



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS DE LA CIMENTACIÓN DEL
PROYECTO MÍTIKAH

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

P R E S E N T A :

ING. ARIANNA RAMIREZ AGUIRRE

DIRECTOR DE TESINA: ING. WALTER I. PANIAGUA ZAVALA

MÉXICO, D.F.

FEBRERO 2017

AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Rafael Martínez Castillo, por su apoyo e impulso para estudiar la especialidad en lo que me gusta y por ser además de mi jefe, una gran persona y amigo.

Al M. en I. Walter I. Paniagua Zavala, por sus consejos, sus grandes aportaciones en clase, su apoyo y su acertada dirección.

Al M. en I. Juan Paulín Aguirre, por su amabilidad, por su valiosa colaboración, ayuda y confianza de brindarme la información necesaria del proyecto Mítikah.

Al M. en I. Agustín Demeneghi Colina, por su tutoría, guía y soporte durante mis estudios en esta institución.

A cada uno de mis profesores de la especialidad en Geotecnia, por su conocimiento compartido, por su gran aporte a mi vida profesional y darme más gente que admirar dentro del área.

A mis compañeros con los que compartí el aula, por contribuir a mi aprendizaje y compartir el gusto por la Geotecnia.



DEDICATORIA

A **mis padres**, porque además de que sin ellos no estaría aquí, siempre han creído en mí y me han apoyado con todo su ser para que pudiera lograr mis sueños y pueda ser, quien soy ahora. Yo sé que no hay manera de agradecer eso, así que deben de saber que cada paso mío, es uno que no doy sola, siempre lo doy con ustedes.

A **mis abuelitos**, porque siempre me han escuchado, me han apoyado y me han dado ese valor para lograr mis objetivos, para ser una gran mujer y su muy afortunada nieta, gracias por tanto apoyo.

A **mis amigos**, porque siempre están ahí (en las buenas y en las malas), por aceptarme como soy, porque me escuchan y me dejan escucharlos. Porque sin ustedes, no tendría cómplices de mis travesuras y locuras.

Flor, Viviana, Saray, Semiramise y Miguel, sin ustedes la vida no sería lo mismo, gracias por todos esos momentos tan maravillosos que me han regalado.

Y finalmente, **Isaac Agustín González Vázquez**, por quererme tanto y darme tu apoyo incondicional, por soportarme, por llorar conmigo, reír conmigo, caminar conmigo. Por ser mi mejor amigo y convertirme en mi todo, eres un gran hombre, y estoy orgullosa de tenerte a mi lado en cada paso que doy, te amo.



Contenido

AGRADECIMIENTOS.....	2
DEDICATORIA	3
CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN	6
A. Descripción del proyecto.....	7
I. Proyecto Arquitectónico	8
II. Ubicación.....	9
III. Características del predio.....	10
IV. Características del proyecto	12
V. Fases constructivas del proyecto	13
B. Mecánica de suelos	17
I. Condiciones geológicas y geotécnicas del sitio	18
II. Zonificación geotécnica.....	19
III. Zonificación sísmica.....	22
IV. Hundimiento regional.....	24
V. Estudios Geotécnicos	25
CAPITULO II. PROCESO CONSTRUCTIVO.....	35
A. Diseño de la excavación	36
I. Cálculo de los esfuerzos verticales.....	36
II. Cálculo del empuje	36
III. Análisis de estabilización de excavación	38
B. Secuencia constructiva.....	45
I. Muro Milán.....	46
II. Cimentación.....	57
III. Excavación (anclas, Top-Down)	67
Solución a problemas específicos durante la construcción	86
Refuerzo acero de capiteles	86
Detalle del anclaje de las losas de los sótanos en Top-Down con el muro Milán.....	87
Problemas con la actualización de los planos	88
Colado de losas.....	89
Talud caído	89



CONCLUSIONES 91

Listado de Anexos..... 92

Referencias 93

Listado de figuras 94



CAPITULO 1. INTRODUCCIÓN

La Ciudad de México hoy en día presenta una demanda alta en servicios de infraestructura por distintas razones sociales, políticas y económicas, por lo cual, a lo largo de estos últimos años se ha presentado la necesidad de tener que construir más edificios que presenten una plenitud en servicios, como tal, deben de contar con los servicios básicos dentro del mismo edificio o alrededor de ellos, con esta idea nació el proyecto de Mítikah, uno de los proyectos más emblemáticos y prometedores la Ciudad de México, ya que tiene como objetivo principal cumplir con todos los servicios que necesita una sociedad y así, generar que no exista movilidad alguna de la zona Mítikah, llamándola así, Ciudad Mítikah, en una extensión de 130,000 m² aproximadamente, se tiene proyectado que contenga: departamentos, negocios, estacionamientos, oficinas, hoteles, cines, restaurantes, bares, cafés, supermercados, gimnasios, centros comerciales, escuelas, un hospital, un centro cultural, una iglesia y más. Así se aprecia la magnitud del proyecto, que se complementa perfectamente con el proyecto de la torre más alta de Latinoamérica, llamada “Torre Mítikah”.

Este trabajo que se presenta a continuación, es la descripción del procedimiento constructivo que se llevó a cabo en los sótanos del proyecto ya mencionado, que se llevó a cabo desde el año 2009 hasta el año 2014 con distintos tiempos de ejecución, ya que se realizó por fases que se describirán a lo largo de este documento. También se puede apreciar que se enfoca únicamente en el año que se tuvo presencia en el proyecto, ya que es cuando se tiene la certeza de los procedimientos en los que se participaron durante el proyecto, correspondiente al periodo agosto 2012 a agosto 2013.



A. Descripción del proyecto

El proyecto Mítikah es un complejo inmobiliario que consiste en un desarrollo de usos múltiples (mixtos y residenciales), del cual podrán apreciarse todos los servicios que necesita una ciudad, constando de 7 edificios, seccionándose en dos fases para su construcción, llevándose a cabo la Fase I en el año 2009 y la Fase II, en el año 2011 que abarca el área más grande.

7

✚ Fase I:

Los edificios que la componen son: un edificio residencial de 22 niveles, con una planta baja, un sótano de comercios, y seis sótanos de estacionamientos; y un edificio de 17 niveles y dos sótanos.

Esta fase ya se encuentra concluida en su totalidad, así que no se mencionará nada de su procedimiento constructivo en este trabajo porque no entra durante la estancia que se tuvo en el proyecto que fue durante el año 2012.

✚ Fase II:

Los edificios que la componen son: cinco edificios que se compondrán por centros comerciales y la torre más alta de Latinoamérica de 267m con 60 niveles. Cada edificio divide el proyecto en cinco áreas: A, B, C, D y E; y por consiguiente, se utilizó esta información para generar tres fases constructivas: una dársena que abarca las áreas B, C y D; a cielo abierto que son las áreas A, B, C y D; y Top-Down que es el área E, se puede apreciar la división en la *ilustración 1*.

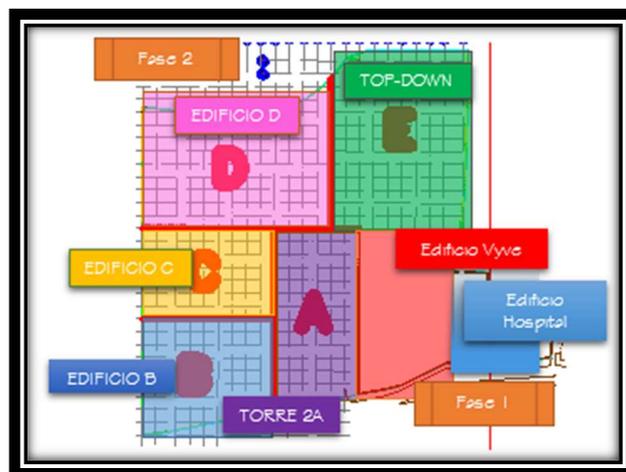


Ilustración 1. Fases constructivas I y II.



I. Proyecto Arquitectónico

Como ya se mencionó, este proyecto tiene una gran aportación arquitectónica de gran reconocimiento internacional, ya que fue el arquitecto argentino César Pelli quien diseñó la Torre Mítikah inspirado en el trazo de Teotihuacán en la Pirámide del Sol llamada la calzada de los muertos, según una entrevista que le realizaron en el 2011, la idea del arquitecto es que no existan rincones y que funcione como un islote en medio de un río, motivo por el cual la torre es una elipse, la fachada es de vidrio cerámico, con elementos de color, uniéndose en la perfección con los proyectos de la Cineteca Nacional del Siglo XXI y la Sociedad de Autores y Compositores de México del pueblo de Xoco, en el sur de la ciudad de México.¹

En los demás edificios participaron el arquitecto Richard Meier que diseñó la torre de departamentos con interiores de RTKL y para los edificios más bajos tenemos a los arquitectos mexicanos Roy Azar y Roberto Espejo, además del centro comercial de José Sánchez Aedo con propuesta paisajista de Mario Schjetnan. El proyecto está diseñado para que exista un paso peatonal hacia Av. Mayorazgo para integrar ambos lados hacia Av. Churubusco, se puede apreciar el proyecto arquitectónico en la *ilustración 2*.



Ilustración 2. Proyecto Arquitectónico.

¹ (Arquine, 2012)



II. Ubicación

El proyecto se encuentra ubicado en la Ciudad de México, en la Delegación Benito Juárez, en Av. Real de Mayorazgo No. 130, Colonia Xoco. A un costado del predio se encuentra Centro Coyoacán y en colindancia a Real de Mayorazgo se encuentra el edificio de Bancomer.



Ilustración 3. Ubicación del proyecto en la Ciudad de México.



Ilustración 4. Ubicación colindancias en el proyecto.



III. Características del predio

El sitio donde se construye el proyecto es un predio de forma irregular como se pudo apreciar en la figura 3, con la superficie aproximada de 130,000 m².

Las colindancias que presenta el predio son:

- ✚ **Al Norte:** con Av. Real de Mayorazgo, vialidad con la que limita de manera inmediata a través de una banqueta de aproximadamente 3 metros de ancho y acercándose más al este, el predio toma una forma irregular que es curva y no presenta banqueta en esa zona;
- ✚ **Al sur:** colinda con Av. Río Churubusco que también una banqueta de las mismas dimensiones, abarcando toda la cuadra completa;
- ✚ **Al este:** colinda con los edificios de conjuntos habitacionales, donde se puede apreciar que los edificios más altos son de máximo 18m, además de la esquina con Mayorazgo se puede apreciar una iglesia, y la calle San Felipe;
- ✚ **Y al poniente:** colinda con el centro comercial Coyoacán, donde se ve que abarca en su totalidad el largo del Centro Coyoacán.



Ilustración 5. Colindancia Este.





Ilustración 6. Colindancia Poniente.



IV. Características del proyecto

En este trabajo se considera únicamente el procedimiento constructivo de los sótanos, por lo tanto, es la información que brindaremos del proyecto y corresponde a los niveles de los sótanos, que son los siguientes:

✚ Planta baja: NPT = + 0.60

✚ Sótano 1: NPT = - 4.40

✚ Sótano 2: NPT = - 7.70

✚ Sótano 3: NPT = - 10.80

✚ Sótano 4: NPT = - 13.90

✚ Sótano 5: NPT = - 17.00

✚ Sótano 6: NPT = - 20.10

✚ Losa Fondo: NPT = - 23.20

La solución de la cimentación es a base de un cajón y pilas de cimentación, por lo tanto, se consideran los muros Milán, anclas de tensión, losas pre-tensadas en la zona de top-down y losa de fondo con concreto reforzado desplantada a la profundidad de 23.20 metros, medidos desde de nivel de calle.



V. Fases constructivas del proyecto

✚ Mítikah Fase I:

Esta etapa quedó constituida por un conjunto de seis sótanos para estacionamiento y un semisótano comercial, el nivel de profundidad del proyecto es de -22.88m, el semisótano comercial con nivel de -4.8m.

13

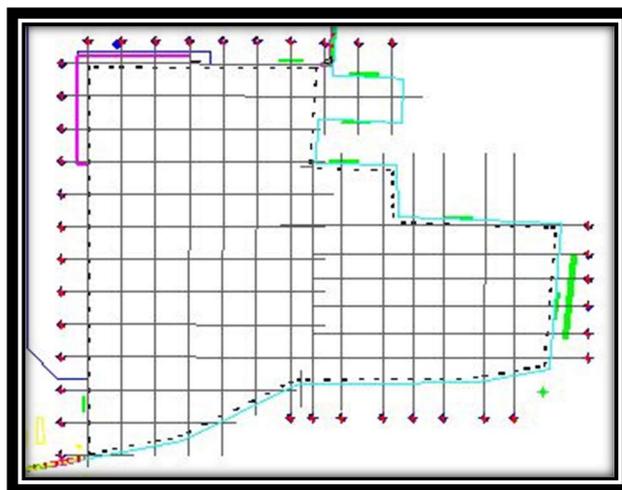


Ilustración 7. Plano de la planta de Fase I.

Se realizó el diseño de la excavación y procedimiento constructivo, en base al proceso de Muro Milán en el circuito del predio, para la ejecución de la excavación a cielo abierto consecutivamente con la colocación de anclas y la excavación.



Ilustración 8. Foto Mítikah Fase I.



✚ Mítikah Fase II:

En ésta etapa por petición del cliente, se debía entregar como primera etapa la zona 3 de la *ilustración 9* para poderse usar como estacionamientos, por lo tanto, el procedimiento constructivo más adecuado fue por el método del Top-Down, ya que disminuye los tiempos y se cumple con la solicitud del cliente.

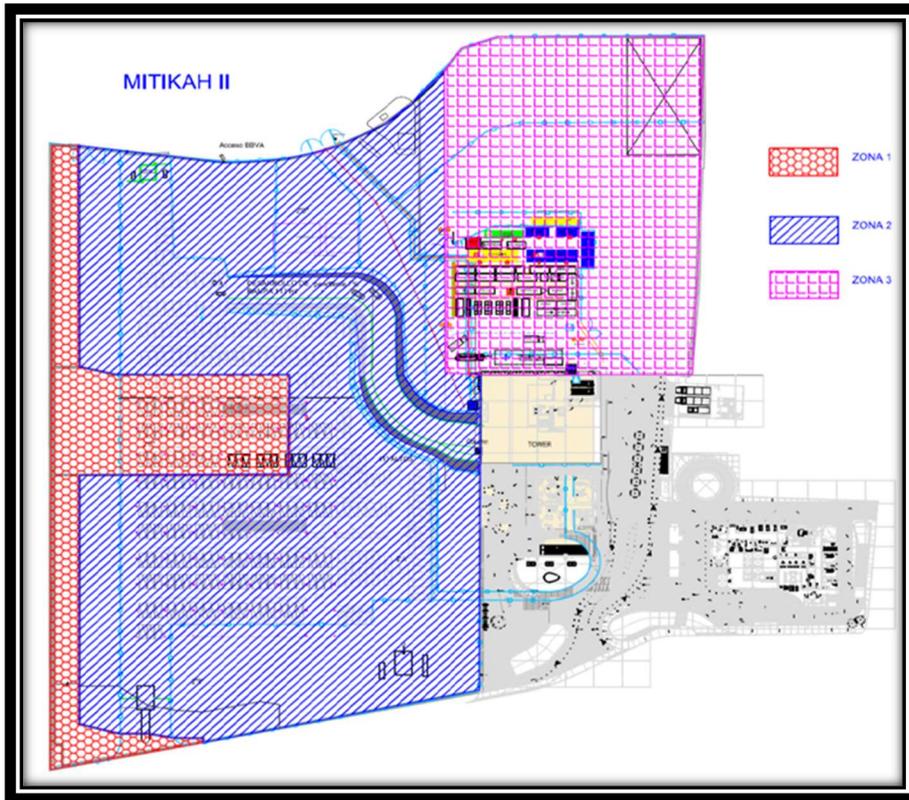


Ilustración 9. Zonas de la Fase II.

La descripción de cada zona de Fase II, según la *ilustración 9*, es la siguiente:

- **Zona 1 y 2. Dársena y cielo abierto:**

La dársena es una plataforma metálica, que se usa como rampa para permitir un acceso desde ambas calles colindantes al proyecto (Mayorazgo y Río Churubusco) para la entrada de los camiones durante la excavación. En esta zona primero se ejecutaron las pilas circulares pre-cimentadas desde marzo del 2011.



El total de las pilas fue de 72 con un diámetro de 1.4 y 1.5m que están distribuidas en colindancia con el Centro Coyoacán. Estas pilas tienen como característica en particular, tubos de acero ahogados tres metros y 0.762 m de diámetro, ya que, al momento de la excavación, sirvan como columnas que soporten la dársena, y así, utilizar esta estructura como accesos principales en las avenidas Real de Mayorazgo y Río Churubusco, para la excavación del predio.

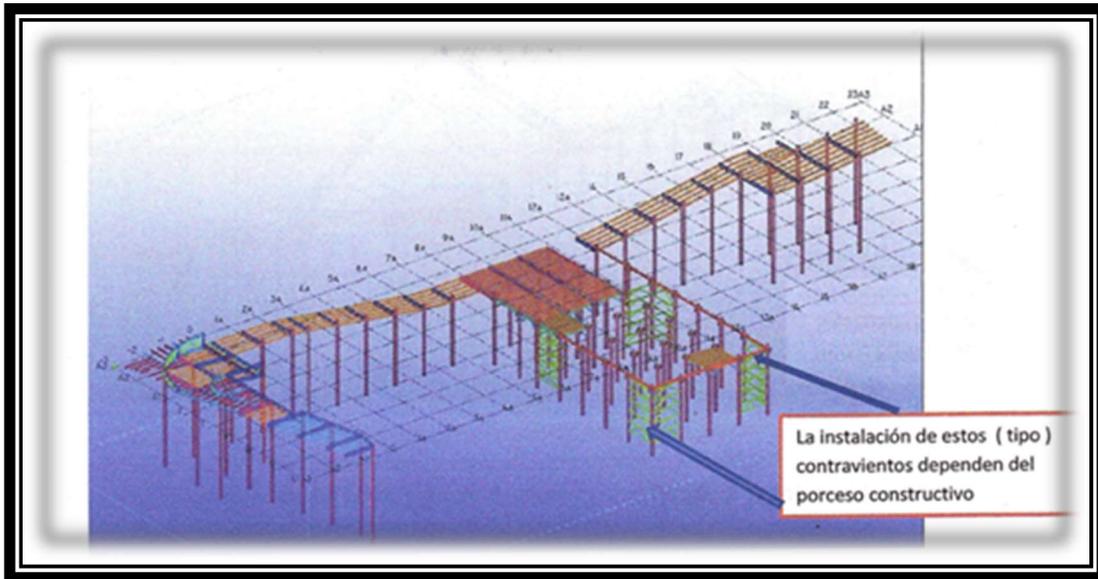


Ilustración 10. Modelo 3D de Dársena.

- **Zona 3. Top-Down:**

La ejecución de esta zona se separa del proyecto en particular por las demandas del cliente, así que, como ya se había mencionado anteriormente, se utiliza el método de Top-Down en esta zona para la optimización del tiempo.

El Top-Down consta de seis sótanos de estacionamiento, un sótano comercial, que tendrá lugar al edificio E de la figura 1, con la profundidad de 23.20 metros. Esta zona consta de 95 pilas circulares de 1.4 m de diámetro y nueve con diámetro de 1.2 m, en éstas se colocaron perfiles metálicos ahogados de manera similar a la dársena, constituyéndose de 104 perfiles de 28.05m en tres distintas áreas que son sótano, estacionamiento y rampas helicoidales. La ventaja con la que consta este método de Top-Down en particular, es la colindancia con la zona 2, ya que, teniendo la excavación a cielo abierto, se puede tener la excavación



lateral y no sólo la excavación de forma ascendente que comúnmente se realiza con las lumbreras temporales en éste método.

A continuación, se muestra un dibujo donde se puede apreciar lo ya mencionado de la zona dos, del lado izquierdo podemos apreciar la excavación lateral y del sótano comercial (S.C.), la utilización de la lumbrera temporal para la excavación ascendente.

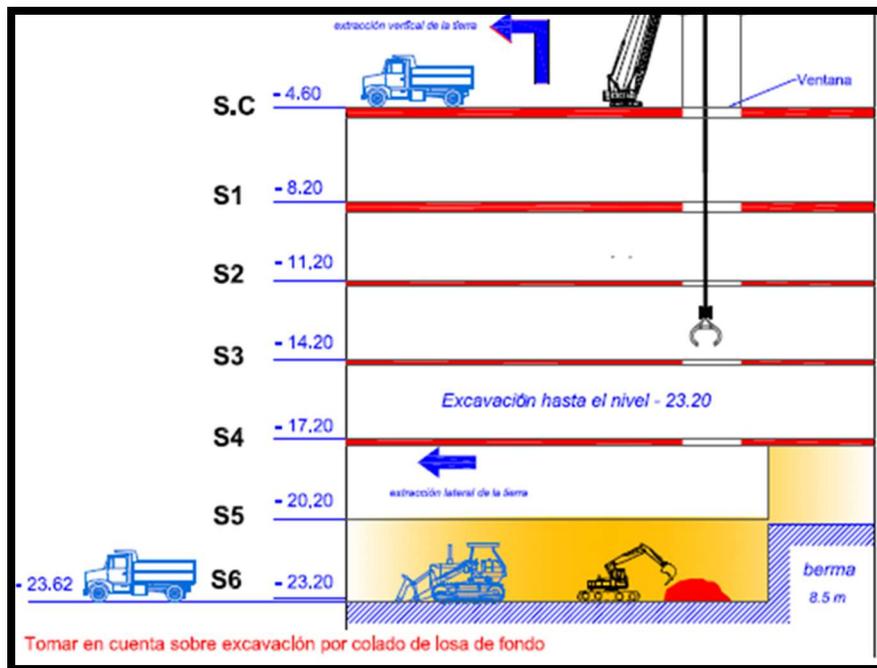


Ilustración 11. Método Top - Down en Zona 3.



B. Mecánica de suelos

Para la primera y segunda etapa se realizaron dos estudios de mecánica de suelos, con la finalidad de obtener las características estratigráficas y propiedades índices del suelo de la zona de trabajo para su análisis correspondiente y que los resultados se pueden apreciar en este trabajo.

17

En éste apartado, únicamente se mencionan los resultados del informe de Mecánica de suelos conociendo las pruebas que se realizaron en el 2009 y 2011, fecha de los estudios respectivos.



I. Condiciones geológicas y geotécnicas del sitio

Los depósitos que se presentan en la Ciudad de México abarcan tres marcos de referencia: geológico, paleoclimático y vulcanológico, los cuales nos podrán ayudar al entendimiento del origen de éstos.

Para el marco geológico contamos con el conocimiento que la Ciudad de México se encuentra ubicada en una cuenca cerrada, conocida como la cuenca del Valle de México, que se asemeja a una presa azolvada, donde ubicamos la cortina en el sur, representada por las sierras del Ajusco y Cuauhtzin (o Chichinautzin), en el norte está limitado por las sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca, al este por los llanos de Apan y la sierra Nevada, que es donde están los volcanes Popocatepetl e Iztaccíhuatl, y al oeste las sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo, mientras que los rellenos del vaso, el centro de la cuenca, están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en la parte inferior los clastos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes que circundan el valle; dentro del depósito se encuentran capas de ceniza y estrados de pómez, producto de las erupciones volcánicas ocurridas durante el último medio millón de años (pleistoceno superior), que es el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca.²

Desde el punto de vista del marco paleoclimático, la cuenca de México ha pasado por dos periodos de glaciación, por lo que se ha originado suelos rojos del tipo interglaciar, suelos eólicos como los loess que al caer en el lago sufrieron una alteración físico-química, formando arcillas lacustres. Además, la cuenca cuenta con gran cantidad de ríos o arroyos pequeños, como Churubusco, que es una colindancia con el proyecto Mítikah, y de los cuales también, se dieron origen a seis lagos.

Por último, el marco vulcanológico, donde podemos concluir que el material que se encuentra dentro de la cuenca es de origen volcánico, ya sea directa o indirectamente, tales como los domos piogénicos del Cerro del Tepeyac o de Chapultepec, el Peñón del Marques, etc.

² (Alberto Jaime)



II. Zonificación geotécnica

Desde el punto de vista de la ingeniería de cimentaciones, los depósitos de suelos del Valle de la Ciudad de México, se encuentran en la secuencia de formaciones estratigráficas divididas en las siguientes zonas:

Estratificación general	Descripción
Zona I. Lomas	Formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. Frecuentemente existe la presencia de oquedades en rocas y de cavernas o túneles excavados en suelos para explorar minas de arena.
Zona II. Transición	Los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre. Es espesor de estos estratos es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.
Zona III. Lacustre	Integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a metros. Los depósitos suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

Tabla 1. Estratigrafía general de la Ciudad de México.³

Según la zonificación geotécnica que considera el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal RCDF-2004, en los artículos 170, 175 y 219, se considera la división de las zonas que se describe en la *tabla 1* y a continuación, en la *ilustración 12*, se establece la ubicación del predio, que como se aprecia, está localizado en la zona geotécnica II, denominada zona de transición.

³ (Ernesto Holguín)



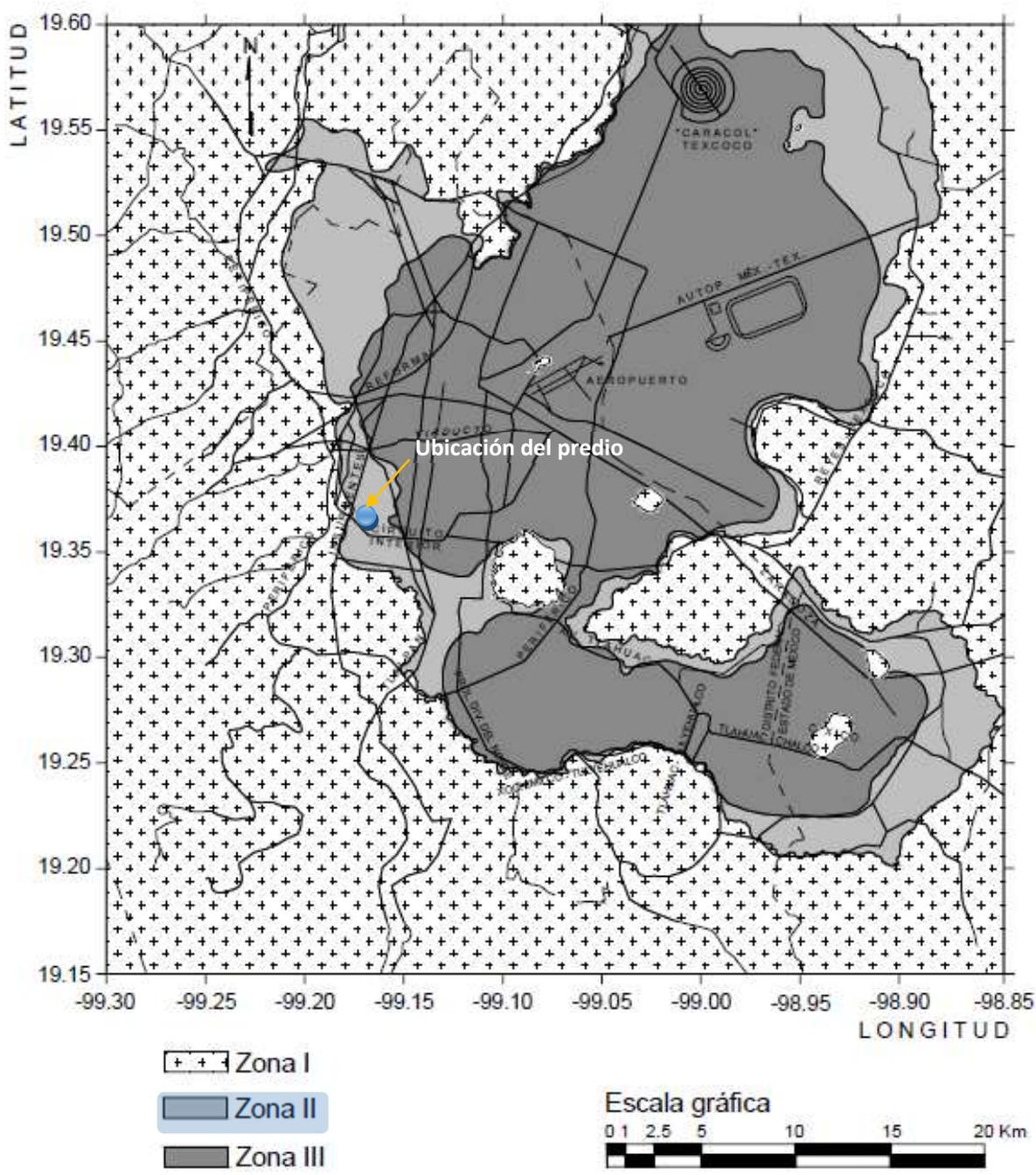


Ilustración 12. Zonificación geotécnica de la Ciudad de México.



