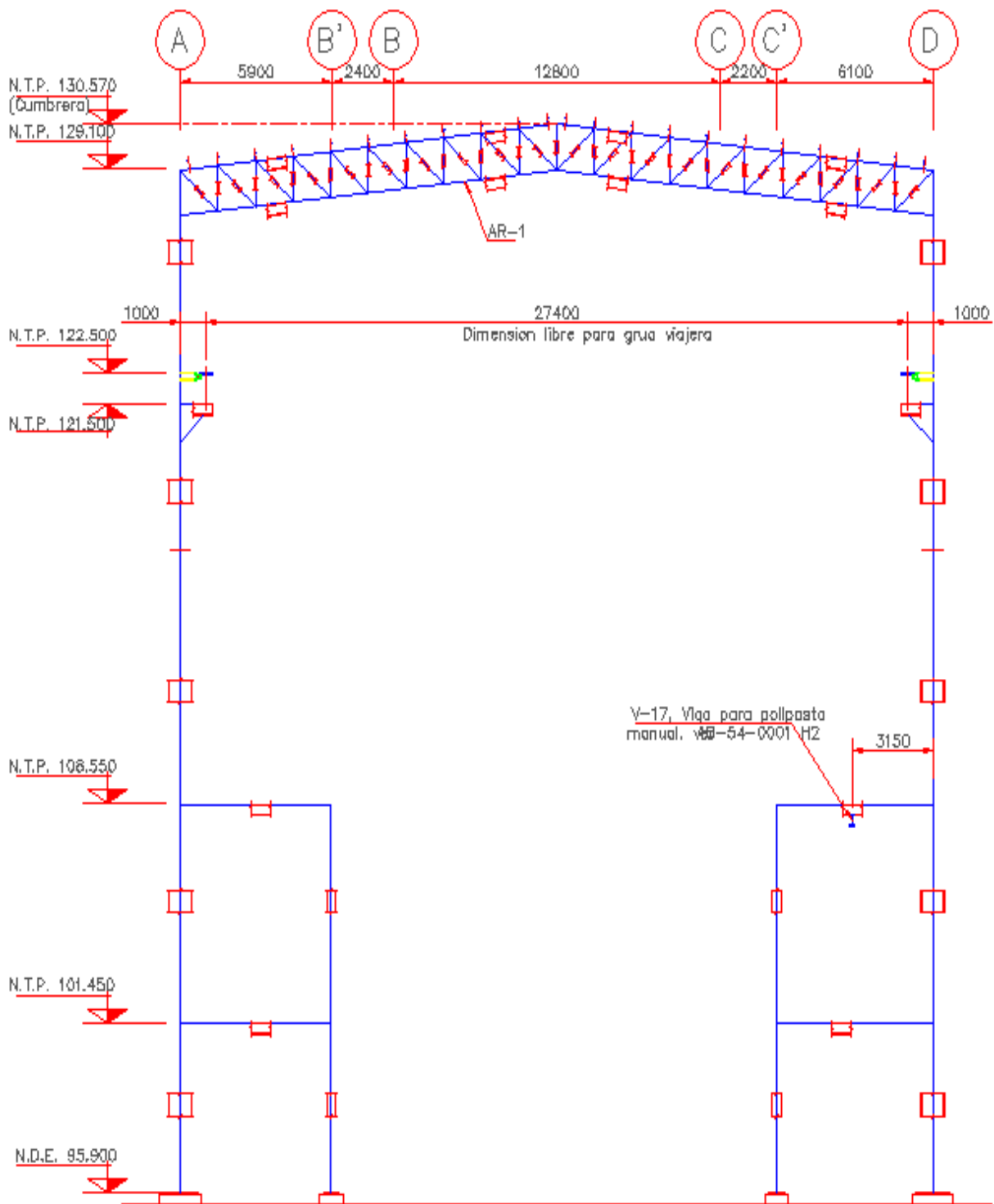


Figura 2.15 Elevaciones de marcos transversales intermedios correspondientes a los ejes 2, 3 y 6 a 8.

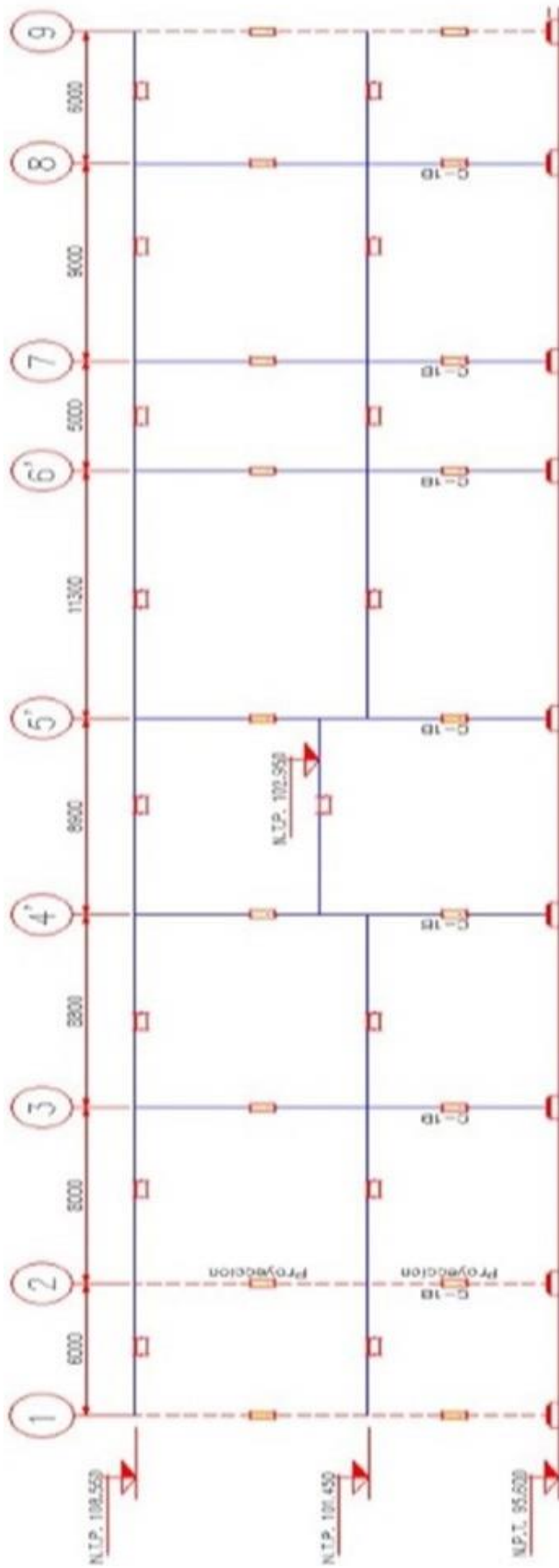


Figura 2.16 Elevación del marco longitudinal C.

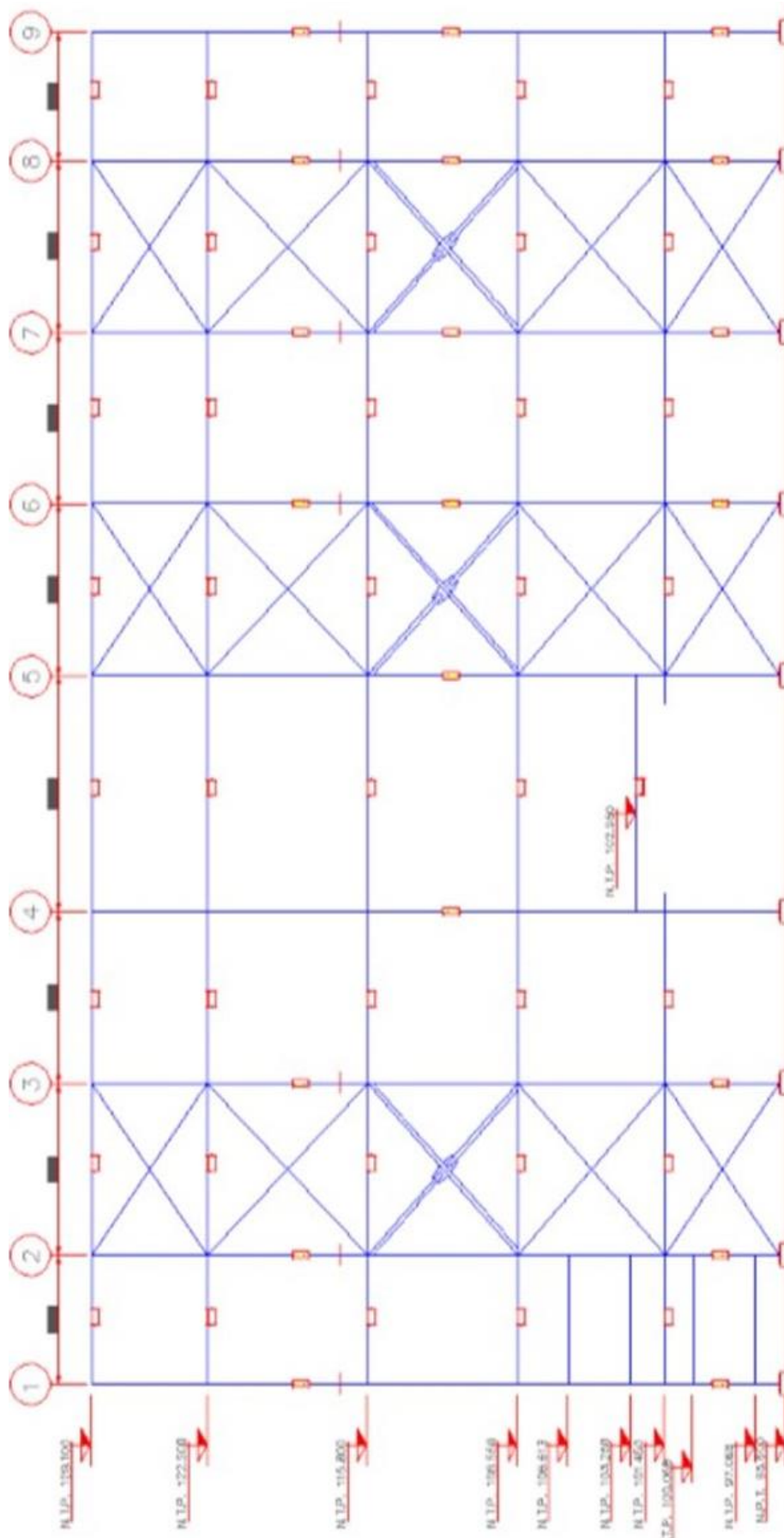


Figura 2.17 Elevaciones de marcos longitudinales cabeceros A y D.

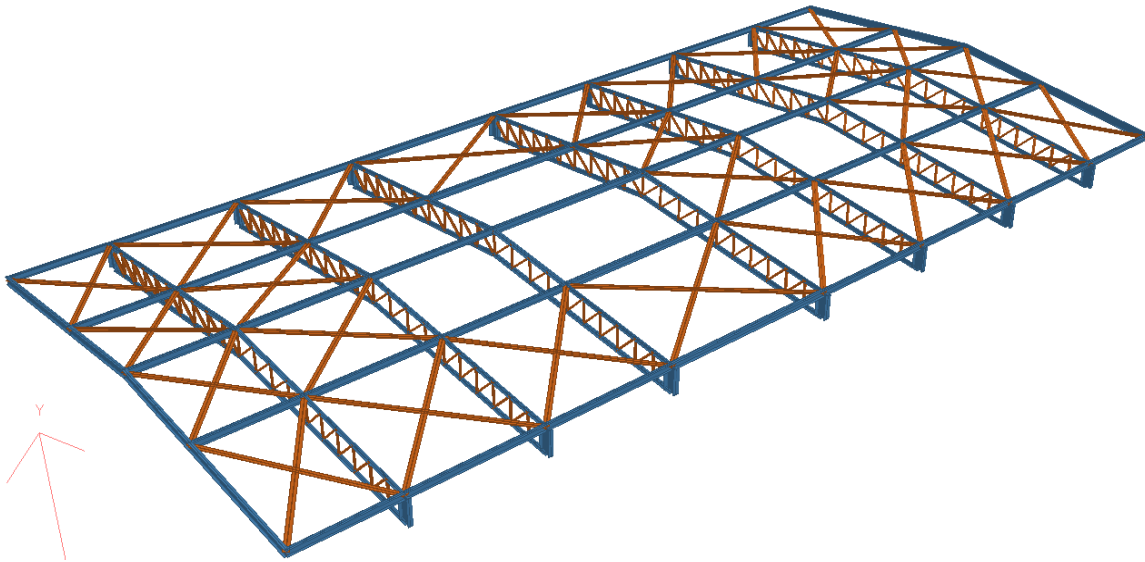


Figura 2.18 Vista general de la techumbre de la casa de máquinas

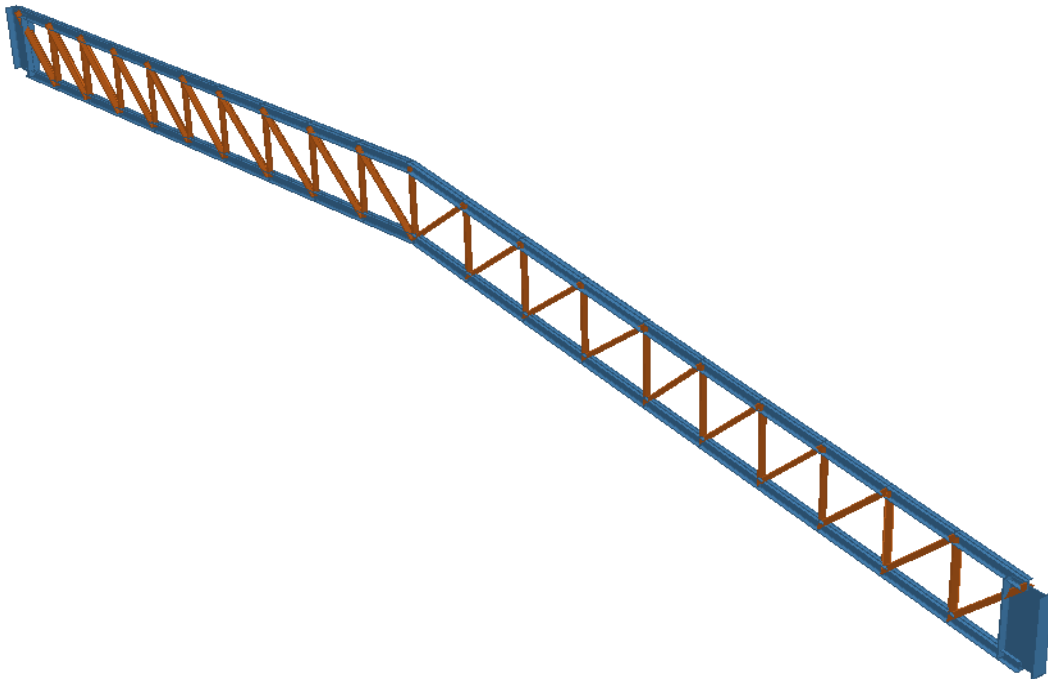


Figura 2.19 Armadura de techumbre.

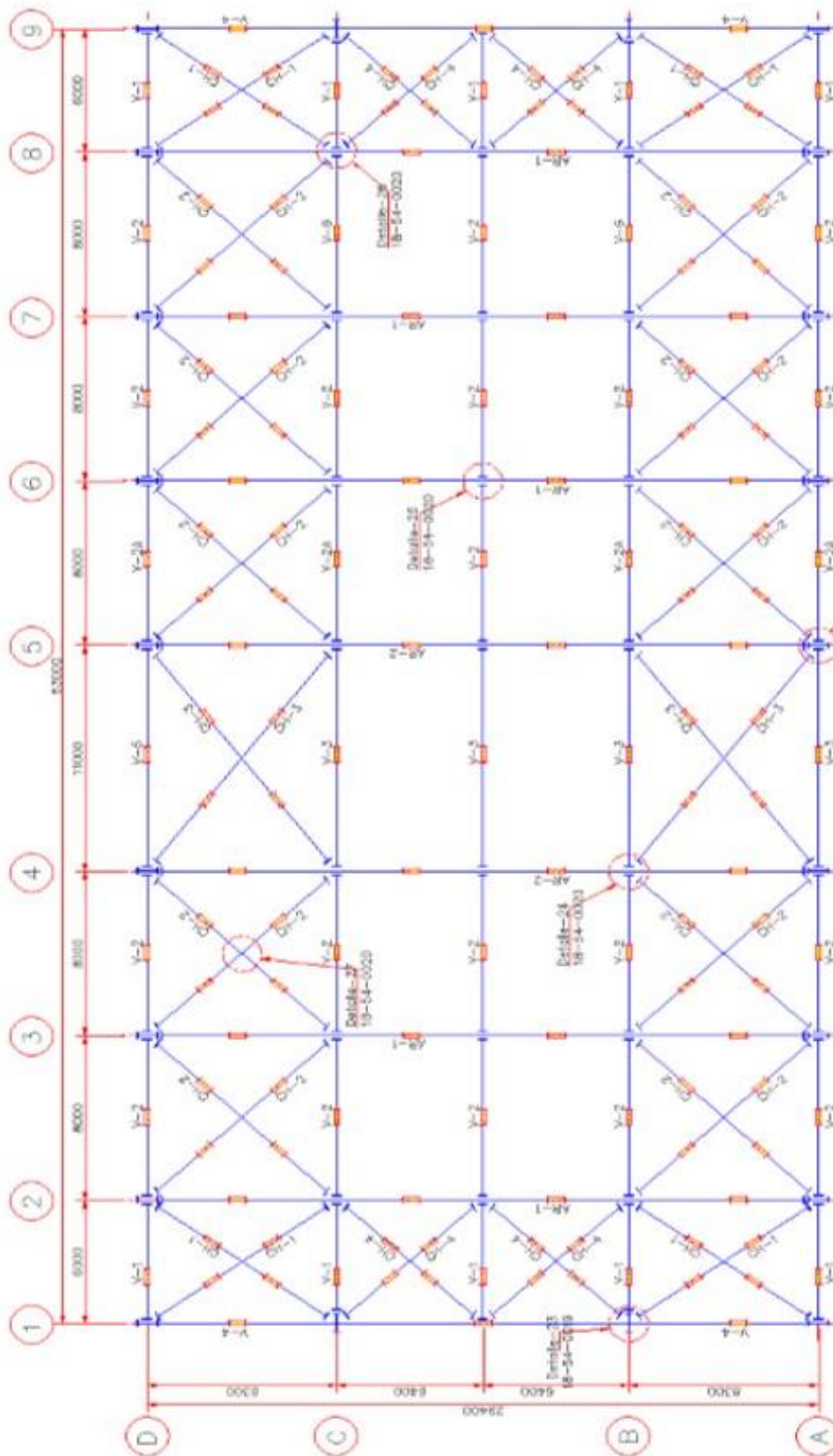


Figura 2.20 Planta de la techumbre.

A continuación se presenta el proceso de construcción y montaje de la estructura de la casa de máquinas en las figuras 2.21, 2.22, 2.23 y 2.24.



Figura 2.21 Montaje longitudinal 1 de la estructura de la casa de máquinas.



Figura 2.22 Montaje longitudinal 2 de la estructura de la casa de máquinas.



Figura 2.23 Montaje frontal de la estructura de la casa de máquinas.



Figura 2.24 Proceso de montaje general de la estructura de la casa de máquinas.

3. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.

Durante el proceso de análisis, diseño y construcción de la cimentación y estructura para la casa de máquinas y los racks de tuberías se presentaron incertidumbres e insuficiencias, a juicio de la CFE, que llevaron a hacer revisiones y complementos en el cálculo de dichas estructuras por parte de la contratista con el fin de corroborar la seguridad de las mismas, de acuerdo con la normatividad de la propia CFE.

El proceso de revisión y complementación del análisis y diseño ya mencionado llevó, entre otras, a la conclusión de que las cimentaciones para la casa de máquinas y los racks de tuberías (ya construidas) eran insuficientes, por lo que se requería llevar a cabo un reforzamiento de las mismas.

3.1 Revisión geotécnica del diseño original de la cimentación.

La revisión se hizo considerando los parámetros de mecánica de suelos y de cálculo que se indican a continuación:

3.1.1 Parámetros de mecánica de suelos.

Las capacidades de carga de las pilas se tomaron de la Nota Técnica No. 6 de fecha 14 de diciembre de 2012, realizada por la compañía subcontratista de mecánica de suelos "A", misma que se encuentra incluida en el subcapítulo 1.2.5 (Estudios Previos) y de la cual se obtuvieron las siguientes capacidades de carga admisibles para diseño, como se muestra en la tabla 3.1.