La zona de transición se conoce porque los depósitos forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle y de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago, estos materiales, de origen aluvial, se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y la frecuencia de los depósitos. Los depósitos lacustres del centro de la cuenca van cambiando a medida que se acerca al pie de las lomas, lo que ocurre, es que, entre las arcillas lacustres, van intercalándose capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y, en ciertos casos, en la desembocadura de arroyos y ríos, dando a existir importantes depósitos de gravas y boleos.

El proyecto Mítikah se sitúa en la zona de transición alta, más próxima a las lomas, así que, presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas y del río Churubusco que se encuentra en la colindancia sur del predio. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las lomas.

La zona del predio, como ya se menciona anteriormente, está comprendida por la franja entre las zonas del lago y las lomas, depositados en esta zona se alternan estratos arcillosos en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago, la capa dura se encuentra a 20m de profundidad, existe interestratificación de arcillas y suelos limoarenosos y se presentan mantos colgados.



III. Zonificación sísmica

La Ciudad de México es afectada por alta actividad sísmica generada por las zonas de influencia del Cinturón Circumpacífico, y las placas tectónicas cercanas a la misma. Además, la cuenca presenta un fenómeno llamado amplificación sísmica, por las condiciones geológicas y geotécnicas ya mencionadas.

Por lo tanto, las normas técnicas complementarias de diseño por sismo (NTS-DS) de la Ciudad de México, divide en tres zonas principales sísmicas para determinar los parámetros de diseño de las diferentes estructuras. El proyecto está situado en la zona II, el cual presenta el coeficiente sísmico de 0.32g.

A continuación, se muestra la ubicación del predio en el mapa de zonificación de la CDMX para fines de diseño por sismo.



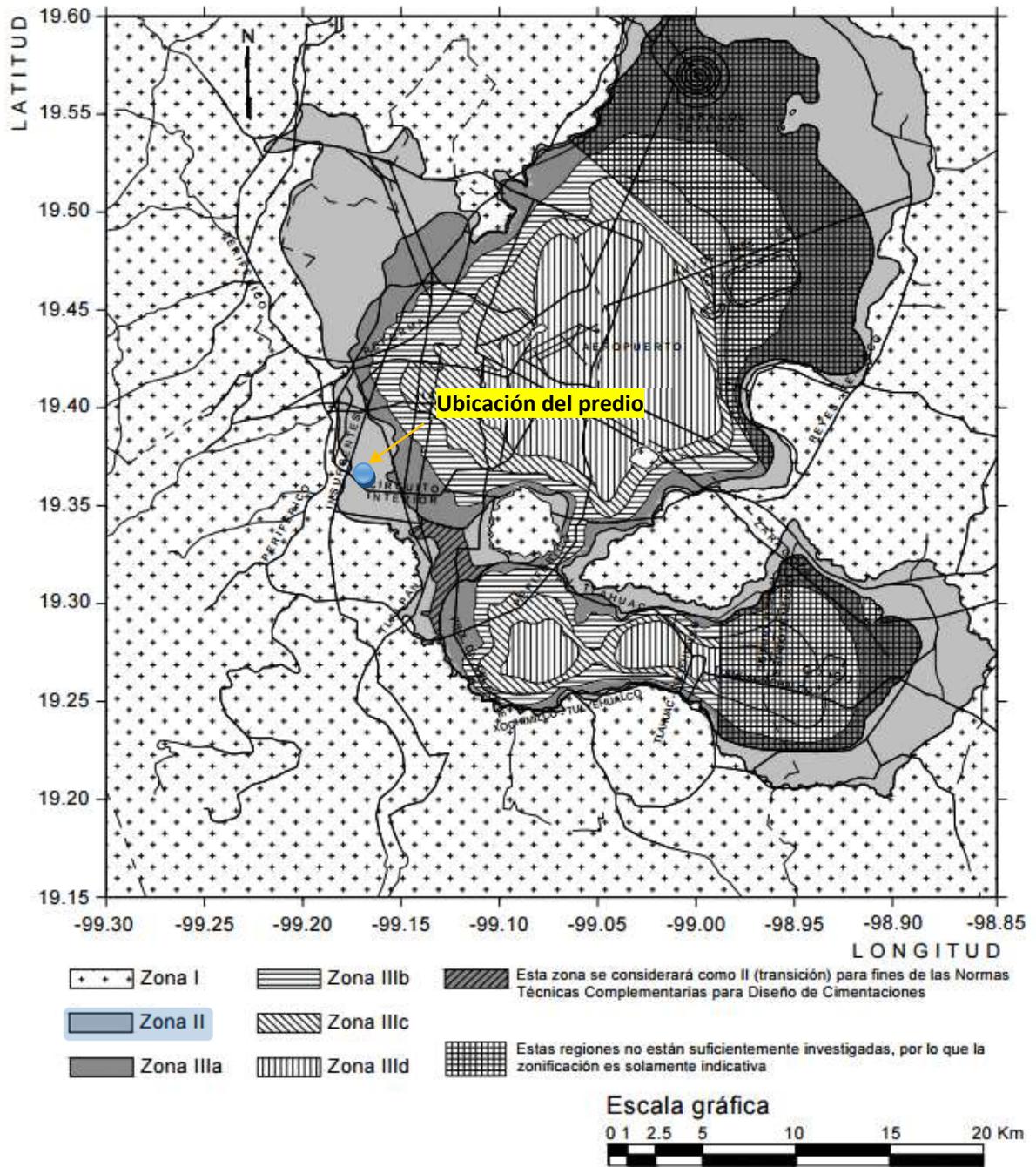


Ilustración 13. Zonificación sísmica de la Ciudad de México.



IV. Hundimiento regional

El hundimiento regional de la Ciudad de México se debe a la extracción de agua en el subsuelo y a las cargas superficiales impuestas al mismo, que genera la consolidación de las formaciones de arcillas blandas, la modificación de esfuerzos del suelo por la reducción de la presión de poro y el aumento de los esfuerzos efectivos.

El proyecto Mítikah se encuentra dentro de la zona donde tiene un centímetro por año de hundimiento regional, según los datos de la Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México.⁴

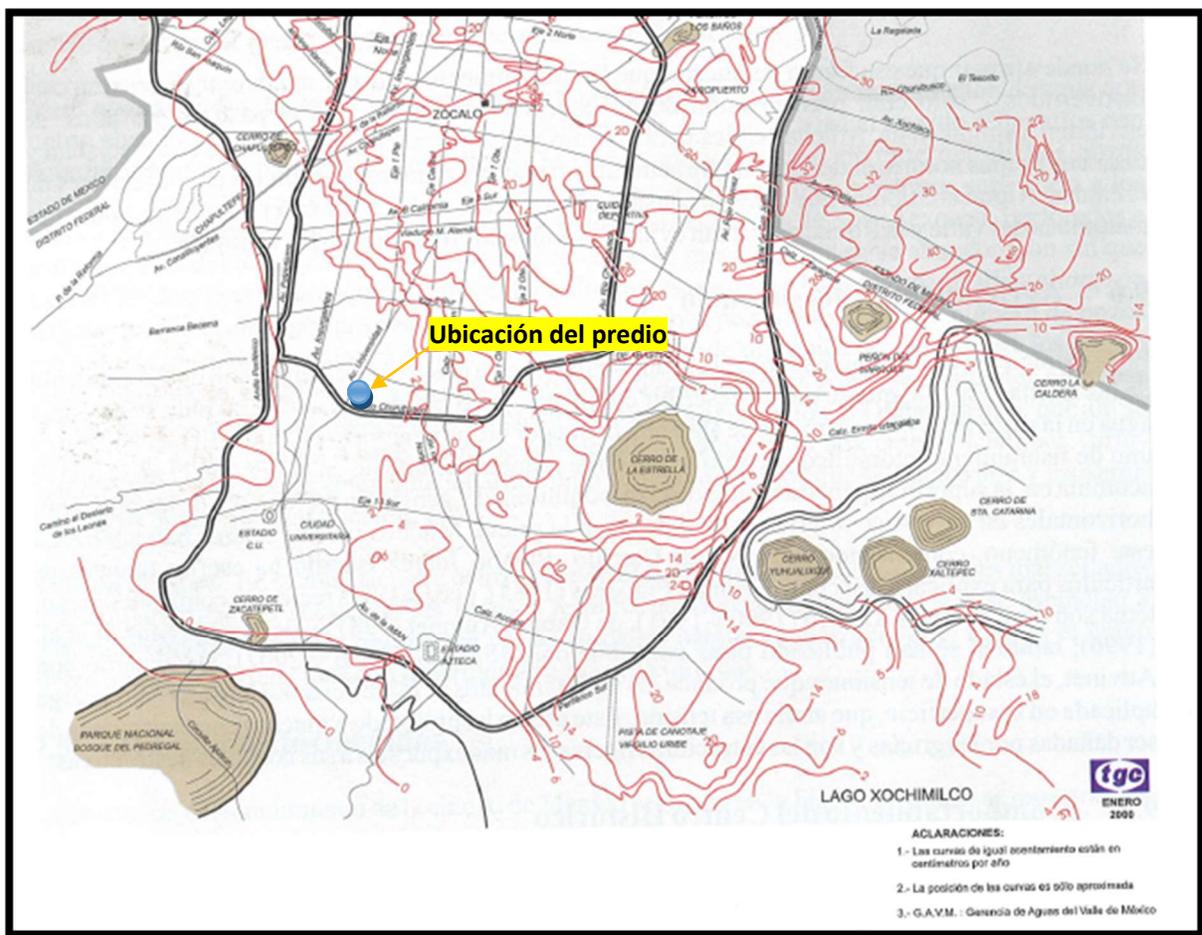


Ilustración 14. Curvas de hundimiento anual en cm (1985 - 1995) medidas por la GAVM.

⁴ (Síntesis Geotécnica del Valle de México)



V. Estudios Geotécnicos

Considerando las características y ubicación del sitio, de acuerdo al Reglamento de Construcciones y Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTC-DCC), la exploración para la interpretación estratigráfica del subsuelo en la fase uno consistió en realizar sondeos tipo mixto a 40 m de profundidad, utilizando el método de penetración estándar⁵ con la obtención de muestras representativas alteradas, midiendo el índice de resistencia a la penetración de los materiales atravesados, y el hincado a presión de muestreadores tipo Shelby para obtener muestras inalteradas. Los sondeos fueron SM-1 y SM-2 realizados al centro de las áreas que ocuparán la torre de departamentos y la torre Hospital, respectivamente, e incluyendo el sondeo SM-4.

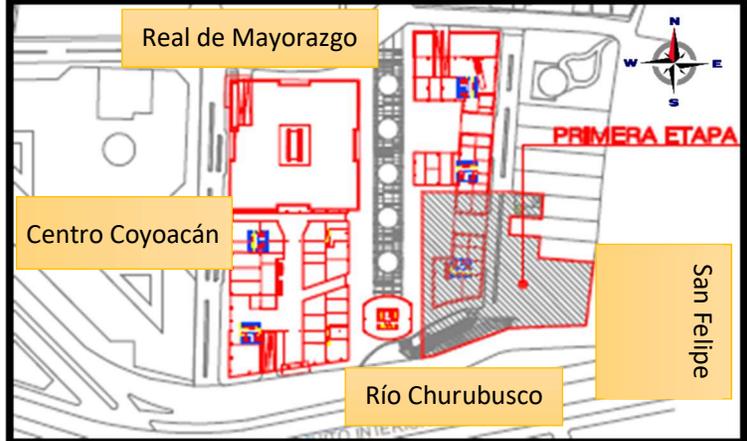


Ilustración 15. Ubicación de la fase I.

Para conocer la presión hidráulica del agua del subsuelo se tuvo que colocar, en una perforación previa, un piezómetro abierto tipo Casagrande⁶, denominado PZ-1 a 26.0 m de profundidad. Este dispositivo permite determinar la presión hidráulica del agua del subsuelo a una cierta profundidad, mediante la medición con una sonda eléctrica, del nivel del agua que se establece en un tubo vertical, con una celda permeable en su parte inferior, que se hace coincidir con una capa permeable. Estos piezómetros se instalan en perforaciones previas

⁵ (Villa, Exploración de Suelos, 2010)

⁶ (Villa, Exploración de Suelos, 2010)



cuidando que la celda permeable se mantenga libre de lodo, quedando confinada por un filtro de gravilla limpia y un sello de bentonita.

Para determinar la profundidad a la que se encuentra el nivel de agua freática en el área de interés se instaló un pozo de observación⁷ del nivel de agua freática, denominado PO-1 a 8 m de profundidad. Este dispositivo permite determinar la profundidad del nivel de agua freática, mediante la medición del nivel del agua que se establece en un tubo vertical, con el extremo inferior ranurado, que consiste de un tubo de PVC de 1 1/2" de diámetro, ranurado en su parte inferior, lo que permite el paso del agua a su interior. Estos instrumentos se instalan en perforaciones verticales, cuidando que el tubo ranurado se mantenga libre de lodo y quede confinado en un filtro de arena limpia.

La ubicación de los sondeos, del pozo y del piezómetro, se puede apreciar en la siguiente planta de la etapa uno.

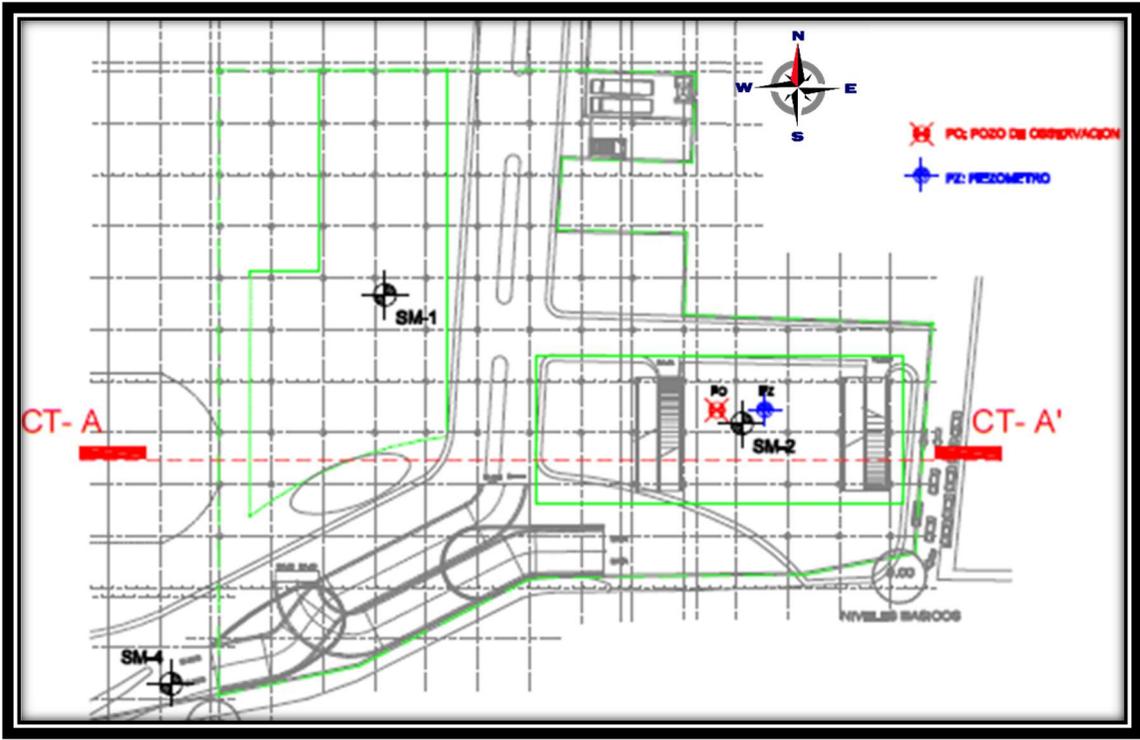


Ilustración 16. Ubicación de sondeos en fase I.

⁷ (Villa, Exploración de Suelos, 2010)



Las características estratigráficas y físicas generales de los materiales del subsuelo, en el área que ocupa la etapa uno del proyecto, presentan la siguiente secuencia determinada por los sondeos SM-1, SM-2 y SM-4, realizado en una etapa de exploración anterior.

La cohesión y el ángulo de fricción interna, fueron determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 1.20	Materiales de relleno constituidos por arena arcillosa con gravas, café grisáceo, con contenido de agua de 20 a 31%, de consistencia muy firme, con índice de resistencia a la penetración estándar de 19 a 24 golpes. Con variación granulométrica de 22 % de gravas, 43 % de arena, 35 % de finos, del grupo SC-GC según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).
1.20 – 8.00	Arcilla arenosa a poco arenosa, café grisáceo oscura y gris oscuro, con contenido de agua de 40 a 80 %, de consistencia media a muy firme, con índice de resistencia a la penetración estándar de 5 a 30 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 20 a 40 % de arena, 60 a 80% de finos, del grupo CH según el SUCS. Con cohesión de 6 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 15°.
8.00 – 10.20	Arena arcillosa, café grisáceo y gris oscura, con contenido de agua de 30 a 50%, de consistencia muy firme a muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de 18 a más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 70 % de arena, 30 % de finos; con límite líquido de 26 %, y plástico de 17 %, del grupo CL según el SUCS. Con cohesión de 18 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 20°.
10.20 – 16.00	Arcilla poco arenosa, gris oscuro, con contenido de agua de 60 a 200%, de consistencia blanda a muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de 3 a 19 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 5 a 20 % de arena, 80 a 95 % de finos; con límite líquido de 350 %, y plástico de 79 %, del grupo CH según el SUCS. Con cohesión de 12 ton/m ² , determinada en compresión axial no confinada, con peso volumétrico de 1.15 ton/m ³ , densidad de sólidos de 2.14, relación de vacíos de 6.27, y grado de saturación de 99.7%.



16.00 – 17.80	Arcilla arenosa, gris oscuro, con contenido de agua de 20 a 30%, de consistencia muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 40 a 15 % de arena, 60 a 85 % de finos; con límite líquido de 41 %, y plástico de 26 %, del grupo CL según el SUCS. Con cohesión de 25 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 20°.
17.80 – 18.60	Arcilla poco arenosa, café grisáceo claro, con contenido de agua de 80 a 120%, consistencia blanda a media, con índice de resistencia a la penetración estándar de 3 a 24 golpes. Del grupo CL según el SUCS. Con cohesión de 10 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 15°.
18.60 – 20.80	Arcilla arenosa con gravas, gris oscuro, con contenido de agua de 15 a 20%, de consistencia muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Del grupo SC según el SUCS. Con cohesión de 12 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 36°.
20.80 – 26.80	Arena limosa poco arcillosa, café grisáceo, con contenido de agua de 10 a 15%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 60 a 80 % de arena, 30 a 40 % de finos; con límite líquido de 25 %, y plástico de 17 %, del grupo SC según el SUCS. Con cohesión de 40 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 35°.
26.80 – 29.00	Arcilla arenosa, café, con contenido de agua de 60 a 80%, de consistencia muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 35 a 41 % de arena, 59 a 65 % de finos; con límite líquido de 30 %, y plástico de 17 %, del grupo SC según el SUCS. Con cohesión de 35 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 20°.
29.00 – 33.00	Arcilla arenosa con poca grava, gris oscuro, con contenido de agua de 15 a 20%, de consistencia muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 5 % de gravas, 20 a 30 % de arena, 65 a 80 % de finos, del grupo SC-GP según el SUCS. Con cohesión de 50 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 20°.
33.00 – 44.00	Gravas empacadas en arena limosa poco arcillosa, gris oscuro, con contenido de agua de 13 a 18%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Del grupo GW según el SUCS. Con cohesión de 30 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 42°.

Tabla 2. Estratigrafía del predio en fase I.



El nivel freático se encontró a 6.2 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha 16/07/2009, en la que se realizó la exploración, de acuerdo a los resultados del piezómetro instalado a 26 m de profundidad, en una capa de arena limosa poco arcillosa que se encuentra entre 21 y 28 m de profundidad, se determinó que se tiene un abatimiento piezométrico total, a partir de 21 m de profundidad.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo al nivel del sótano inferior, deberá considerarse de 5 kg/cm³.

La gráfica que se muestra a continuación es el estado de los esfuerzos del subsuelo con la profundidad de la presión vertical efectiva, determinada como la diferencia entre la presión total y las presiones hidráulicas del agua del subsuelo, considerando el abatimiento piezométrico.

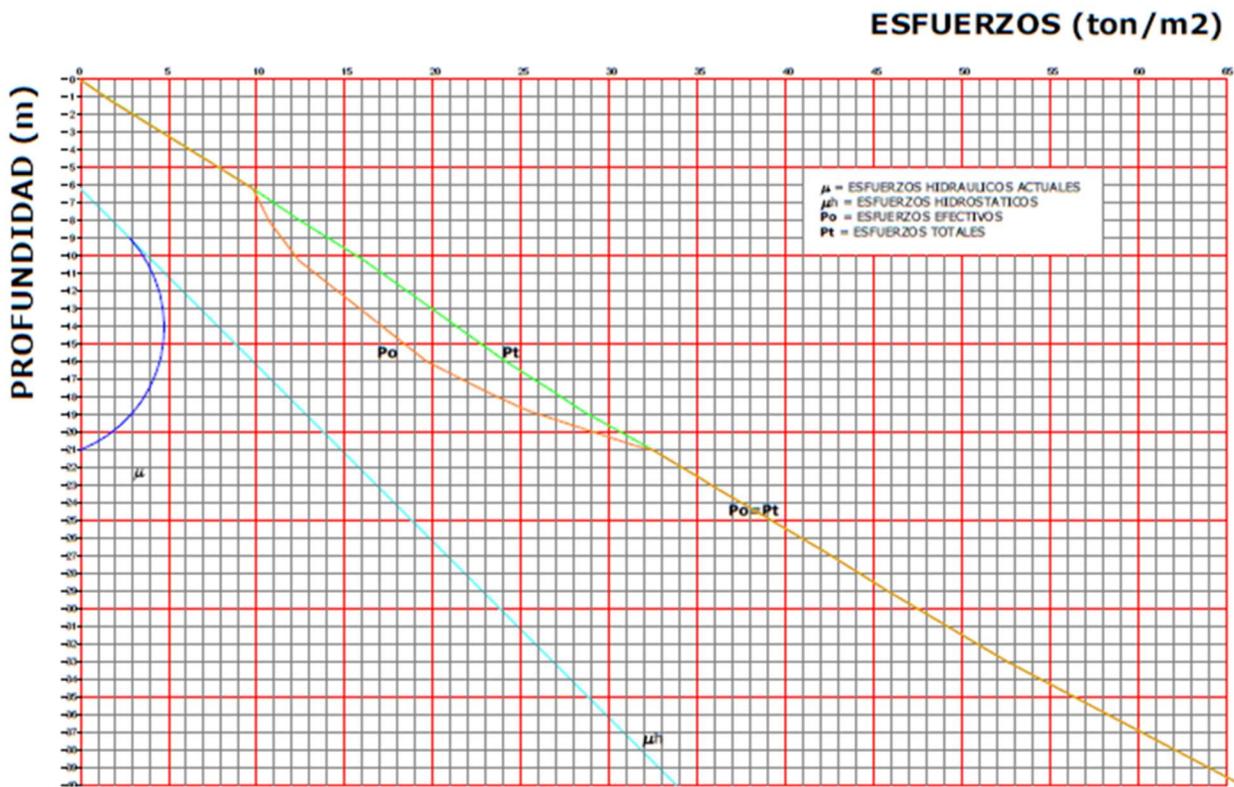


Ilustración 17. Estado actual de los esfuerzos del subsuelo de la fase I.



En la fase dos, la exploración para la interpretación estratigráfica del subsuelo consistió en realizar cuatro sondeos tipo mixto a 45 m de profundidad, denominados SM-1 a SM-4, de los cuales los sondeos SM-1 y SM-2 se efectuaron a 50 m de profundidad, combinando el procedimiento de penetración estándar, con el empleo de barril rotatorio NX⁸ con incrustaciones de diamante industrial en la profundidad en la que los materiales presenten rechazo o el índice de resistencia a la penetración estándar sea mayor de 50 golpes para avances menores de 5 cm.

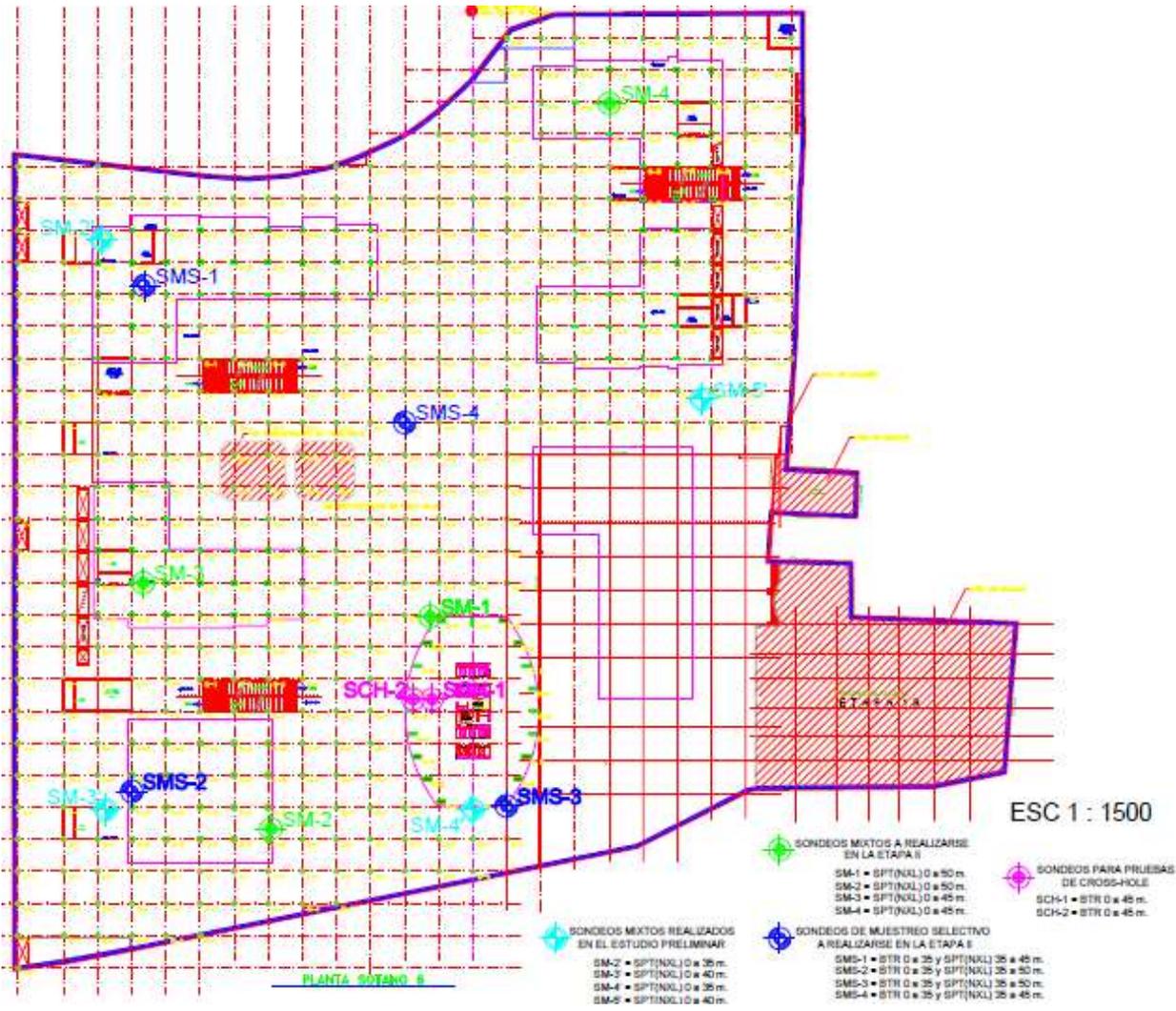


Ilustración 18. Ubicación de sondeos y pruebas Cross-Hole para fase II.

⁸ (Villa, Exploración de suelos, 2010)



Con el propósito de determinar la velocidad de propagación de las ondas de cortante en los materiales del subsuelo se efectuaron pruebas de Cross-Hole a cada metro, dentro de dos perforaciones con broca tricónica de 4" de diámetro a 45.0 m de profundidad, con una separación entre ellas de 3.6 m, además con un tubo de PVC hidráulico de 3", y perfectamente acoplados con los pozos agregando una mezcla de bentonita – cemento entre la pared de la perforación y el ademe de PVC.

En el *Anexo I* se presenta el informe con los resultados de la medición de la propagación de ondas de cortante a través de ensayos de Cross-Hole.

Las características estratigráficas y físicas generales de los materiales del subsuelo, presentan la siguiente secuencia respecto al nivel del brocal de los sondeos. La cohesión y el ángulo de fricción interna, fueron determinados en función de la correlación de estos parámetros con el índice de resistencia a la penetración estándar, y con las propiedades índice de los materiales.

Profundidad (m)	Descripción
0.00 – 1.20	Arcilla arenosa, café grisáceo, con contenido de agua de 30%, de consistencia muy firme, con índice de resistencia a la penetración estándar de 15 a 27 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 20% de arena, 80% de finos, de límite líquido de 31% y límite plástico de 20 %, del grupo SC según el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).
1.20 – 8.00	Arcilla arenosa a poco arenosa, café grisáceo oscura y gris oscuro, con contenido de agua de 30 a 75 %, de consistencia muy blanda a muy firme, con índice de resistencia a la penetración estándar de peso de herramienta a 18 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 3 % de arena, 97% de finos, de límite líquido de 35 a 74 % y límite plástico de 27 a 34 %, del grupo CH según el SUCS. Con cohesión de 6 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 15°.
8.00 – 10.20	Arcilla arenosa poco limosa, café grisáceo y gris oscura, con contenido de agua de 30 %, de consistencia muy firme a muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de 20 a más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 36 a 63 % de arena, 37 a 61 % de finos; con límite líquido de 35 a 49 %, y plástico de 20 a 31 %, del grupo CL según el SUCS. Con cohesión de 18 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 20°.



10.20 – 16.00	Arcilla poco arenosa, gris oscuro, con contenido de agua de 60 a 240%, de consistencia blanda a muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de 4 a 15 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 6 a 20 % de arena, 80 a 94 % de finos; con límite líquido de 144 a 396 %, y plástico de 55 a 60 %, del grupo CH según el SUCS. Con cohesión de 6 ton/m ² , determinada en compresión axial no confinada, con peso volumétrico de 1.15 ton/m ³ , densidad de sólidos de 2.14, relación de vacíos de 6.27, y grado de saturación de 99.7%. Con cohesión de 5 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 15°.
16.00 – 18.50	Arcilla arenosa, gris oscuro, con contenido de agua de 25%, de consistencia muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 10 % de gravas, 46 % de arena, 44 % de finos; con límite líquido de 30 %, y plástico de 16 %, del grupo CL según el SUCS. Con cohesión de 25 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 20°.
18.50 – 20.00	Arcilla poco arenosa, café grisáceo claro, con contenido de agua de 120%, consistencia dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de 46 a más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 16 % de arena, 84 % de finos; con límite líquido de 121 %, y plástico de 58 %, del grupo CH según el SUCS. Con cohesión de 10 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 15°.
20.00 – 22.00	Arcilla arenosa, gris oscuro, con contenido de agua de 90%, de consistencia muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 8%de gravas, 69 % de arena, 23 % de finos; del grupo CH según el SUCS. Con cohesión de 30 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 36°.
22.00 – 27.00	Arena arcillosa poco limosa, café grisáceo, con contenido de agua de 15%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 43 a 65 % de arena, 35 a 57 % de finos; con límite líquido de 28 %, y plástico de 11 %, del grupo SC según el SUCS. Con cohesión de 25 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 35°.
27.00 – 29.00	Arena pumítica y gravillas pumíticas limo arcillosa, café, parcialmente degradada a materiales finos arcillosos, incrementándose el contenido de arcilla al presentar mayor degradación, con contenido de agua de 20 a 60%, de consistencia dura a muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de 29 a más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 0 % de gravas, 36 % de arena, 64 % de finos; con



	límite líquido de 37 %, y plástico de 25 %, del grupo SC según el SUCS. Con cohesión de 20 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 25°.
29.00 – 33.00	Arena arcillosa con poca grava, gris oscuro, con contenido de agua de 30%, de consistencia muy dura, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 12 a 31 % de gravas, 46 a 52 % de arena, 24 a 45 % de finos, del grupo SC-GP según el SUCS. Con cohesión de 25 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 28°.
33.00 – 38.00	Gravas empacadas en arena limosa poco arcillosa, gris oscuro, con contenido de agua de 13 a 18%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 33 a 60 %de gravas, 27 a 46 %de arena, 10 a 17 % de finos; con limite líquido de 26.0 % en la fracción fina que pasa la malla 40 y limite plástico de 16.0 % del grupo CL-ML en la fracción fina, y del grupo GW en la muestra integral, según el SUCS. Con cohesión de 8 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 42°.
38.00 – 41.00	Arena limosa poco arcillosa con gravas a pocas gravas, gris oscuro, con contenido de agua de 20 a 40%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 5 a 20 % de gravas, 47 a 80 % de arena, 13 a 25 % de finos; del grupo SM-GP según el SUCS. Con cohesión de 8 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 40°.
41.00 – 50.00	Gravas empacadas en arena limosa poco arcillosa, gris oscuro, con contenido de agua de 15 a 25%, muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar de más de 50 golpes. Con variación granulométrica de 43 a 70 %de gravas, 26 a 50 %de arena, 10 a 25 % de finos; con limite líquido de 25 a 36 % en la fracción fina que pasa la malla 40 y limite plástico de 14 a 24%del grupo CL-ML en la fracción fina, y del grupo GW en la muestra integral, según el SUCS. Con cohesión de 8 ton/m ² y ángulo de fricción interna de 42°.

Tabla 3. Estratigrafía del predio de la fase II.

El nivel freático se encontró a 7.0 m de profundidad, con respecto al nivel actual de la superficie del terreno, en la fecha en la que se realizó la exploración, de acuerdo a los resultados de un piezómetro instalado a 26 m de profundidad, en una capa de arena limosa poco arcillosa que se encuentra entre 26 y 28 m de profundidad, se determinó que se tiene un abatimiento piezométrico total, a partir de 21 m de profundidad.



El estado actual de los esfuerzos en el subsuelo se representa en la *figura 17*, mediante la gráfica de la variación con la profundidad de la presión vertical efectiva, determinada como la diferencia entre la presión total y las presiones hidráulicas del agua del subsuelo, considerando el abatimiento piezométrico.

En el *Anexo II*, se muestra los perfiles estratigráficos de ambas fases de los estudios de mecánica de suelos con los materiales encontrados y descritos en la estratigrafía de las tablas 2 y 3, determinadas a partir de los trabajos de campo y los resultados de la exploración geotécnica.

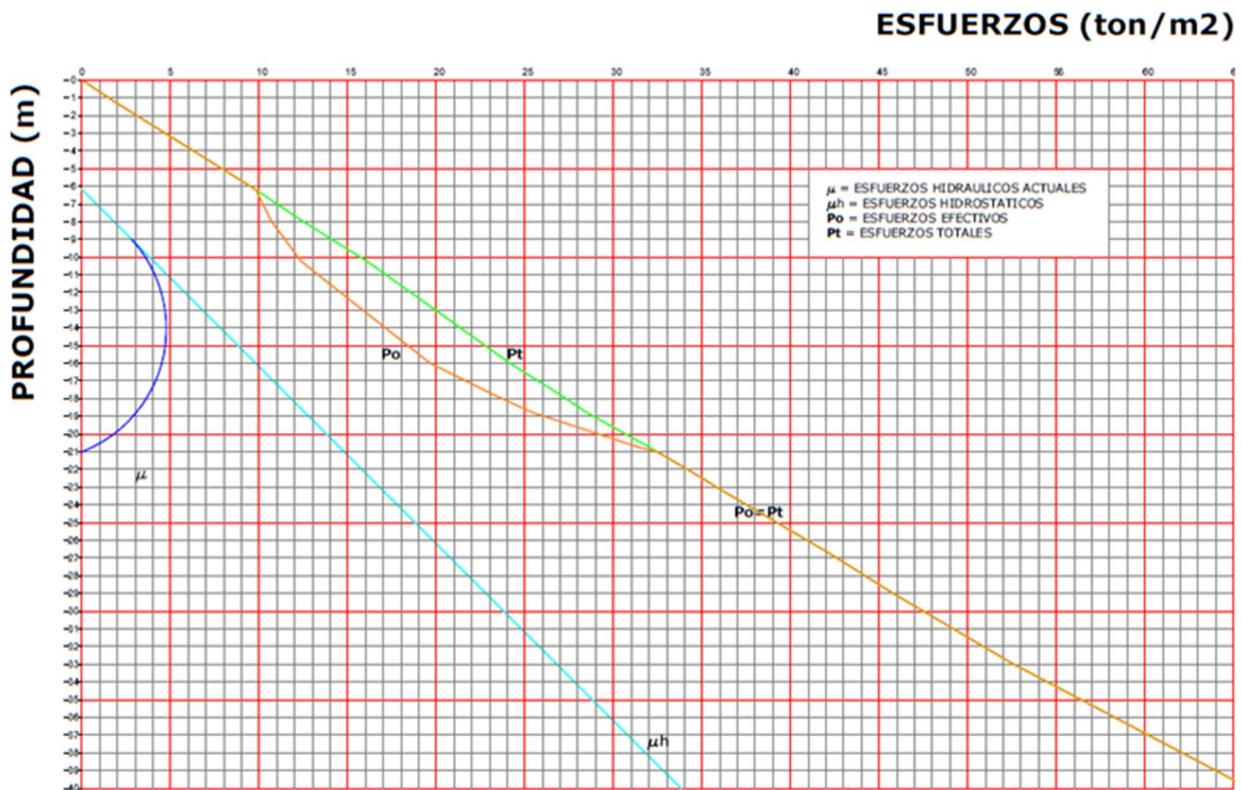


Ilustración 19. Estado actual de los esfuerzos del subsuelo de la fase II.



CAPITULO II. PROCESO CONSTRUCTIVO

Para definir el procedimiento constructivo de un proyecto geotécnico es necesario realizar el análisis geotécnico para poder dar características mecánicas a los elementos estructurales que conlleva la cimentación y así, se proponen distintos procedimientos que sean factibles para el buen funcionamiento de la estructura. En este proyecto se tiene definido ya el procedimiento constructivo, así que se describe el proceso que se llevó a cabo y los resultados que se obtuvieron en el análisis geotécnico de la fase dos del proyecto.

35

En principio, se analizan los perfiles estratigráficos que se obtuvieron en el estudio de mecánica de suelos y con base en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de la Ciudad de México, se seleccionan los parámetros mecánicos de los estratos más representativos del estudio de la fase dos, porque, como ya se había mencionado, este trabajo se delimita en la fase dos en el año 2012 por la estadía que se tuvo en el proyecto.

Se realiza una caracterización estratigráfica desde el nivel de banqueta hasta la profundidad de 35.0 m, generando así, la siguiente tabla:

Unidad	Descripción	Prof. i (m)	Prof. f (m)	γ (t/m ³)	C (t/m ²)	Φ (°)
U1	Relleno de arena arcillosa con gravas	0	-1.2	1.5	10	6
U2	Arcilla arenosa a poco arenosa	-1.2	-16.0	1.55	0	10
U3	Arcilla poco arenosa	-16.0	-18.60	1.60	20	15
U4	Arcilla arenosa con gravas, de consistencia muy dura	-18.60	-35.0	1.75	30	20

Tabla 4. Estratigrafía y propiedades mecánicas de suelos de diseño.

El Nivel de Aguas Freáticas, según sondeos de mecánica de suelos, se encuentra a la cota -6.2m.



A. Diseño de la excavación

Se analizan los elementos mecánicos involucrados en la excavación, que serán: el suelo, el muro perimetral, los niveles de excavación y las anclas que soportarán al muro perimetral, en el caso del Top-Down, las losas diafragma que soportarán las cargas horizontales del suelo.

36

I. Cálculo de los esfuerzos verticales

Así que, inicialmente se analiza el suelo, con la estratigrafía y propiedades mecánicas de diseño de la *tabla 4*, se realiza el análisis de los esfuerzos verticales en la masa de suelo, calculando los esfuerzos totales y efectivos que se muestran en la siguiente tabla.

Unidad	Espesor (m)	γ (t/m ³)	σ_v (t/m ²)	U (t/m ²)	σ_v' (t/m ²)
U1	1.2	1.5	1.8		1.8
U2	14.8	1.55	24.74	9.8	14.94
U3	2.6	1.6	28.9	12.4	16.5
U4	16.4	1.75	57.6	28.8	28.8

Tabla 5. Esfuerzos verticales en la masa de suelo.

II. Cálculo del empuje

Por consecuente, se procede al cálculo de los empujes horizontales que actúan sobre las estructuras de retención, el cual para este proyecto es el muro Milán, donde se deben considerar dos condiciones de diseño:

- Análisis a corto plazo:** Se considera al empuje del suelo es del tipo activo, por lo que se permiten ligeros desplazamientos sobre las estructuras de retención. En esta condición prevalece la resistencia no drenada del suelo.
- Análisis a largo plazo:** Este se considera como vital durante toda la vida del elemento, los empujes actuantes corresponden a la condición de empuje en reposo y prevalece la condición drenada del suelo.



Se tienen varias teorías de análisis como la teoría de Rankine para determinar presiones y empujes horizontales a corto plazo, así como para largo plazo con la teoría de Peck, pero en este trabajo se respetó el análisis del proceso constructivo que realizó la empresa que construyó el proyecto, así que se aprecia el análisis que se describe a continuación.



III. Análisis de estabilización de excavación

El análisis se realizó utilizando el programa PARIS, desarrollado por el Grupo Soletanche-Bachy, los cuales consideran al muro Milán como una yuxtaposición de traveses verticales solicitadas por empujes laterales de tierras (repose, activo y pasivo), sísmicos, por sobrecargas y por el empuje hidrostático del agua (o con el abatimiento respectivo si es el caso), soportadas por las anclas, considerando las distintas etapas del proceso constructivo y la historia de desplazamientos y esfuerzos que se genera. La acción ejercida por el suelo sobre cada cara del muro Milán, es calculada teniendo en cuenta el comportamiento elastoplástico de los suelos conforme al esquema siguiente.⁹

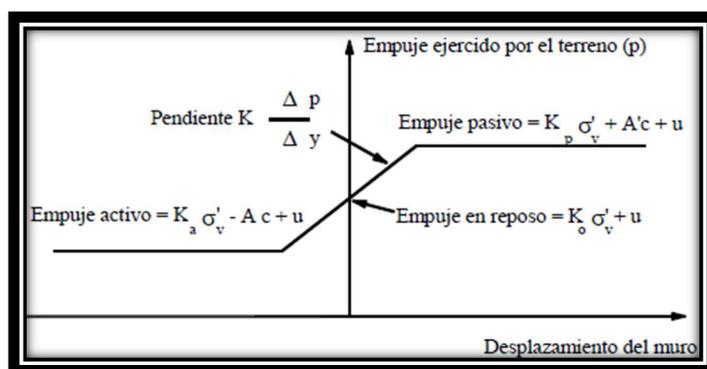


Ilustración 20. Empujes laterales de tierras.

Para el cálculo de los desplazamientos laterales del muro Milán (análisis matricial de interacción suelo: estructura ante cargas laterales), el suelo se modela a través del coeficiente de reacción k_s , el cual es un parámetro de cálculo empírico, que depende de parámetros del suelo y de la rigidez del muro.

Unidad	k_s (t/m ³)
U1	1,700
U2	700
U3	3,500
U4	5,500

Tabla 6. Valores de Coeficiente de reacción del suelo y de la rigidez del muro.

⁹ (Cimentaciones Mexicanas S.A de C.V., 2011)



Se revisan entonces los siguientes resultados de salida del programa PARIS:

- ✚ **Factor de Seguridad en el empotramiento del muro Milán:** Se define como la capacidad que tiene el suelo –generación de empuje pasivo-, de soportar los empujes laterales y, de esta forma, representar un apoyo lateral al muro. Si dicho FS es menor a 1, significa que el suelo en el desplante del muro, no tiene la capacidad suficiente para generar el empuje pasivo necesario y el suelo se plastifica generando desplazamientos laterales muy importantes y por lo general mayores a lo permisible.

- ✚ Desplazamientos horizontales en muro Milán.

- ✚ Elementos mecánicos en muro Milán.

- ✚ Cargas axiales en las anclas.

El programa cuenta con una interfaz muy cómoda para trabajar, ya que nos maneja una vista muy común, con barras de herramientas similares a los programas más usados y además de mostrar una ventana de ayuda, donde nos coloca la lista de comandos que podemos utilizar, agregándole una descripción breve y un ejemplo del mismo. Está diseñado de tal forma, que solicita los datos ordenadamente, iniciando con los datos del proyecto, los datos de la estructura, los datos del terreno (características y propiedades del suelo), sobrecargas, nivel de aguas freáticas, las unidades con las que se van a trabajar, para que, con los datos brindados, pueda empezar a calcular.

Analiza con distintas teorías, con las cuales puede hacer el análisis de esfuerzos en el suelo¹⁰, así que, también da la opción de escoger el método para analizar los esfuerzos.

Finalmente, coloca el procedimiento de excavación propuesto, para que al hacer que trabaje el programa, de los resultados del análisis que conlleva cada uno de los procesos de excavación, siendo así, se pueden cambiar los empujes conforme se modifica la profundidad de la excavación, y así se toma en cuenta el acomodo

¹⁰ (Boussinesq, Terzaghi)



de las anclas y la inclinación que se entregó en el informe de mecánica de suelos, y al colocar los valores en el programa, se analizan los empujes nuevamente.

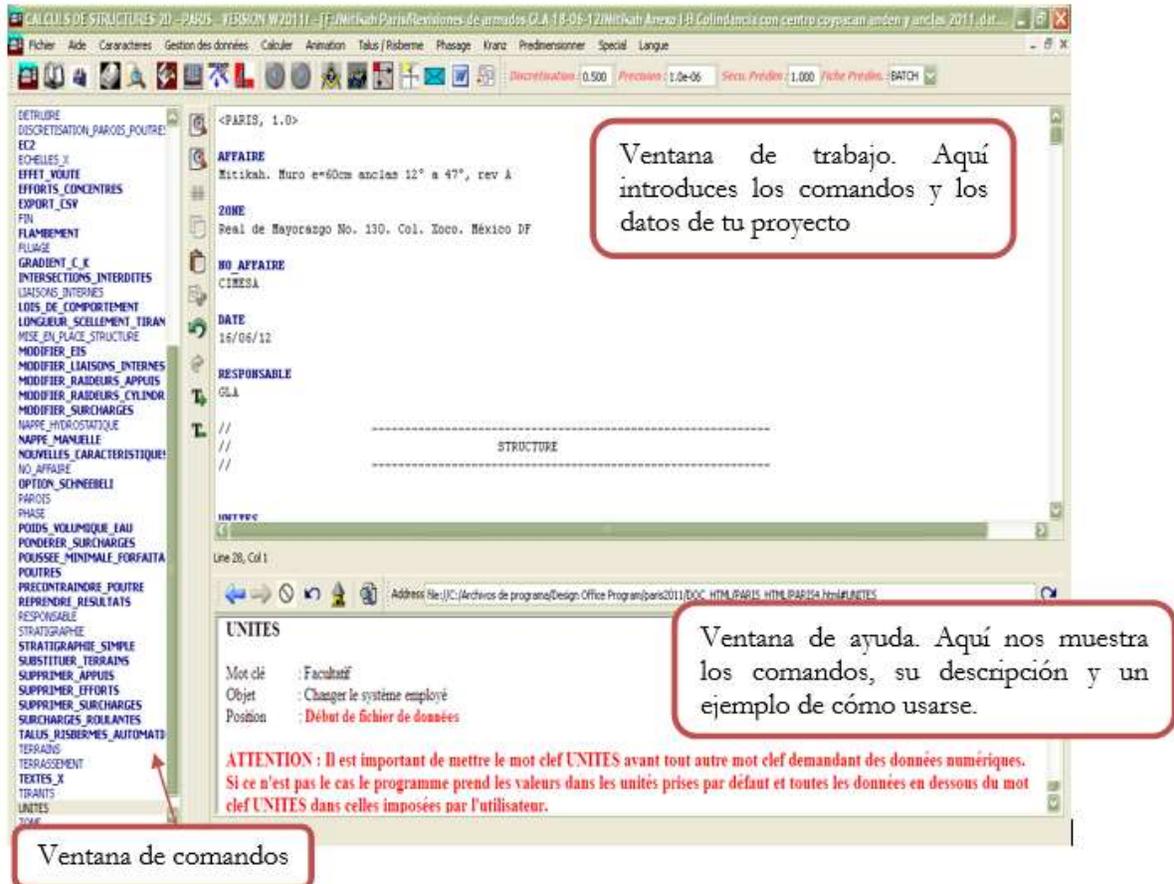


Ilustración 21. Interfaz del programa PARIS.

Se puede cambiar el procedimiento de excavación para nivelar los empujes que se obtienen y la reacción del suelo, además de la geometría del Muro Milán y profundidad de desplante, número de torones, longitud y ángulo de las anclas, así se puede manipular hasta que cumpla con los objetivos ya mencionados.

Para la excavación y construcción del proyecto Mítikah, en el cajón de cimentación, se propone construir un muro Milán perimetral estructural definitivo de 60 cm de espesor, desplantado a la -30m, que pueda contener los empujes del suelo a través de la colocación de 5 niveles de anclas de gran capacidad (entre 125 y 130 t).



Para ello se seguirá el procedimiento constructivo que, a groso modo, se presenta a continuación:

- ✚ Condiciones iniciales. Construcción del muro Milán de -0.5m hasta 30.0m. Carga repartida uniforme superficial de $2t/m^2$.
- ✚ Excavación a la -3.5 m, con nivel freático a -5.0m.
- ✚ Construcción del primer nivel de ancla a la -3.0m.
- ✚ Excavación a la -8.0 m, con abatimiento del nivel freático a hasta la -9.0m.
- ✚ Construcción del segundo nivel de ancla a la -7.4m.
- ✚ Excavación a la -12.5 m, con abatimiento del nivel freático a hasta la -13.5m.
- ✚ Construcción del tercer nivel de ancla a la -12.15m.
- ✚ Excavación a la -17.0 m, con abatimiento del nivel freático a hasta la -18.0m.
- ✚ Construcción del cuarto nivel de ancla a la -16.20m.
- ✚ Excavación a la -20.5 m, con abatimiento del nivel freático a hasta la -21.5m.
- ✚ Construcción del quinto nivel de ancla a la -19.70m.
- ✚ Excavación a la -24.1 m, con abatimiento del nivel freático a hasta la -25.1m.
- ✚ Construcción de losa de fondo.
- ✚ Construcción de los sótanos.





✚ Retiro de las anclas.

✚ Fluencia, reducción del módulo de elasticidad del concreto de $1.6E6 \text{ t/m}^2$.

El análisis se realizó en las colindancias, que se presentan en el *Anexo III* y se describe a continuación.

En la colindancia con el centro Coyoacán a nivel del andén, que es la considerada más crítica por la sobrecarga transmitida al terreno, se consideraron las siguientes hipótesis:

42

- a) **En condición de anclas:** Considera la carga repartida superficial de 4.5 t/m al nivel -3.0 m . Este nivel representa el nivel de desplante del cajón de Centro Coyoacán. El primer nivel de las anclas se baja a -3.70 m para evitar tocar la losa de fondo de Centro Coyoacán.
- b) **En condición con losas diafragmas:** Considera la carga repartida superficial de 4.5 t/m al nivel -3.0 m . Este nivel representa el nivel de desplante del cajón de Centro Coyoacán.
- c) **En condición con la rampa y anclas:** Considera la carga repartida superficial de 4.5 t/m al nivel -3.0 m . Este nivel representa el nivel de desplante del cajón de Centro Coyoacán. El primer nivel de las anclas se baja a -3.70 m para evitar tocar la losa de fondo de Centro Coyoacán.
- d) **En condición con anclas:** Considera la carga repartida superficial de 10.0 t/m al nivel -3.0 m . Este nivel representa el nivel de desplante del cajón de Centro Coyoacán. El primer nivel de las anclas se baja a -3.70 m para evitar tocar la losa de fondo de Centro Coyoacán.
- e) **En condición con losas diafragma a nivel del centro comercial:** Considera la carga repartida superficial de 10.0 t/m al nivel -3.0 m . Este nivel representa el nivel de desplante del cajón de Centro Coyoacán.
- f) **En condición con rampa en el caso general y con anclas:** Considera la carga repartida superficial de 2.0 t/m al nivel de terreno natural.

En la colindancia con la iglesia se hizo otro análisis:

- g) **En condición con rampa y anclas:** Se considera la carga repartida superficial de 7.0 t/m al nivel de terreno natural.

Dentro de los resultados, se puede apreciar el armado que llevarán los paneles y las recomendaciones de las dimensiones de los mismos, para ciertos casos de carga en particular, cuando se generan solicitaciones



superiores a las planeadas en el diseño del armado base, que se encuentra en el *Anexo IV*, se añadieron unos bastones sobre el armado original para retomar esos esfuerzos suplementarios:

Para los armados que aplican a los casos de las colindancias de las rampas y la iglesia, se añaden bastones del #6, cara tierra, centrados a -8.5m sobre una longitud de 4m, con una cuantía que respecta: un bastón cada dos varillas. En esa zona esos bastones, en conjunto con las varillas, aportan un momento resistente de servicio de 26.96 t*m. El momento máximo que se presenta para los tres casos siendo de 26.89 t*m para la rampa con anclas en el caso general que es punto f), mencionado anteriormente.

Para los armados que aplican para el caso del punto d), se añade bastones del #6, cara excavación, centrados a -11.0m, sobre una longitud de 4m, con una cuantía que respecta: un bastón cada dos varillas. En esa zona esos bastones, en conjunto con las varillas, aportan un momento resistente de servicio de 56.95 t*m. El momento máximo que se presenta siendo de 50.01 t*m.

Para el caso de los puntos a), b) y e) no se necesitan bastones, los esfuerzos no sobrepasan los presentados en el *Anexo IV*.



Armado Tipo	Longitud (m)	Cantidad (pzas)
A0	2.825	24
A1	2.825	22
A2	2.825	6
A3	2.825	12
A4	2.825	14
B0	2.50	6
B4	2.50	2
C3	2.95	1
D1-b	2.70	1
D1-c	2.70	6
D1-c	2.70	1
D1-cbis	2.70	1
D2-a	2.70	1
D2-c	2.70	1
D2-d	2.70	1
D3-c	2.70	1
E3	2.90	1
F1-b	3.00	1
F2-a	3.00	2
F2-c	2.70	1

F2-d	2.70	1
G2	2.825	6
G3	2.825	12
GI3	2.825	8
H2	2.50	2
H3	2.50	2
I0	2.825	6
I5	2.825	6
J4	2.825	8
J5	2.825	7
K5	2.50	2
L0	2.825	6
L5	2.825	12
M0	2.50	4
M5	2.50	4
N3	2.50	2
N0	2.825	6
O3	2.825	4
O5	2.825	3
P3	2.95	4
Q3	2.50	4
	Total (pzas.)	214

Tabla 7. Armados de muro Milán.