Compresión.....	$q_{ac} = 204 \text{ t}$
Tensión.....	$q_{at} = 89 \text{ t}$
Carga lateral.....	$q_{al} = 30 \text{ t}$

Tabla 3.1 Capacidad de carga en pilas.

Cabe mencionar que la solución de cimentación recomendada en el estudio original de mecánica de suelos de fecha 19 de octubre de 2012 (en revisión 8), hecho por la compañía “A”, es de tipo superficial a base de zapatas aisladas o corridas y losas, desplantadas a 2 metros de profundidad, sobre el estrato Ug (2), el cual presenta buenas propiedades mecánicas para cimentar: alta resistencia al esfuerzo cortante y muy baja deformabilidad.

Sin embargo, como se verá más adelante, el análisis de la estructura reportó tensiones importantes en algunos apoyos, debidas a cargas accidentales, las cuales no podrían ser resistidas por cimentaciones de tipo superficial; debido a esto se optó por el cambio a cimentación profunda por medio de pilas de 60 centímetros de diámetro desplantadas 3 metros dentro del estrato Ug (2), ya mencionado.

3.1.2 Determinación de reacciones en pilas (diseño original).

El análisis de la estructura se llevó a cabo con el programa de computadora Staad Pro, y el de la cimentación con Sap 2000, utilizando como cargas las reacciones obtenidas en el primero. Se consideraron las cargas verticales muertas y vivas de diseño, especificadas por la CFE, así como los siguientes parámetros de diseño por sismo, tabla 3.2.

Factor de sobre resistencia	R=1.0	R=1.25	R=2.0
Coeficiente sísmico	0.7	0.56	0.35
Ordenada espectral para $T=0$, a_0	0.33	0.26	0.17
Periodo característico, T_a	0.07	0.07	0.07
Periodo característico, T_b	0.4	0.4	0.4
Periodo característico, T_c	2.5	2.5	2.5
K	1.5	1.5	1.5
r	0.5	0.5	0.5
β	1	1	1

Tabla 3.2 Parámetros para la construcción del espectro de diseño sísmico obtenido para estructuras del grupo A con $Q = 1$ y 5% de amortiguamiento.

Se consideró un factor de sobre resistencia de 2, por lo que el coeficiente sísmico que se empleó es de 0.35. El factor de comportamiento estructural, Q' , se obtuvo reduciendo al 80% el factor $Q = 2$ por condiciones de irregularidad de la estructura quedando en 1.6. El coeficiente sísmico de diseño resultó de la siguiente manera, $CSD = 0.35/1.6 = 0.22$. La obtención de las fuerzas sísmicas se hizo con el método estático, con el cual se obtuvo un cortante basal de 324 toneladas para un peso de la estructura de 1,476 t. Con los parámetros anteriores se obtuvieron las siguientes descargas máximas por pila (sin factorizar), tabla 3.3.

No. de pilas del grupo	Compresión (t)	Tensión (t)	Cortante (t)
4	88.4	15.5	12.4
2	124	-	15.6
1	174	-	9.2

Tabla 3.3 Descargas máximas por pila en casa de máquinas.

Comparando las descargas máximas por pila de la tabla 3.3 con las capacidades de carga de la tabla 3.1, se observa que las cargas no superan a las resistencias y por lo tanto el arreglo propuesto es adecuado.

3.2 Correcciones solicitadas por revisiones de la CFE.

1. Incluir el efecto de la componente vertical del sismo en el análisis de la estructura.
2. Ajustar la carga muerta de las losas de plataformas, toda vez que el peralte total es de 15 cm y no de 8, como se tenía considerado.
3. Corregir la carga muerta de equipos considerada de 100 kg/m² en losas de plataformas, dentro de la casa de máquinas, ya que debe ser de 250 kg/m².
4. Corregir la carga viva de la cubierta.
5. Corregir el peso de la grúa de 28.90 a 35.29 toneladas y el del carro de 4.43 a 6.70 toneladas.
6. Corregir el diseño por sismo tomando en cuenta los períodos naturales de vibración en las 3 direcciones.

3.3 Capacidad de carga en pilas No. 3.

A solicitud de la CFE, la empresa consultora de mecánica de suelos "B" hizo un nuevo cálculo de la capacidad de carga y módulos de reacción de las pilas, utilizando los parámetros obtenidos por la empresa "A" en el estudio realizado previamente por ella, obteniéndose los siguientes resultados tabla 3.4.

Compresión	$q_{ac} = 144.7 \text{ t}$
Tensión	$q_{at} = 22.5 \text{ t}$
Carga lateral	$q_{al} = 33.6 \text{ t}$

Tabla 3.4 Capacidad de carga de pilas N° 3.

Como se puede observar, la capacidad por compresión se redujo al 71% y la de tensión al 25% de las originales consignadas en la tabla 3.1; la capacidad por carga lateral creció en 12%. En la Nota Técnica No. 4 que se incluyó en el capítulo de Estudios Previos, se detalla el procedimiento con el que se llegó a estos valores.

3.4 Reacciones obtenidas por la atención a comentarios de la CFE.

Se llevó a cabo un nuevo análisis estructural en donde se hicieron las correcciones pedidas por CFE (indicadas en el punto 3.2), resultando las siguientes reacciones máximas en pilas, tabla 3.5.

Compresión	$q_{ac} = 192.34 \text{ t}$
Tensión	$q_{at} = 67.57 \text{ t}$
Carga lateral	$q_{al} = 18.56 \text{ t}$

Tabla 3.5 Descargas máximas en pilas con análisis corregido de acuerdo a CFE.

Como se puede apreciar, las capacidades de carga de las pilas, por compresión y tensión, indicadas en la tabla 3.4 son inferiores a las descargas mostradas en la tabla 3.5, en ambos casos correspondientes a nuevos análisis realizados con correcciones indicadas por CFE.

De acuerdo a lo anterior, ahora las pilas de casa de máquinas son insuficientes con el número y distribución con que se construyó la obra.

4. ANÁLISIS DE COSTO BENEFICIO ENTRE ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN.

La técnica de análisis de costo-beneficio, tiene como objetivo fundamental proporcionar una medida de la rentabilidad de un proyecto, mediante la comparación de los costos previstos con los beneficios esperados en la realización del mismo. Esta técnica se puede utilizar al comparar proyectos para la toma de decisiones. Un análisis costo-beneficio por sí solo, no es una guía clara para tomar una buena decisión.

Existen otros puntos que deben ser tomados en cuenta, la seguridad, los tiempos de ejecución, las obligaciones legales y la satisfacción del cliente. El análisis costo-beneficio, permite definir la factibilidad de las alternativas planteadas o de un proyecto a ser desarrollado. La utilidad de la presente técnica es la siguiente:

- ✓ Para valorar la necesidad y oportunidad de la realización de un proyecto.
- ✓ Para seleccionar la alternativa más beneficiosa de un proyecto.
- ✓ Para estimar adecuadamente los recursos económicos necesarios, en el plazo de realización de un proyecto.

Para efectuar un análisis, es muy común que se tengan que seguir ciertos pasos o lineamientos establecidos por la experiencia y resultados obtenidos en casos anteriores, dichos pasos o recomendaciones a seguir son:

1. Llevar a cabo una lluvia de ideas o reunir datos provenientes de factores importantes relacionados con cada una de sus decisiones.
2. Elaborar dos listas, la primera con los requerimientos para implantar el proyecto y la segunda con los beneficios que traerá el nuevo sistema.

3. Antes de redactar la lista es necesario tener presente que los costos son tangibles, es decir, se pueden medir en alguna unidad económica, mientras que los beneficios pueden ser tangibles y no tangibles, es decir pueden darse en forma objetiva o subjetiva.
4. Determinar los costos relacionados con cada factor. Algunos costos como la mano de obra, serán exactos mientras que otros deberán ser estimados.
5. Sumar los costos totales para cada decisión propuesta.
6. Determinar los beneficios en alguna unidad económica para cada decisión.
7. Poner las cifras de los costos y beneficios totales en una forma de relación donde los beneficios son el numerador y los costos son el denominador, (beneficios/costos).
8. Comparar las relaciones beneficios a costos para las diferentes decisiones propuestas. La mejor solución, en términos financieros, es aquella con la relación más alta.

4.1 Evaluación de alternativas.

Dentro de la evaluación de alternativas, se tomarán en cuenta las posibilidades de las tres soluciones planteadas desde un origen, la cuales ese mencionan a continuación.

4.1.1 Alternativa con micropilotes.

La finalidad de esta propuesta es reforzar la cimentación existente considerando el área reducida por lo que el empleo de “micropilotes mixtos pos tensados”, que nos permitan tener un factor de seguridad en la cimentación tomando en cuenta las sollicitaciones y acciones a las que estará sometida la subestructura sin rebasar la resistencia del terreno.

Tomando en cuenta los parámetros determinados mediante los estudios de suelos en la zona, esto nos permite establecer que en los elementos de reforzamiento de la

cimentación se tomó en cuenta el mejoramiento masivo de consolidación (adicionar la cohesión para tener un terreno friccionante cohesivo), debido a este proceso.

Así mismo instalar un elemento que tenga una resistencia lateral, compresión y tensión (pos tensado).

Basados en criterios geotécnicos y estructurales que cumplan con lo establecido en la Normas Técnicas Complementarias vigentes NTC-DF.

a) Cimentaciones.

b) Sismo.

c) Estructuras de concreto.

Análisis geotécnico y diseño estructural.

Para determinar el comportamiento de los micropilotes ante carga lateral (suelo-micropilote) se empleó el método de Broms, considerando que el micropilote está empotrado en su extremo superior y articulado en el extremo inferior.

Con este criterio se logra determinar los momentos máximos y cortantes que permite lograr acero de refuerzo principal y por cortante óptimos.

La hipótesis de trabajo, que permite establecer las condiciones más adecuadas del comportamiento de los micropilotes mixtos postensados.

Tomando en cuenta que las condiciones tanto estáticas como dinámicas para el análisis y diseño se presentan de manera tabular los resultados que obtuvimos y los cuales se presentan en las tablas 4.1, 4.2 y 4.3.

MP-1	Diámetro	Profundidad	Capacidad ADM	Fricción negativa	Peso propio	Capacidad ULT
	(m)	(m)	(t)	(t)	(t)	(t)
	0.15	12.00	98.00	6.50	2.10	89.40

Tabla 4.1 Micropilotes mixtos postensados geotécnicamente (condición estática).

MP-1	Diámetro	Profundidad	Capacidad ADM	Fricción negativa	Peso propio	Capacidad ULT
	(m)	(m)	(t)	(t)	(t)	(t)
	0.15	12.00	127.40	6.50	2.10	118.80

Tabla 4.2 Micropilotes mixtos postensados geotécnicamente (condición dinámica).

MP-1	Diámetro	Profundidad	Refuerzo cortante a todo lo largo	Refuerzo por flexión	
	(m)	(m)	(cm)	V#3	Torón de 0.6"
	0.15	12.00	@ 15	4.00	4.00

Tabla 4.3 Micropilotes mixtos postensados (estructuralmente).

$f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, postensado 65 t.

Se menciona que dentro del Anexo 1 se encuentra la memoria de cálculo realizada por el programa de cálculo de Capacite Dernier Dans Micropieux. En las figuras que se muestran a continuación se indica la distribución y acomodo de micropilotes de refuerzo en la planta de cimentación de la casa de máquinas, figuras 4.1, 4.2 y 4.3.

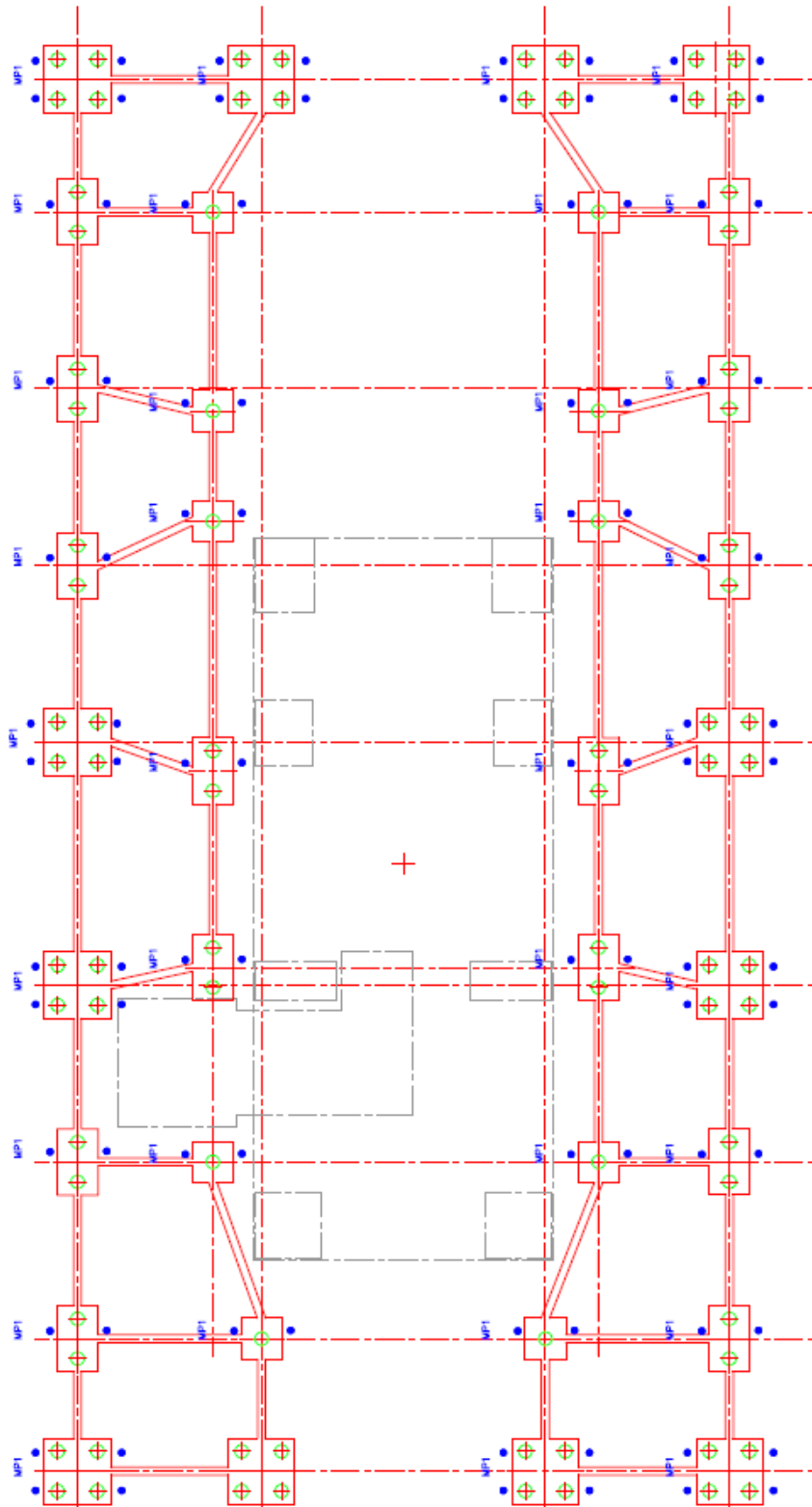


Figura 4.1 Planta de localización de micropilotes.

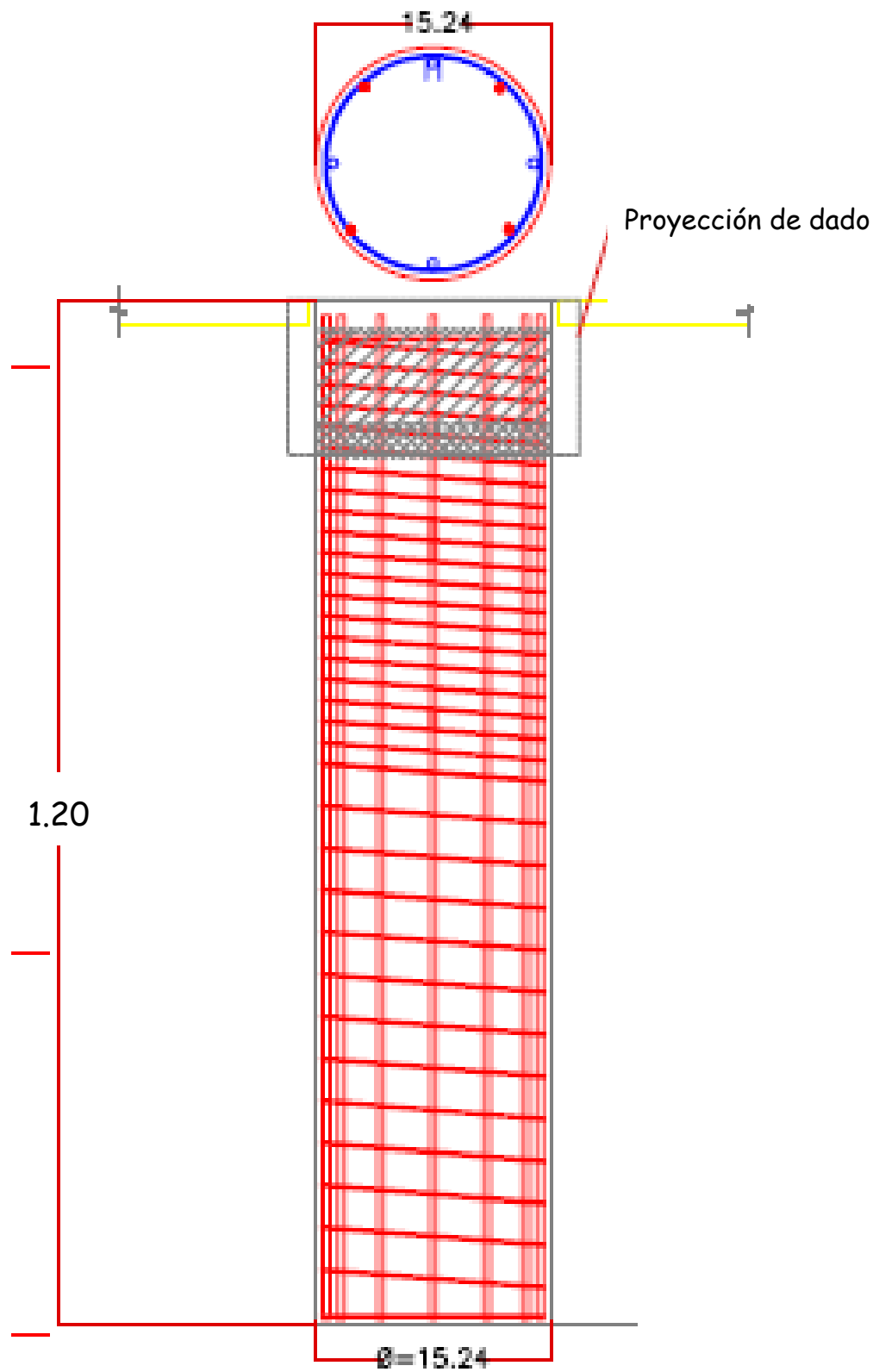


Figura 4.2 Detalle de armado estructural de micropilote.

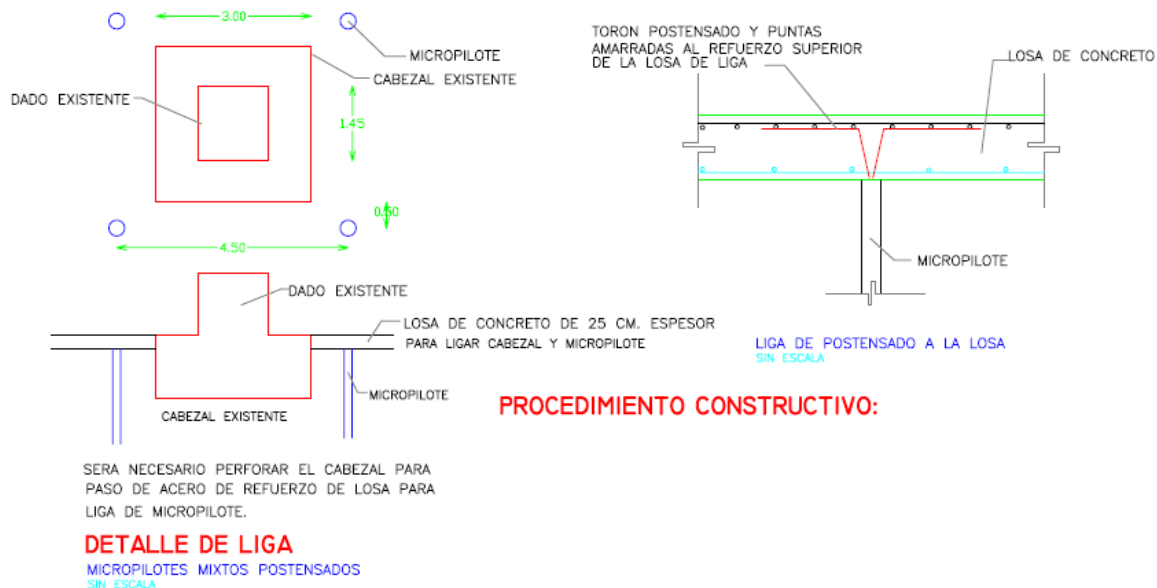


Figura 4.3 Detalle de armado y procedimiento constructivo de los micropilotes.

Su proceso de ejecución es un tanto complicado, no tanto por los trabajos a ejecutar, si no por lo que implica dentro de la planta, ya que esta se encuentra en proceso de construcción en diversas áreas, y el ejecutar esta obra adicional, ocasionaría el paro de las actividades al 100% dentro de la casa de máquinas y racks de tuberías, lo cual conlleva a tener retrasos en la programación de obra original, y esto a su vez, trae como consecuencia, las penalizaciones por parte de CFE.

A continuación se mostrarán una serie de imágenes en todo el subcapítulo 4.1.1 de la evaluación de alternativas, las cuales son meramente ejemplificativas, debido a que solo es una propuesta de solución, más nunca se llevó a la ejecución.

Primeramente se realizarán unos estudios de mecánica de suelos para saber la profundidad y diseño de los micropilotes, posteriormente se ubicará la zona de perforación en el terreno natural junto a los cabezales dentro de la cimentación como se muestra en la figura 4.4, y se efectuarán dichas perforaciones de acuerdo al arreglo propuesto por la empresa que hizo el cálculo y diseño del reforzamiento a la cimentación.



Figura 4.4 Máquina barrenadora para micropilotes (hasta 12 m de profundidad y 0.15 m de diámetro).

Posteriormente se continuara con el habilitado del armado de cada micropilote, el cual estará constituido por 4V#3, un zunchado de V#3 con paso de 15 cm entre cada vuelta a lo largo de toda la micropila y 4 torones de 0.6" (1.524 cm, V#5), postensados de 65 t, como se muestra en las figuras 4.5 y 4.6.

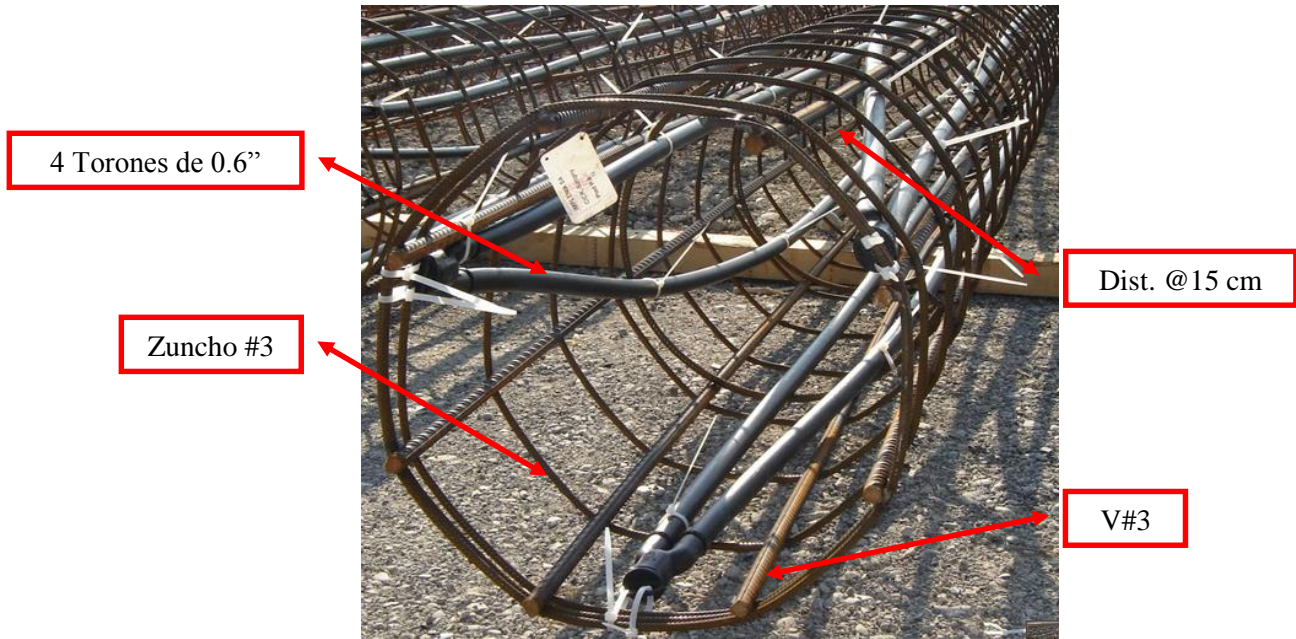


Figura 4.5 Armado de micropilote.

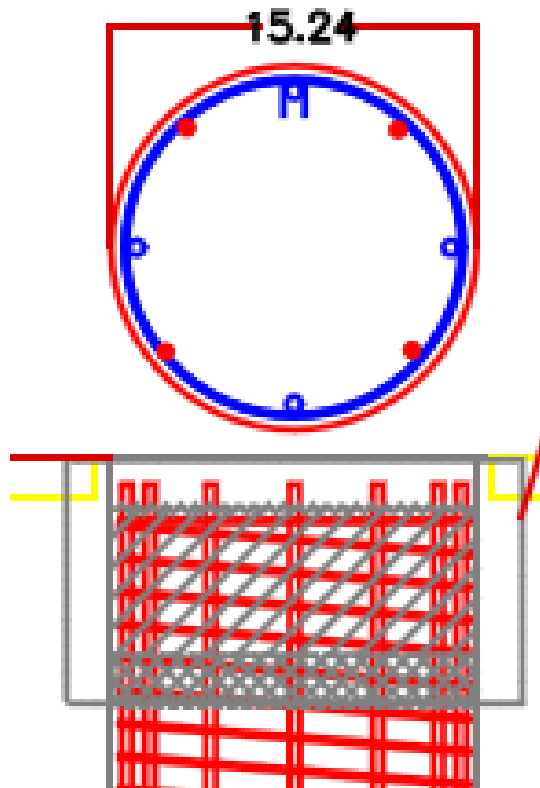


Figura 4.6 Vista en planta y corte transversal de micropilote.

El siguiente paso será bajar el armado al sitio, colocar los separadores correspondientes para garantizar el recubrimiento de concreto con el armado y colar el elemento, dejando los torones con una longitud con más de 1.00 m fuera de la micropila para postensarlo, como se muestra en las figuras 4.7 y 4.8.

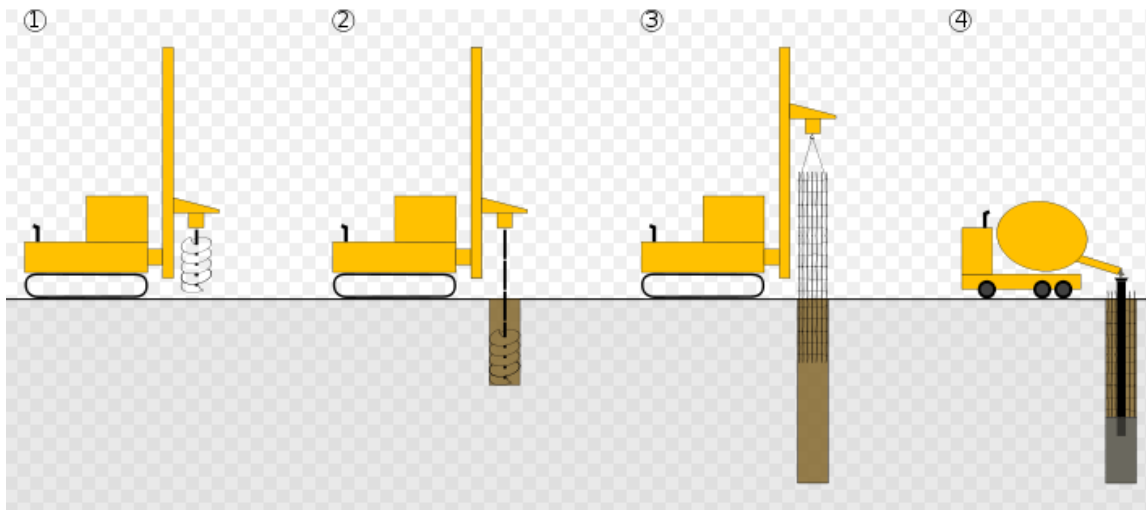


Figura 4.7 Corte transversal del proceso de barrenado, colocación de acero y colado de micropilote.



Figura 4.8 Imagen del micropilote colado con los disparos de los torones.

Una vez realizado el colado, se procede a ejecutar la excavación y liberación en los cabezales de las pilas construidas, para poder perforar los mismos y pasar los refuerzos de acero, los cuales estarán unidos y traslapados al armado de la losa de cimentación como se muestra en las figuras 4.9 y 4.10.

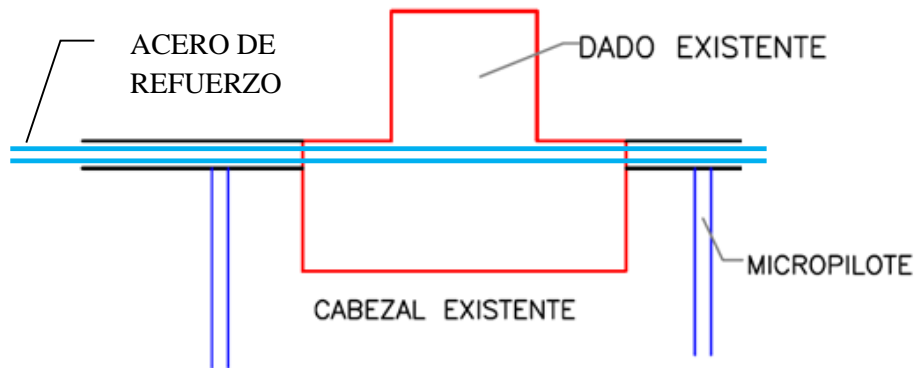


Figura 4.9 Detalle en corte transversal de la unión estructural entre el cabezal, dado de concreto, losa de cimentación y los micropilotes.

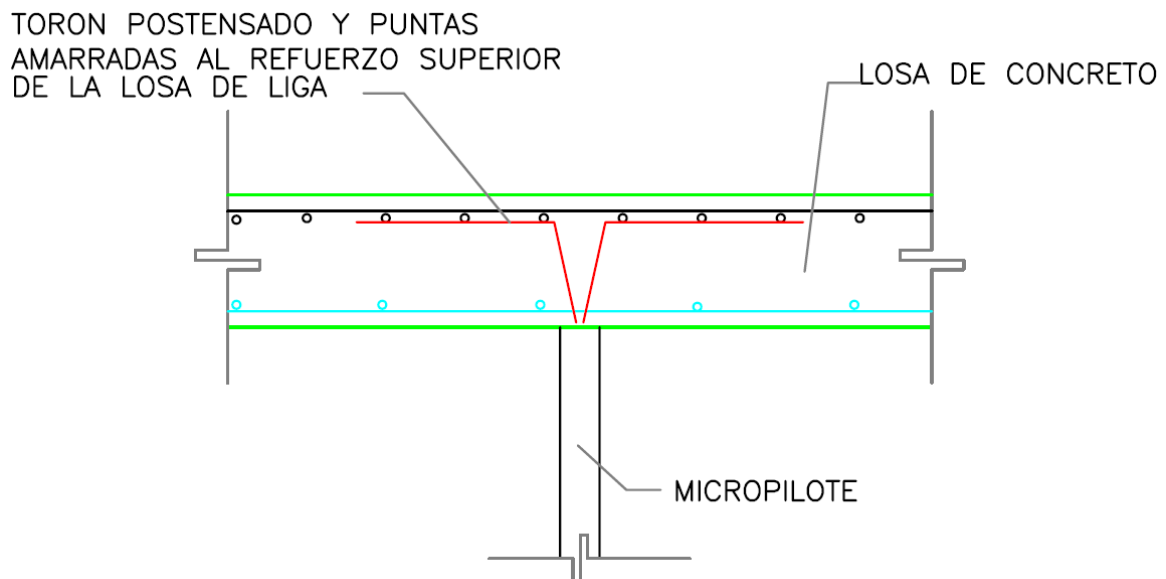


Figura 4.10 Corte transversal del armado y amarre de torones provenientes del micropilote, con losa de cimentación.

A continuación presentaremos una serie de tablas 4.4, 4.5a y 4.5b, donde se muestran datos que fueron utilizados para la elaboración del presupuesto de los trabajos a ejecutar, para el reforzamiento con micropilotes de la cimentación de la casa de máquinas.

Acero para micropilotes	Longitud	Factor	Peso	Peso
	(m)	(kg/m)	(kg)	(t)
Varillas del #3	4747.20	0.56	2644.19	2.64
Zuncho a base de varilla del #3	3523.82	0.56	1962.77	1.96
Torones a base de varilla del # 5, (0.6")	5115.20	1.56	7979.71	7.98
			\$ 12,586.67	\$ 12.59
		7% desperdicio	\$ 13,467.74	\$ 13.47

Tabla 4.4 Acero para la construcción de 92 micropilotes.

Cuadrilla	Sueldo mensual	Sueldo diario 1er turno	Sueldo diario 2° turno
Ingeniero	\$ 19,000.00	\$ 633.33	\$ 728.33
Excavador	\$ 14,000.00	\$ 466.67	\$ 536.67
Ayudantes de maquinaria (2 personas)	\$ 14,400.00	\$ 480.00	\$ 552.00
Mecánico	\$ 12,000.00	\$ 400.00	\$ 460.00
Ayudantes para retiro de material producto de excavacion (3 personas)	\$ 18,000.00	\$ 600.00	\$ 690.00
		\$ 2,580.00	\$ 2,967.00

Tabla 4.5a Importe diario de cuadrilla para ejecución de los micropilotes.

# de Varilla	Medida en (")	Medida en (cm)	Factor en (kg/m)
5/16	0.31	0.79	0.38
3/8	0.38	0.95	0.56
1/2	0.50	1.27	1.00
5/8	0.63	1.59	1.56
3/4	0.75	1.91	2.25
7/8	0.88	2.22	3.03
1	1.00	2.54	3.98
1 1/8	1.13	2.86	5.03
1 1/4	1.25	3.18	6.23
1 1/2	1.50	3.81	8.94

Tabla 4.5b Factores de conversión de acero kg/m.

A continuación se presenta una tabla resumen, donde podemos observar el desglose de actividades e importes de los trabajos mencionados anteriormente tabla 4.6.

Conceptos	Unidad	Cantidad	P. U.	Importe
Renta de maquinaria para perforaciones de terreno en 92 zonas hasta una profundidad de 12 m	dia	30.00	\$ 3,335.00	\$ 100,050.00
Acarreo de material producto de excavación con carretilla hasta 20 m de distancia.	m ³	26.18	\$ 45.00	\$ 1,178.11
Carga y acarreo de material con maquinaria producto de excavacion a kms subsecuentes.	m ³	314.16	\$ 23.54	\$ 7,395.39
Suministro y habilitado de acero para micropilote con 4V#3, 4 torones de 0.6" y zuncho del #3 con separaciones @15 cm	t	13.47	\$27,956.50	\$ 376,510.78
Cuadrilla de trabajadores 2 turnos por dia.	jornal	60.00	\$ 7,211.10	\$ 432,666.00
Colocación de armado de micropilote en perforación y colocación de separadores con maquinaria	pza	92.00	\$ 239.67	\$ 22,049.64
Colado de micropilote con concreto f'c=250 kg/cm ²	m ³	19.51	\$ 4,482.91	\$ 87,458.54
Excavacion de terreno en todo el perimetro del cabezal de la pilas, hasta una profundidad de 2.0 m	m ³	735.00	\$ 18.00	\$ 13,230.00
Acarreo de material producto de excavación con carretilla hasta 20 m de distancia	m ³	955.50	\$ 45.00	\$ 42,997.50
Barrenado de cabezal de concreto con maquinaria	pza	48.00	\$ 319.00	\$ 15,312.00
Relleno y compactacion de terreno en zona de cabezal de pilas con material de banco tepetate	m ³	735.00	\$ 117.45	\$ 86,325.75
Suministro y habilitado de acero de refuerzo en intersección de cabezal con micropilote	t	0.53	\$27,956.50	\$ 14,948.90
				\$ 1,200,122.61

Tabla 4.6 Presupuesto para construcción de 92 micropilotes.

4.1.2 Alternativa con pilas adicionales.

Como segunda opción tenemos el incremento de pilas en la cimentación, el proceso de la construcción de pilas de refuerzo dentro de la cimentación es un tanto similar al de los micropilotes.

Una diferencia es la maquinaria a utilizar, ya que ésta es mucho mayor, la cuadrilla se compone de diferente manera, la cantidad de acero y concreto es mayor, ya que ahora se tendrá que construir también un cabezal y dado de concreto adicional por cada pila construida, y el tiempo de ejecución es mucho mayor, ya que se extiende hasta los 90 días.

Como se mencionó en el párrafo anterior, y siendo el principal impedimento para la ejecución del trabajo, las actividades se tendrían que detener en un 100% dentro del cuarto de máquinas y la zona de racks para tuberías, lo cual incrementaría en una cantidad considerable el costo total de la obra, ya que la penalización por día de retraso está alrededor de los 45,000.00 dólares por día, y esto, aunado a lo que le costaría a la empresa detener la maquinaria en ejecución y mano de obra durante ese tiempo.

A continuación se muestra una breve descripción e imágenes de la maquinaria y procesos de ejecución para la construcción de pilas de concreto reforzado con un diámetro de 0.60 m y unas longitudes que van en promedio de los 4, hasta los 6 m de profundidad.

El armado de acero para los elementos estructurales de refuerzo a la cimentación, pila, cabezal y dado de concreto, se muestran en las figuras 4.11, 4.12 y 4.13.

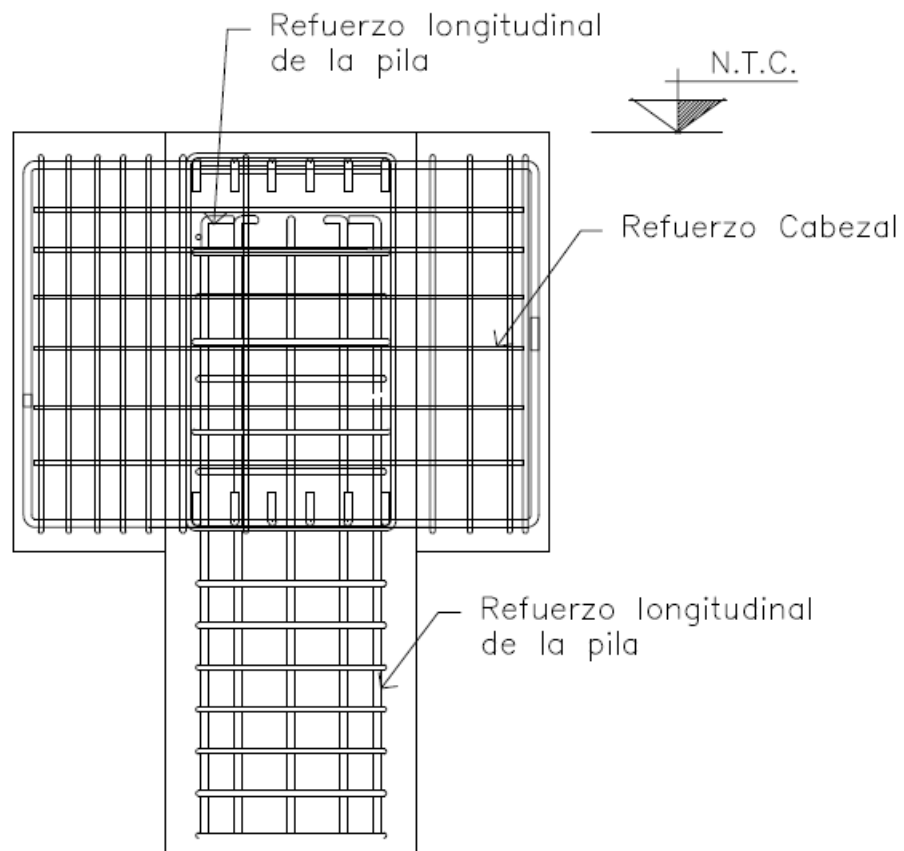


Figura 4.11 Armado de acero para la pila.