B. Secuencia constructiva

La función de cimentaciones con pilas y con cajones es permitir que las cargas estructurales sean colocadas a través de estratos profundos de suelo débil hasta un estrato firme que dará un soporte óptimo a la carga final y resistencia a las presiones laterales del suelo, para cumplir con lo dicho, es necesario establecer la secuencia constructiva óptima, que quedó definida por el diseño geotécnico de la fase dos del proyecto Mítikah.

45

Al inicio de la fase dos, se construye el muro Milán a la par de las pilas de cimentación de las zonas E (Top-Down) y las zonas D, C y B (Dársena), ya que algunas de estas dan paso a la dársena, que es la zona de acceso de los camiones por las entradas principales, sur y norte, colindancias de las Avenidas Real de Mayorazgo y Río Churubusco, dando así, velocidades óptimas de trabajo en condiciones de trabajo claras, y las pilas de la zona E de Top-Down, elementales para la eficiencia del método, teniendo así las columnas para empezar la excavación de planta baja hacia los sótanos, además del avance en la excavación a cielo abierto para poder aumentar la productividad en la excavación de la Zona E.

La excavación se lleva a cabo desde el momento que se terminan las pilas y se empieza con la colocación de las anclas, como parte última de la secuencia constructiva, concluyendo con los alcances que se tenían del proyecto Mítikah en el año 2012.

En el año que se tuvo la experiencia en este proyecto, ya se había concluido el muro Milán, por lo tanto, se hizo la visita a otras obras para poder presenciar el procedimiento constructivo descrito a continuación.



I. Muro Milán

Conocido también como muro diafragma o pantalla se define como una pared de concreto reforzado conformada en el subsuelo y al inicio, confinada por el subsuelo; su función principal es ser un elemento de sostenimiento temporal o definitivo de zanjas longitudinales abiertas en la masa de suelo y para estabilizar excavaciones profundas en cimentaciones profundas.

46

En la Ciudad de México, el muro Milán se utilizó desde 1967 como solución de cimentación y tomó dos años desarrollar habilidades para poder construirlo con calidad que ya presentaba Europa.¹¹ En este proyecto se aprecian las mejoras de los procedimientos franceses.



Ilustración 22. Planta con distribución de paneles de muro Milán del proyecto Mítikah fase II.

¹¹ Manual de Construcción Geotécnica, Tomo I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C., Capítulo 3.



Mítikah es un ejemplo vital de nuevas tecnologías que se utiliza en México y el muro Milán consta de 214 paneles, que se pueden observar en la *ilustración 22*, la cual refleja la distribución de los paneles definidos desde proyecto para su construcción, todo en base a la almeja que se utiliza para cumplir con la abertura o número de posiciones a utilizar en la perforación del panel que más adelante se detalla.

I.I Brocales

El muro Milán del proyecto Mítikah se considera un muro colado en el lugar, por lo tanto, el primer elemento a construir son los brocales o zanja guía con revestimiento, con los paneles ya definidos por el diseño. Los brocales se componen de una ranura en la superficie del terreno que debe tener el mismo ancho que el muro Milán, más la tolerancia de la almeja de excavación.

Los propósitos de estos elementos son:

- ✚ Precisión topográfica de los muros, incluyendo curvas y ángulos.
- ✚ Comprobación de ausencia de instalaciones subterráneas de servicios en el eje de trazo del muro.
- ✚ Verificación de la posición de la almeja para su correcta excavación, logrando la simetría en la operación de la almeja y conservar su verticalidad.
- ✚ Prevención de caídos locales y estabilización de la parte superior de la excavación.
- ✚ Facilidad en el control del lodo, tanto en nivel como en confinación dentro de la excavación.
- ✚ Soporte del armado de acero y fijación del mismo para evitar que se hunda o se levante.
- ✚ Apoyo estructural para el paso de maquinaria de excavación y maniobra cerca de la excavación.



Los brocales del proyecto se realizaron con maquinaria ligera, con una profundidad de 1.5 m garantizando que no se produzcan panzas o salientes en el muro terminado.

En la colocación del acero de refuerzo, cimbra y colado, es importante que se establezca con puntales de madera para evitar movimientos indeseados horizontales.

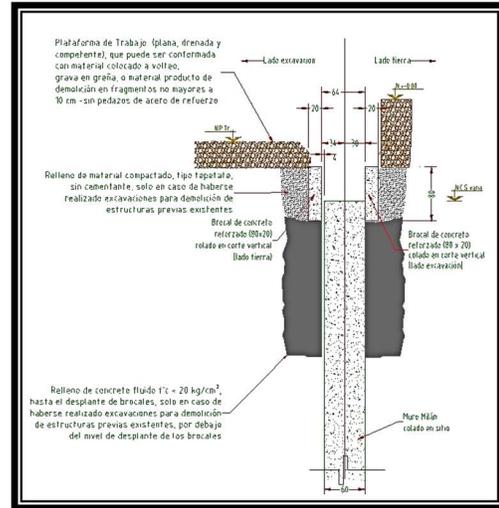


Ilustración 23. Construcción de brocales y detalle de brocal.

I.II Equipo y secuencia de excavación

La selección de la máquina adecuada para este proyecto estuvo en función de la profundidad, disponibilidad de la maquinaria, magnitud de este proyecto y del tiempo-costos disponibles. El equipo utilizado es una Grúa Liebherr 855HD u 853HD, que carga una almeja hidráulica BAYA fabricada por TEC. Está compuesta por unas almejas unidas a la punta inferior de una pesada columna vertical de acero que guía la caída de la almeja y facilita la penetración en el suelo. En esta máquina el cierre de las valvas de la almeja es con un mecanismo de gato hidráulico vertical, cuya central de potencia se ubica en la superficie y el aceite a presión se conduce con largas mangueras.

La excavación de un panel se realiza en un ciclo, que conlleva las tareas como, instalar la máquina, centrar y bajar la almeja, excavar, subir la almeja, dejar que escurra el lodo bentonítico y vaciar el material. En base a esto, se precisan los rendimientos que puede alcanzar para evaluar el volumen de materia que puede



excavar como control de obra, además es importante verificar la verticalidad de la excavación, aunque la máquina ya tiene su propio programa llamado Sakso 3 que mide la verticalidad de la perforación, permitiendo una tolerancia máxima de desviación horizontal de la distancia vertical del 3%.

Cuando la perforación está teniendo problemas de verticalidad y rebasa las tolerancias permitidas, esta se ajusta con unas placas ubicadas en las guías de la almeja, raspando la perforación mediante un trépano o se hace la cementación de la perforación y re-excavación, esta decisión se toma en la obra por los responsables de la misma.



Ilustración 24. Tablero del equipo.

Para las dimensiones y geometría del ancho del brocal, junta y muro se tiene una almeja de 60 cm, la cual puede abrir una zanja de 62 cm, quedando de esa medida el ancho del muro.

Así que, para las tres dimensiones importantes ya mencionadas es importante tener en cuenta la tolerancia lateral de 2.5 cm entre la almeja y el ancho del brocal, la penetración mínima de 1 cm de la junta en



las paredes de la zanja y el recubrimiento mínimo del hacer de 6 cm, quedando entonces la zanja de 75 cm de ancho, el brocal de 65 cm cumpliendo con los 2.5 de tolerancia lateral entre la almeja y la pared del brocal, así la junta quedará de 64 cm en sus partes laterales para que penetre 1 cm en las paredes del suelo y finalmente el armado de 50 cm de espesor para entrar en la tolerancia promedio del recubrimiento mínimo del acero de 6 cm.



Ilustración 25. Grúa Liebherr 855HD u 853HD con almeja hidráulica BAYA.

Los paneles dependen de la abertura de la almeja, que en este proyecto es de 2.70 m, además de considerar las esquinas y la condición cual que entre menos posiciones lleve la almeja, menos tiempo tardará la perforación, aumentando el volumen de excavación y rendimiento del equipo.



La secuencia de excavación de los paneles debe ser alternada, ya que se necesita que los muros tengan la edad mínima para soportar la maniobra de limpieza de sus juntas machihembradas, así que el concreto debe alcanzar la resistencia que tolere esas maniobras, en ese momento la almeja puede proceder a la excavación del siguiente tablero intermediarios faltantes, como se muestra en la siguiente *ilustración 26*.

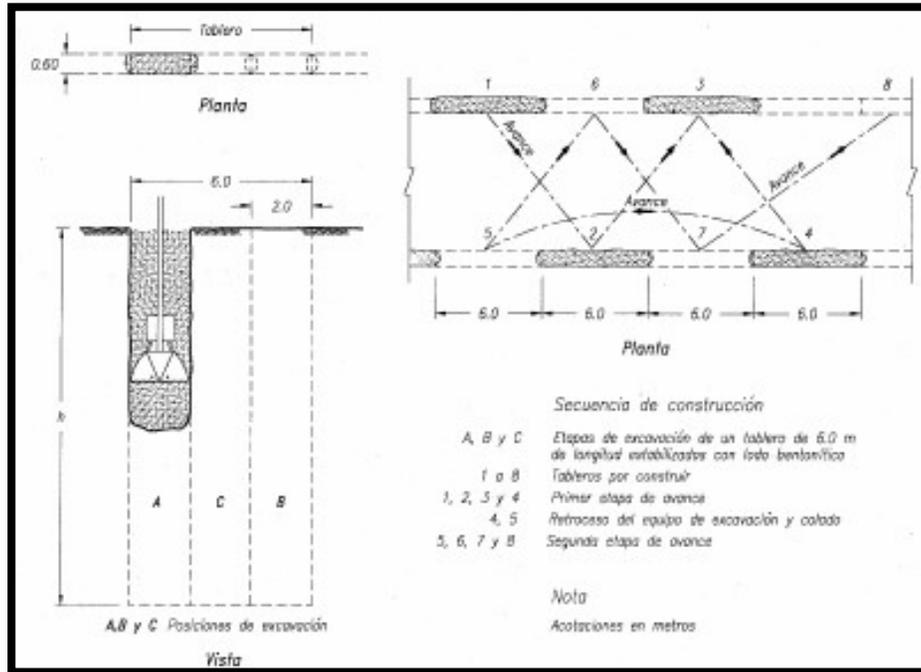


Ilustración 26. Excavación en tres posiciones por módulo.

La perforación se estabiliza con lodos bentoníticos, ya que forman una costra o bien llamada “cake”, como consecuencia de la pérdida local de agua que sufren, creando una especie de tela de muy baja permeabilidad que hace presión del fluido estabilizador a las paredes de la excavación. Este lodo se realizó en obra gracias a que el predio tenía el espacio para su producción y se pudo colocar una planta de lodos. Al producir y almacenar el lodo bentonítico en obra se tuvo que realizar pruebas de calidad para verificar las que las propiedades del lodo no disminuyeran y pudiera cumplir con su función principal.

La profundidad de la perforación se verifica con plomo, teniendo siempre en cuenta que el nivel del lodo nunca debe ser menor a 0.5 m por debajo del nivel de los brocales, para conseguir la estabilización de la excavación.





Ilustración 27. Central de lodos en el proyecto Mítikah.

Al terminar la perforación de cada panel se procede a limpiar el fondo de la zanja para eliminar los detritus que se desprenden de la almeja, ya que los trozos sueltos de suelo que queden en el fondo por el simple hecho de tener menor densidad que el concreto, flotarán al momento del colado. La limpieza se realiza con una bomba eléctrica sumergible, que genera movimiento del lodo en el fondo de la zanja para así conducir los trozos de suelo y azolve depositado a la central de lodos para ser tratado y limpiado, tratamiento que se le llama desarenar al lodo bentonítico.

I.III Acero de refuerzo

Las varillas de refuerzo se ensamblan en parrillas dentro de la obra para formar el armado de los paneles del muro Milán, como ya se mencionó, se consta con el espacio necesario para el armado, el almacenaje y las maniobras que se tienen con el armado, ya que se suspenden verticalmente para colocarse dentro de la perforación.





Ilustración 28. Empleo de balancín con dos puntos de izaje para el manejo de armados.

Para el armado es necesario que tenga las orejas o lazos de varillas para el izaje en la parte superior y el anclaje con el brocal, debe de dejarse espacio en los estribos para que la tubería tremie entre sin problemas al momento del colado y deben dejarse las preparaciones huecas para las anclas.

Es necesario que se rigidice el acero para el izaje, ya que puede deformarse por pandeo o presentar distorsiones al momento de levantarlo del nivel de piso por consecuencia del peso propio de la estructura.



Particularmente se tuvieron paneles largos y el izaje se tuvo que realizar con dos grúas para su colocación en la perforación.



Ilustración 29. Izaje de dos paneles del muro Milán.

En cuanto el armado se encuentra completamente vertical, se colocan en ambos lados del armado unos pedazos pequeños de concreto, conocidos como “muertos”, que permiten se centre bien el armado y unas ruedas de plástico llamadas “pollos”, hacen que deslice la armadura dentro de la zanja sin problemas, asegurando con ambas, el recubrimiento mínimo. El armado no debe asentarse en el fondo, así que se precisa la elevación del armado con las orejas del panel.



Ilustración 30. Muertos que garantizan el recubrimiento en el muro Milán.



I.IV Colado y juntas de colado

El tubo tremie¹² es la herramienta con la que se introduce el concreto en la perforación, ya que permite tener un método de vaciado que comienza desde el fondo de la perforación y gradualmente se va levantando el tubo manteniendo siempre su punta hundida en el nivel de concreto, permitiendo así, una descarga siempre fresca y evitando la segregación o contaminación del concreto.

55

El equipo que compone la tubería está integrado una tolva colocada en la parte superior, que conviene tenga un tubo de respiro para dar salida al aire que se entrapa durante el vaciado de concreto, la válvula separadora, que es la frontera inicial entre el lodo bentonítico y el concreto, y la grúa que maneja los tubos y hace movimientos intermitentes del mismo durante la colocación del concreto. Los tramos de la tubería se consideran de la longitud de la profundidad de la perforación y se van desmontando a medida que avanza el colado y se extrae la tubería, haciendo rápidamente los desacoplamientos y acoplamientos necesarios. La tubería se sujeta de los brocales por medio de unas bisagras del ancho de la zanja, conocido como centrador y sujetador del tubo.



Ilustración 31. Colado con tubería tremi del muro Milán.

¹² (SMMS, 2002)



Las juntas utilizadas son llamadas WaterStop, que cumplen con las siguientes funciones:

- ✚ Permiten la excavación del panel continuo.
- ✚ Sellan la unión de los paneles, haciéndolos trabajar como un solo elemento.
- ✚ Soporta la fuerza cortante entre paneles consecutivos.
- ✚ Son impermeables por su composición.
- ✚ Son permanentes y quedan ahogadas en el concreto de cada panel.
- ✚ La fuerza necesaria para su extracción es mínima.

Se coloca con una placa rectangular simple con machihembrado trapezoidal, con arista en la parte inferior para apoyarse en el fondo de la excavación firmemente. Para retirarlas, es necesario dejar pasar máximo tres días para que no se tengan problemas al retirar la placa rectangular y la junta se quede en el muro Milán.

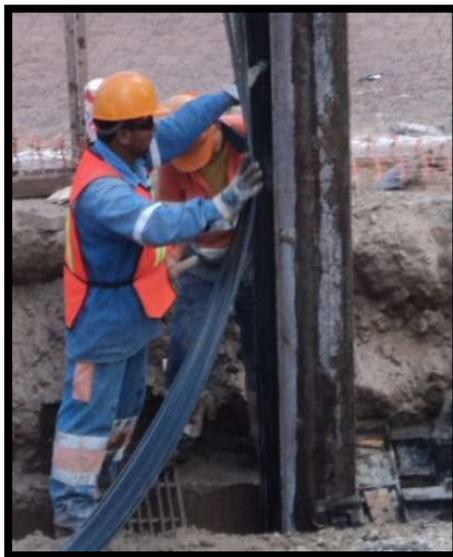


Ilustración 32. Junta WaterStop colocada en colado de muro Milán.



II. Cimentación

La cimentación del proyecto consiste en el cajón de cimentación que se compone por el muro Milán ya descrito y las pilas de cimentación, para lo cual, en este punto nos enfocaremos al procedimiento constructivo que se llevó a cabo en la construcción de las pilas, que se define como un miembro estructural subterráneo con la función que cumple una zapata, es decir, transmitir la carga a un estrato capaz de soportarla, sin peligro de que falle ni de que sufra un asentamiento excesivo. Sin embargo, en contraste con una zapata, la relación de la profundidad de la cimentación al ancho de la base de las pilas es usualmente mayor que cuatro, mientras que, para las zapatas, esta relación es comúnmente menor que la unidad.¹³

57

El diseño de las pilas de cimentación se realizó en el estudio de mecánica de suelos, y no entra dentro de los alcances de este documento, así que únicamente se mencionará el procedimiento constructivo que cuenta con una restricción de tolerancia permisible con verticalidad del 1%.

Las características de las pilas del proyecto Mítikah son las siguientes:

✚ **Zona Dársena:** Tubo con un diámetro de 762 mm y una longitud promedio de 21.3 m, con 74 pilas de cimentación.

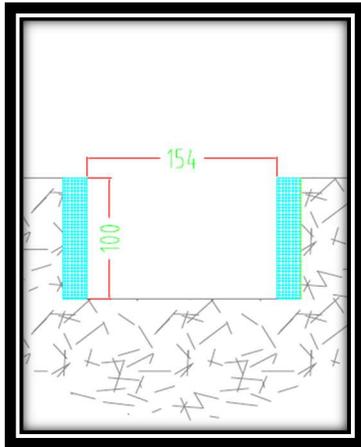
✚ **Zona Top-Down:** Perfil de 28.05 m en perforación promedio de 37.3 m, con 102 pilas de cimentación. Se anexan las plantas de ambas zonas con las pilas en el *Anexo VII*.

II.I Brocales

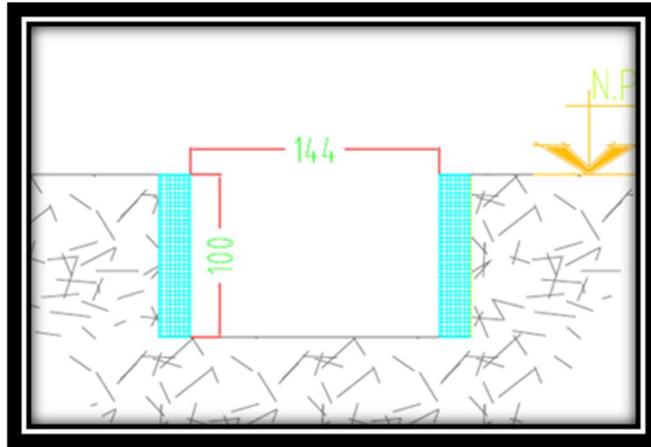
EL primer trabajo a realizar es asegurar la ubicación de la pila con el topógrafo con la estación total, marcando el trazo de ejes de pila con respecto a coordenadas marcadas en plano de proyecto (X, Y) sobre la plataforma de trabajo, marcando el número y diámetro de la pila más la holgura y el espesor del brocal. Las medidas de la zona de dársena son 1.54m de diámetro, 25 a 30 cm de espesor hasta 1 m de profundidad y la zona de Top-Down son 1.44 m y 1.24 m, 25 m a 30 cm de espesor hasta 1 m de profundidad; se puede apreciar el detalle en la *ilustración 33*.

¹³ (Ingeniería de cimentaciones, 2012)





a) Zona Dársena.



b) Zona Top-Down.

Ilustración 33. Detalle de brocales del proyecto Mítikah.

Se realiza la excavación con una máquina retroexcavadora al interior de la marca realizada por los topógrafos; así mismo verificando la profundidad de excavación de acuerdo con el nivel correspondiente. Se realiza un afine de terreno a pico y pala para lograr el perfil de la excavación.

El topógrafo procede a colocar el trazo de los ejes de pila y se colocan referencias en los 4 extremos a 1.0 m de distancia sobre la plataforma, se coloca la cimbra al interior de la excavación; se fija un arrastre de la misma, se centra, se alinea con respecto a los ejes y se controla el nivel en sentido horizontal y plomeo en sentido vertical. Es muy importante que la verticalidad del brocal sea precisa ya que es determinante para la verticalidad de la pila.

Una vez revisado todos los controles correspondientes se procede al colado del brocal. Se coloca un divisor de madera sobre la cimbra del brocal en caso de que no se tenga el suficiente espacio para distribución del concreto por canalón, se inicia la colocación del concreto sobre el divisor o canalón para llenar la excavación de manera uniforme y lenta para no provocar un movimiento o desplazamiento de la cimbra. Se llena hasta el nivel indicado y se procede a afinar el concreto; de manera que la parte superior del brocal presente una horizontal optima en ambos sentidos (X y Y) checando con la estación total y el nivel de mano.





Ilustración 34. Brocal terminado de colar del proyecto Mítikah.

Después del retiro de la cimbra se debe verificar la nivelación de la superficie superior del concreto y más importante aún la verticalidad de la pared interior, con un nivel de mano en sentido horizontal se verifica la parte superior y de forma vertical la pared interior del brocal; la plomada se utiliza para verificar nuevamente la verticalidad en la parte interior del mismo en cuatro puntos diferentes del interior del brocal. La verticalidad debe ser lo más precisa posible. Si llegase a presentar algún desplome o deformación deberá de ser reparado.

II.II Equipo y secuencia de excavación



Ilustración 35. Perforadora Soilmec R - 625.



La perforación se hizo con una Soilmec R-625, que tiene como característica su Kelly y el cambio de broca o bote perforador.

Como preparación para la perforación y por la tolerancia del 1% que presenta el proyecto en verticalidad, el topógrafo con la estación total, realiza la verificación de la verticalidad del Kelly y barretón con respecto a los niveles de mano colocados en el Kelly; esto se controla con el equipo de topografía estación total verificando el eje del Kelly de la parte inferior a la superior en ambos sentidos (X y Y).

El topógrafo coloca 4 referencias (1 a cada extremo) a 3 m de distancia del centro de la pila enlazando cada referencia (ejes) con un hilo reventón, se posiciona la perforadora Soilmec de tal manera que la punta guía de la broca quede sobre el cruce de los hilos. Se revisa la verticalidad del Kelly con el nivel de mano en ambos ejes. Antes de iniciar la perforación de la pila, el topógrafo con la estación total, realiza el trazo de ejes de pila (X,Y) sobre el brocal de concreto, marcando referencias a 10 cm de distancia de estos ejes. El topógrafo deberá de colocar las referencias exteriores e interiores en forma simultánea para evitar la pérdida de tiempo.

Se inicia la perforación de la pila con la herramienta adecuada hasta 2 m o 3 m de profundidad solo para hacer guía a la perforación, se cambia la herramienta de perforación por un bote resagador y se volver a realizar el cambio de la herramienta (Broca, Bote Corona, Bote Resagador, Bote Tipo UK) según las condiciones de terreno. A la par del inicio de la perforación se debe de colocar lodo bentonítico sustituyendo así el material extraído de la misma hasta el final de la perforación requerida. Durante la perforación se debe ejercer una presión mínima del gato de empuje a la rotaria solo para evitar la desviación.

Durante la perforación de la pila, el Técnico de Obra coloca el plomo (plomada o Koden) en el interior del brocal, centrándolo en los ejes trazados previamente. Tomando pruebas de verticalidad con Koden y/o plomo a cada 5 m con apoyo de la grúa de servicio. Centrado el plomo se debe ir introduciendo lentamente hasta que la marca inicial puesta en el cable del plomo o la parte superior del plomo quede al ras del nivel superior del brocal.

El Técnico de Obra procede a tomar lectura de una medida inicial, esto es, se colocan reventones (hilos) de referencia a la referencia opuesta en los ejes "X" y "Y" respectivamente. Con un flexómetro se mide la distancia del reventón de referencia al paño del cable del plomo, esto se realiza en ambos sentidos para poder



centrar el plomo al centro y diámetro de la perforación. Se deberá tomar registro a cada 5 m, a partir de 0 m, 5 m, 10 m, 15 m hasta 20 m después a los 27 m y por ultimo hasta los 41 m o la profundidad requerida de proyecto.



Ilustración 36. Kodon en pila perforada

Se usa el Kodon con una densidad de lodo menor a 1.2 g/cm^3 ya que de ser mayor podría arrojar datos erróneos. El uso de Kodon es considerada una etapa crítica de nuestro proceso mostrando la verticalidad de nuestra excavación dándonos un parámetro para corrección y prevención en el seguimiento de la excavación, los datos obtenidos serán causa de análisis para determinar posible afectación. Se supervisa en cada momento el registro y uso adecuado del mismo.

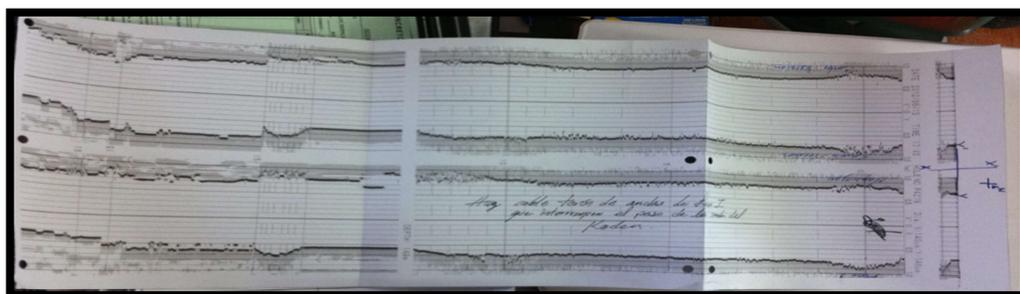


Ilustración 37. Registro Kodon.



Por último, se realiza la limpieza del área y se hace un sondeo al interior de la perforación para verificar la profundidad, con el apoyo de la grúa para iniciar el acoplamiento de la tubería tremie sobre la bomba sumergible Toyo. Se inicia el desarenado, se toma muestra de lodo para realizar las pruebas correspondientes a densidad, viscosidad, porcentaje de arena; al final del desarenado se vuelven a tomar las mismas pruebas además del filtrado y cake.

II.III Acero de refuerzo y habilitado de tubo

En principio, se verifica y libera el armado conforme a los planos estructurales que según correspondan, después se coloca el armado de acero de refuerzo de pila, sujetándolo en el brocal con tubo de 4" utilizando el balancín adecuado para evitar deformación en el mismo. En este mismo proceso, al tener el armado colocado y sujetado, se colocan las orejas largas soldándolas al armado a longitud de diseño para bajar el armado al nivel deseado sin olvidar nivel de plataforma.

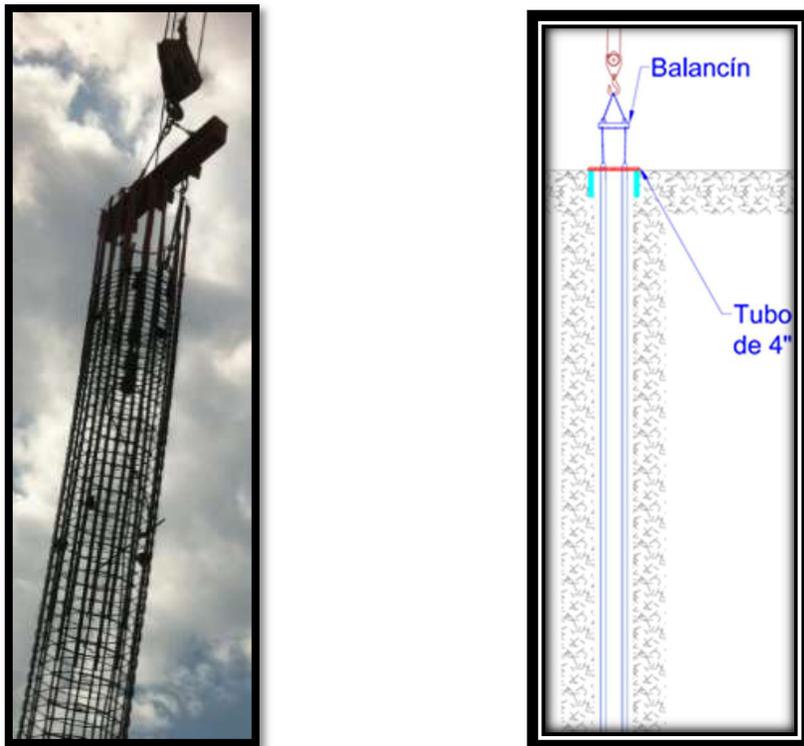


Ilustración 38. Izaje del armado de acero de pila circular y colocación de orejas.



Esta etapa es la crítica para controlar la nivelación de la pila, así que, con ayuda del balancín se coloca guía de tubo de 30" y con el cable auxiliar pasando por el centro de la guía se levanta el armado de refuerzo sujeto con tubo de 4" sobre la guía de tubo de 30" (Anexo V).



Ilustración 39. Guía de tubo de 30".

Se procede a colocar mangueras de polietileno en las varillas como mecanismo de protección, de igual manera, poner grasa adentro del cople y proteger el conjunto cople más varillas con espuma para evitar contaminación de lodo o concreto además de colocar grasa dentro del tubo extensión para facilitar la extracción de este mismo después del colado y evitar la adherencia.



Ilustración 40. Protección a las varillas con espuma y mangueras.



Finalmente, se coloca el tubo de 30" conforme a la longitud de diseño, sosteniéndolo con cartabones en la guía, se acopla la extensión del que se sujeta a la guía con cinco medidas diferentes: 9.50 m, 6.85 m, 5.50 m, 2.85 m y 2.60 m, ya que se tienen 19 longitudes de tubos en el proyecto.

En la zona de Top-Down el habilitado de perfiles es lo que cambia en este proceso, ya que el armado se coloca con orejas repitiendo el proceso de la dársena.

Se hace la colocación de la guía en el perfil a un costado del taller de unión de perfiles, colocando el perfil completo ya unido sobre dos bloques de concreto de 0.8 m x 2 m x 1 m con apoyo de grúa de servicio se toma la guía horizontalmente y se introducirá la guía al perfil (*Anexo VI*). Si es necesario se debe poner un contrapeso.

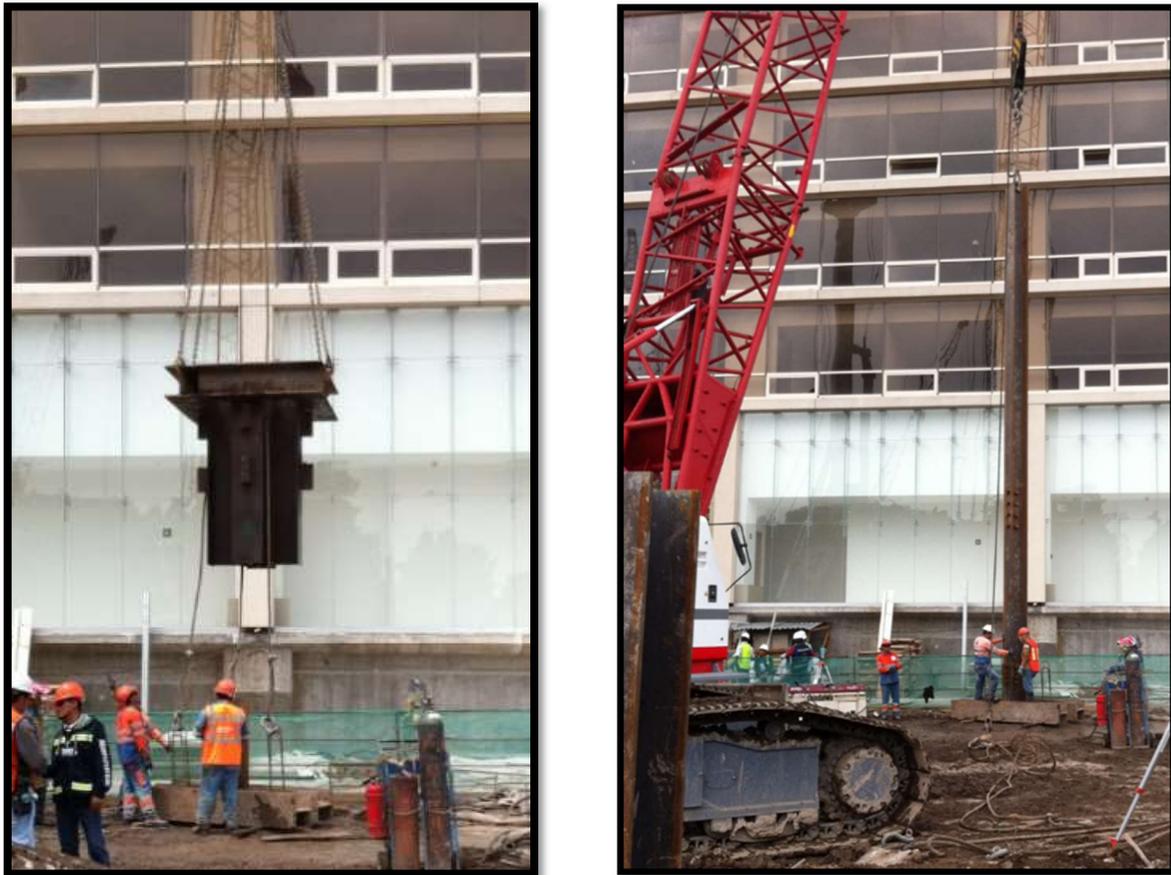


Ilustración 41. Colocación de perfiles de Top - Down.



Al perfil no se le debe poner ángulos del nivel +1.85 al -4.20 para que permita el libre manejo del mismo (se ponen después de estar colocado - después de la excavación). Esta es etapa crítica del proyecto y se debe verificar la horizontalidad de la guía ya que de este proceso depende la verticalidad del perfil. Con la ayuda del balancín se coloca guía y perfil como se muestra en la *ilustración 41*.

Con el cable auxiliar pasando por extremos de guía se levanta armado de refuerzo de pila, quedando el armado sujeto con tubo de 4" sobre la guía de perfil y se levanta el perfil hasta nivel de proyecto (+1.85).

II.IV Colado

El colado es muy parecido el proceso en ambas zonas Dársena y Top - Down, únicamente varía porque al perfil circular se le coloca concreto por dentro, y a los perfiles del Top - Down es imposible hacerles ese proceso. Por lo tanto, el primer paso es sujetar la tubería tremie con freno de la misma guía del perfil.

Después de haber vaciado de 1 a 2 m³; el vaciado se debe de continuar despacio y de manera continua. Sondear el nivel del concreto aproximadamente a mitad de olla, para realizar el corte de tubería tremie lo necesario y lo antes posible. Utilización de sonda con plomada y sonda tipo buzo.

El concreto dentro del tubo se debe mantener a una longitud con tubería tremie de 6 m dentro del concreto para evitar un movimiento lateral del tubo; así hasta 1.2 m sobre nivel de concreto sano (N.C.S.) considerando tener tubería tremie a un nivel de -28.5 y después hasta el nivel de descabece.



Ilustración 42. Colado de pilas.



Se realiza el relleno de grava a 3 m sobre paro de concreto, para realizar tapón exterior de tubo de 30" y corte de tubería tremie a un nivel de -24.5. (Anexo V)

Se coloca 2 m³ de concreto y se realiza corte de 2 m de tubería tremie, posteriormente por cada metro de concreto se realiza corte de 2 m de tubería tremie hasta llegar 20 cm arriba de la unión de tubo estructural y extensión.

En el Top – Down, Cuando el concreto se encuentre envolviendo el perfil la tubería tremie no debe de estar más de 3 m bajo el N.C.S. ni menos de 2 m para evitar un movimiento lateral del perfil, colocando el concreto despacio. Cuando el colado este a 1.2 m sobre N.C.S. se debe considerar tener tubería tremie a un nivel de -28.5 y después hasta el nivel máximo de descabece. Finalmente se saca la tubería tremie, freno y bomba, realizar limpieza de área y equipos.

Y en ambas zonas, se extrae la extensión del tubo desacoplando varillas protegidas, después se extrae el tubo y se rellena la perforación con grava y se retorna el lodo bentonítico a la central de lodos pasándolo por el desarenador.



III. Excavación (anclas, Top-Down)

Debido a la demanda de obras de infraestructura en el país y se han incrementado los proyectos con presencia del subsuelo como aprovechamiento de espacio para estacionamientos, por lo tanto, se han realizado excavaciones más profundas en la Ciudad de México, las cuales requieren de estudios más detallados ya que requiere de atención de distintos factores que son de suma importancia al realizar una excavación, como el nivel de aguas freáticas y la relación al a profundidad a excavar con el tipo de suelo que se presenta en el predio, entre otros factores que influyen en proyectos como el tratado en este trabajo.

Es de suma importancia conocer el tipo de equipo y la logística de excavación que se debe de realizar para la efectividad del proceso de excavación.

En este documento se describirá el procedimiento que se llevó a cabo en la excavación a cielo abierto en el proyecto Mítikah donde se colocaron anclas de tensión y la zona de Top-Down, donde se fueron colando las losas de piso para el soporte de los esfuerzos del suelo contra el muro Milán.

El proceso de la excavación a cielo abierto se realizó teniendo las pilas terminadas, por lo tanto, en la zona de A, B, C y D, se empezó con el primer nivel de anclas para garantizar la seguridad de la excavación. La configuración de las 915 anclas para colocar por nivel, es la siguiente:

Categoría	Nivel (m)	Tipo	Tensión (ton)	Cantidad (pza)	Long (m)	Inclinación (°)
1er nivel	- 3.00	7T15	80	215.00	29.50	35
2do nivel	- 7.40	10T15	120	175.00	29.00	35
3er nivel	- 12.15	10T15	120	175.00	20.00	30
4to nivel	- 16.20	10T15	120	175.00	19.50	25
5to nivel	- 21.50	10T15	125	175.00	18.50	25

Tabla 8. Configuración de anclas del proyecto Mítikah.

La logística de excavación considera un volumen de 662,605.45 m³ de la zona Dársena y 186, 888.72 m³ de la zona de Top-Down, con una operación de sistema de bombeo integrado por uno a 128 pozos durante



las 24 horas del día incluyendo domingos y días festivos con interrupciones mínimas para el mantenimiento propio de equipos por seis meses desde el inicio de la obra.

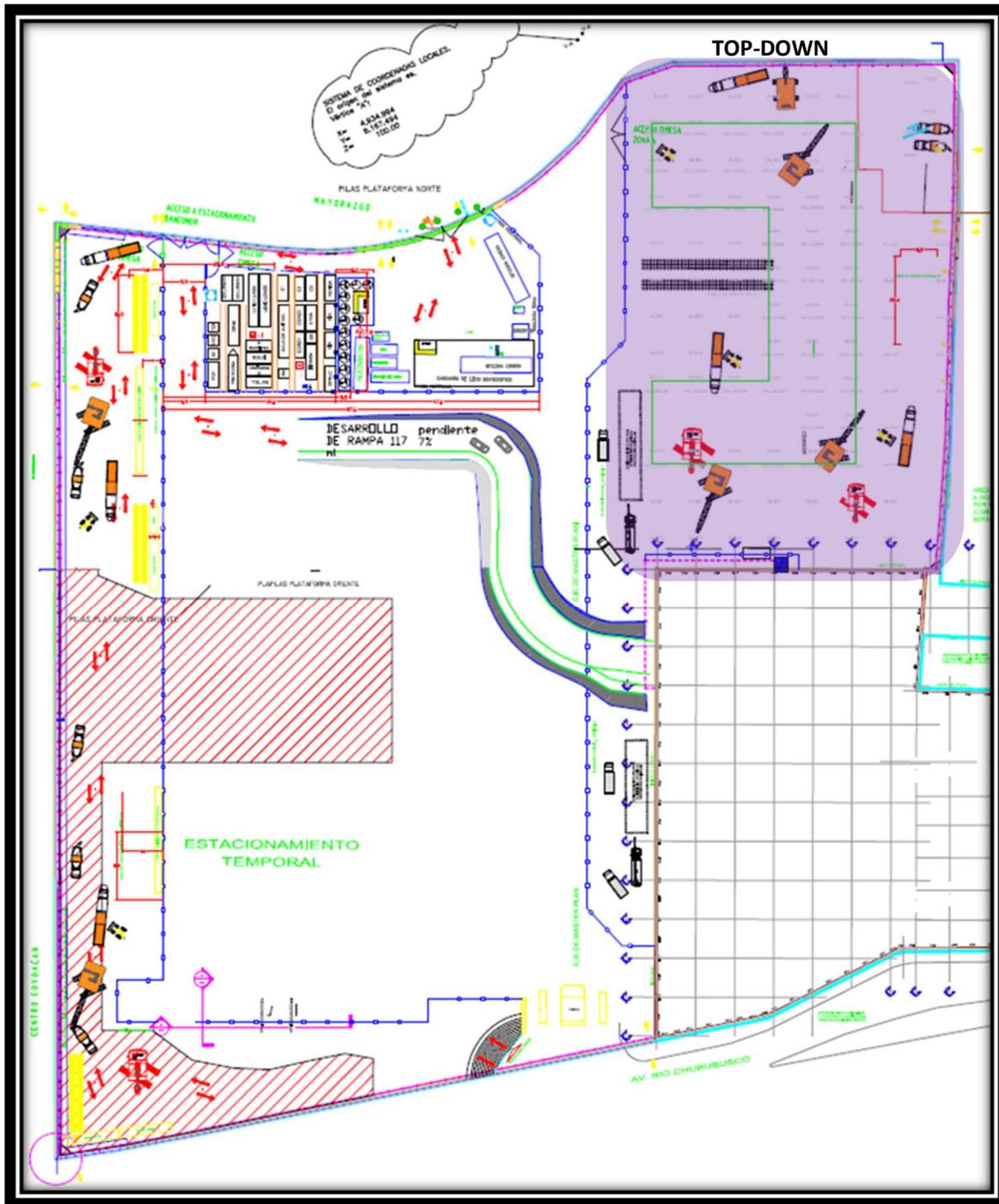


Ilustración 43. Logística inicial de excavación del proyecto Mítikah.



III.I Anclas

Las estructuras de anclaje son elementos de contención que trabajan a tracción, están compuestas por barras metálicas o cables, los cuales son colocados en perforaciones hechas con una perforadora y fijados al suelo por inyecciones de lechada, en su parte exterior se sujetan al muro Milán atravesado por la reservación (hueco) ya colocado desde su armado primario del muro y que únicamente cuando se descubre el muro con la excavación se limpia y por medio de ese hueco, se hace la colocación de los cables del ancla. Al atravesar el muro Milán se apoyan en éste y por medio de un dado se realiza la tensión. ¹⁴

El anclaje del este proyecto es activo, ya que después de ser instalado, se pre-tensiona hasta llegar a la carga de trabajo que se presenta en la *tabla 8* y que se definió en diseño, ya que estas son capaces de soportar los empujes laterales del suelo, así que se trata de exceder un poco la tensión de diseño para garantizar la estabilidad del muro Milán, ya que generan una fuerza de compresión entre la estructura de contención y la zona anclada.

III.I.I Características y fabricación de anclas.

Las principales características del anclaje son su gran flexibilidad en fuerza, longitud, transporte e instalación, casi no hay limitaciones de longitud, requiere poco espacio durante la instalación y el tensado o des-tensado posterior se puede realizar a través de la rosca exterior en las placas de cuña.

Un anclaje se compone por las siguientes partes:

-  Zona de anclaje

-  Zona libre

-  Cabeza

¹⁴ (Excavaciones en Condiciones Complejas, 1997, 1° edición)



✚ Placa de apoyo

Los anclajes de cable disponen de una protección anticorrosiva permanente: cada cable se envuelve en masa anticorrosiva y se envaina en un tubo individual en fábrica. El número de cables que lleve un anclaje está tan sólo limitado por la capacidad de carga de la lechada de cemento.

70

Por definición, un anclaje consta de tres partes principales:

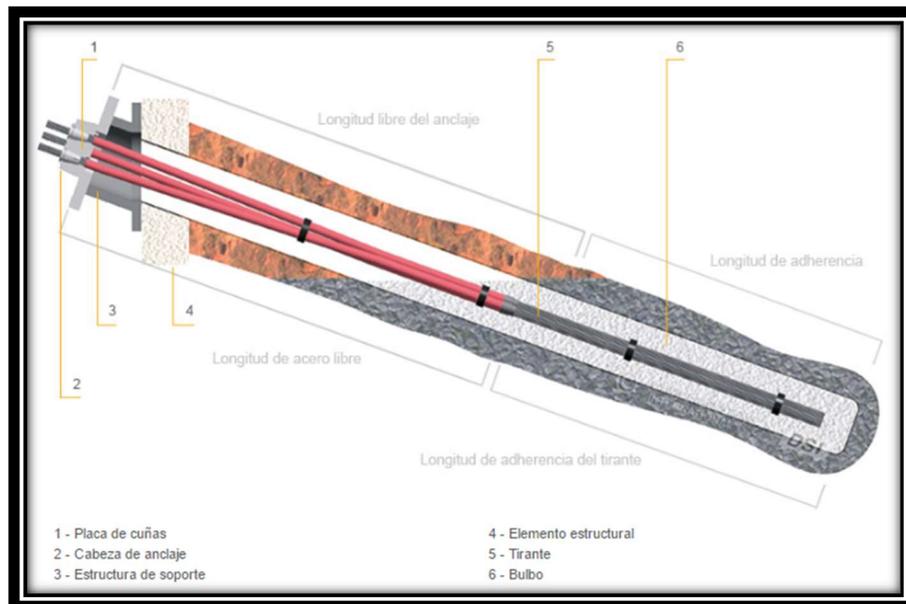


Ilustración 44. Partes de un ancla. ¹⁵

✚ **Longitud de bulbo o adherente:** el anclaje se fija en el taladro mediante lechada de cemento y puede transferir las cargas por fuste a través de la adherencia y la fricción con el terreno circundante.

✚ **Longitud libre:** a través del envainado individual, cada cable se desprende del taladro, de forma que se puede alargar libremente en la longitud libre. Así, la fuerza de tesado se puede aplicar a la zona de anclaje.

¹⁵ (DYWIDAG, s.f.)



- ✚ **Cabeza de anclaje:** la cabeza de anclaje transfiere la fuerza del anclaje a la estructura de base, y a la estructura que se pretende anclar.

La fabricación de las anclas lleva un procedimiento, iniciando por deslizar el torón por el banco de fabricación hasta llegar a la longitud del tirante deseada, dependiendo la longitud solicitada por nivel de la *tabla 8*. Después se coloca un tubo de PVC de una pulgada de diámetro en el centro de los torones, este tubo debe tener orificios de un metro aproximadamente, en cada orificio se coloca un manguito de hule sujeto con cinta de aislar. Y, por último, se colocan los separadores, amarrando el paquete de torones hasta la sección libre del tirante, ya soldada la punta metálica, se introduce en toda la parte libre del tirante un tubo de 3" o 4" según el tipo.

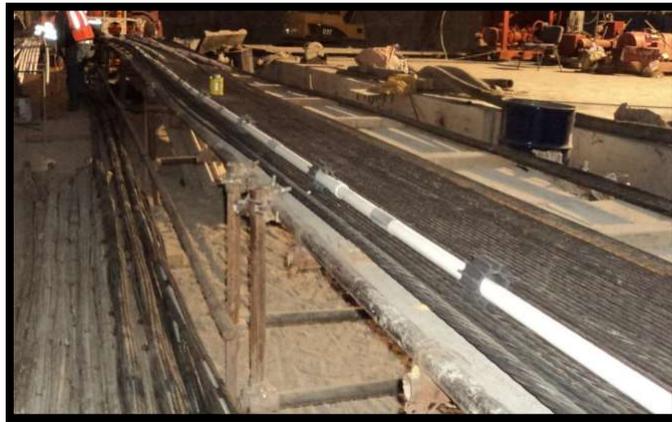


Ilustración 45. Fabricación de anclas en el proyecto Mítikah.

III.1.11 Perforación de anclas

Como trabajos iniciales a la perforación, se debe ubicar la barra de perforación de acuerdo a la inclinación y orientación establecida para la obra que se puede apreciar en el *Anexo VIII*.



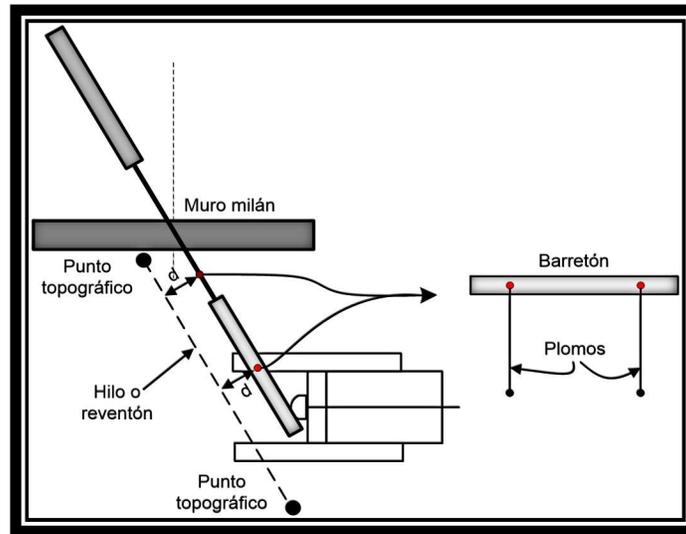


Ilustración 46. Colocación de la barra de perforación de acuerdo a la inclinación.

La perforación se realiza con el método a rotación con broca. En caso de ser necesario y según los obstáculos encontrados se aplica la roto percusión.

Como fluido de perforación se utiliza agua para garantizar la correcta ejecución de la perforación. En todo momento se instalan equipos de desarenado para el reciclaje del agua utilizada. Alcanzada la profundidad establecida para el barreno, se debe realizar una limpieza del mismo.

Para fabricar la lechada, se tiene una persona especializada que se le llama Centralista, y tiene como función mezclar las cantidades necesarias de cemento, agua y cuando aplique los aditivos necesarios, de acuerdo a lo establecido por la obra.

El Centralista debe verificar la densidad y viscosidad mínimo dos veces por turno. La lechada de recubrimiento (vaina) tiene que ser hecha desde el fondo a través de un poliducto o a través del tren de barras de perforación.

Si la lechada es colocada a través del tren de barras se procede a extraer el mismo tomando en cuenta en todo momento que la broca deba estar dentro de la lechada para evitar discontinuidad en la colocación de la lechada, si se hace con el poliducto este debe hacerse desde el fondo de la perforación.





Ilustración 47. Perforación de anclas.

El Centralista debe registrar el volumen de lechada utilizada como vaina y debe verificar en todo momento que no exista una pérdida parcial o total de lechada que pudiera implicar una mala colocación y una mala calidad del ancla al instalar o tensar.

Terminada la colocación de la vaina, se procede a la introducir el ancla dentro de la perforación (llena de lechada), dejando en todo momento por fuera de la perforación la longitud de torones (con su respectiva protección) necesaria para la posterior colocación del equipo de tensado.

En caso de existir obstáculos dentro de la perforación que impidan la correcta colocación del ancla se procede a re-perforar el barreno con lechada. Este paso se realiza si los resultados de los ensayos de la vaina por algún motivo no alcancen la resistencia requerida; en caso de no ser así, se omitirá este paso continuando con el siguiente (tensado del ancla).

Una vez que la lechada adquiere la resistencia característica, se verifica la capacidad de carga de cada anclaje con un ensayo de aceptación.



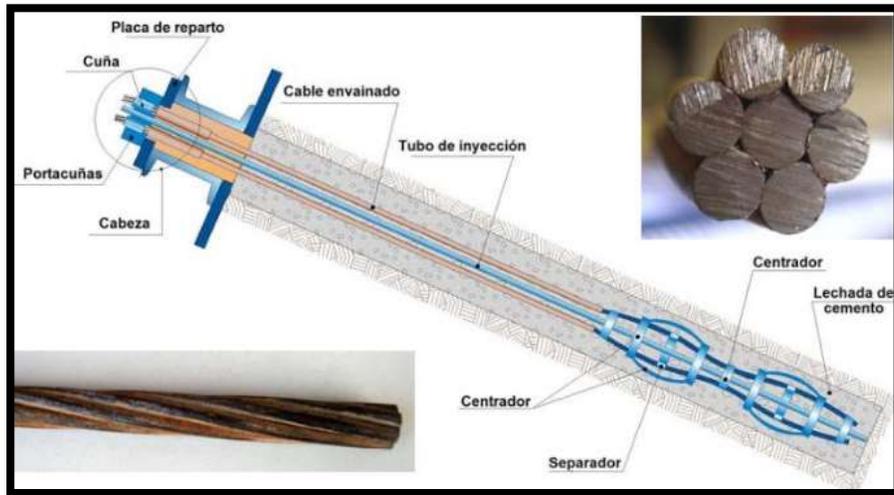


Ilustración 48. Sistema de anclaje¹⁶

Se procede a colocar la silleta o placa de acero según criterios de diseño, soldando la misma a las preparaciones hechas en el armado previamente colocado. La lechada debe alcanzar una resistencia suficiente para proceder al tensado del ancla.

El proceso que se lleva para tensar el ancla se divide en cuatro fases, que son:

✚ Fase Uno "Equipamiento e Instalación de Gato":

Se procede a la colocación del gato en la silleta de la preparación para ancla, se realiza una primera carga de presión para poder fijar el gato, posteriormente se coloca el sistema de medición y se toman las medidas de referencia o puntos ceros.

✚ Fase Dos "Incrementos de Carga":

Una vez fijado el gato y los puntos de referencia, se determina la Carga de Prueba con base a la información proporcionada en la *tabla 8*, que es con la que se debe realizar la correspondiente medición de elongación para cada incremento de carga.

✚ Fase Tres "Prueba de Fluencia":

¹⁶ (Construcciones, s.f.)



Una vez alcanzada la carga de prueba, se procede a realizar la carga de fluencia.

Fase Cuatro Retiro de Gato:

Se procede al retiro del gato cuidando no lastimar los torones, se debe verificar adicionalmente la posición de las cuñas, marcar la posición de los torones y confirmar que no existen deslizamientos.

En el caso en que el ancla en cuestión llegase a presentar alguna falla en el proceso de tensado con respecto a la lechada del bulbo se procederá a realizar la inyección de nuevo.

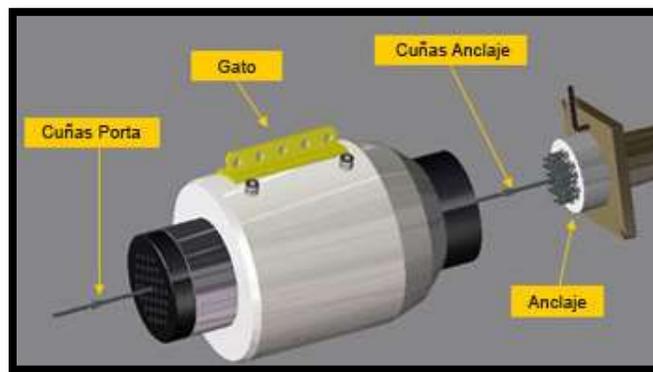


Ilustración 49. Sistema de tensado

III.III Top-Down

El método de Top-Down que se llevó a cabo en la zona E, se realizó en etapas de construcción de losas, columnas, muros y anclaje en zona de rampas. Donde el estado inicial del proyecto es la zona E con el muro Milán y las pilas de cimentación con perfil de acero empotrado ya construidos.

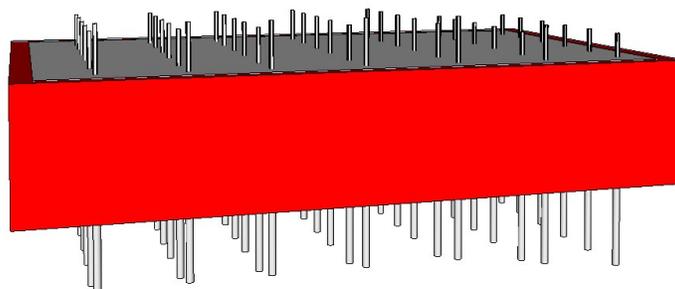


Ilustración 50. Visualización 3D del estado inicial zona E sin excavar.