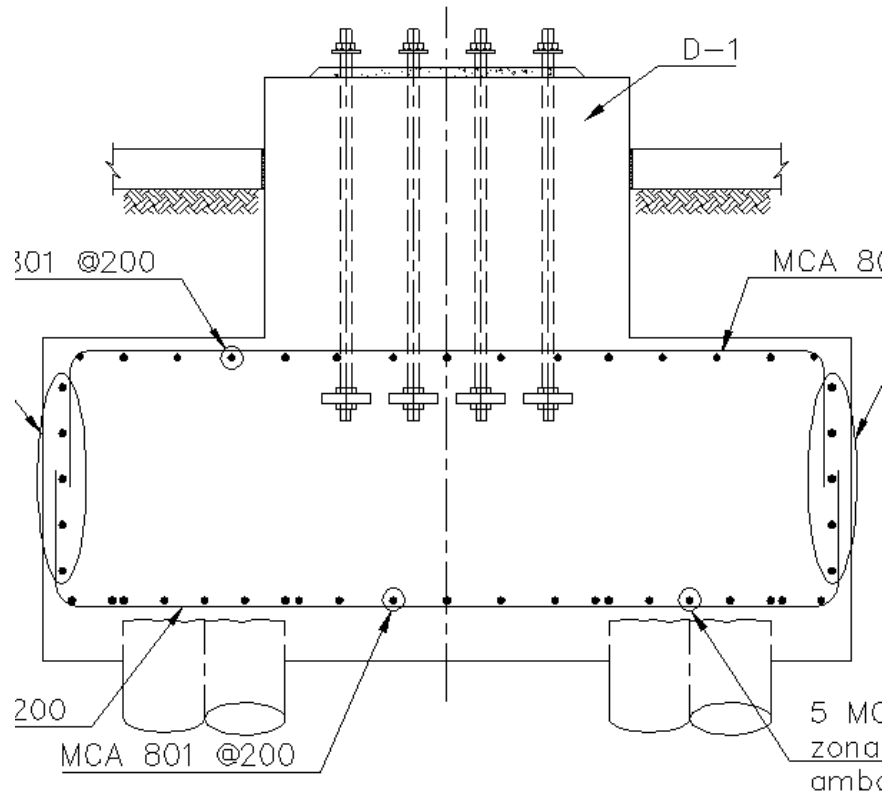


Figura 4.12 Armado de acero para cabezal y dado de concreto.

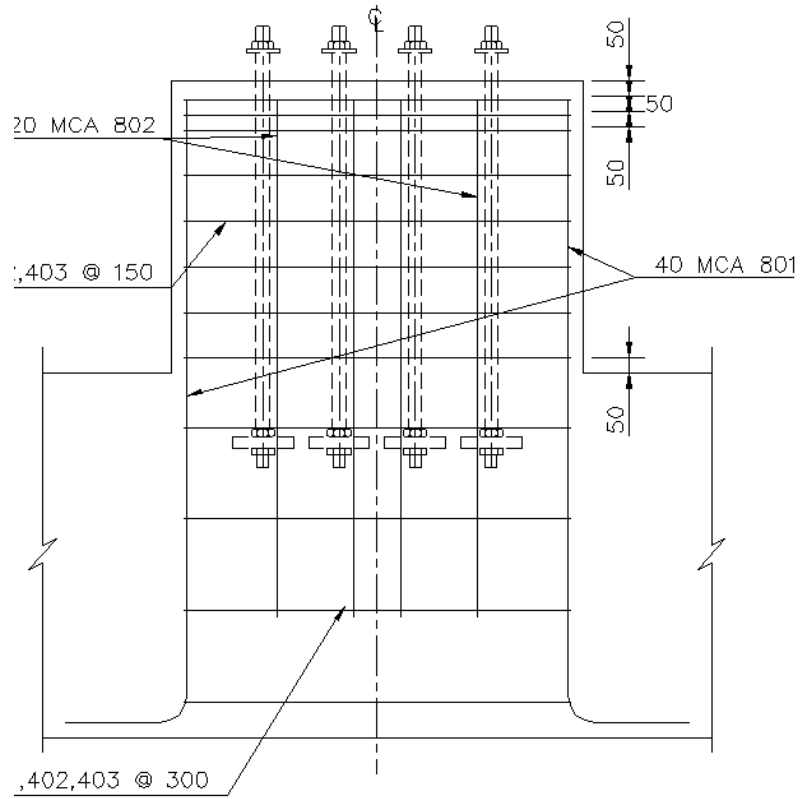


Figura 4.13 Armado de acero para cabezal y dado de concreto.

A continuación en la tabla 4.7, se presentan los resultados con los importes que reflejaría efectuar los trabajos antes mencionados para la zona de casa de máquinas con las pilas, ya que el costo por m³ de construcción de pila será de \$550 (dólares).

Area de pila (m ²)	0.28
Profundidad (m)	6.00
Volumen por pila (m ³)	1.70
Número de pilas (pza)	92.00
Volumen total de concreto (m ³)	156.07
Costo por m ³ de pila en dólares	\$ 550.00
Costo por 92 pilas en dólares	\$ 85,841.08
Pesos Mx	\$ 1,158,854.56

Tabla 4.7 Presupuesto de los trabajos de incremento de pilas.

4.1.3 Verificación de capacidad de carga en las pilas.

Como tercera opción de solución al problema, será verificar si en verdad la capacidad de carga de las pilas es errónea, como se mostró en los estudios anteriormente realizados, los cuales reflejaban un panorama no óptimo para la construcción de la estructura sobre las pilas calculadas, diseñadas y construidas. El importe del presupuesto que presenta la empresa "B", llega a un total de \$1,350,000.00 pesos, lo cual incluye, únicamente, la realización de pruebas de carga dentro de las pilas (próximas a construir).

4.2 Solución adoptada.

Primeramente, para poder elegir una propuesta de solución, no basta con ver cuál es la más económica, se tienen que tomar en cuenta diferentes factores los cuales son de manera muy significativa para un proceso de análisis costo-beneficio.

Aplicando los pasos antes mencionados del análisis costo-beneficio, con las opciones de solución, sería de la siguiente manera.

1. Llevar a cabo una lluvia de ideas o reunir datos provenientes de factores importantes relacionados con cada una de sus decisiones.

En este caso es tener 3 opciones de solución, micropilotes, pilas adicionales y verificación de carga.

2. Elaborar dos listas, la primera con los requerimientos para implantar el proyecto y la segunda con los beneficios que traerá el nuevo.
3. Pros y contras de cada una de las opciones que se tienen, importes, tiempos de ejecución, es decir, que me ofrece cada una de las opciones de solución.
4. Determinar los costos relacionados con cada factor. Algunos costos como la mano de obra, serán exactos mientras que otros deberán ser estimados.
5. Se presentan tablas donde se representan los valores de los trabajos a ejecutar.
6. Sumar los costos totales para cada decisión propuesta.
7. Se hará una tabla comparativa final, con las tres propuestas.
8. Determinar los beneficios en alguna unidad económica para cada decisión.

En este caso los puntos 4 y 5 representan los presupuestos de cada opción.

A continuación se presenta la tabla 4.8 con un resumen de los pros y contras de cada propuesta de solución, y con esto se llegará a la decisión correcta para la ejecución del trabajo final.

Propuesta de solución			
Conceptos	Opción 1 Micropilotes	Opción 2 Pilas adicionales	Opción 3 Verificación experimental
Propuesta económica final	\$ 1,200,116.77	\$ 1,158,854.56	\$ 1,350,000.00
Tiempos de ejecución en obra	60 días	90 días	60 días
Continuidad dentro del programa de obra original	Paro de actividades ajenas a la construcción de los micropilotes durante 60 días	Paro de actividades ajenas a la construcción de los micropilotes durante 90 días	Continúan los trabajos dentro de la planta
Penalizaciones externas	El importe de la penalización por falta de avance ante CFE a razón de \$45,000.00 dólares por día de retraso, es de \$35,100,000.00 pesos mexicanos	El importe de la penalización por falta de avance ante CFE a razón de \$45,000.00 dólares por día de retraso, es de \$52,650,000.00 pesos mexicanos	Sin penalización
Pérdidas internas	Paro de actividades de la empresa durante 60 días	Paro de actividades de la empresa durante 90 días	Sin paro
Otros		Presupuesto mas económico de las tres opciones	
Opción a utilizar			

Tabla 4.8 Resumen de opciones de solución basada en una comparativa costo beneficio.

Con esta tabla se puede observar perfectamente, que la propuesta más económica no siempre es la mejor, aquí el factor más importante que se tomó en cuenta fue ver de qué manera afectaba el programa de obra de la construcción de la Central de Generación 264 CC Centro originalmente, ya que en este proyecto existen penalizaciones por retrasos de obra, los cuales conllevan un costo adicional no contemplado, y aparte tendríamos que ver de qué manera impactaría económicamente para la nómina de la empresa el detener la maquinaria y mano de obra.

5. VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL DE CAPACIDAD DE CARGA EN LAS PILAS.

Dada la importancia de la obra y existiendo la incertidumbre sobre la capacidad real de carga de las cimentaciones profundas, se tomó la decisión de realizar las pruebas de carga mismas que permitirán verificar experimentalmente los valores reales de las cimentaciones, Las pruebas consisten en la construcción de un sistema de tres pilas siendo las pilas laterales “pilas de reacción” y en el mismo eje al centro de las dos pilas de reacción la “pila de prueba” misma que es construida con las mismas características que las ya construidas para la estructura de la casa de máquinas y racks en cada caso, el sistema se construye con las dimensiones que se definan en los cálculos realizados por el estructurista, para las pruebas que se realizaron en Centro Morelos la profundidad de empotramiento de las pilas de reacción fue de 15 m y con un refuerzo estructural variable desde 2 al 3.4% de la sección bruta.

Para garantizar que el suelo que aloja la pila de prueba es de las mismas características que la pila ya construida con la que se compara, se determina una distancia de seis diámetros de la pila existente al eje del sistema de prueba, siendo para nuestro caso 3.6 m. La garantía de los resultados depende de varios factores como son una construcción correcta del sistema de reacción, la instrumentación suficiente para medir los cuatro lados de la placa de la pila, el sistema de carga como los son las bombas hidráulica, celdas de carga, válvulas y manómetros, además de un equipo de especialistas que revisen los ciclos de carga y sus deformaciones.

En los resultados finales se logrará comparar la capacidad de carga estimada por los diferentes estudios de capacidades realizado por los departamentos de mecánica de suelos.

5.1 Normativa aplicable.

Las normativas aplicables durante una prueba de carga en cimentaciones primeramente deben de obedecer a las normas locales existente, de no existir se recurre a normas internaciones para el reforzamiento, calidad de los materiales de la pila, instrumentación y requisitos de calibración de equipos, en este apartado se indicarán únicamente las normas que se utilizaron, indicando brevemente cada uno de las secciones aplicadas.

a) ASTM D1143/D 1143M – 07 Deep foundations understaticaxial compressive load.

La norma ASTM D 1143. Métodos de prueba para cimentaciones profundas bajo carga estática de compresión axial. Establece los requisitos mínimos para las pruebas de cimentaciones profundas bajo carga estática de compresión axial, dando la libertad al Ingeniero de proporcionar los requisitos y procedimientos adicionales según sea necesario para satisfacer los objetivos de un programa de prueba en particular. Aprobando cualquier desviación, supresiones o adiciones a los requisitos de esta norma.

Esta norma permite que los procedimientos siguientes:

Procedimiento A para prueba rápida.

Procedimiento B para prueba con carga mantenida.

Procedimiento C prueba de carga en exceso mantenido.

Procedimiento D prueba de carga con intervalo de tiempo constante.

Procedimiento E prueba de penetración constante.

Procedimiento F prueba de incremento y movimiento constante.

Procedimiento G ensayo de carga cíclica.

Un ingeniero geotécnico calificado debe interpretar los resultados de las pruebas obtenidos a partir de los procedimientos de este nivel, a fin predecir el desempeño real y

la adecuación de las pilas usadas en la base construida, a continuación se muestra en las figuras 5.1 y 5.2 un ejemplo de un marco estructural de prueba a la compresión.

En la figura 5.1, tomada de la norma ASTM D 1143, se muestra la celda de carga que ejerce presión hacia la trabe, esta trabe se diseña en función a las cargas máximas esperadas y se dimensiona de tal manera que su rigidez permita las deflexiones mínimas durante la prueba, en la norma se indican los anclajes a las pilas estos tensores se pueden utilizar de diferentes materiales, para nuestro caso se utilizaron barras de alta resistencia Dywidag.

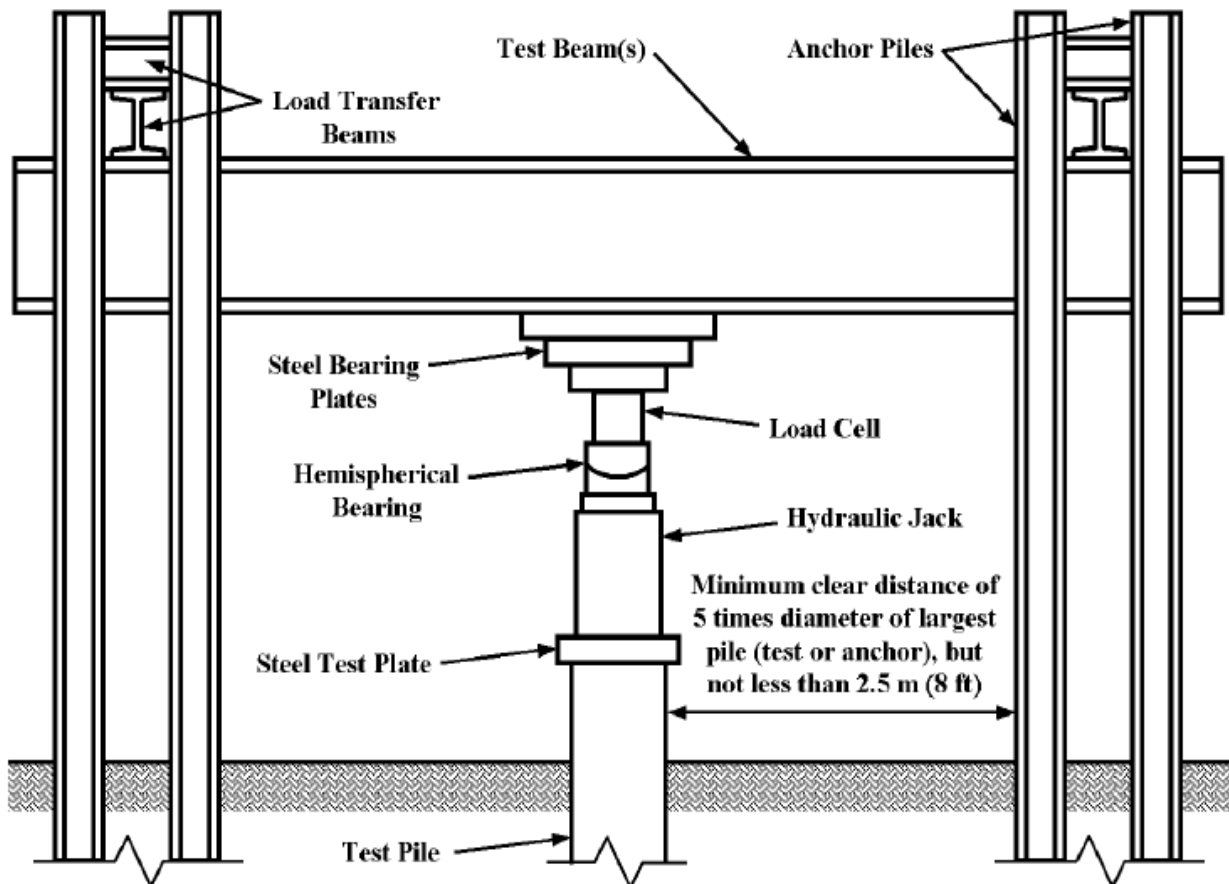


Figura 5.1 Sistema de anclaje y reacción de acuerdo a la Norma ASTM D 1143.



Figura 5.2 Prueba de carga a compresión en racks de servicios.

b) ASTM D 3689 – 07 Deep foundations under static axial tensile load.

La norma ASTM D 3689. Métodos de prueba para cimentaciones profundas bajo carga estática a tensión axial. Establece los requisitos mínimos para las pruebas en cimentaciones profundas bajo carga estática de tracción axial. Procedimientos que sean necesarios para satisfacer los objetivos particulares del programa de prueba. Esta norma permite los siguientes procedimientos:

- a. prueba rápida de carga.
- b. prueba de carga sostenida.
- c. prueba de carga en exceso mantenida.
- d. prueba de carga con intervalos de tiempo.
- e. prueba de levantamiento con tasa constante de carga.
- f. prueba de carga cíclica.

Se recomienda que la prueba sea realizada por un ingeniero geotécnico calificado quien debe interpretar los resultados de las pruebas obtenidos a partir de los procedimientos de este nivel, en el caso de cargas a tensión sobre la pila de prueba, las pilas de reacción trabajaran a compresión, por lo que las barras de alta resistencia se instalan en la pila de prueba.

El arreglo del cabezal es muy importante ya que si fallara este último, toda la prueba se desecha, se permite la falla de cabezales cuando la carga aplicada a la pila sobrepase las capacidades de carga de los gatos hidráulicos instalados.

A continuación se muestra en las figuras 5.3 y 5.4 un marco estructural con una prueba a la tracción según la norma ASTM D3689-07.

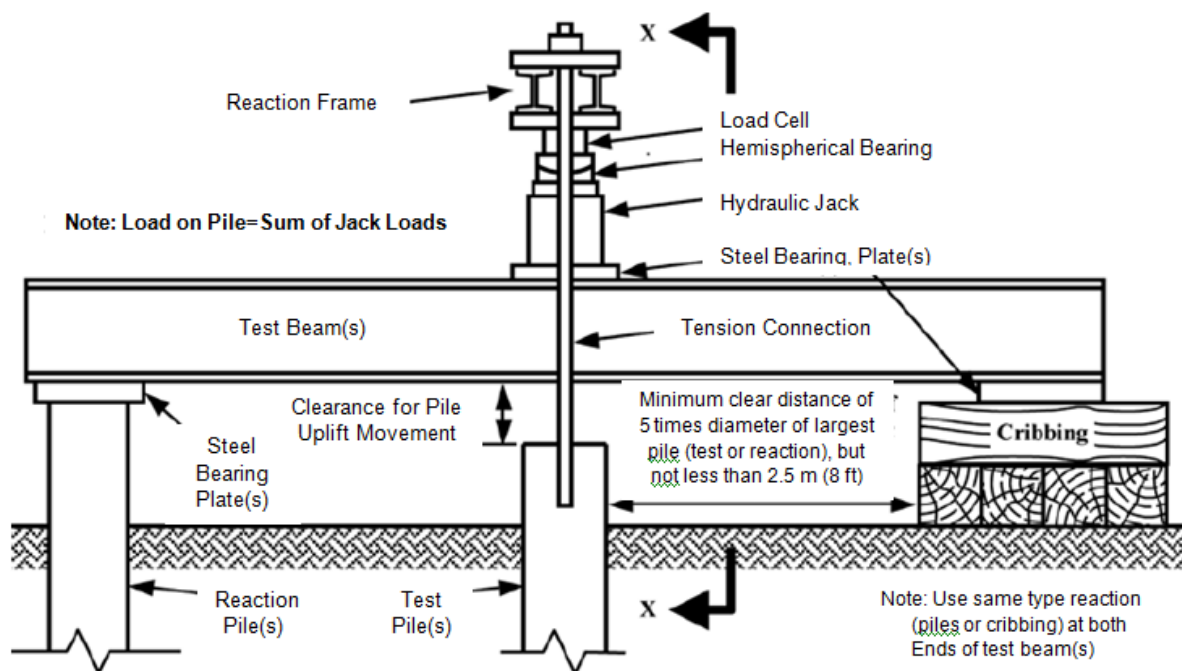


Figura 5.3 Sistema de anclaje prueba a tracción según la norma ASTM D3689-07.