Las pilas no son solo la cimentación del estacionamiento, sino también son parte de la estructura del estacionamiento, cumpliendo la zona del perfil pre-cimentado en las pilas de cimentación, como columnas de las plantas subterráneas. Las secciones pre-cimentadas tienen unos conectores en cada nivel de losa.

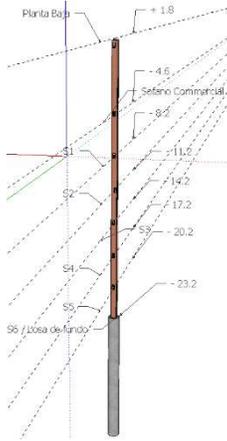


Ilustración 51. Perfil pre-cimentados en pila de cimentación con nivel de losa y perfiles en la primera fase de excavación.

La primera losa en construirse es la de planta baja, únicamente la zona colindante a la calle San Felipe y la fase I del proyecto Mítikah, ya que se considera como plataforma de trabajo, así que, se nivela el piso, se coloca una plantilla de concreto pobre, después se coloca la cimbra, se realiza el armado de la losa según los planos de proyecto, y considerando que es una losa con nervaduras, para finalmente realizar el colado de la losa.



Ilustración 52. Colado de Planta Baja.



En los perfiles de acero, se les considera columnas con concreto reforzado y para no generar juntas frías en las columnas y muros con el espesor de la losa donde los esfuerzos son mayores, se construyen muñones de columnas y muros por debajo de la losa. La longitud de los muñones de acuerdo a las especificaciones de 70 cm por debajo del nivel inferior de la losa.

La primera fase de este proceso ya mencionado se realiza consecutivamente en los demás niveles, siempre considerando al inicio de los trabajos el trazo de las secciones de columnas y muros sobre una plantilla en la cimbra. Esta etapa es muy importante ya que la ubicación de los muñones en planta baja dicta la ubicación del resto de las columnas y muros hacia abajo.

III.III.1 Perforación

La perforación de este proyecto después del colado de la primera losa se realiza utilizando una rampa en la colindancia norte en la Av. Real de Mayorazgo, considerando los perfiles, se realiza una logística de perforación por nivel, por lo tanto, se aprecia el primer nivel en la siguiente figura.

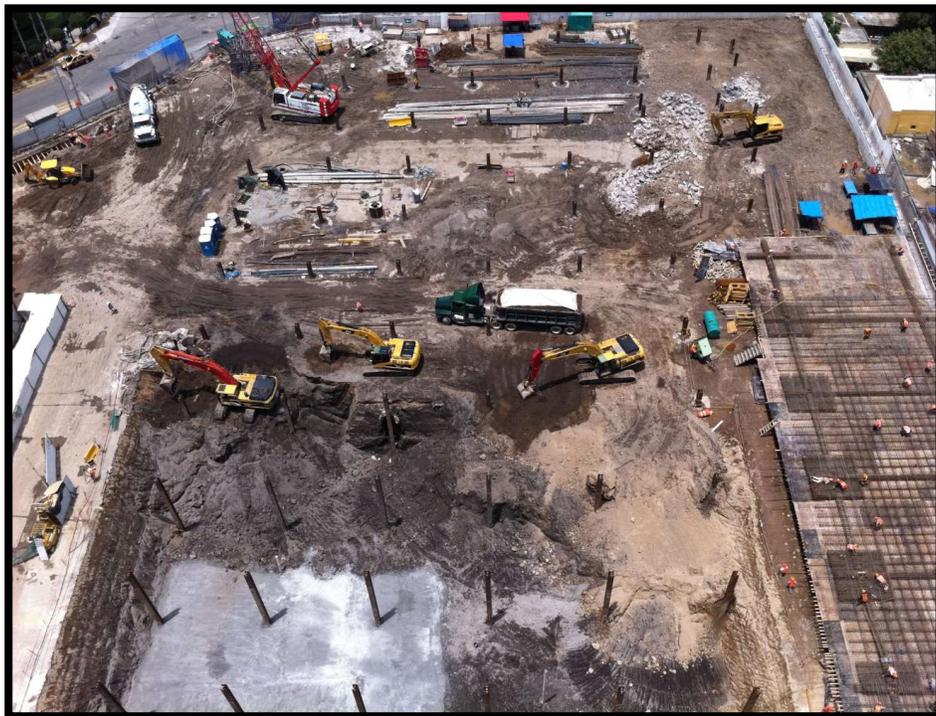


Ilustración 53. Logística inicial de excavación en Top - Down.



sótano comercial se construye con la finalidad de utilizarlo principalmente para la zona de excavación en lumbrera, por lo tanto, se lleva a cabo el colado considerando un hueco en la losa y también, que la grúa tendrá su área de trabajo en esta losa.

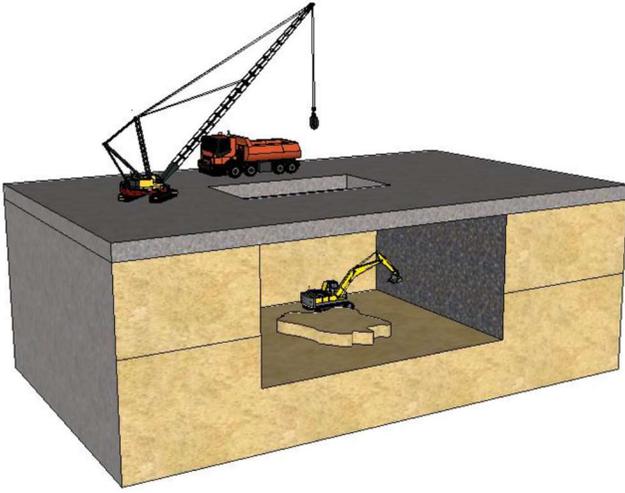


Ilustración 54. Colado de la losa de Sótano Comercial e inicio de excavación para losa Sótano dos.

Y al mismo tiempo, se empieza a hacer la excavación lateral para construir el sótano dos, como se aprecia en la siguiente figura, se mantiene el espacio suficiente con la losa comercial ya construida para poder realizar el cimbrado y el armado de las siguientes losas.

Para esto, es necesario ir dejando bermas para que ayuden a disminuir los esfuerzos del suelo que se están generando al realizar la excavación.



Ilustración 55. Excavación y construcción de losas.



III.III.II Cimbrado y armado

La cimbra se coloca en el nivel de sótano, y en este procedimiento se hace el colado de la losa del sótano comercial, para el cual, primeramente, se nivela, como ya se había mencionado y se coloca una plantilla, que servirán para soportar la estructura de madera que se coloca con una doble cama de polines con el fin de evitar las deformaciones debidas al empuje del concreto.

79

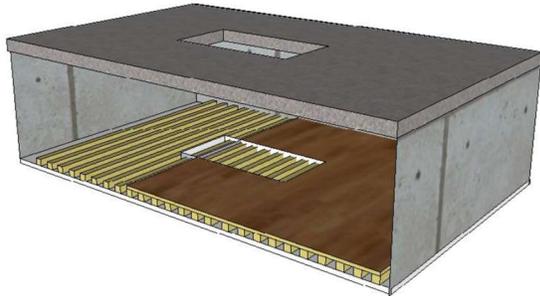


Ilustración 56. Cimbrado de la losa de los sótanos.

Un elemento importante en la cimbra es el muñón de columna, ya que se empieza por el fondo “tapón”, haciendo un peine de madera y tapando los hoyos entre la madera y las varillas con poliuretano. El tapón no se hace horizontal sino inclinado en forma de lápiz para garantizar una mejor colocación de concreto y una mejor adherencia entre el muñón y el resto del elemento.



Ilustración 57. Muñón de columna terminada de losa sótano dos.



El armado de las losas fue con nervaduras y poliestireno en planta baja y sótano comercial; para los sótanos del uno al seis se consideraron losas pos-tensadas, trabajo que corrió a cargo de Freyssinet.

Se tiene que tener sumo cuidado en el armado de una columna, es preferible tener un despiece de las varillas verticales hasta abajo con las diferentes longitudes tomando en cuenta las especificaciones de proyecto para los puntos siguientes:

- Dejar los disparos de las varillas verticales por arriba del nivel terminado de planta baja para que se pueda dar continuidad a los esfuerzos para la superestructura.
- Dejar los disparos de las varillas verticales por debajo del nivel inferior del muñón para que se pueda dar continuidad a los esfuerzos hacia abajo.
- Escalonar los disparos: 33% o 50% en una misma sección.
- La continuidad del acero vertical se puede asegurar por medio de traslape, bulbo o conector mecánico. El traslape y el conector son más rápido a ejecutar.
- En caso de usar conectores, se tienen que dejar los disparos con su conector puesto para que proteja la rosca de la varilla durante la construcción de la columna.
- Se arma el muñón de la columna o del muro procurando respetar el recubrimiento de proyecto y el correcto plomeo ya que de este depende la verticalidad del elemento hacia abajo.





Ilustración 58. Armado sótano comercial.

Las columnas de esta obra civil en top-down llevan un perfil pre-cimentado colocado con las pilas de cimentación, que soportan las losas durante la fase de construcción. Los planos de armado de columna contemplan este perfil para acomodar los estribos.

Además, se cuenta con un detalle específico de armado en la liga entre las columnas y la losa, ya que allí, se tienen que meter el refuerzo de losa y capitel más los refuerzos de columnas, por lo tanto, se cuida el recubrimiento normado.

Y para las varillas horizontales de la losa, se cuenta con detalle de proyecto indicando que se cortan las varillas y meten el refuerzo adicional.

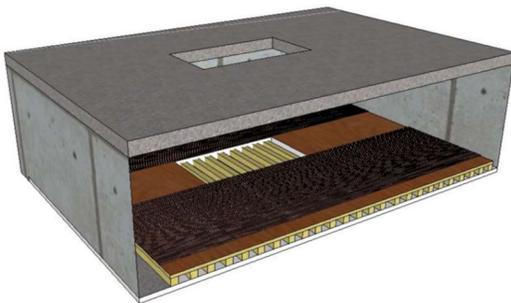


Ilustración 59. Armado y cimbrado de sótano dos.



III.III.III Colado

Teniendo el armado y cimbrado terminados, para los sótanos con nervaduras y capiteles, se procede al colado de la primera capa, que es el revestimiento inferior, se prosigue a colocar los cubos de polietileno en los huecos de las nervaduras y después se coloca la malla superior, al hacerlo, se empieza la segunda etapa del colado, que recubre todo el espesor de la losa y el revestimiento superior.



Ilustración 60. Colado de losa con nervadura.

Y para los sótanos uno al seis, se realizó un colado normal porque no son losas con nervaduras, sino losas post-tensadas. Así que eran de menor espesor y se dejaba la preparación de la varilla para cuando el concreto alcanza la resistencia necesaria se procede a tensar con gatos hidráulicos el acero de refuerzo.

Los muñones de columnas se tienen que colar monolíticos con su respectiva losa. En este caso el proyecto especifica un concreto de losa diferente al de columnas, así que se tiene que colar primero el elemento que lleva el concreto de mayor resistencia (por lo regular son las columnas y muros) para evitar de contaminarlo con concreto de menor resistencia.

Se cuelean los muñones de columnas en varias capas (50 cm aproximadamente) procurando vibrar correctamente cada capa y asegurar la homogeneidad del concreto entre dos capas. Posteriormente se cuelea la losa.



Cuando el tramo de losa a colar es muy grande, y para evitar juntas frías entre los muñones de columnas y la losa, se podrá dividir el colado en varias etapas colando:

- Solamente algunos muñones de columnas y muros primero.
- Después colar el tramo de losa que abarca estos muñones para poder ligar los dos concretos.
- Hacer lo mismo con otro tramo de losa y de muñones.

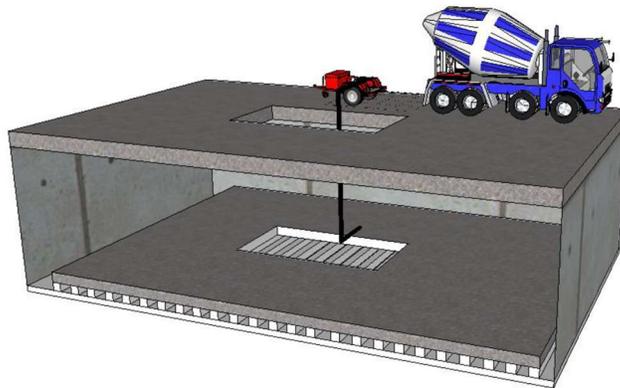


Ilustración 61. Esquema de colado de losa en sótanos.

Una vez el muro o la columna colado y descimbrado, se tiene que escarificar el concreto de la parte inferior hasta descubrir el agregado y darle un aspecto rugoso con el fin de asegurar un mejor contacto con el concreto de la parte inferior.

Antes de escarificar se raya el concreto con un disco de corte para dejar una frontera neta y limpia. El escarificado se realiza con roto martillos procurando no dañar los disparos de varilla.

Cuando el concreto de la losa alcanza la resistencia requerida, se comienza con el armado de la columna completa incluyendo el muñón de la losa en curso, asegurando la continuidad del acero con el muñón superior de la losa anterior. Terminando el armado se procede al cimbrado de la columna y de su muñón. La cimbra vertical de la columna no tiene que subir hasta topar con el muñón superior, sino que se tiene que dejar un espacio de 20 cm aproximadamente entre la cimbra y el muñón ya colado. En este espacio se le coloca una



extensión a la cimbra de la columna “cola de pato” inclinada de 45° hacia el exterior de la columna. Esa extensión permitirá colocar el concreto de la columna.

Se coloca el concreto de le columna por la “cola de pato”. Se cuelan las columnas en varias capas (50 cm aproximadamente) procurando vibrar correctamente cada capa y asegurar la homogeneidad del concreto entre dos capas.



Ilustración 62. Armado y cimbrado de columnas.

III.III. IV. Secuencia de construcción.

Terminando la construcción de la planta baja y sótano comercial se procedió excavar un nivel más, es decir, el siguiente nivel es el uno, pero se excava hasta el sótano dos, para tener área de trabajo y así facilitar las maniobras, se realiza todo el procedimiento ya mencionado de plantilla, cimbrado y acero, para después colocar encima de esa losa colada, la cimbra y acero del sótano uno.

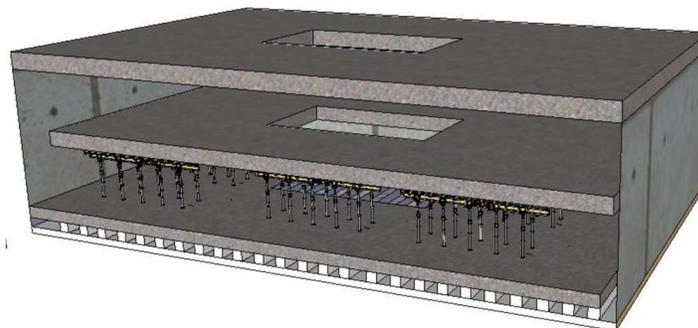


Ilustración 63. Colocación de cimbra para colado losa sótano uno.



Y así, consecuentemente se excava al nivel del sótano cuatro y se inicia con la construcción del sótano cuatro, repitiéndose el proceso anterior.

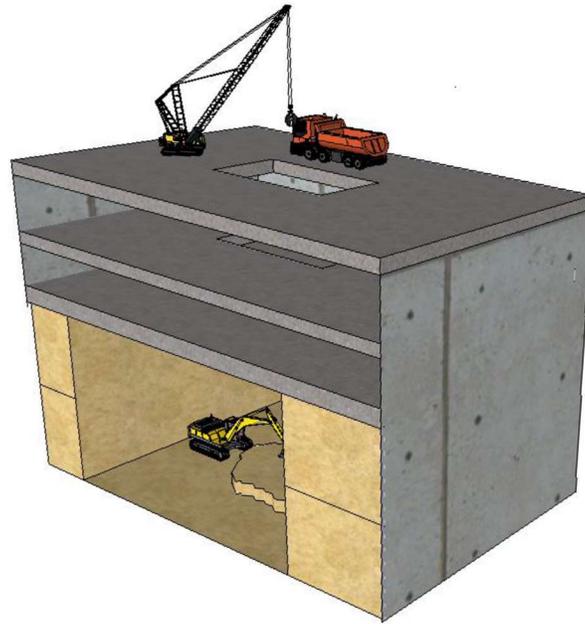


Ilustración 64. Secuencia para construcción sótano cuatro y tres.

Terminando la excavación hasta el sótano seis, siendo el nivel 23.20 m donde se realiza la losa de fondo, se realiza la plantilla de concreto pobre para alcanzar el nivel de proyecto, se escarifican las pilas de cimentación y se procede a la unión del armado de la losa de fondo con las pilas. Armado el acero se cimbran sus costados para evitar el derramamiento de concreto y se vierte el concreto.



Solución a problemas específicos durante la construcción

En el proceso de la construcción de la obra, dentro del periodo de estancia, que fue de agosto del 2012 a agosto 2013, se presentaron distintos problemas con ciertos agentes internos o externos que causaron problemáticas y fueron atendidos rápidamente para continuar con la producción de la obra.

86

Refuerzo acero de capiteles

Uno de las primeras soluciones encontradas en la obra, se realizaron en el acero de la Planta Baja, por el hecho de que, en un inicio, no estaba considerada como área de trabajo, por lo tanto, sus cargas iban a ser mayores y excesivas a las que estaban diseñadas, así que, se hizo un y se encontró la solución de reforzar únicamente los capiteles, para que no tuviéramos problemas con la unión de la losa y los perfiles. Además, se agregó un muñón, que sobresale de la losa en cada perfil. Este cambio fue importante para considerarse en el acero por suministrar a la obra y el detalle de construcción fuera realizado correctamente en obra.

Aun así, se presentaron agrietamientos sobre sótano comercial cuando se instaló la grúa que se utilizaba para la zona de lumbrera.



Ilustración 65. Capiteles construidos en planta baja y sótano comercial.



Detalle del anclaje de las losas de los sótanos en Top-Down con el muro Milán

La trabe de coronamiento de muro Milán llevó un anclaje especial de los ejes N-13a para generar la unión de ambos elementos. En planta baja tuvo que demolerse parte de la trabe para trabajar en el mismo nivel y hacer el anclaje. En las losas de sótano comercial hasta sótano 6, se hace un anclaje al muro, demoliendo el muro Milán hasta encontrar el armado y colocar el anclaje.

87



Ilustración 66. Anclaje de losa de planta baja a trabe de coronamiento.



Ilustración 67. Anclaje de losa al muro Milán en losa de sótanos.



Problemas con la actualización de los planos

Hubo atraso en obra por modificaciones en elementos ya armados, y no estaban de acuerdo a los planos más actualizados, así que se debía desarmar o demoler si ya estaba colado, como fue:

- ✚ **Trabe de planta baja.** Una trabe que había en los planos últimos y al terminar de colar la zona donde se encontraba ésta trabe llegan planos nuevos y se dan cuenta que el armado de la trabe no es la correcta y se tuvo que demoler, arreglar el armado y volver a colar.
- ✚ **Columnas de sótano comercial por rotación.** Los planos marcaban arquitectónicamente un sentido, pero se tuvo el mismo problema de tener planos nuevos y las columnas ya estaban armadas, por lo tanto, se tuvo que cortar acero y cambiar el sentido de ésta.

88



Ilustración 68. Colado de columnas.



Colado de losas

- 1.- Retraso de la llegada de las ollas de concreto a la obra (Logística de colado)
- 2.- Tiempos perdidos en cambio de tubería y problemas en la mala colocación de los andamios para el proceso de colar las columnas.
- 3.- Desperdicio de concreto y mal destinación de éste.
- 4.- Permanencia de las ollas en obra. Más de dos horas para vaciar una olla.
- 5.- Distintos armados de nervadura en planos de detalle a la planta del proyecto.
- 6.- Cambio de área de colados repentina.
- 7.- Problemas en la vibración cuando se colaron las columnas.
- 8.- Levantamiento del casetón al vaciar el concreto.

Se realizó una junta con LACOSA para darle solución a los problemas con la empresa que suministra el concreto y se mejoró el procedimiento para manejar mejor logística.

Talud caído

Las lluvias fuertes ocasionaron inundación en la primera secuencia de excavación en TOP-DOWN y los taludes sufrieron caídos, se recomendó colocar concreto lanzado y una malla para proteger el talud.



Ilustración 69. Talud caído y talud con concreto lanzado.



Se enfatiza que los problemas y soluciones dadas a éstos fueron específicamente los que se presenciaron durante la estancia en obra.



CONCLUSIONES

La estancia en el proyecto Mítikah la realicé en el periodo del mes de agosto del 2012 al mes de agosto del 2013, y durante la misma aprecié los trabajos descritos en el proyecto, el cual benefició a mi experiencia laboral y la creación de este documento, ya que pude ser parte del equipo de trabajo que realizó los procedimientos constructivos de muro Milán, pilas de cimentación pre-cimentadas con perfiles estructurales, logística de excavación, colocación de anclas y el procedimiento del método Top – Down, acompañado de la obra civil que este conlleva.

91

Los puntos principales en este proyecto son los procedimientos constructivos innovadores acompañados con tecnología de vanguardia a nivel mundial que se pueden apreciar en cada uno de las etapas descritas.

Este proyecto representa una contribución escrita de procesos que son difíciles de encontrar en libros, por lo cual, es importante que se puede apreciar un procedimiento que se llevó a cabo en nuestro país y que representa la actualidad en los avances de la Ingeniería en México, con sus problemáticas y soluciones presentados en obra, siempre manteniendo la calidad del proyecto para su efectiva conclusión.

Como especialista, el enfoque con el que percibo la experiencia de haber participado en este proyecto es inmensa, he aclarado muchas dudas que eran sumamente técnicas y que en obra no eran tan fáciles de identificar.

Y por último, considero que todos los aspectos son importantes en obra, el constructor a veces pierde ciertos aspectos por la premura de terminar en tiempo y forma, pero creo que es vital tener un especialista en obra geotécnico para poder aclarar cualquier situación técnica o utilizar sus conocimientos para beneficiar las logísticas de obra, o procedimientos constructivos; además, no perder de vista nunca el aspecto de seguridad, calidad y ambiental, que han sido factores que han elevado su importancia en estos últimos años.



Listado de Anexos

Anexo I. Informe Cross-Hole.

Anexo II. Perfiles estratigráficos.

1) Fase 1

2) Fase 2

Anexo III. Resultados del análisis PARIS caso de la colindancia con la iglesia y la rampa.

Anexo IV. Diseño de secciones de concreto en muro Milán para el caso general.

Anexo V. Instructivo de construcción de Pilas circulares – Tubo estructural de 30”.

Anexo VI. Instructivo de construcción de Pilas circulares – Perfiles estructurales.

Anexo VII. Planta pilas de cimentación zona sur, norte (dársena) y zona E (top-down).

Anexo IX. Logística Top-Down.



Referencias

- Alberto Jaime, I. (s.f.). Geotecnia y sismicidad en el Valle de México. Ciudad de México: Sección editorial INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM.
- Arquine. (5 de junio de 2012). *Arquine*. Obtenido de <http://www.arquine.com/la-ciudad-viva/>
- Barrios, J. E. (1997, 1° edición). Excavaciones en Condiciones Complejas. Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Cimentaciones Mexicanas S.A de C.V. (2011). *Memoria de cálculo* . Ciudad de México: CIMESA-ING-MTK2-MDC03_rev B_01-8-11.
- Construcciones, I. (s.f.). <http://www.indigoconstrucciones.com/anclajes-activos-y-pasivos-pernos/>. Obtenido de <http://www.indigoconstrucciones.com/anclajes-activos-y-pasivos-pernos/>
- DYWIDAG. (s.f.). <http://www.dywidag-sistemas.com/de/productos/geotecnia/anclajes-de-cable-dywidag.html>.
- Ernesto Holguín, C. E. (s.f.). Diseño Geotécnico de Cimentaciones. Ciudad de México: TGC Geotecnia. *Ingeniería de cimentaciones*. (2012). Limusa.
- SMMS. (2002). *Manual de construcción Geotécnica*. Ciudad de México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A. C.
- Villa, E. S. (2010). Exploración de suelos. Acapulco: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica A.C. (SMIG).
- Villa, E. S. (2010). Exploración de Suelos. Acapulco, México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica, A. C. (SMIG).
- Villa, E. S. (2010). Exploración de Suelos. Acapulco: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica A.C. (SMIG).
- Villa, E. S. (2010). Exploración de Suelos. Acapulco: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica A. C. (SMIG).
- Villa, E. S. (s.f.). Síntesis Geotécnica del Valle de México. TGC ingeniería.