Figura 5.4 Sistema de anclaje prueba a tracción según la norma ASTM D3689-07.

c) ASTM D3966 – 07 Deep foundations under lateral load.

La norma ASTM D3966. Métodos de prueba para cimentaciones profundas bajo carga lateral. Establece los requisitos mínimos para las pruebas de cimentaciones profundas sometida a carga lateral, de manera similar se ensayan, pilas y pilotes, ya sean para pilas individuales o grupos de pilotes, como se muestra en la figura 5.5.

Esta norma permite los procedimientos siguientes:

- Procedimiento A para prueba de carga rápida.
- Procedimiento B prueba de carga estándar.
- Procedimiento C prueba de carga cíclica.
- Procedimiento D prueba de carga con inversa.
- Procedimiento E prueba de penetración constante.

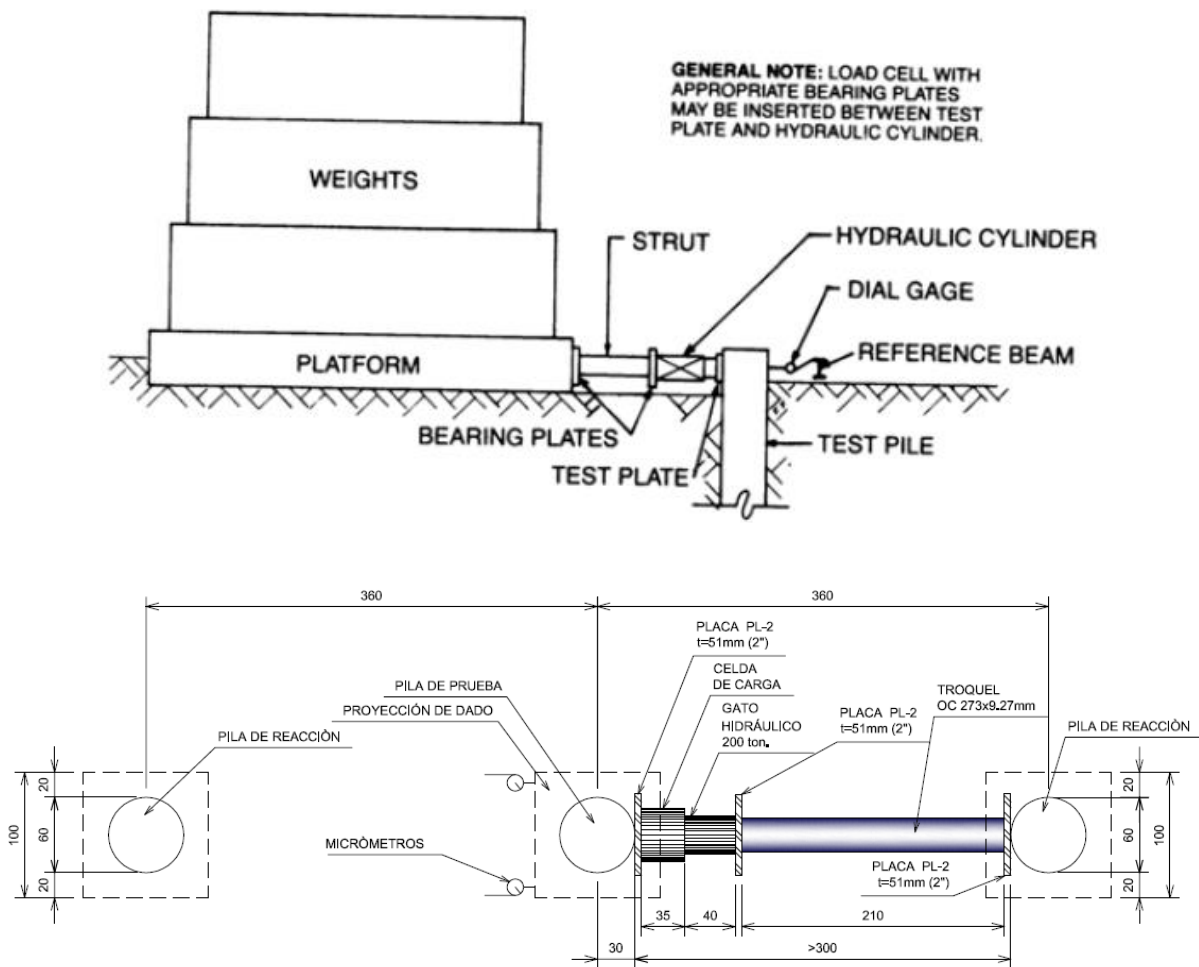


Figura 5.5 Sistema de apoyo para prueba de carga lateral según la norma ASTM D3966-07 con el sistema de prueba de Centro Morelos.

5.2 Descripción del proceso de prueba.

En todos los grandes proyectos, las pruebas de campo deben de tener como mínimo cierto número de pruebas de esfuerzos de carga axial a la compresión, a la extracción y de carga lateral sobre las pilas y pilotes en cuestión, esto servirá para poder garantizar un resultante promedio con una cierta validez. La razón principal es la falta de confiabilidad en los métodos de predicción, las pruebas ofrecen resultados confiables llevando los elementos a sus capacidades últimas (ruptura), estas pruebas han sido normalizadas por diversas instituciones y reglamentos locales.

Los resultados proporcionan la relación más fiable entre la carga aplicada y la carga resistente, obteniendo durante la prueba los asentamientos y deformaciones en el suelo y en propio elemento, con estos resultados también puede proporcionar información que se utilizara para evaluar la distribución de cizallamiento lateral, la resistencia a lo largo de la pila y la cantidad de amortiguamiento.

Con todos los datos obtenidos un diseñador puede evaluar los resultados de las pruebas y determinar si después de aplicar un factor de seguridad apropiado, la pila o grupo de pilas tiene una capacidad final de carga estática y una deflexión bajo cargas de servicio satisfactoria. El diseñador también puede utilizar los resultados para evaluar la viabilidad de diferentes tipos de cimentaciones.

En nuestro caso en el proyecto 264 CC Morelos, se tomó la decisión de elaborar pruebas de carga, para dar confiabilidad a los diseños ya construidos, logrando justificar que lo construido correspondía a una cimentación con capacidades de carga por encima de su predicción de hasta el 200%.

De esta manera se comprobó que las cimentaciones construidas se comportarían de manera óptima ante las solicitaciones de carga de la estructura, De esta manera se justificó el costo de la prueba logrando evitar costosos reforzamientos y multas por retrasos en plazo de entrega, dejando evidencia de la importancia de estas pruebas para determinar soluciones óptimas.

La calidad del resultados por este método de ensayo es depende de la competencia del personal que realice, y la idoneidad de los equipos y las instalaciones utilizadas. Por tal motivo la ejecución de las pruebas se realizó en todo momento bajo la normatividad aplicable personal calificado y bajo la supervisión de personal especializado, además de seguir las recomendaciones y calibración correspondientes de equipos de los cuales se anexaran reportes de calibración.

5.3 Proceso constructivo de pilas de reacción y de prueba.

Durante el desarrollo de las pruebas de carga la etapa de construcción es uno de los procesos más importantes, ya que depende de la calidad de la construcción la calidad de los resultados, Para nuestro proyecto como caso particular, las pruebas consisten en justificar las capacidades de carga pilas existentes, este procedimiento obliga la construcción de pilas de prueba con características idénticas a las pilas construidas, esto implica utilizar el mismo equipo de barrenación, profundidad, diámetro, armado, en cuanto al cabezal de sujeción depende del acomodo los tubos para paso de las barras para carga, las placas de apoyo, por lo que la construcción del cabezal está regida por el sistema de prueba.

Las pilas de reacción son las pilas que se construyen lateralmente a una distancia entre ejes de seis diámetros de la pila de prueba como mínimo, estos elementos se construyen de acuerdo al cálculo de reacción que se prevé, esto significa que si se estima cargar el sistema hasta 250 ton a tensión estas pilas deberán de soportar el doble de la carga a tensión posible de aplica, con esto se garantiza que el sistema de reacción estará construido de tal forma que no haya posibilidad de falla.

Así mismo aplica para carga lateral y para carga axial, por lo tanto el sistema de reacción siempre será de dimensiones del doble que la pila de reacción, Para esto es necesario realizar planos de proyecto de prueba, indicando el arreglo requerido para cada prueba con la finalidad de encontrar inconsistencias antes de iniciar la construcción, como se trata de armados densos en cabezales debido a la gran cantidad de dobleces de barras en el mismo punto es recomendable realizar los planos de proyecto a escala, los planos deberán de tener de manera clara la localización general en planta indicando donde se realizaran las pruebas plasmar en el plano la localización general de las pruebas de carga y marcar el trazo de las coordenadas específicas los puntos donde se construirán las pilas de prueba y de reacción.

A continuación encontraremos el procedimiento general de las pruebas realizadas. La localización generalmente es la identificación de las zonas donde se realizaran las pruebas, en la que se indica el número de prueba de acuerdo al orden que se seguirá, la localización particular con referencia a un punto ya construido o bien las coordenadas de cada uno de los puntos donde será la barrenación.

Dentro del proyecto nos apoyamos con el plano general indicado en la figuras 5.6, 5.7 y 5.8 respectivamente.

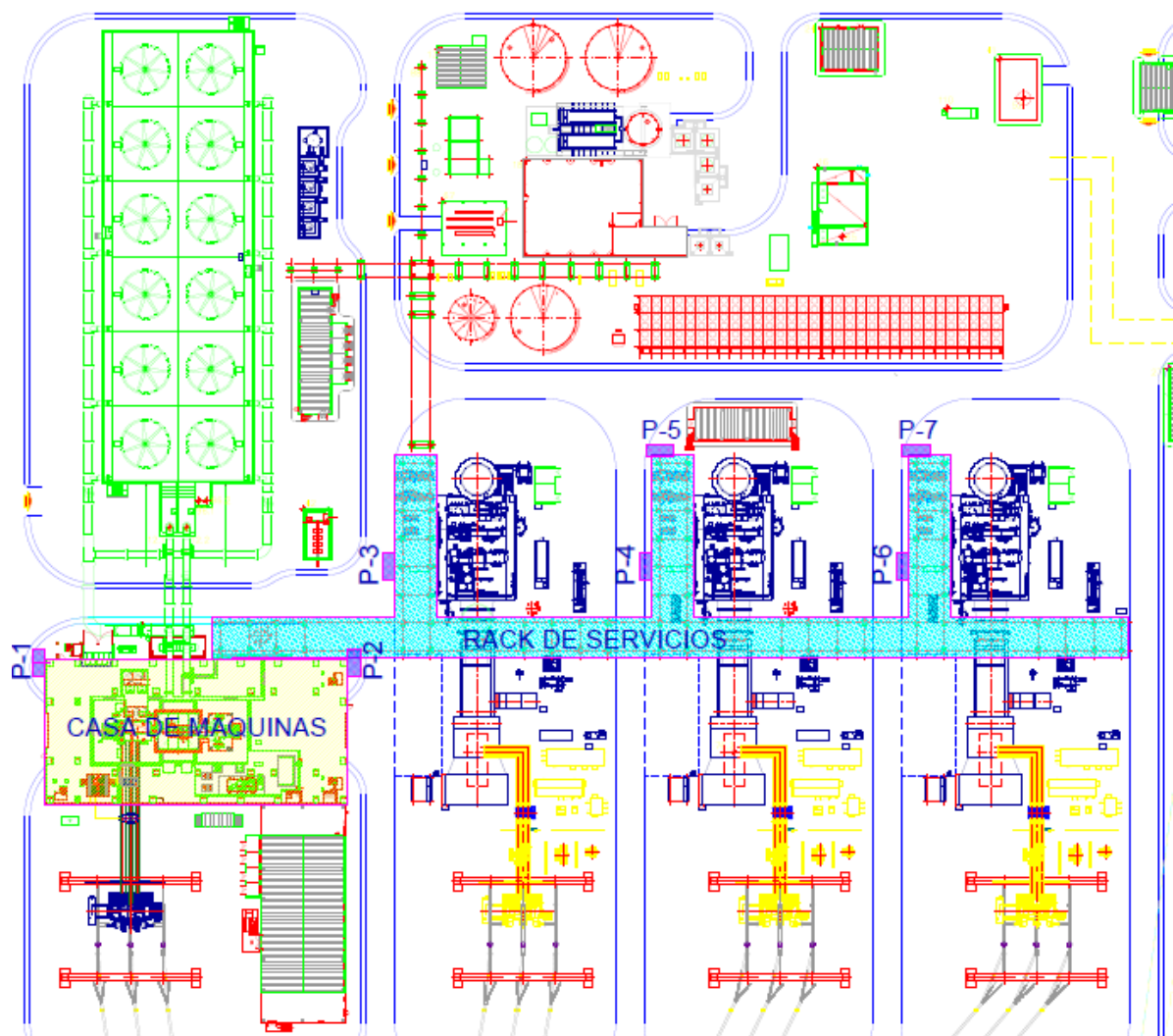


Figura 5.6 Arreglo general de la planta generadora.

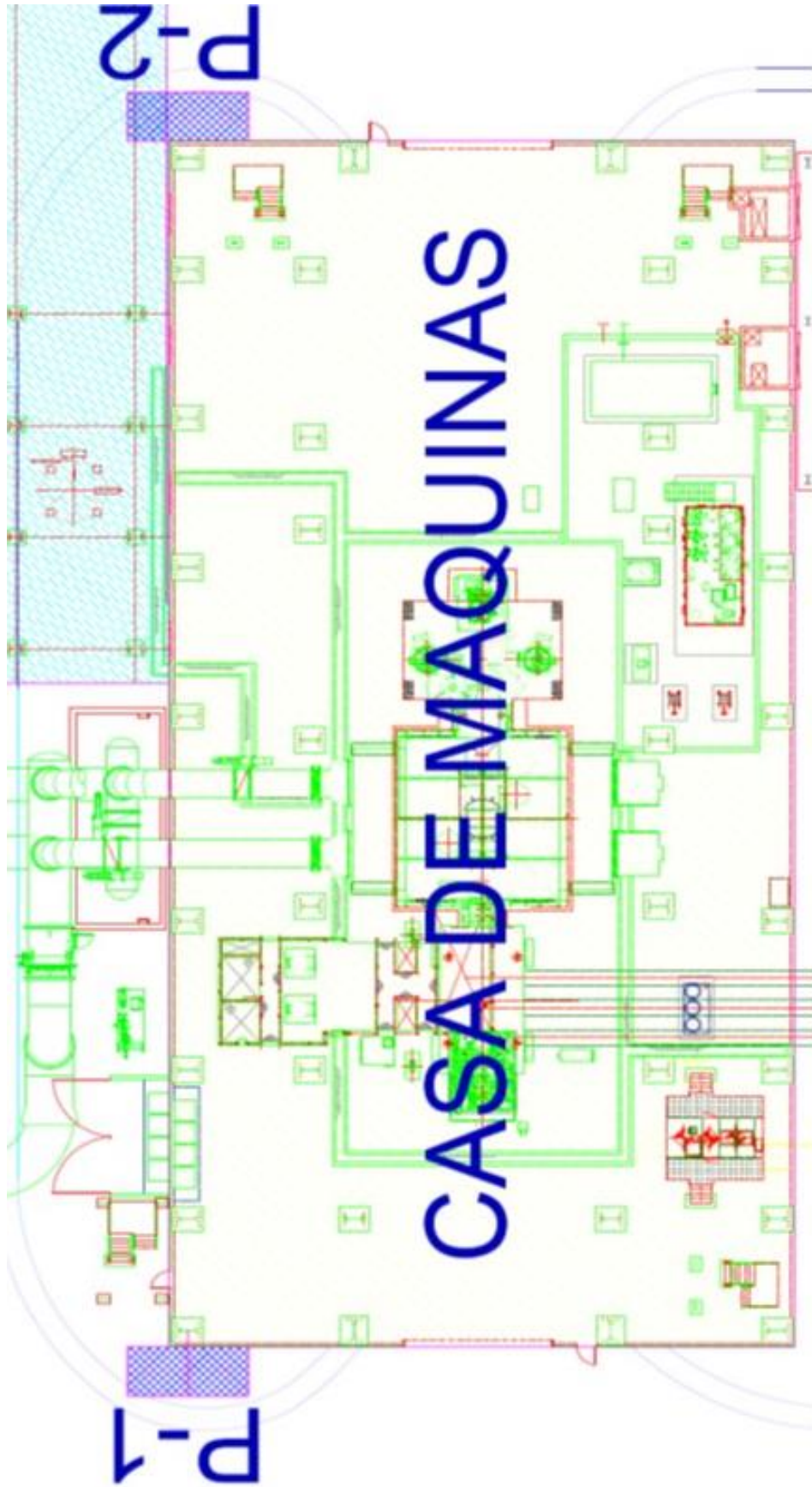


Figura 5.7 Planta localización de pruebas de carga P-1 y P-2 en casa de máquinas.

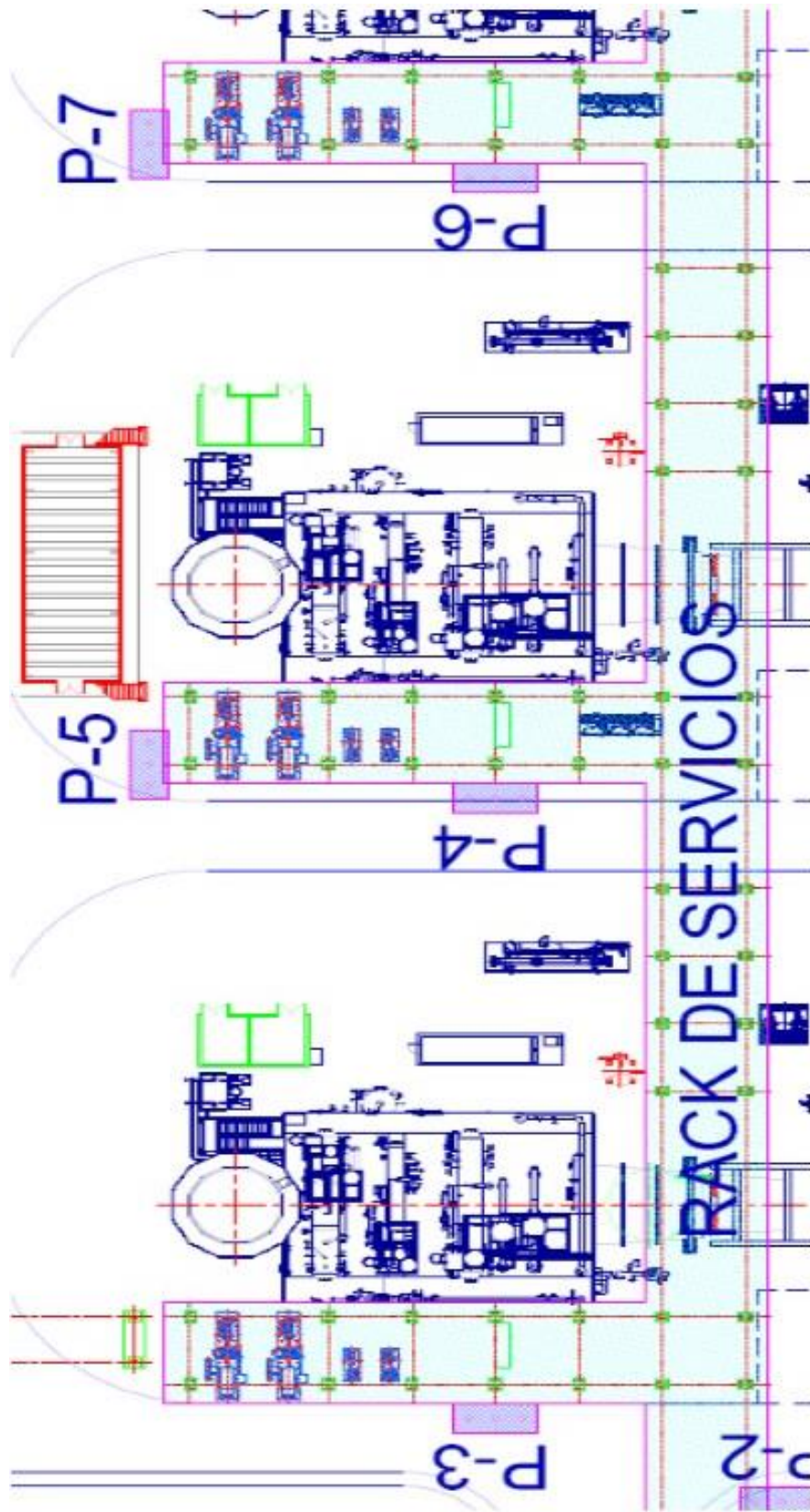


Figura 5.8 Planta localización de pruebas de carga P-3 a P-7 en rack de servicios.

Durante el trazo y perforación se debe de cuidar que los ejes entre pilas queden alineados, entre si y a la distancia de la estructura existente, La barrenación en pilas de reacción debe de ser de acuerdo a la longitud empotrada estimada mediante algún método de cálculo conocido, en la pila de prueba se deberá de contar con los planos As-Built para que se perfora la misma profundidad que la pila ya construida, que se encuentra en el mismo eje separa a 6 diámetros de ella.

En cuanto a la perforación se realizó con el mismo equipo con el que se barrenaron las pilas existentes y no se requirió de algún tipo de ademe ya que por las características del suelo se barrena sin posibilidad de derrumbes, en caso de suelos blandos o arcillosos se deberán de utilizar ademes metálicos o lodos bentoníticos, figuras 5.9, 5.10 y 5.11.

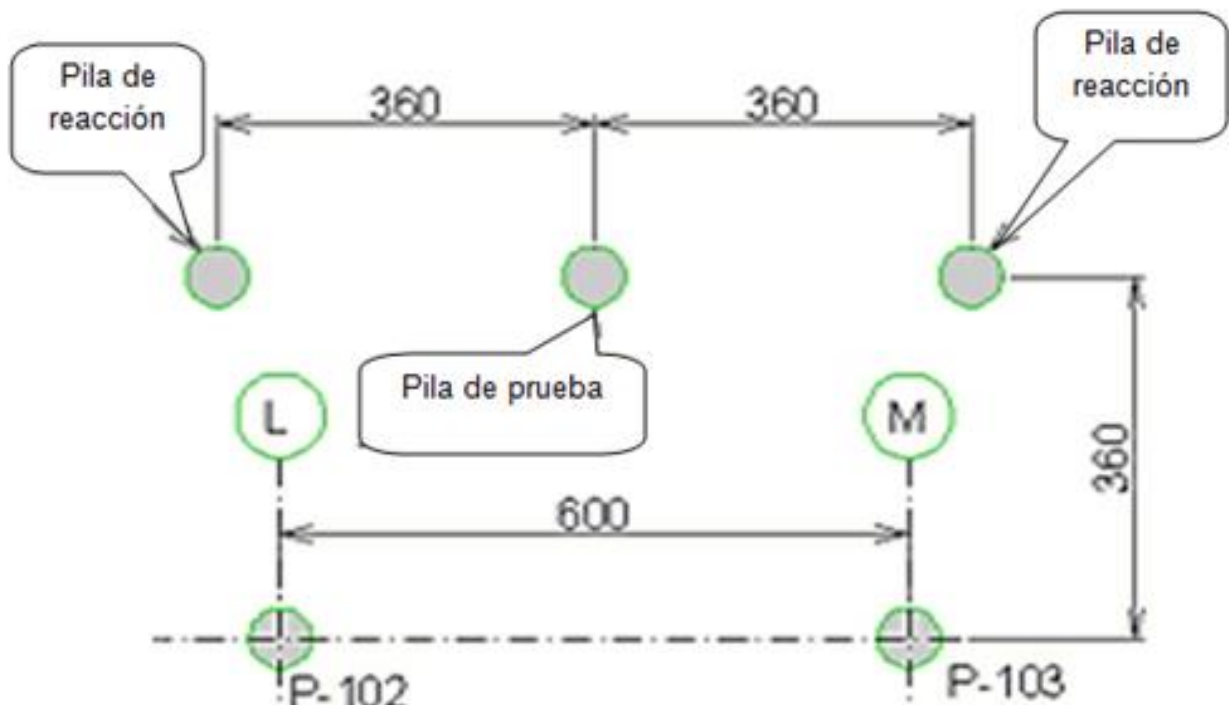


Figura 5.9 Trazo para perforación P-102 y P-103 existente.



Figura 5.10 Equipo de perforación.

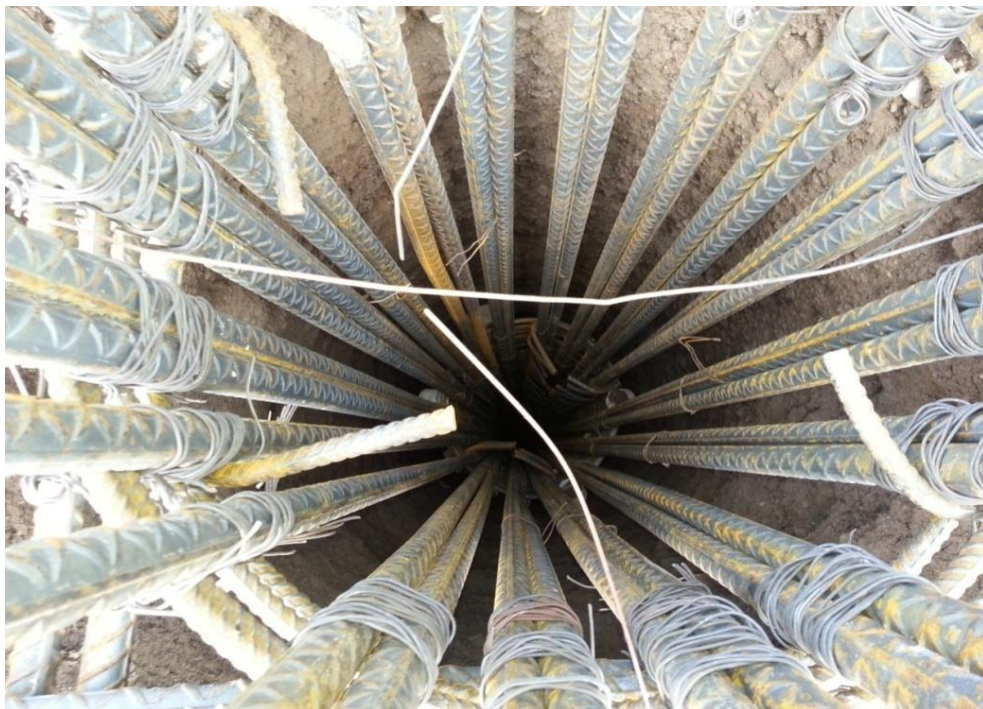


Figura 511 Colocación de refuerzo de pila de reacción.

Para medir la elongación de la pila se utilizara el dispositivo Telltale. Este dispositivo mecánico permitirá medir la deformación a lo largo del elemento, evaluando la transferencia de carga al suelo durante la prueba de compresión, principalmente. Esta referencia estará formada por una barra de acero fijada con soldadura al armado de la pila lo más próximo a la punta.

La barra de acero quedará encapsulada en un tubo de PVC hidráulico sellado en el fondo y con tapa en la cabeza, evitando la penetración del concreto durante el colado de la pila, figuras 5.12 y 5.13.



Figura 5.12 Tubo de PCV que aloja el sistema Telltale.



Figura 5.13 Parte exterior de Telltale y micrómetro para medición de deformación.

Después del descabece de pilas y una vez abierta la caja para maniobras se procede con la parte más crítica que es el cabezal, sabiendo que en este punto es donde se anclaran las barras a las pilas en cualquiera de las pruebas de extracción o de compresión, haciéndolo así como el nodo más crítico de revisar al momento de la construcción. En este cabezal se dejaron ahogados ocho tubos metálicos, colocados verticalmente en dos líneas paralelas, longitudinales al eje del arreglo.

Estos huecos permitirán el paso de barras roscadas de alta resistencia (barras Dywidag), empleadas para la sujeción de la viga de reacción durante la prueba de compresión, y para la tensión de la pila de prueba durante la prueba de extracción. Se dispondrá de dos placas de acero longitudinales en la cara inferior de los dados, con perforaciones coincidentes con los huecos. Una vez verificada su posición, es recomendable soldar los

tubos al armado, durante el colado y vibrado de los dados, para conservar su posición. Estos detalles se muestran en las figuras 5.14 y 5.15.

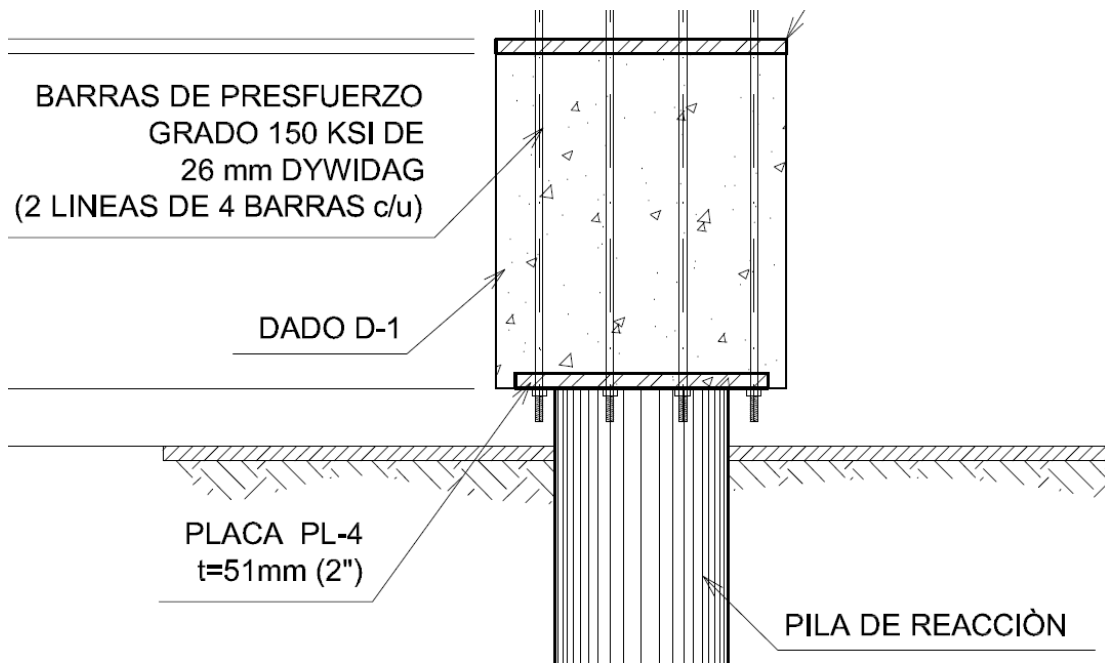


Figura 5.14 Arreglo de tubos en cabezal para permitir el paso a barras Dywidag.

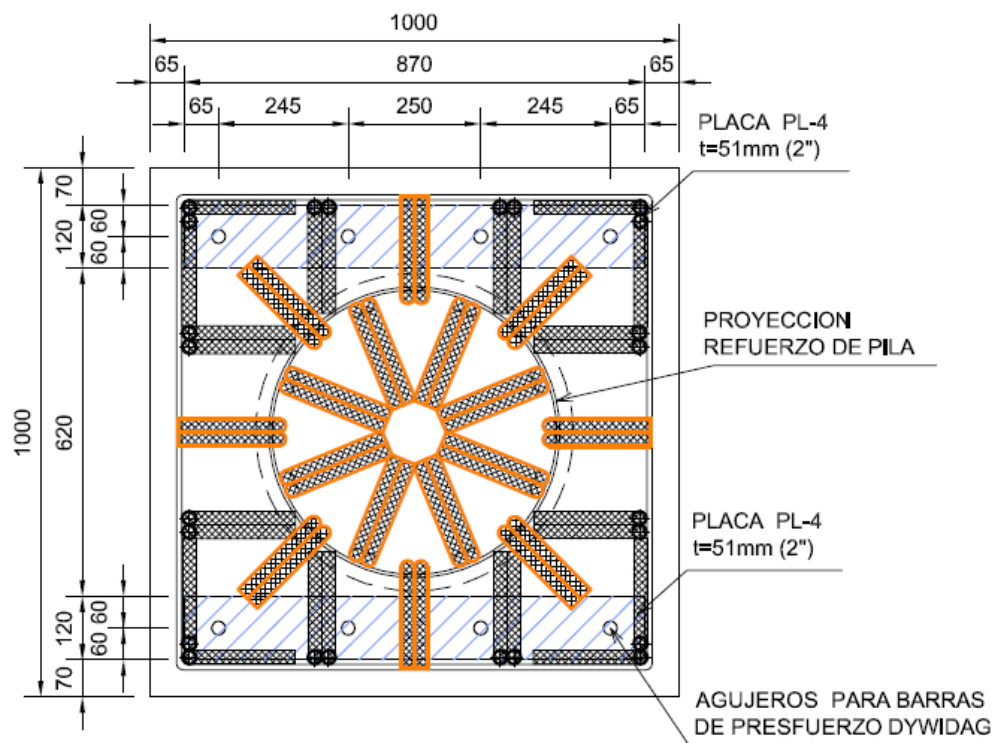


Figura 5.15 Armado de Cabezal, para verificar interferencias con el refuerzo.

Posterior a la construcción de las pilas y dados, se conformará la superficie del terreno, retirando los rellenos sueltos o inestables. Sobre la superficie plana y horizontal conformada, se colará un firme de concreto pobre ($f'c=100 \text{ kg/cm}^2$), a lo largo de una franja en las zona de las pilas con espesor mínimo de 5.0 cm en un área de aproximadamente $4.5 \times 10.0 \text{ m}$. Se dejará sin firme la zona de las pilas, considerando un sobre ancho de 5 cm alrededor de los dados para evitar que el firme de concreto altere los resultados en la extracción, la zona que se describe en este párrafo es únicamente para que la zona de trabajo sea una zona limpia y segura, ya que es una zona donde habrá equipos de precisión, cables y las lecturas se tomaran continuamente.

5.4 Sistema de carga y de medición de deformaciones.

El sistema de monitoreo de cargas y deformaciones fue concebido de la forma que se indica en los párrafos siguientes: La carga que se transmitirá a la pila de prueba se realizará empleando gatos hidráulicos de carga con las capacidades siguientes:

- ✓ Para la prueba de compresión se emplearán 3 gatos hidráulicos con capacidad de 200 t, cada uno.
- ✓ Para la prueba de extracción y la prueba lateral se empleará un gato con capacidad de 200 t.
- ✓ Las características de los elementos que constituyen el sistema de carga son las siguientes:
- ✓ Cilindros marca Enerpac Modelo RR2006 capacidad del cilindro 200 t
 - Carrera 6.0 in
 - Altura 16.94 in
 - Peso 150 kg

- ✓ Manómetro marca Enerpac modelo No GP-10S
Calibración 0.0 – 10,000.0 psi
Unidades por división: 100.0 psi
- ✓ Bomba hidráulica marca Enerpac serie 50.000
Válvula manual 4 vías
Caballaje 3
Voltaje 230 – 3 – 60

Los gatos se apoyarán sobre placas de acero de 2" (50 mm) de espesor y reaccionarán sobre la viga de reacción, o troquel para la prueba lateral. La viga de reacción estará formada por una estructura metálica en sección cajón, con 1.3 m de peralte.

Las cargas aplicadas directamente sobre la pila de prueba se registrarán a través de dos sistemas de medición independientes. Un sistema electrónico de respaldo empleando una celda de carga ubicada entre el gato de carga y una placa de acero colocada en diferentes posiciones, en función del tipo de prueba, y empleando el manómetro hidráulico del gato, conociendo su área efectiva.

Las deformaciones que se generen en las pilas de prueba se medirán mediante dos sistemas. El primero mediante micrómetros de carátula con las características siguientes:

- ✓ Micrómetros marca Mitutoyo modelo 2052 S
Carrera máxima del vástago 20 y 25 mm
Unidades por división 0.01 mm
Con base magnética 15-21

Se vigilará que el vástago de los micrómetros tenga la longitud suficiente en función de las deformaciones esperadas. De ser necesario, se dispondrá de elementos de soporte (láminas de vidrio) que se colocarán bajo el vástago y permitan continuar con la toma de lecturas. El sistema de respaldo será empleando un transductor de desplazamiento lineal conocido como LVDT proporcionado por el departamento de investigaciones de la UNAM, como se muestra en la figura 5.16.

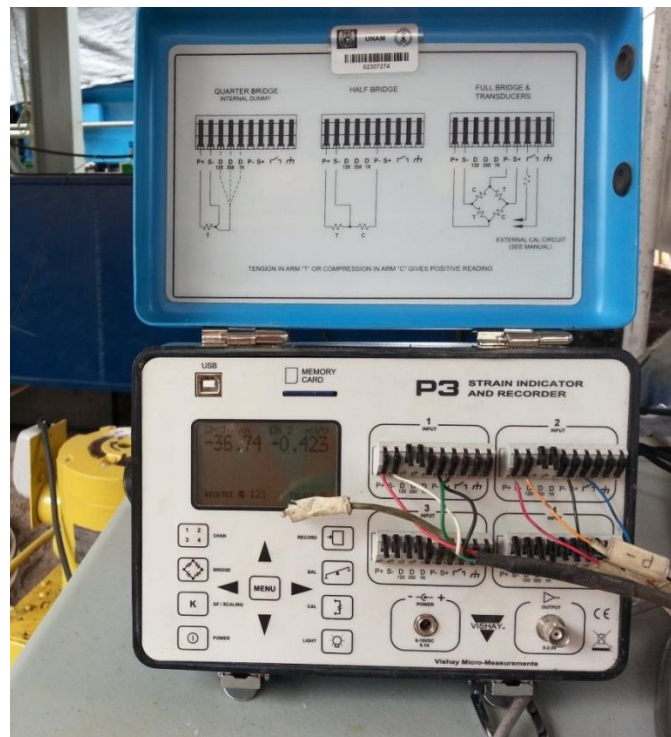


Figura 5.16 Equipos de medición de deformaciones llamado Transformador lineal diferencial variable (LVDT).

Los micrómetros y el LVDT se montarán en los lados opuestos de la pila de prueba. Su vástago descansará sobre una superficie lisa que permita su deslizamiento con facilidad (vidrio adherido).

Durante las pruebas axiales, se colocará un micrómetro adicional sobre la barra de referencia (telltale) que quedó cercana a la punta de la pila.

Los micrómetros y el LVDT se montarán sobre una estructura, denominada viga de referencia, conformada por elementos metálicos tipo monten, o PTR, con 8.0 m de longitud, apoyados en sus extremos sobre unos soportes anclados al terreno. Uno de los extremos de estos elementos metálicos estará libre para permitir su deformación longitudinal por temperatura. Estos elementos se colocarán en dirección transversal al eje del arreglo de pilas.

Todos los micrómetros, escalas y puntos de referencia deberán estar marcados con números o letras de identificación. Se tomarán las medidas necesarias para proteger al sistema de referencia, monitoreo e instrumentación, vulnerables a variaciones de temperatura y alteración.

Adicionalmente, siempre que sea posible, se colocará un cable (cable piano) paralelo al lado de la pila de prueba, con soportes lo suficientemente alejados de las pilas de reacción. El cable se ubicará frente a una escala montada sobre un espejo fijo a la pared opuesta de la pila de prueba, a una distancia de 1" (25 mm), como máximo. Se deberá prever que los cables permanezcan tensos.

Complementariamente al sistema de medición directo, de ser necesario se solicitará el apoyo de la brigada de topografía existente en obra para monitorear el comportamiento del sistema en conjunto, observando las deformaciones en la viga de reacción, pilas y puntos de referencia estratégicos.

Tanto la celda de carga como el LVDT serán monitoreados mediante un sistema automático de adquisición de datos, llamado P3, teniendo así un sistema de monitoreo de respaldo independiente como se muestra en la figura 5.17.



Figura 5.17 Micrómetros para medir las deformaciones.

5.5 Ejecución de las pruebas.

La realización de las pruebas de carga en la pila de casa de máquinas y las dos pilas de la estructura de racks tuvo la siguiente secuencia:

- ✓ Prueba a extracción en racks de tuberías 5 y 6 de septiembre de 2013.
- ✓ Prueba a compresión en racks de tuberías 11 de septiembre de 2013.
- ✓ Prueba lateral 1 en racks de tuberías 15 de septiembre de 2013.
- ✓ Prueba a compresión en casa de máquinas 21 de septiembre de 2013.
- ✓ Prueba a extracción en casa de máquinas 23 de septiembre de 2013.
- ✓ Prueba lateral en casa de máquinas 26 y 27 de septiembre de 2013.
- ✓ Prueba lateral 2 en racks de tuberías 20 y 21 de octubre de 2013.