Listado de figuras

Ilustración 1. Fases constructivas I y II.	7
Ilustración 2. Proyecto Arquitectónico.....	8
Ilustración 3. Ubicación del proyecto en la Ciudad de México.	9
Ilustración 4. Ubicación colindancias en el proyecto.	9
Ilustración 5. Colindancia Este.	10
Ilustración 6. Colindancia Poniente.....	11
Ilustración 7. Plano de la planta de Fase I.	13
Ilustración 8. Foto Mítikah Fase I.	13
Ilustración 9. Zonas de la Fase II.....	14
Ilustración 10. Modelo 3D de Dársena.....	15
Ilustración 11. Método Top - Down en Zona 3.....	16
Ilustración 12. Zonificación geotécnica de la Ciudad de México.	20
Ilustración 13. Zonificación sísmica de la Ciudad de México.	23
Ilustración 14. Curvas de hundimiento anual en cm (1985 - 1995) medidas por la GAVM.	24
Ilustración 15. Ubicación de la fase I.....	25
Ilustración 16. Ubicación de sondeos en fase I.	26
Ilustración 17. Estado actual de los esfuerzos del subsuelo de la fase I.	29
Ilustración 18. Ubicación de sondeos y pruebas Cross-Hole para fase II.....	30
Ilustración 19. Estado actual de los esfuerzos del subsuelo de la fase II.	34
Ilustración 20. Empujes laterales de tierras.....	38
Ilustración 21. Interfaz del programa PARIS.....	40
Ilustración 22. Planta con distribución de paneles de muro Milán del proyecto Mítikah fase II.....	46
Ilustración 23. Construcción de brocales y detalle de brocal.....	48
Ilustración 24. Tablero del equipo.....	49
Ilustración 25. Grúa Liebherr 855HD u 853HD con almeja hidráulica BAYA.....	50
Ilustración 26. Excavación en tres posiciones por módulo.	51
Ilustración 27. Central de lodos en el proyecto Mítikah.	52
Ilustración 28. Empleo de balancín con dos puntos de izaje para el manejo de armados.	53
Ilustración 29. Izaje de dos paneles del muro Milán.....	54
Ilustración 30. Muertos que garantizan el recubrimiento en el muro Milán.....	54
Ilustración 31. Colado con tubería tremi del muro Milán.	55
Ilustración 32. Junta WaterStop colocada en colado de muro Milán.	56
Ilustración 33. Detalle de brocales del proyecto Mítikah.	58
Ilustración 34. Brocal terminado de colar del proyecto Mítikah.	59
Ilustración 35. Perforadora Soilmec R - 625.....	59
Ilustración 36. Koden en pila perforada.....	61
Ilustración 37. Registro Koden.	61
Ilustración 38. Izaje del armado de acero de pila circular y colocación de orejas.	62
Ilustración 39. Guía de tubo de 30".	63
Ilustración 40. Protección a las varillas con espuma y mangueras.	63

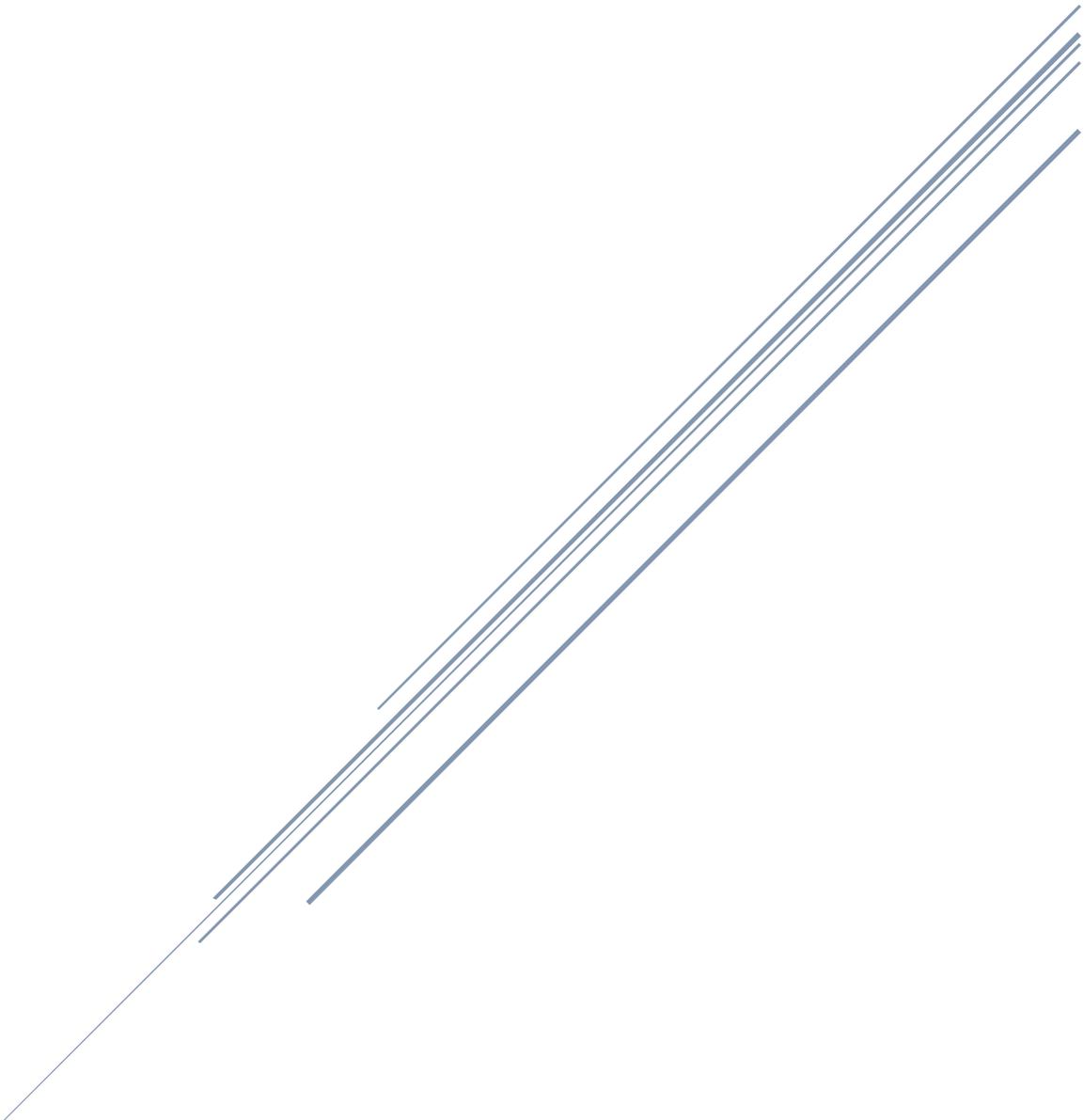


Ilustración 41. Colocación de perfiles de Top - Down.....	64
Ilustración 42. Colado de pilas.	65
Ilustración 43. Logística inicial de excavación del proyecto Mítikah.....	68
Ilustración 44. Partes de un ancla.	70
Ilustración 45. Fabricación de anclas en el proyecto Mítikah.	71
Ilustración 46. Colocación de la barra de perforación de acuerdo a la inclinación.	72
Ilustración 47. Perforación de anclas.	73
Ilustración 48. Sistema de anclaje.....	74
Ilustración 49. Sistema de tensado	75
Ilustración 50. Visualización 3D del estado inicial zona E sin excavar.....	75
Ilustración 51. Perfil pre-cimentados en pila de cimentación con nivel de losa y perfiles en la primera fase de excavación.....	76
Ilustración 52. Colado de Planta Baja.....	76
Ilustración 53. Logística inicial de excavación en Top - Down.....	77
Ilustración 54. Colado de la losa de Sótano Comercial e inicio de excavación para losa Sótano dos.....	78
Ilustración 55. Excavación y construcción de losas.	78
Ilustración 56. Cimbrado de la losa de los sótanos.	79
Ilustración 57. Muñón de columna terminada de losa sótano dos.....	79
Ilustración 58. Armado sótano comercial.	81
Ilustración 59. Armado y cimbrado de sótano dos.	81
Ilustración 60. Colado de losa con nervadura.	82
Ilustración 61. Esquema de colado de losa en sótanos.....	83
Ilustración 62. Armado y cimbrado de columnas.....	84
Ilustración 63. Colocación de cimbra para colado losa sótano uno.....	84
Ilustración 64. Secuencia para construcción sótano cuatro y tres.....	85
Ilustración 65. Capiteles construidos en planta baja y sótano comercial.	86
Ilustración 66. Anclaje de losa de planta baja a trabe de coronamiento.....	87
Ilustración 67. Anclaje de losa al muro Milán en losa de sótanos.	87
Ilustración 68. Colado de columnas.	88
Ilustración 69. Talud caído y talud con concreto lanzado.	89



ANEXO I

RESUMEN DEL INFORME DE CROSS - HOLE



1 Contenido

1	INTRODUCCIÓN	98
2	ENTORNO GEOLÓGICO Y ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA	99
3	METODOLOGÍA.....	100
4	TRABAJOS DE CAMPO	102
5	RESULTADOS.....	103
6	CONCLUSIONES	106



1 INTRODUCCIÓN

La empresa FYRA-IC se encargó de la medición de las velocidades de propagación de ondas de corte (V_s), a cada metro de profundidad hasta alcanzar los cincuenta metros, identificado como SMS – 2, utilizando el ensaye Cross – Hole (ASTM 4428), en el predio del proyecto Mítikah, ubicado en Av. Río Churubusco esquina San Felipe, delegación Coyoacán en la Ciudad de México.

98

Con la medición de las velocidades de propagación de ondas y algunas propiedades derivadas del perfil estratigráfico del predio en estudio, se obtuvo el módulo de elasticidad (E) y el módulo de rigidez al cortante (G), de cada uno de los estratos representativos encontrados hasta la profundidad máxima del ensaye.

Como complemento de la información obtenida con el ensaye Cross – Hole, se realizaron mediciones de Vibración Ambiental (VA), que también se reportan en el informe.



Ilustración 70. Operación del equipo de prospección geosísmica durante la toma de datos.



2 ENTORNO GEOLÓGICO Y ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA

El predio se encuentra fisiográficamente en la Zona Neovolcánica, campo volcánico Sierra Las Cruces, además, se encuentra dentro de la Zona geotécnica II o de transición baja (zonificación de la Ciudad de México), que se caracteriza por la presencia de potentes abanicos aluviales y depósitos lacustres a los que subyacen paquetes tobáceos que corresponden a la Formación Tarango, constituidos por tobas limo – arenosas y areno – gravosas compactas, duras de color café rojizo y horizontes (estratos) de pómez, compactos de color crema claro, las cuales fueron explotadas como minas subterráneas en el pasado, que se caracterizan por ser muy susceptibles a la erosión eólica y fluvial.

A partir de la ubicación del área de interés, la cual se encuentra entre la frontera de zona de lomas y la curva de $T_s = 1s$, se estima que su valor de T_s deberá encontrarse en el rango de 0.5s a 1.0s.



3 METODOLOGÍA

El método de Cross – Hole, es un ensaye sísmico que utiliza dos o más sondeos para medir la velocidad de las ondas sísmicas, esto implica la excavación o sondeo previo en el sitio. El dispositivo consiste en dos sondeos, el primero con la fuente emisora de energía y el segundo con el receptor situados a la misma profundidad. De esta manera se miden la velocidad de propagación de las ondas a través del material situado entre ambos sondeos. Repitiendo el ensayo a distintas profundidades se obtiene un perfil de velocidades contra la profundidad.

100

Las recomendaciones para este ensaye son:

- ✚ Utilizar más de dos sondeos para minimizar: los errores resultados de las medidas del tiempo de disparo, los efectos del material superficial e intersondeos y la anisotropía.
- ✚ Las velocidades de onda se deben calcular a partir de la diferencia en los tiempos de llegada en el par de sondeos.
- ✚ Los tiempos de llegada se determinan visulamente usando puntos de fase común (primera llegada, primer pico, etc). o por medio de técnicas de correlaciones cruzadas usadas habitualmente en exploración petrolera.

Las ventajas que presenta el método con SPT son:

- ✚ Permite obtener perfiles de velocidades a profundidades de 30 a 60 m utilizando fuentes emisoras mecánicas.
- ✚ Con fuentes emisoras tipo explosivo puede alcanzar profundidades mayores.
- ✚ Detecta capas ciegas con mayor facilidad que otros métodos como por ejemplo la sísmica de refracción.



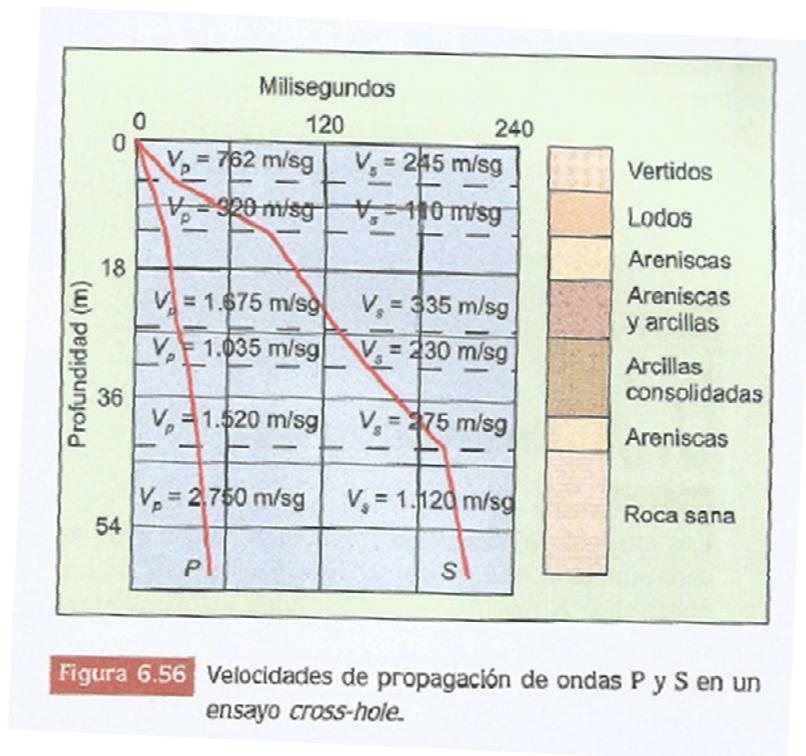


Ilustración 71. Libro Ingeniería Geológica de González de Vallejo, PEARSON Prentice Hall.

Adicionalmente el método de Vibración Ambiental (VA) para establecer el periodo de sitio, para esta tarea se utilice un acelerógrafo marca Kinematics modelo K2 que corresponde con uno de los más modernos y mejores en su tipo, pues cuenta con un rango dinámico de 108 dB, resolución de 24 bits, 3 componentes ortogonales y densidad de 100 muestras/s/canal.



4 TRABAJOS DE CAMPO

Los trabajos de campo del ensayo Cross – Hole consistieron en introducir en uno de los pozos ademados en diámetro de 3”, un geófono de tres componentes que tiene como función registrar las ondas sísmicas producidas por una fuente sísmica introducida en el otro sondeo ademado y ubicado a 3.6 m del anterior.

102

Las mediciones se realizaron a cada metro de profundidad a fin de determinar las velocidades y las características elásticas de las capas con grosores mayores a ese intervalo.

En los trabajos de campo se utilizó un sismógrafo digital marca SEISTRONIX, modelo RAS 24 de 12 canales, impresión en papel electrostático, grabación en disco y selectos de filtros, amplitudes y grado de sensibilidad(ganancias) para cada traza. Los sismogramas se grabaron digitalmente, para su posterior análisis a través de una computadora portátil y el empleo del programa de cómputo SIPIK, el cual interactúa entre la computadora y el sismógrafo permitiendo la grabación de disquetes.

El geófono de pozo está constituido por 3 sismodetectores Mark Product de 14 Hz ensamblados ortogonalmente entre sí, los cuales captaron el arribo de las ondas sísmicas. La fuente sísmica fue un martillo de percusión de 2.5 kg.

Para la medición de la Vibración Ambiental, se colocó un instrumento de medición, capaz de registrar las amplificaciones inducidas en términos de aceleración de partícula en función del tiempo.

Cada sensor de instrumentos fue orientado para capturar las historias de velocidad y aceleración en las componentes: longitudinal, transversal y vertical. Con las siguientes referencias:

-  Componente X. Dirección Este – Oeste.
-  Componente Y. Dirección Norte – Sur.
-  Componente Z. Dirección Vertical.



5 RESULTADOS

La interpretación de los sismogramas analizados, y de los valores de peso volumétrico estimados, así como de la correlación con el corte geotécnico obtenido en el sitio, fue posible cuantificar espesores, velocidades de propagación y módulos elásticos dinámicos de cada uno de los estratos que conforman el subsuelo del sitio estudiado.

103

La siguiente gráfica presenta la velocidad longitudinal P y velocidad transversal S a cada metro de profundidad, obtenidas del registro del método Cross – Hole.

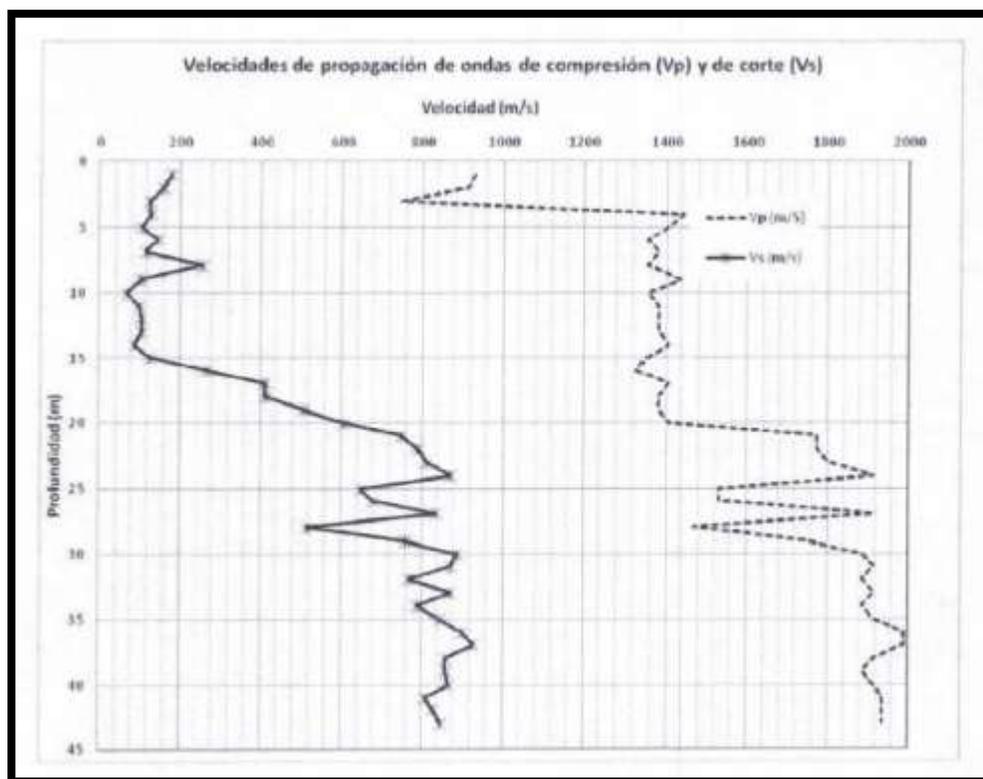


Ilustración 72. Mediciones de las velocidades de propagación de ondas de compresión y al corte con respecto a la profundidad.



Descripción estratigráfica	Prof. (m)	Velocidades de onda		*Peso Vol. (t/m ³)	Relación de Poisson	Módulos dinámicos	
		V _p (m/s)	V _s (m/s)			G (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
Costra superficial (materiales de relleno)	1	928	178	1.75	0.48	564	1,670
	2	914	159	1.75	0.48	451	1,340
Arcillas lacustres	3	748	125	1.55	0.49	246	733
	4	1440	128	1.55	0.49	258	773
	5	1400	100	1.55	0.49	175	534
	6	1353	144	1.55	0.49	328	979
	7	1379	115	1.55	0.49	208	622
Arena	8	1353	255	1.85	0.48	1,224	3,627
Arcillas lacustres	9	1434	102	1.55	0.49	165	494
	10	1353	67	1.55	0.49	70	210
	11	1379	99	1.55	0.49	155	463
	12	1379	105	1.55	0.49	175	523
	13	1379	105	1.55	0.49	176	526
	14	1406	86	1.55	0.49	117	350
	15	1353	126	1.55	0.49	250	747
	16	1328	267	1.70	0.48	1,232	3,645
Arenas volcánicas	17	1406	411	1.85	0.45	3,192	9,278
	18	1379	411	1.85	0.45	3,192	9,265
Tobas arenosas y arenos gravosas muy duras	19	1379	505	2.0	0.42	5,197	14,788
	20	1406	606	2.0	0.39	7,488	20,757
	21	1773	748	2.0	0.39	11,420	31,786
	22	1773	789	2.0	0.38	12,707	34,980
	23	1800	811	2.0	0.37	13,403	36,797
	24	1915	872	2.0	0.37	15,491	42,423
	25	1532	647	2.0	0.39	8,547	23,782
	26	1532	678	2.0	0.38	9,371	25,830
	27	1915	835	2.0	0.38	14,224	39,329
	28	1469	514	2.0	0.43	5,392	15,424
	29	1748	758	2.0	0.38	11,711	32,419
	30	1885	867	2.0	0.36	16,029	43,532
	31	1915	872	2.0	0.37	15,491	42,423
	32	1885	768	2.0	0.40	12,012	33,648
	33	1915	872	2.0	0.37	15,491	42,423
	34	1885	789	2.0	0.39	12,707	35,417
	35	1915	845	2.0	0.38	14,560	40,157
36	1989	900	2.0	0.37	16,514	45,289	
37	1989	900	2.0	0.37	16,514	45,289	
38	1915	867	2.0	0.37	15,342	42,063	
39	1935	809	2.0	0.39	13,343	37,204	
40	1935	828	2.0	0.39	13,963	38,766	
41	1935	847	2.0	0.38	14,628	40,419	



Tabla 9. Tabla de resultados obtenidos mediante la prueba de Cross – Hole

Por último, en la siguiente figura se muestran los resultados obtenidos de la Vibración Ambiental, a partir de la técnica de Nakamura (REH/V), presentan una banda espectral de frecuencias características de la zona de interés donde se determinó el periodo dominante $T_s = 0.52s$.

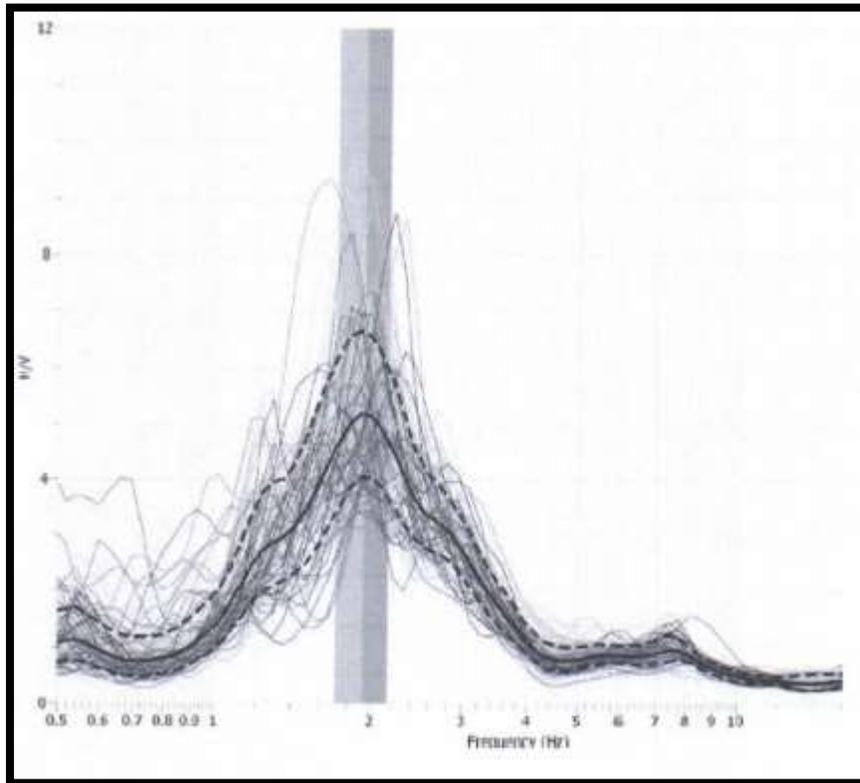


Ilustración 73. Cocientes espectrales H/V, técnica de Nakamura obtenidos a partir de la VA realizada en el sitio F0 = 1.92Hz.



6 CONCLUSIONES

En los primeros 15.0 m de profundidad se localizan materiales cuyas velocidades al cortante varían entre 67 m/s a 178 m/s que se pueden correlacionar con depósitos de arcilla y a la costra superficial, excepto a 8.0 m de profundidad donde se midió una velocidad al corte de 255 m/s, que se asocia a un lente de arena muy compacto y se sabe por el sondeo de penetración estándar realizado anteriormente que subyaciendo a los anteriores, se presentan materiales areno gravosos rígidos (depósitos profundos, como lo indican sus velocidades de corte que varían entre 267 m/s a 928 m/s.

Y la vibración ambiente presenta una banda espectral de frecuencias características de la zona de interés donde se determinó el periodo dominante $T_s = 0.52s$, obtenida a partir de la técnica de Nakamura (REH/V).



7 LISTA DE FIGURAS

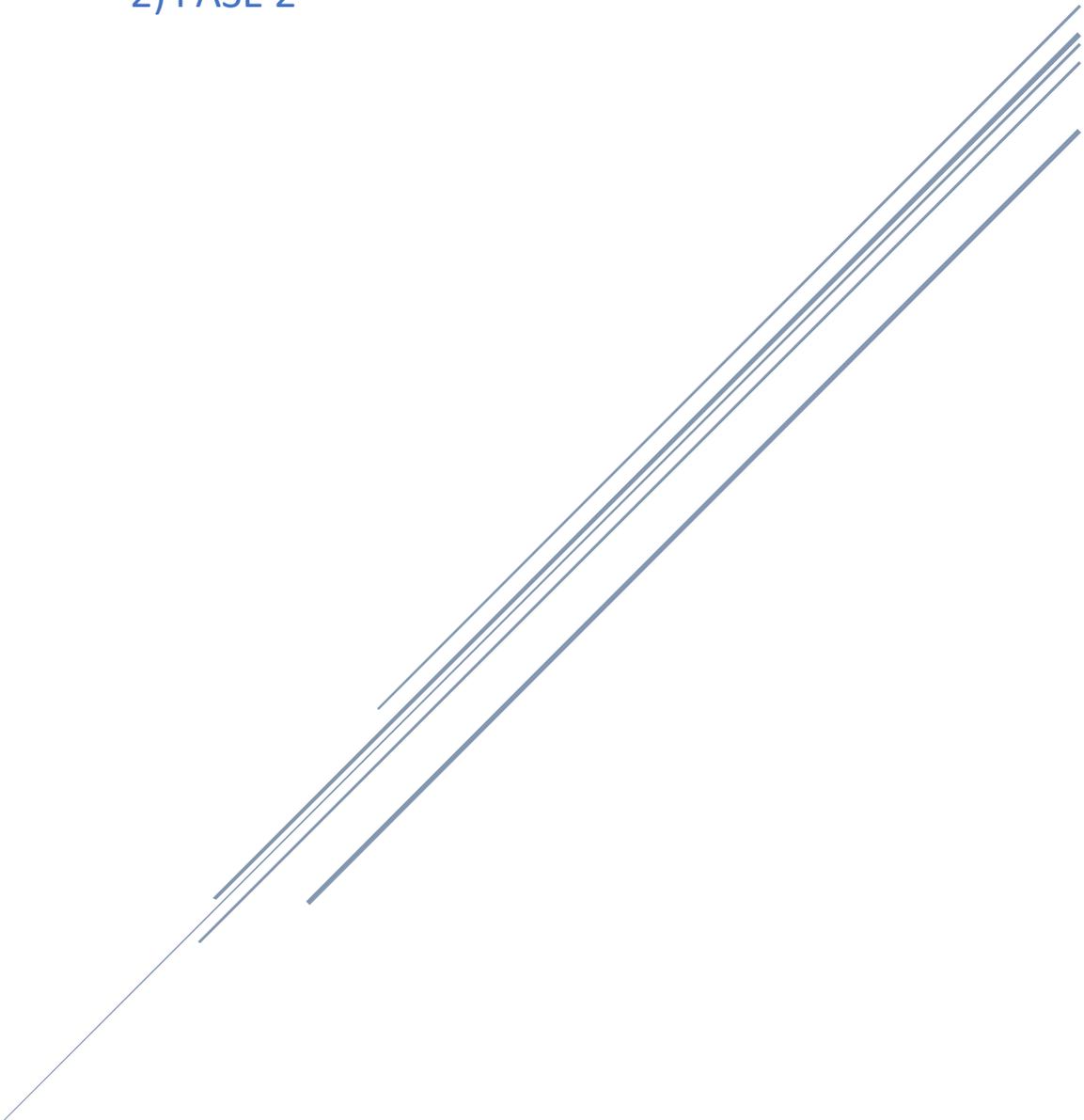
Ilustración 1. Operación del equipo de prospección geosísmica durante la toma de datos.	98
Ilustración 2. Libro Ingeniería Geológica de González de Vallejo, PEARSON Prentice Hall.....	101
Ilustración 3. Mediciones de las velocidades de propagación de ondas de compresión y al corte con respecto a la profundidad.....	103
Ilustración 4. Cocientes espectrales H/V, técnica de Nakamura obtenidos a partir de la VA realizada en el sitio F0 = 1.92Hz.....	105



ANEXO II

PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

- 1) FASE 1
- 2) FASE 2

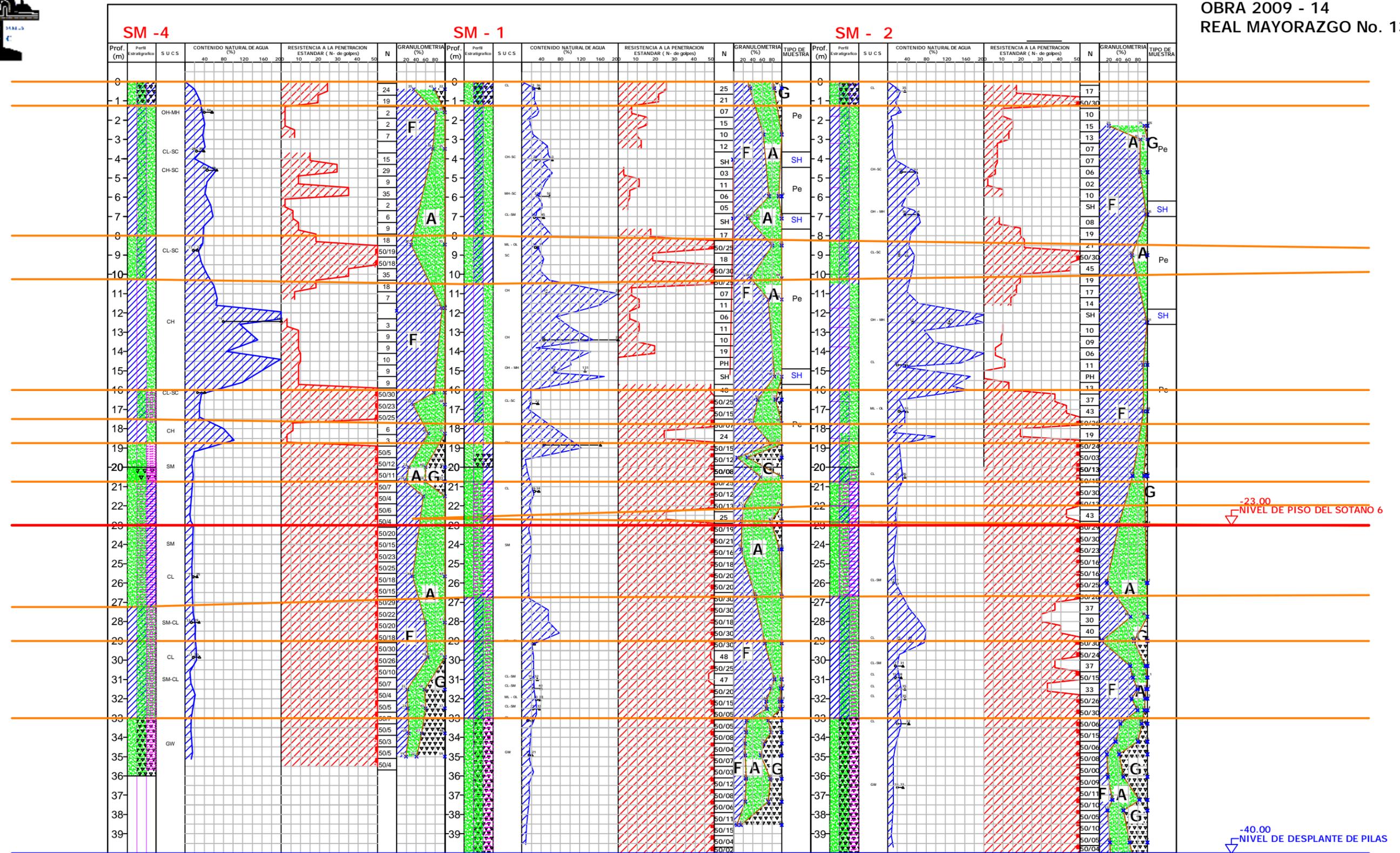
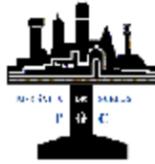




FASE 1

PERFILES ESTRATIGRÁFICOS





PH : Peso de Herramienta LP LL

SIMBOLOGIA:

MAT. ORGANICA LIMO RELLENO ARCILLA GRAVA ARENA ROCA

NR : No recupero muestra * : Avance con broca tr. F: FINOS A: ARENA G: GRAVAS

■ : de 50 golpes N : Numero de golpes para 30 cm. No. de golpes/penetración en cm.