Se describen a continuación la forma en que fueron ejecutadas cada una de estas pruebas de carga.

5.5.1 Prueba axial a compresión.

Para la ejecución de la prueba axial a compresión, el sistema de carga se configuró de la forma siguiente.

- ✓ La viga de reacción se fijó con las barras Dywidag sobre los dados de las pilas de reacción, nivelándose mediante elementos de soporte y tuercas.
- ✓ Durante el montaje de la viga de reacción se colocaron las barras Dywidag a través de las perforaciones existentes en los dados de las pilas de reacción y hasta la parte superior de la viga, colocando tuercas para su sujeción y nivelación, a través de una placa de acero.
- ✓ Sobre la placa de acero del dado de la pila de prueba se colocaron los tres gatos de carga que se hicieron reaccionar sobre una estructura formada por dos placas de acero (de 2" c/u) rigidizadas (queso), ubicado antes de la viga de reacción, generando así la fuerza de compresión en la pila.
- ✓ Los micrómetros se colocaron sobre la placa metálica del dado de la pila de prueba y sobre la referencia interna (telltale).
- ✓ Por la inestabilidad que generaba para el sistema, la celda de carga fue omitida del arreglo.

Montado el sistema, la metodología de ejecución de la prueba se realizó en tres ciclos de carga y descarga. Los niveles de carga que se programaron en cada ciclo y los intervalos de tiempo asociados a cada uno, fueron los indicados en las tablas 5.1 y 5.2. Nótese que las cargas en toneladas se ajustaron a los valores cerrados en psi que marca el manómetro.

Las lecturas en el sistema de monitoreo se realizaron después de alcanzar la carga aplicada a los 1, 5, 15 y 30 minutos posteriores. Las lecturas durante la descarga se tomaron a los 1, 5 y 10 minutos posteriores.

A continuación se presentan las tablas antes mencionadas con los resultados obtenidos de las pruebas de compresión, extracción y carga lateral dentro de las pilas de carga en los racks de tuberías y casa de máquinas, ver tablas 5.1 y 5.2, figuras 5.18 y 5.19.

PRECARGA				
Carga	1	26.32 †	400 psi	5 min
Carga	2	51.77 †	800 psi	5 min
Descarga	3	0.0 †	0 psi	
PRIMER CICLO				
Carga	1	54.77 †	800 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	2	77.30 †	1200 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	3	128.63 †	2000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	4	154.44 †	2400 psi	120 min
Descarga	5	128.63 †	2000 psi	10 min
	6	77.30 †	1200 psi	10 min
	7	54.77 †	800 psi	10 min
	8	0.0 †	0 psi	
SEGUNDO CICLO				
Carga	1	77.30 †	1200 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	2	154.44 †	2400 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	3	206.31 †	3200 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	4	232.38 †	3600 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	5	284.79 †	4400 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	6	311.13 †	4800 psi	120 min
Descarga	7	232.38 †	3600 psi	10 min
	8	154.44 †	2400 psi	10 min
	9	77.30 †	1200 psi	10 min
	10	0.0 †	0 psi	
TERCER CICLO				
Carga	1	154.44 †	2400 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	2	311.13 †	4800 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	3	337.55 †	5200 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	4	364.07 †	5600 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	5	390.68 †	6000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	6	417.38 †	6400 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
Descarga	7	457.59 †	7000 psi	120 min
	8	337.55 †	5200 psi	10 min
	9	232.38 †	3600 psi	10 min
	10	115.77 †	1800 psi	10 min
	11	0.0 †	0 psi	

Tabla 5.1 Resultados a la prueba de carga para compresión en racks de tuberías.

PRECARGA				
Carga	1	32.68 †	500 psi	5 min
Carga	2	64.52 †	1000 psi	5 min
Descarga	3	0.0 †	0 psi	
PRIMER CICLO				
Carga	1	64.52 †	1000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	2	96.51 †	1500 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	3	128.63 †	2000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	4	160.90 †	2500 psi	120 min
Descarga	5	128.63 †	2000 psi	10 min
	6	96.51 †	1500 psi	10 min
	7	64.52 †	1000 psi	10 min
	8	0.0 †	0 psi	
SEGUNDO CICLO				
Carga	1	77.30 †	1200 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	2	160.90 †	2500 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	3	193.31 †	3000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	4	225.85 †	3500 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	5	258.54 †	4000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	6	291.36 †	4500 psi	120 min
Descarga	7	225.85 †	3500 psi	10 min
	8	160.90 †	2500 psi	10 min
	9	96.51 †	1500 psi	10 min
	10	0.0 †	0 psi	
TERCER CICLO				
Carga	1	160.90 †	2500 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	2	291.36 †	4500 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	3	324.33 †	5000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	4	357.44 †	5500 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	5	390.68 †	6000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	6	424.07 †	6500 psi	120 min
Descarga	7	291.36 †	4500 psi	10 min
	8	193.31 †	3000 psi	10 min
	9	96.51 †	1500 psi	10 min
	10	0.0 †	0 psi	

Tabla 5.2 Resultados a la prueba de carga para compresión en casa de máquinas.



Figura 5.18 Pruebas de carga para compresión en racks de tuberías.



Figura 5.19 Pruebas de carga para compresión en casa de máquinas.

5.5.2 Prueba axial a extracción.

Para la ejecución de la prueba axial a extracción, el sistema de carga se configuró de la forma siguiente.

- ✓ La viga de reacción se apoyó directamente sobre las placas de los dados de las pilas de reacción.
- ✓ Durante el montaje, la viga de reacción se sujetó a los dados de las pilas de reacción mediante la colocación de las barras Dywidag de alta resistencia.
- ✓ Sobre la placa de acero de la viga de reacción se colocó el gato de carga y sobre él, la celda de carga que apoyará sobre una estructura formada por dos placas de acero (de 2" c/u) rigidizadas (queso). A través de las perforaciones que tienen las placas de acero y las oquedades del dado de la pila de prueba, se hicieron pasar las barras Dywidag, sujetas en sus extremos con tuercas.
- ✓ Durante la prueba el gato reaccionó sobre la viga y empuja a las placas de acero rigidizadas ligadas al dado, sometiendo a una fuerza de tensión a la pila.
- ✓ Los micrómetros se colocaron sobre la placa metálica del dado de la pila de prueba y sobre la referencia interna (telltale).

Montado el sistema, la metodología de ejecución de la prueba se realizará en tres ciclos de carga y descarga.

Los niveles de carga que se programaron en cada ciclo y los intervalos de tiempo asociados a cada uno, fueron los indicados en las tablas 5.3 y 5.4.

Nótese que las cargas en toneladas se ajustaron a los valores cerrados en psi que marca el manómetro.

Las lecturas en el sistema de monitoreo se realizaron después de alcanzar la carga aplicada a los 1, 5, 15 y 30 minutos posteriores. Las lecturas durante la descarga se tomaron a los 1, 5 y 10 minutos posteriores.

Para medir el daño de la pila de prueba fisurada en la estructura de racks se realizaron pruebas sónicas de integridad (PIT). Estos trabajos se ilustran en la tabla 5.3. Los resultados obtenidos indican que el concreto en la zona donde se tienen las fisuras de mayor abertura, se clasifica como pobre, presentando velocidades cercanas a 3,000 m/s.

El resto de la pila ofrece velocidades superiores a 4,000.0 m/s, clasificándose como un concreto bueno. Con estos resultados, se continuó con el programa de ensaye en la pila a compresión y, posteriormente, bajo carga lateral, tabla 5.3.

PRECARGA				
Carga	1	13.71 †	600 psi	5 min
Descarga	2	0.0 †	0 psi	
PRIMER CICLO				
Carga	1	18.44 †	800 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	2	27.94 †	1200 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	3	37.48 †	1600 psi	120 min
Descarga	4	27.94 †	1200 psi	10 min
	5	18.44 †	800 psi	10 min
	6	0.0 †	0 psi	10 min
SEGUNDO CICLO				
Carga	1	18.44 †	800 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	2	37.48 †	1600 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	3	47.06 †	2000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	4	56.69 †	2400 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	5	66.35 †	2800 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	6	76.06 †	3200 psi	120 min
Descarga	7	59.10 †	2500 psi	10 min
	8	37.48 †	1600 psi	10 min
	9	18.4 †	800 psi	10 min
	10	0.0 †	0 psi	
TERCER CICLO				
Carga	1	47.06 †	2000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	2	76.06 †	3200 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	3	85.81 †	3600 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	4	95.60 †	4000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	5	105.43 †	4400 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	6	115.30 †	4800 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	7	125.21 †	5200 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	8	135.17 †	5600 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	9	145.17 †	6000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	10	155.21 †	6400 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	11	165.29 †	6800 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	12	175.41 †	7200 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	13	185.57 †	7600 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	14	195.78	8000 psi	120 min
Descarga	15	145.17 †	6000 psi	10 min
	16	95.60 †	4000 psi	10 min
	17	47.06 †	2000 psi	10 min
	18	0.0 †	0 psi	

Tabla 5.3 Resultados a la prueba de extracción en racks de tuberías.

PRECARGA				
Carga	1	11.35 †	500 psi	5 min
Descarga	2	0.0 †	0 psi	
PRIMER CICLO				
Carga		11.35 †	500 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	1	23.19 †	1000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	2	35.09 †	1500 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	3	47.06 †	2000 psi	120 min
Descarga	4	35.09 †	1500 psi	10 min
	5	23.19 †	1000 psi	10 min
	6	11.35 †	500 psi	10 min
	7	0.0 †	0 psi	10 min
SEGUNDO CICLO				
Carga	1	23.19 †	1000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	2	47.06 †	2000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	3	59.10 †	2500 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	4	71.20 †	3000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	5	83.36 †	3500 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	6	95.60 †	4000 psi	120 min
Descarga	7	71.20 †	3000 psi	10 min
	8	47.06 †	2000 psi	10 min
	9	23.19 †	1000 psi	10 min
	10	0.0 †	0 psi	
TERCER CICLO				
Carga	1	47.06 †	2000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	2	95.60 †	4000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	3	107.89 †	4500 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	4	120.25 †	5000 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	5	132.68 †	5500 psi	0.25 mm/hora o 30 minutos máximo
	6	145.17 †	6000 psi	120 min
Descarga	7	107.89 †	4500 psi	10 min
	8	71.20 †	3000 psi	10 min
	9	35.09 †	1500 psi	10 min
	10	0.0 †	0 psi	

Tabla 5.4 Resultados a la prueba de extracción en casa de máquinas.

5.5.3 Prueba bajo carga lateral.

Para la ejecución de la prueba bajo carga lateral, el sistema de carga se configuró de la forma siguiente. Se realizó una excavación local entre la pila de prueba y una de las pilas de reacción para alojar al equipo de soporte y al gato de carga.

Se afinó con un esmeril un costado de la pila de prueba y también un costado de la pila de reacción, formando una superficie plana sobre la que se apoyen las placas de acero del sistema de reacción.

Sobre la placa adosada al costado de la pila se apoyó la celda de carga, seguida del gato de carga y, posteriormente, un tubo de acero con placas de acero de 2" en los extremos, que funciona como troquel entre la viga de reacción y el gato.

Durante la prueba, el gato reacciona sobre la placa del tubo de acero (troquel) y genera la carga lateral sobre la pila de prueba.

- ✓ Se colocó un micrómetro sobre la cara vertical de la pila de prueba, debajo del dado, opuesta a la posición del sistema de carga. Complementariamente, en el mismo sitio se instaló, como respaldo, un LVDT (Línea Variable Differential Transformer). Como referencia, también se colocaron micrómetros sobre las caras verticales del dado de la pila de prueba.
- ✓ Debido a las condiciones en que se realiza el montaje del sistema, donde los elementos quedan sólo apoyando entre las pilas de prueba y de reacción, fue necesario aplicar una precarga de para mantener estable el arreglo.
- ✓ Se señala que, en el caso de la Pila 2 en la zona del Rack, la longitud de la pila de reacción fue sólo un 35% más larga que la pila de prueba. De acuerdo con la

información proporcionada, la pila de prueba en este sitio es de 5.5 m y la pila de reacción de 7.45 m.

- ✓ En la pila 2 del rack complementariamente se instaló un troquel ubicado entre la pila de reacción y el terreno natural, buscando minimizar los movimientos en esta pila y hacer más eficiente el sistema de soporte lateral.
- ✓ Adicionalmente y con objeto de cuantificar el comportamiento del conjunto, en la pila 2 del rack se colocó también un micrómetro en la placa que apoya sobre la cara vertical de la pila de reacción.

Montado el sistema de prueba, la metodología de ejecución de la prueba bajo carga horizontal se realizó en tres ciclos de carga y descarga, figura 5.20.

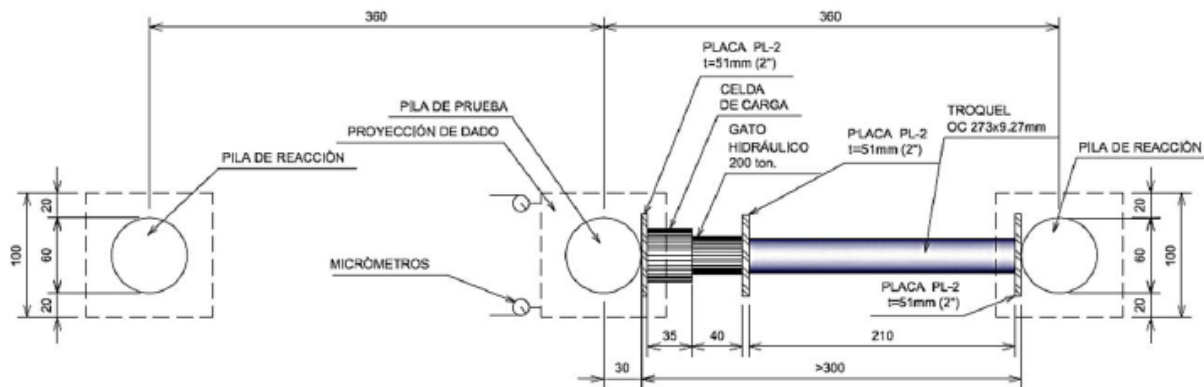


Figura 5.20 Sistema de prueba de carga lateral.

5.6 Resultados obtenidos.

Con los registros capturados durante la ejecución de las pruebas, se construyeron las curvas carga desplazamiento asociadas a cada que micrómetro. Estas curvas muestran el comportamiento de las pilas bajo las diferentes condiciones de carga a que fueron expuestas; sin embargo, para su interpretación se hacen los siguientes señalamientos:

Las cargas máximas aplicadas en las pilas ensayadas para cada ciclo, permanecieron al menos 90 minutos.

La secuencia y tiempo de duración de las pruebas ejecutadas fueron los siguientes:

1. Prueba a extracción en racks de tuberías 18.5 hr.
2. Prueba a compresión en racks de tuberías 15.5 hr.
3. Prueba lateral 1 en racks de tuberías 12.0 hr.
4. Prueba a compresión en casa de máquinas 18.0 hr.
5. Prueba a extracción en casa de máquinas 14.5 hr.
6. Prueba lateral en casa de máquinas 12.0 hr.
7. Prueba lateral 2 en racks de tuberías 12.0 hr.

Algunas veces fue necesario realizar ajustes al nivel de carga aplicado, pues se registraron pérdidas de presión en el manómetro.

Sólo se pudo monitorear el comportamiento del telltale en la pila de racks para tuberías, pues el telltale instalado en la pila de casa de máquinas fue dañado durante la construcción. El desvío de las barras de alta resistencia desde el dado hasta la viga de

reacción, impidió que pasaran libremente por las placas ubicadas entre el gato y la celda de carga. Esta condición obligó a suspender la primera prueba de carga (extracción en racks), para hacer los ajustes necesarios.

Al alcanzar la máxima carga durante el tercer ciclo de la prueba a extracción en racks, la pila presentó fisuramiento en zonas del perímetro produciendo deformaciones que evolucionaron durante las 2 hr de máxima permanencia de la carga. Se ejecutaron pruebas de integridad en la pila fisurada para valorar la continuidad del concreto hacia el interior del elemento. Después de obtener resultados favorables en las pruebas de integridad practicados en la pila fisurada, se decidió continuar con los ensayos a compresión y bajo carga lateral en el mismo elemento, como se muestra en la figura 5.21 y 5.22.

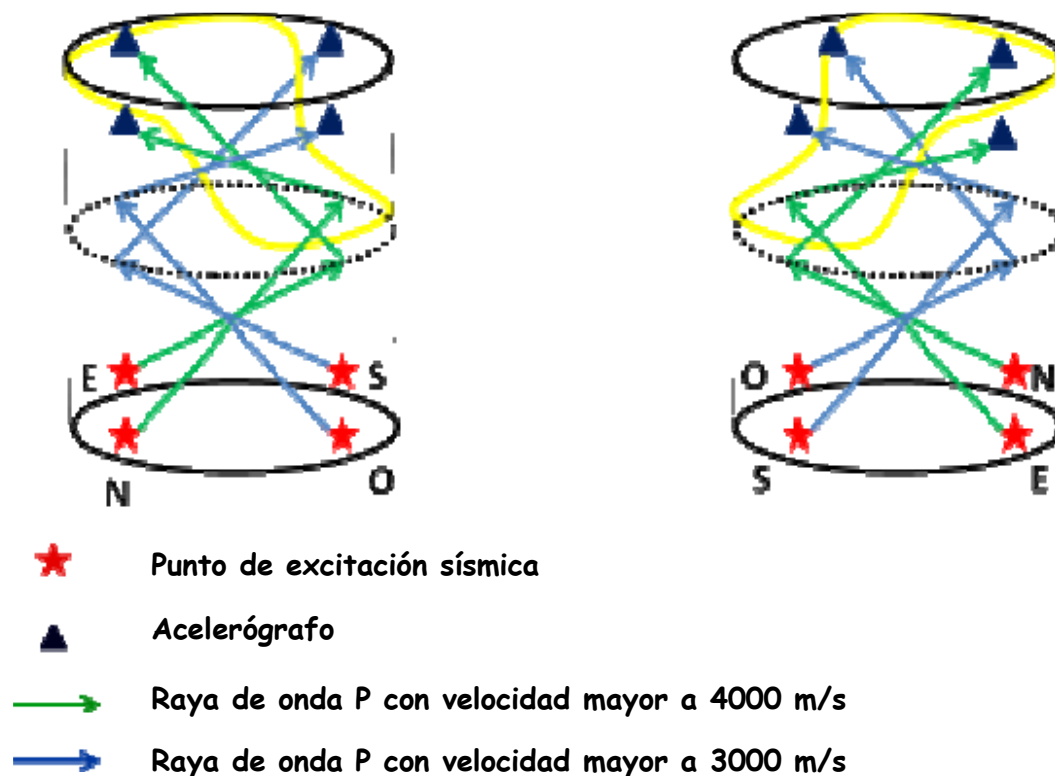


Figura 5.21 Esquema de la ejecución de la prueba de integridad.



Figura 5.22 Ejecución de la prueba de integridad.

A continuación se muestran los resultados de la prueba de integridad dentro de la tabla 5.5.

Cara estudiada	Velocidad registrada
Cara norte	4283 m/s
Cara sur	3000 m/s
Cara este	4000 m/s
Cara oeste	2934 m/s

Tabla 5.5 Velocidades registradas en los puntos de medición prueba de integridad.

Para cuatro puntos de medición se calcularon las velocidades según la tabla anterior. Como se puede observar, de acuerdo con las velocidades registradas y con los agrietamientos de la pila observados en campo, se considera que la región sur-oeste de la pila se puede trazar una superficie entre concretos de buena calidad, con concretos posiblemente contaminados, los que generan fracturamientos y baja velocidad de onda compresional. Esta zona de contacto se define por la frontera delimitada por la línea amarilla con ello, se establece que los concretos de la parte norte y este se clasifican de buena calidad y sólo una porción en la zona sur y oeste presentan calidad pobre.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

En la elaboración del estudio de mecánica de suelos que llevó a cabo la empresa consultora contratada para tal efecto, se denota que ocurrió una falta de coordinación o de comunicación entre ésta y la empresa contratista encargada del análisis y diseño de la estructura, o bien, un desfase importante entre la ejecución de ambos trabajos, ya que la primera recomendó en el estudio el uso de cimentaciones de tipo superficial (losas y zapatas corridas y/o aisladas) desplantadas a 2 metros de profundidad, en el estrato Ug (2) de alta capacidad de carga, sin tomar en cuenta que habría tensiones importantes debidas al volteo sísmico que ese tipo de cimentaciones no podría tomar.

Fue hasta que se elaboraron los análisis correspondientes que se aclaró esta situación y se optó por cambiar la solución de cimentación de superficial a profunda a base de pilas, por lo que se pidió a la empresa consultora de mecánica de suelos elaborar un estudio para determinar la capacidad de carga de pilas de diferentes diámetros desplantadas a profundidades variables dentro del estrato Ug (2) (ver tabla 1.8).

La revisión tardía del análisis de las estructuras de la casa de máquinas y racks de servicios (ajustando cargas vivas y parámetros sísmicos) así como de la capacidad de carga de las pilas, por exigencia de la CFE, condujo a una aparente insuficiencia de las cimentaciones para resistir las nuevas descargas estructurales arrojadas por dicha revisión. Lo anterior puso en evidencia una labor deficiente de proyecto por parte de la empresa contratista y de coordinación y supervisión del mismo por parte de CFE, ya que para cuando se hizo la revisión, las cimentaciones y las estructuras mencionadas ya estaban construidas.

Las descargas máximas a las pilas de cimentación obtenidas en el análisis estructural original fueron: 174.0 t, en compresión; 15.5 t, a la extracción; y 15.6 t, de cortante.

Al realizar las correcciones indicadas por la CFE al análisis de las estructuras (ver sección 3.2) se obtuvieron las siguientes descargas a cimentación: 192.3 t, a compresión; 67.6 t, a la extracción; y 18.6 t, de cortante. Los valores aumentaron 10.5 % en compresión, 336 % a la extracción y 19.2 %, por cortante, respecto al análisis original. Es relevante el importante aumento de la fuerza de extracción por efecto de las acciones sísmicas.

La capacidad de carga de las pilas, empotradas 3 m dentro de la unidad geotécnica Ug (2), determinada por la compañía que hizo el estudio de mecánica de suelos original, son: 204 t en compresión, 89 t a la extracción y 30 t a carga lateral.

La CFE solicitó a una segunda compañía de mecánica de suelos una revisión de la capacidad de carga teórica de las pilas, llegando a los siguientes resultados: 144.7 t, para compresión; 22.5 t, para extracción; y 33.6 t, para carga lateral. En esta revisión se redujo la capacidad de carga en compresión al 71%; la de extracción, al 38% y la de cortante aumentó en un 12%, respecto a los valores indicados en el párrafo anterior.

Comparando las descargas del análisis corregido con las capacidades mencionadas en el párrafo anterior se observa que las primeras superan a las segundas en los casos de compresión (33%) y extracción (200%), no así en la capacidad de carga lateral en donde ésta supera en 80% a la fuerza máxima detectada. Es evidente que el problema fundamental se presentó en el caso de la fuerza de extracción.

De acuerdo con los resultados del análisis estructural corregido y la capacidad de carga reconsiderada de las pilas, las cimentaciones, ya construidas, de la casa de máquinas y de los racks para tuberías no contaban con la seguridad necesaria ya que, de acuerdo con lo mencionado en el párrafo anterior, se reduciría el margen de seguridad en el caso de compresión y se anularía en el caso de tensión, llegándose teóricamente a la falla.

Como se puede apreciar, la estimación de la capacidad de carga de las pilas por métodos teóricos está sujeta a incertidumbres, tanto de las teorías del comportamiento del sistema pila-suelo, como a la dificultad de definir confiablemente, mediante trabajo experimental, el comportamiento mecánico de los suelos de un sitio. Esto explica la diferencia entre las capacidades de carga estimadas por las dos empresas consultoras de mecánica de suelos, ya que la empresa No. 1 (que hizo el estudio inicial) determinó la capacidad considerando un ángulo de fricción interna de 35 grados, obtenido por medio de correlaciones; a su vez, la empresa No. 2 (que hizo la revisión) hizo el cálculo con resultados obtenidos con el presiómetro de Menard, utilizando otra teoría.

Los resultados de las revisiones practicadas auguraban graves problemas para la empresa contratista ya que se vislumbraba la necesidad de reforzar las cimentaciones de ambas estructuras, lo que traería como consecuencia mayores costos debido a los refuerzos mismos y a posibles penalizaciones por el retraso en el programa de obra.

Ante la incertidumbre existente respecto a la capacidad de carga de las pilas, se decidió verificarla experimentalmente mediante la realización de pruebas en 3 réplicas, con el fin de obtener información que permitiera aclarar, confiablemente, si se requería recimentar o no los edificios de casa de máquinas y racks de tuberías. La encargada de realizar las pruebas fue la segunda empresa de mecánica de suelos, contratada para la revisión.

En cada una de las dos pilas estudiadas en la estructura de racks y casa de máquinas se practicaron ensayos bajo carga axial a compresión, carga axial a extracción y carga lateral. Las pilas ensayadas son de 60 cm, de acuerdo con los planos ejecutivos, y presentan profundidades de empotramiento de 4.0 m en la estructura de racks y 3.15 m en casa de máquinas. Complementariamente se ejecutó una prueba de carga lateral en otra zona de la estructura de racks, en una pila también de 60 cm de diámetro nominal y 5.5 m de profundidad.

Con base en los resultados recopilados durante la ejecución de las pruebas de carga realizadas en las dos pilas cercanas a la estructura de racks para tuberías y en la pila próxima a la casa de máquinas, se desprenden los siguientes hechos:

- ✓ El máximo desplazamiento vertical registrado en las pilas de prueba fue de 3.4 mm bajo una carga axial a extracción de 195.8 t.
- ✓ Para la carga máxima a compresión de 457.6 t se generó un desplazamiento en la pila de 3.9 mm en la zona de racks. En la pila ensayada junto a casa de máquinas se midió un desplazamiento máximo de 5.6 mm para una carga axial a compresión de 424.1 t.
- ✓ Considerando un sistema de reacción fijo, bajo carga lateral se registró un desplazamiento máximo de 6.3 mm ante una carga horizontal de 145.2 t en la zona de racks. En el caso de la casa de máquinas, se registró un desplazamiento lateral de 5.9 mm ante una carga horizontal de 140.2 t.
- ✓ Los desplazamientos máximos medidos en las pilas bajo las diferentes condiciones de carga fueron del orden del 1.0% del diámetro de los elementos en todos los casos (< 1.0 cm), condición que es ajena a un mecanismo de falla del sistema suelo-cimentación, pues típicamente la falla de una pila ocurre para porcentajes superiores (4, 10, 15% del diámetro).
- ✓ Aún para los mayores niveles de carga transmitidos axialmente a compresión, las pilas de prueba mostraron un comportamiento favorable, ajeno a un mecanismo de falla.
- ✓ Para la revisión de las cimentaciones se determinó admitir como capacidad de carga última a compresión, a extracción y bajo carga lateral en las pilas, a las menores cargas máximas aplicadas en estos elementos bajo las diferentes condiciones:
 - Capacidad de carga última a compresión: $Q_{uc} = 424.0$ t
 - Capacidad de carga última a extracción: $Q_{ue} = 145.2$ t
 - Capacidad de carga última lateral: $Q_{ul} = 140.2$ t

✓ Con base en estos valores de resistencia última propuestos, se consideró emplear un factor de seguridad $FS=2$ para el cálculo de la capacidad de carga admisible, quedando de la siguiente manera:

- Capacidad de carga admisible a compresión: $Q_{ac} = 212.0 \text{ t}$
- Capacidad de carga admisible a extracción: $Q_{ae} = 72.6 \text{ t}$
- Capacidad de carga admisible lateral: $Q_{al} = 70.1 \text{ t}$

La capacidad de carga admisible obtenida de las pruebas supera a las descargas máximas como se indica a continuación:

Carga	Capacidad admisible (ton)	Descarga máxima (ton)	Observaciones
Compresión	212.0	192.3	Bien
Extracción	72.6	67.6	Bien
Lateral	70.1	18.6	Bien

De acuerdo con lo anterior, no se requirió reforzar las cimentaciones existentes.

Cabe resaltar que las cargas aplicadas en las pruebas tuvieron su límite en el agotamiento del sistema de aplicación, debido a esto no se llegó a la falla del sistema pila-suelo.

Las capacidades de carga admisibles por compresión y extracción obtenidas de las pruebas tienen valores cercanos a las capacidades determinadas por la primera empresa de mecánica de suelos. Lo anterior lleva a recomendar que en obras de gran importancia, como la que es motivo del presente trabajo, se lleven a cabo pruebas de carga en pilas o pilotes para determinar a escala natural el comportamiento cimentación-suelo, siempre que económicamente sea factible, sabiendo que normalmente generan ahorros en los costos de una cimentación y un consecuente aumento de la seguridad.

Otro aspecto relevante que quedó de manifiesto en el presente trabajo es la necesidad de que exista coordinación y comunicación plena entre los diversos actores que intervienen en la elaboración de un proyecto y la ejecución de la obra, ya que lo contrario lleva a cometer omisiones o errores que se traducen en mayores costos y retrasos en la entrega de los trabajos, además de la posibilidad de hacer una obra de mala calidad que pudiera presentar fallas en su funcionamiento, o bien, contar con un margen de seguridad inadecuado que pusiera en riesgo inmoderado su estabilidad futura.

7. ANEXOS.

ANEXO 1.

Memoria de cálculo del análisis geotécnico y estructural para la cimentación a base de micropilotes mixtos postensados en casa de máquinas.

PROGRAMME DE CALCUL DE CAPACITE DERNIER DANS MICROPIEUX

CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA EN MICROPILOTES
 PROYECTO CFE 264 CC MORELOS
 CASA DE MAQUINAS

SOL. N	1	2
GAMMA	1.80	1.90
FS1	3	3
COHESION	0	0
PHI	34	35

Unites en tonne metre et degre
 Methode de calcul: SARMA (3)
 (3) ELEMENTO FINITO

DONNEES GEOMETRIQUES:

Diametre (D) = 0.1524 m
 Longueur (L) = 12.00 m

Acceleration horizontale: 0.40 X g
 Acceleration verticale: 0.30 X g
 L' effet sismique applique au mass talus

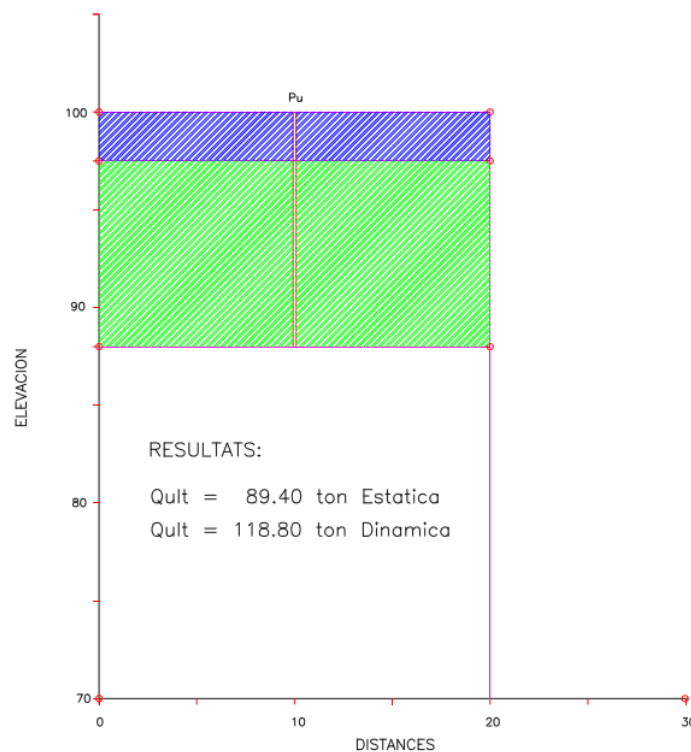
HIDRAULIQUES:

Hydrauliques: poids volumique de l' eau: 1.00

DONNEES DE CONCEPTION MECANIQUE:

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

Diameter: 0.95 CM2 No. VARILLAS 4
 $A_{s1} = 2.84 \text{ cm}^2$ $P_u = 65,000 \text{ kg}$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$



En base a los resultados obtenidos del estudio de mecánica de suelos, así como la experiencia en trabajos similares se tienen los siguientes comentarios:

1. El terreno donde se alojara el micropilote tiene los siguientes parámetros son:

$\phi = 35^\circ$, cohesión de 0 t/m^2 . Con un peso volumétrico de 1.90 t/m^3 .

2. Por lo que realizando una revisión por falla local de los micropilotes se tienen las siguientes condiciones

- a. Suelo
- b. Suelo inyección
- c. Postensado

Aplicando el criterio de Littlejohn y Bruce para el diseño del ancla con la siguiente expresión:

$$T = FR \pi d L$$

Donde:

T = Fuerza de tensión de diseño, t

FR = Factor de reducción, 0.80

d = Diámetro de la perforación igual 0.1524 m

L = Longitud igual 12.00 m

$$\tau = c + (\sigma_v) \tan \phi$$

Para:

c = cohesión de 0 t/m^2

$\phi = 35^\circ$

$h = 1.90 \text{ t/m}^3 \times 12.00 \text{ m} = 22.80 \text{ t/m}^2$

Sustituyendo valores:

T = 73 ton

b) Suelo inyección

$$Q = 0.5Pwl_b$$

Donde:

Pi presión de inyección; 30 t/m²

w perímetro transversal; 0.48 m

l_b longitud; 12.00 m

Sustituyendo valores se obtiene que la resistencia mínima es:

$$T = 86 \text{ t}$$

c) Pos tensado; considerando que son 4 torones de 0.6"

$$f_y = 19,500 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 75 \text{ t}$$

Revisión estructural:

Parámetros de diseño:

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

$$f^*c = 0.80 f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$E = 14,000\sqrt{f'_c} = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

Parámetros geométricos:

$$D = 15.24 \text{ cm}$$

$$A_c = 0.25\pi D^2 = 11.97 \text{ cm}^2$$

$$I_c = 0.0156\pi D^4 = 2,643.72 \text{ cm}^4$$

$$L = 12.00 \text{ m (longitud total de la micropila)}$$

De acuerdo con las ayudas de diseño para elementos de sección circular con acero distribuido perimetralmente, se tiene:

$$d/D = 1.00$$

$$FR = 0.75$$

$$K - (Pu / FRD^2f''c) = 3.00$$

$$q = 0.32 \text{ cuantía de acero}$$

Por lo que el porcentaje de acero requerido por flexocompresión, resulta de:

$$p - q (f''c / fy) = 0.0129 > \text{min} = 0.0026 \text{ max} = 0.014 > 0.0129$$

Por lo tanto se acepta

Determinación del área de acero requerida:

$$A_s - p A_c = 2.18 \text{ cm}^2$$

Empleando acero de refuerzo mediante varilla corrugada de $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ y del No.3

$$(A_n = 0.71 \text{ cm}^2)$$

No Vars = $(A_s / A_n) = 3.10$ varillas del No. 3 emplear 4 varillas del No. 3

Revisión por cortante

Revisión del cortante resistente en el concreto:

Se propone un refuerzo transversal a base de suncho (refuerzo helicoidal):

$$p = (V_1 / V_2)$$

$$\text{Dónde: } V_1 = \text{Volumen de una vuelta del suncho} = 0.71 \text{ cm}^2 \times 0.60 \text{ cm} = 0.42 \text{ cm}^3$$

$$V_2 = \text{Volumen de concreto que hay entre un suncho} = 250 \text{ cm}^3$$

$$\text{Empleando refuerzo transversal del No. 3 } A_e = 0.71 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo valores $p = 0.012$

$$S = (4A_e / p d) = 15.53 \text{ cm @ } 15 \text{ cm, colocar a todo lo largo de la micropila.}$$

BIBLIOGRAFÍA.

1. ASTM American Society for Testing and Materials, Designation: D 1143-81 Standar Test Method under Axial Compressive Load, ASTM. United States of America, 1994.
2. ASTM American Society for Testing and Materials, Designation: D 3689-90 Standard Test Method for Individual Piles Under Static Axial Tensile Load, ASTM. United States of América, 1990.
3. ASTM American Society for Testing and Materials, Designation: D 3966-90 Standar Test Method Under Lateral Load, ASTM. United States of America, 1995.
4. Institution of Civil Engineers, ICE Specification for Piling and Embedded Retaining Walls, Thomas Telford. London, 1998; pp. 99-216.
5. Shamsheer P., y Hari D. Sharma. Pile foundations in Engineering Practice, John Wiley & Sons, Inc. Canadá, 1990; pp. 634-676.
6. Sociedad de Mecánica de Suelos. A.C.; Manual de Cimentaciones Profundas; Sociedad de Mecánica de Suelos. A.C; México, 2001; pp. 263-315.
7. Tamez González, E. Ingeniería de Cimentaciones; TGC Geotecnia; México, DF. 2001; pp.315-347.
8. Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja M. Das California, EEUU
9. Imágenes de Micro pilas consultado el 22-05-2014
<http://www.archiexpo.es/cat/saneamiento-cimentaciones/cimentaciones-profundaspilotes-micro-pilotes-P-1219.html>
10. Imágenes para maquinaria Barrenadoras, consultado el 24-05-2014
<http://www.chinasinovo.es/2-drilling-equipment.html>
11. Análisis Costo Beneficio consultado el 20-05-2014
<http://www.dgplades.salud.gob.mx/descargas/dhg/ACB.pdf>

12. Fallo de Licitación Pública, consultado el 01-07-2014
http://dof.gob.mx/nota_detalle.php?codigo=5239245&fecha=15/03/2012
13. Fallo de Licitación Pública, consultado el 01-07-2014
http://201.147.98.8/dofdia/2011/nov11/pdf/22nov11_conv2.pdf
14. Características del corredor industrial PIM, consultado el 01-07-2014
<http://justiciaalospueblosdelpopocatepetl.org/ea/85-caracteristicas-corredor-industrial>
15. Características de la termoeléctrica dentro del corredor industrial PIM, consultado el 01-07-2014
<http://justiciaalospueblosdelpopocatepetl.org/ea/termoelectrica>
16. Características del gasoducto dentro del corredor industrial PIM, consultado el 01-07-2014
<http://justiciaalospueblosdelpopocatepetl.org/ea/gasoducto>
17. Características del acueducto dentro del corredor industrial PIM, consultado el 01-07-2014
<http://justiciaalospueblosdelpopocatepetl.org/ea/acueducto>
18. Estudio geotécnico 0264-INF-GEO-00-04-0001, 264 CC Centro Morelos estudio de mecánica de suelos. Elaborado por GEOBAJA geotecnia-mecánica de suelos laboratorio de ingeniería forense y perforaciones, La Paz Baja California Sur.
19. Obtención de los módulos de reacción, instrucción técnica No. 1, documentos 0264-INS-GEO-00-04-0001. Elaborado por GEOBAJA Geotecnia - Mecánica de suelos Laboratorio de Ingeniería Forense y perforaciones, La Paz Baja California Sur.
20. Geología Estructural de Sitio, Instrucción técnica No. 2, Documentos 0264-INS-GEO-00-04-002. Elaborado por GEOBAJA Geotecnia - Mecánica de suelos Laboratorio de Ingeniería Forense y perforaciones, La Paz Baja California Sur.
21. Capacidad de Carga en Rellenos Ug-1, Nota técnica No. 3, Documento 0264-INS-GEO-00-04-0003. Elaborado por GEOBAJA Geotecnia - Mecánica de suelos Laboratorio de Ingeniería Forense y perforaciones, La Paz Baja California Sur.
22. Espectro de Diseño sísmico de Sitio para la revisión dinámica de las estructuras de la Central 0264 CC Morelos. Elaborado por SDS. Sísmica de Suelos, S.A. de

C.V. para GEOBAJA. México, Distrito Federal.

23. Estudio de Peligro sísmico de la Central 0264 CC Morelos Huexca-Cuautla, Morelos. Elaborado por ORBIS Consultores en Geología y Geofísica SC. La Paz Baja California Sur.
24. Memoria de Cálculo de Estructura y cimentación del edificio de la turbina de vapor, Documento: 0264-CAL-IDO-18-54-0001. Emitida por Idom Compañía independiente de servicios Profesionales Integrados México.
25. Memoria de cálculo para refuerzos con Micro-pilotes, Casa de Maquinas CC Morelos. Elaborado por PIMOSA Análisis geotécnico y Estructural.
26. Pruebas de carga en pilas para la zona de Racks y Casa de Maquinas en la Central Eléctrica Centro Morelos. Elaborado por SDS. Sísmica de Suelos, S.A. de C.V. México, Distrito Federal.