ESC 1:200

FIGURA 108

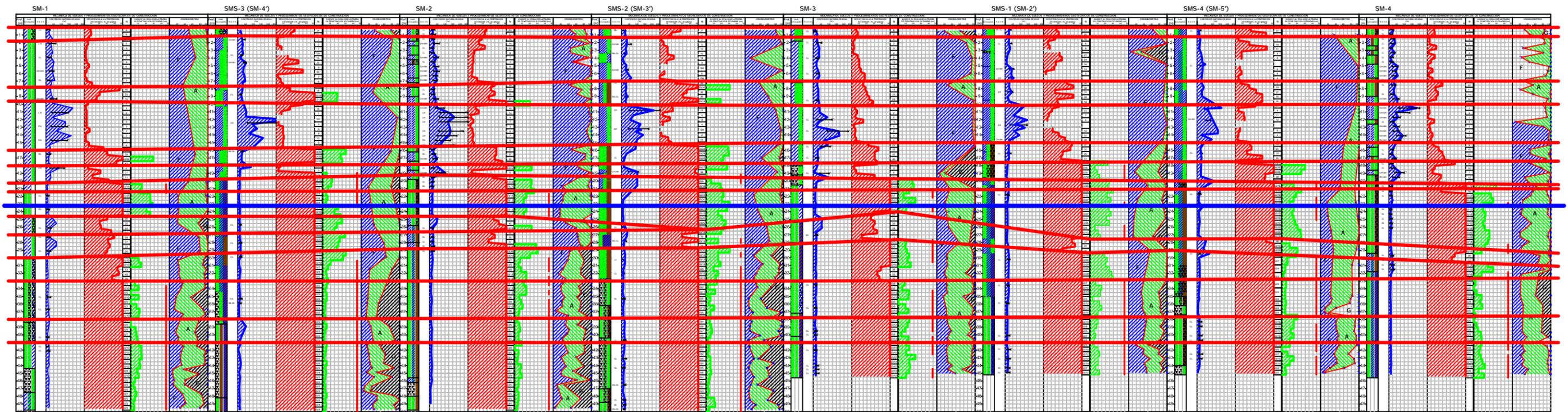
CORTE ESTRATIGRAFICO



FASE 2

PERFILES ESTRATIGRÁFICOS



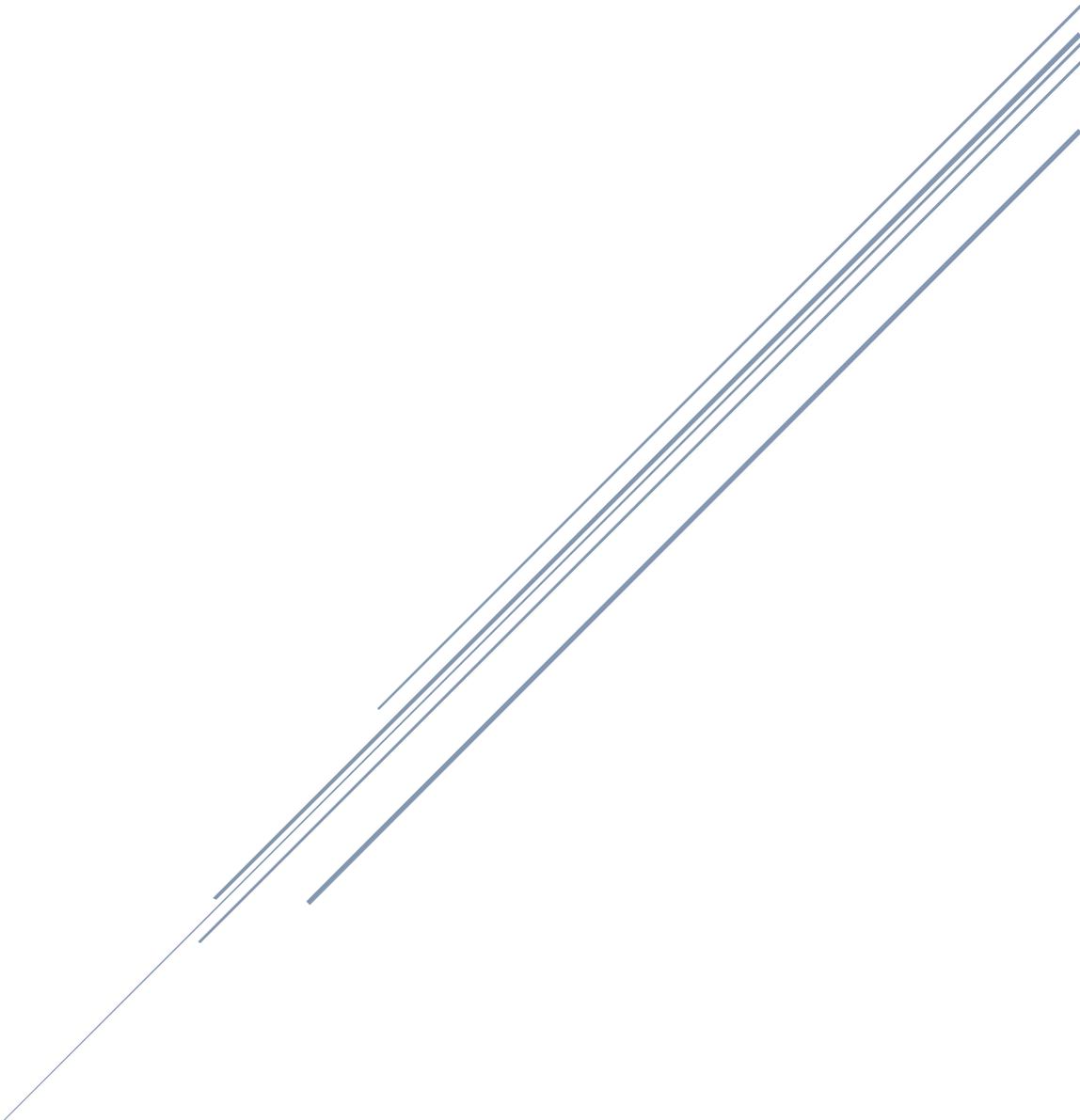


CORTE ESTRATIGRÁFICO

FIGURA 18

ANEXO III

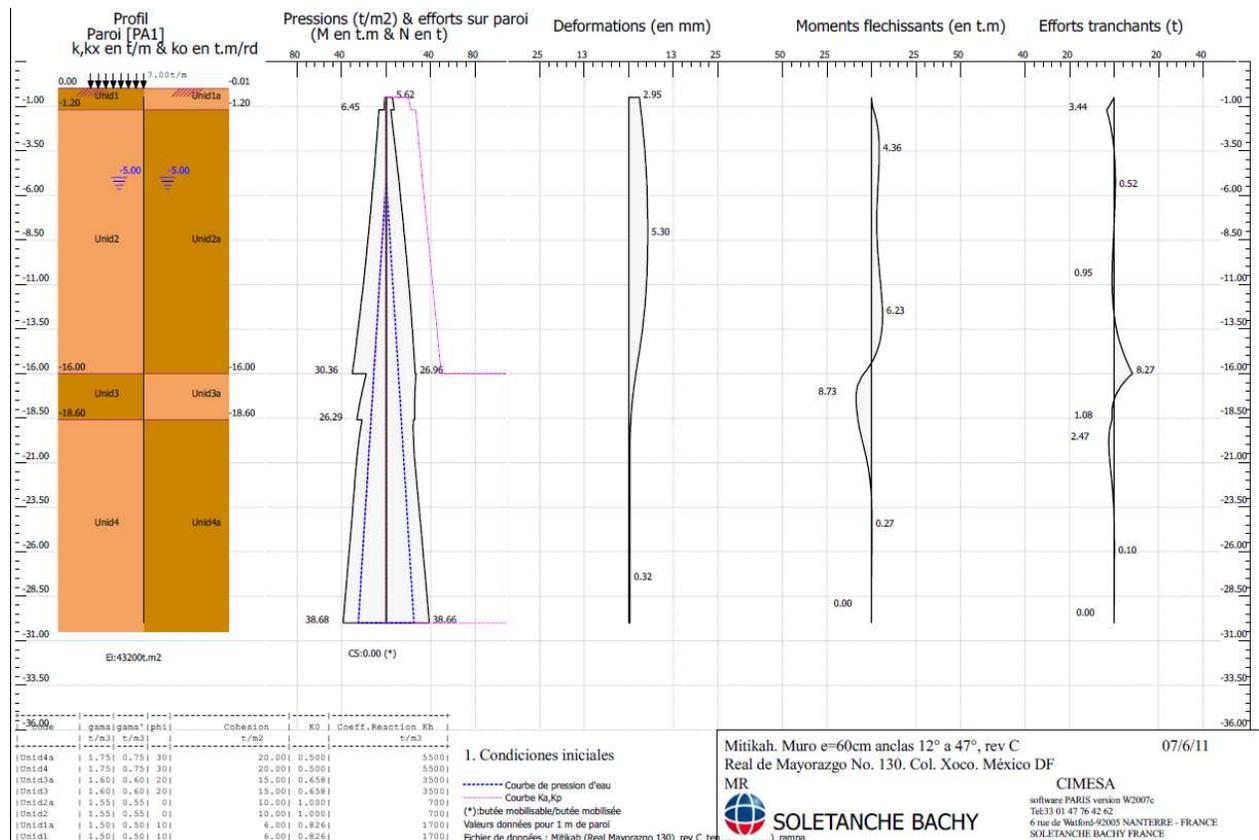
RESULTADOS DEL ANÁLISIS PARIS CASO COLINDANCIA CON LA IGLESIA Y LA RAMPA



ANÁLISIS DEL PROCESO CONSTRUCTIVO CON PROGRAMA PARIS

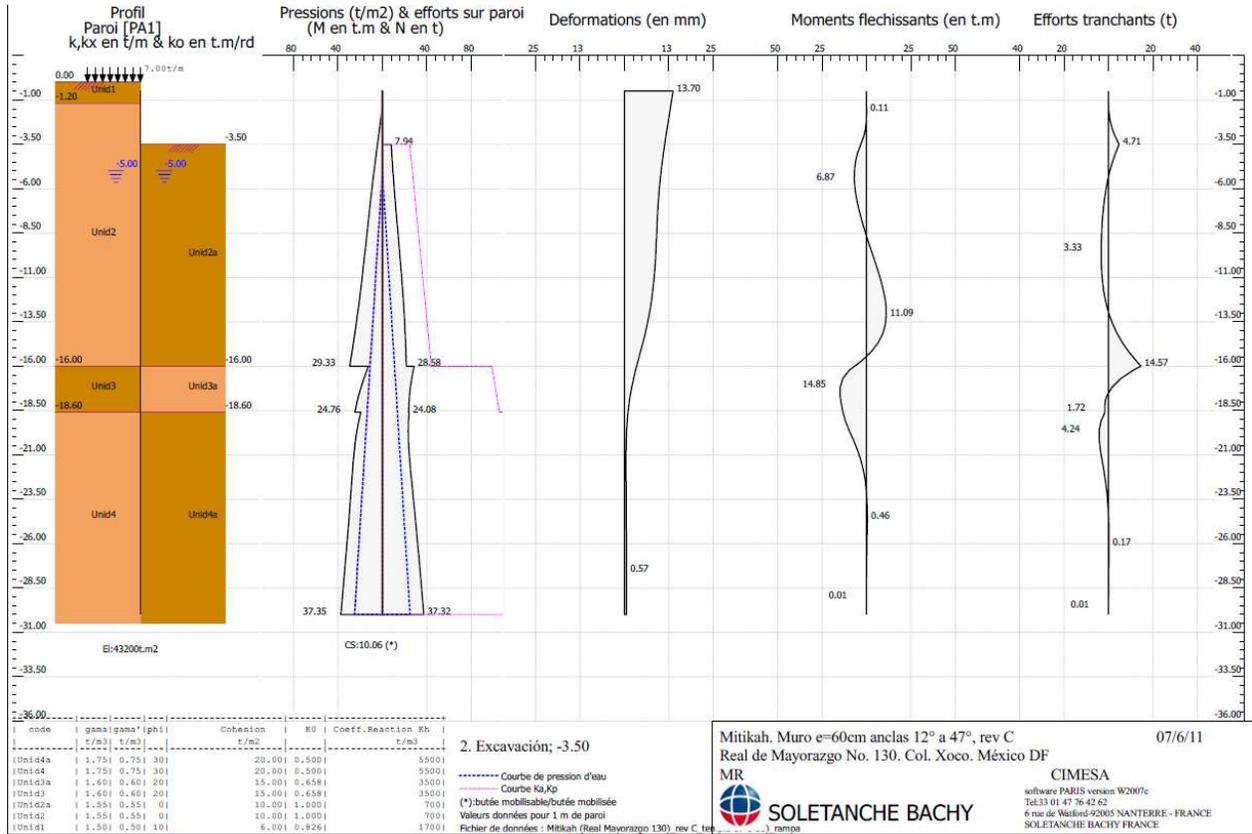
Se presenta a continuación un solo caso de los 7 que se analizaron en el diseño original, únicamente para hacer demostrativo el análisis del programa PARIS.

La fase inicial del análisis es en el estado inicial del proyecto, es decir, cuando no existe excavación alguna y el suelo se encuentra en reposo. En la siguiente imagen, apreciamos el orden en que se presentan los valores obtenidos del programa que son: presiones del suelo, deformaciones, momentos de flexión y fuerzas cortantes.



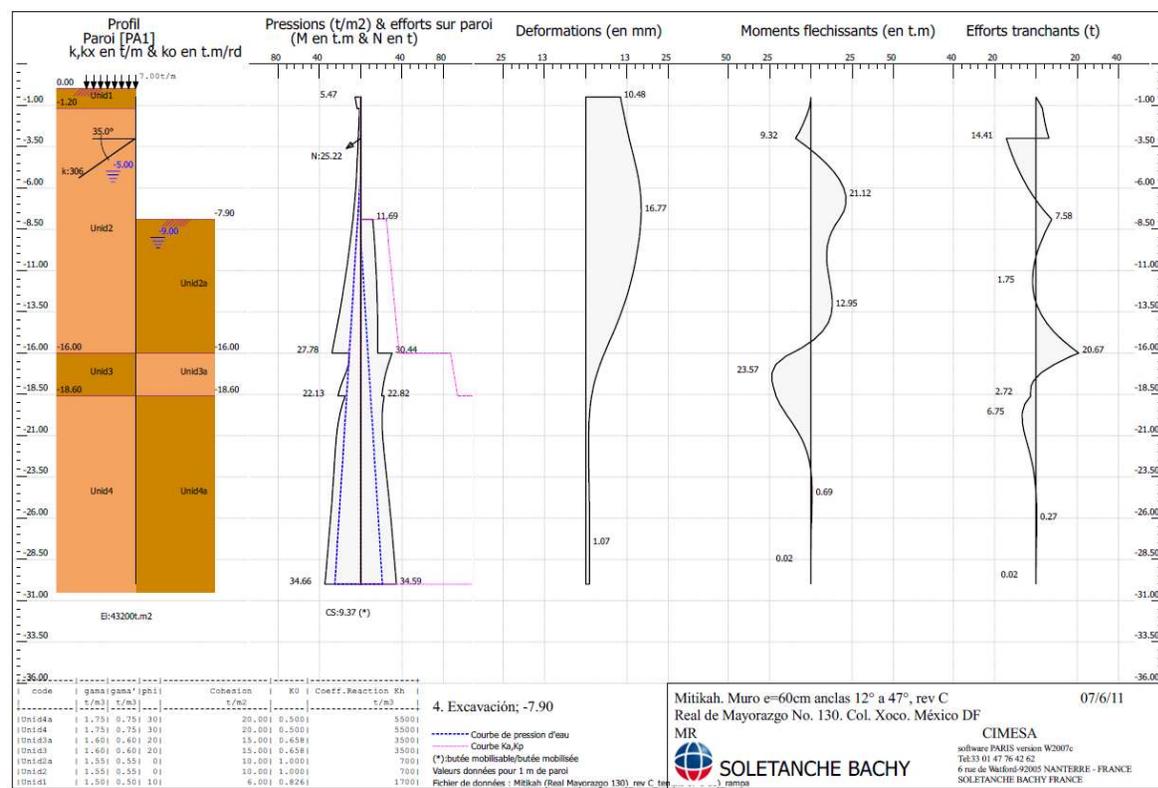
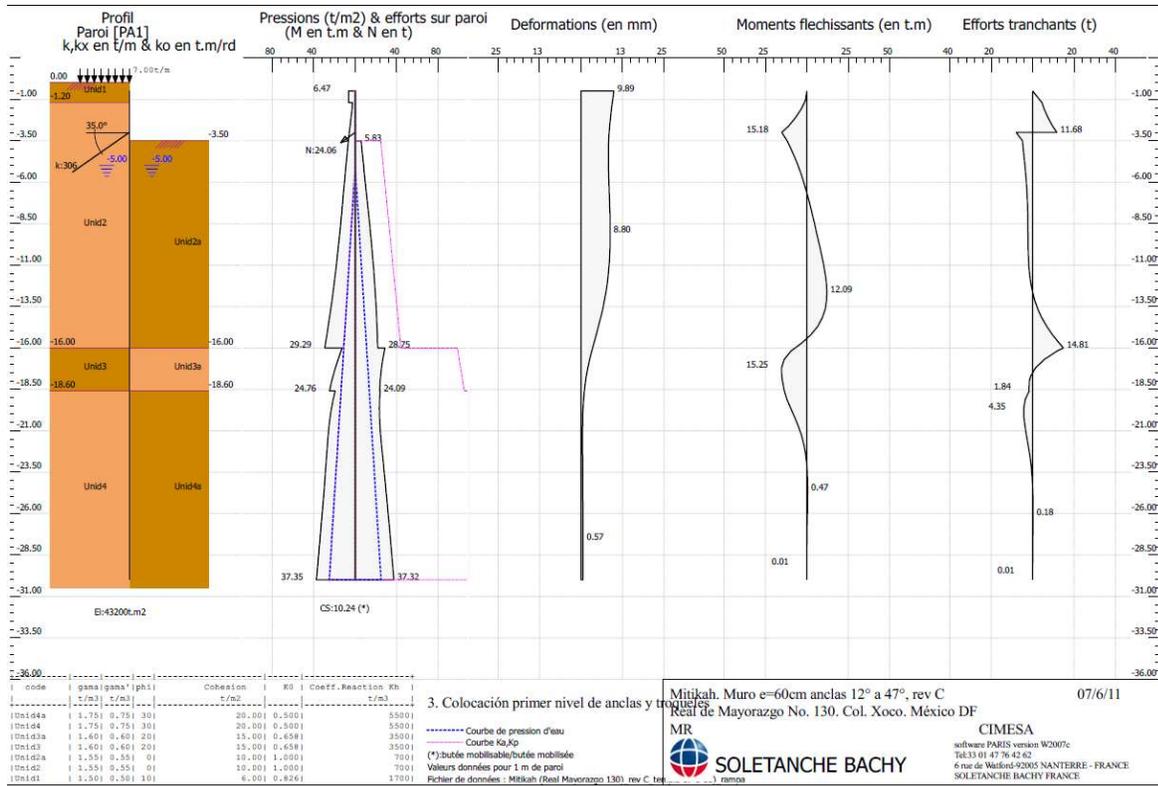
La siguiente fase es por etapa constructiva, respetando los niveles de excavación y la colocación de anclas al terminar la excavación. Se pueden apreciar a continuación los niveles de excavación por fases.

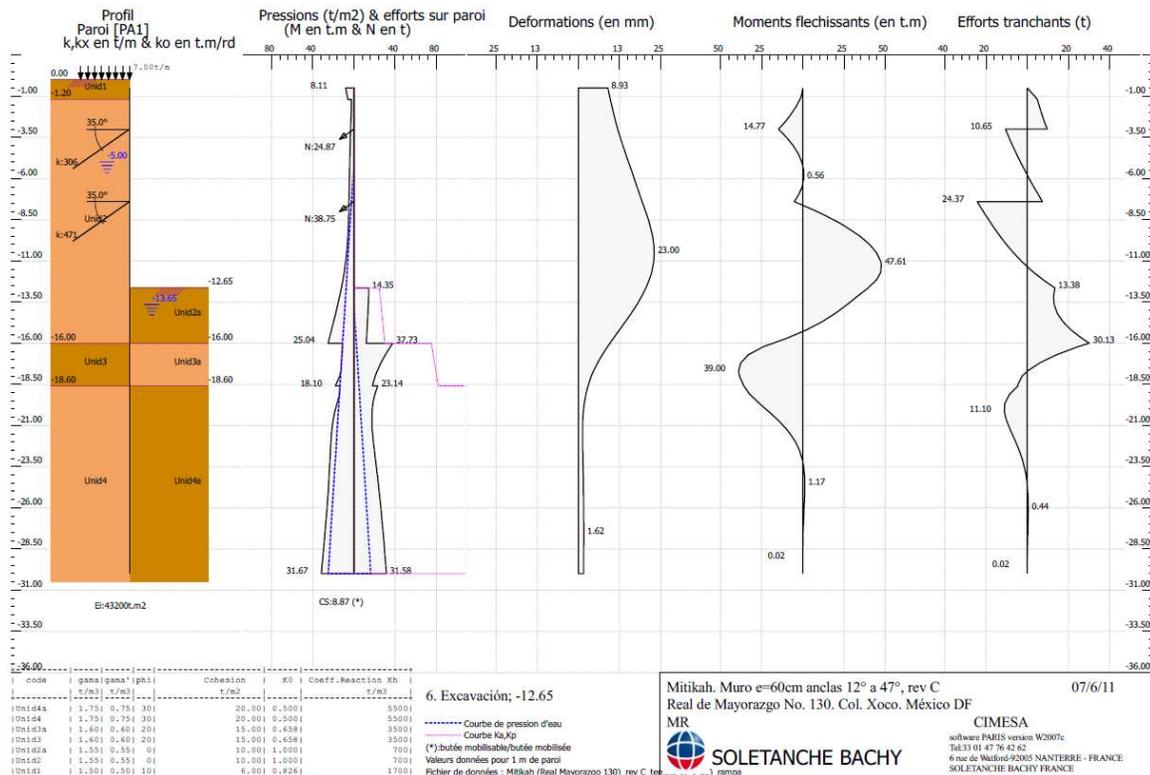
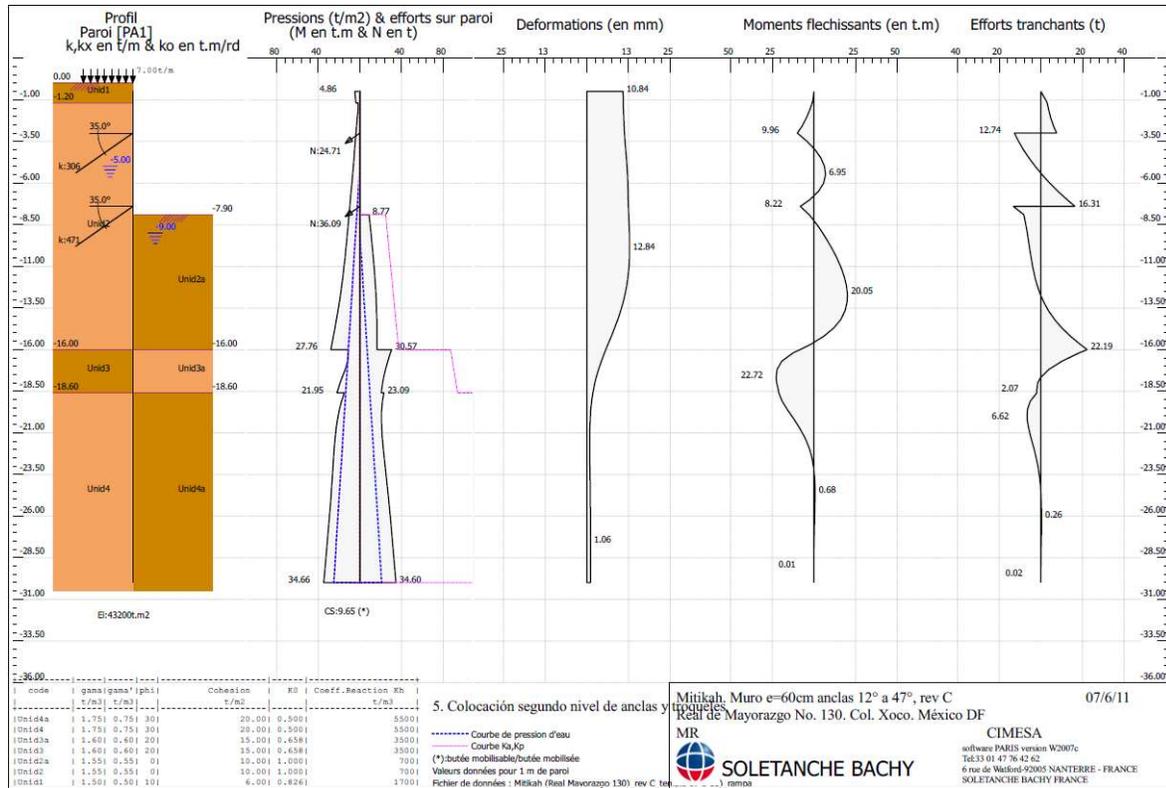


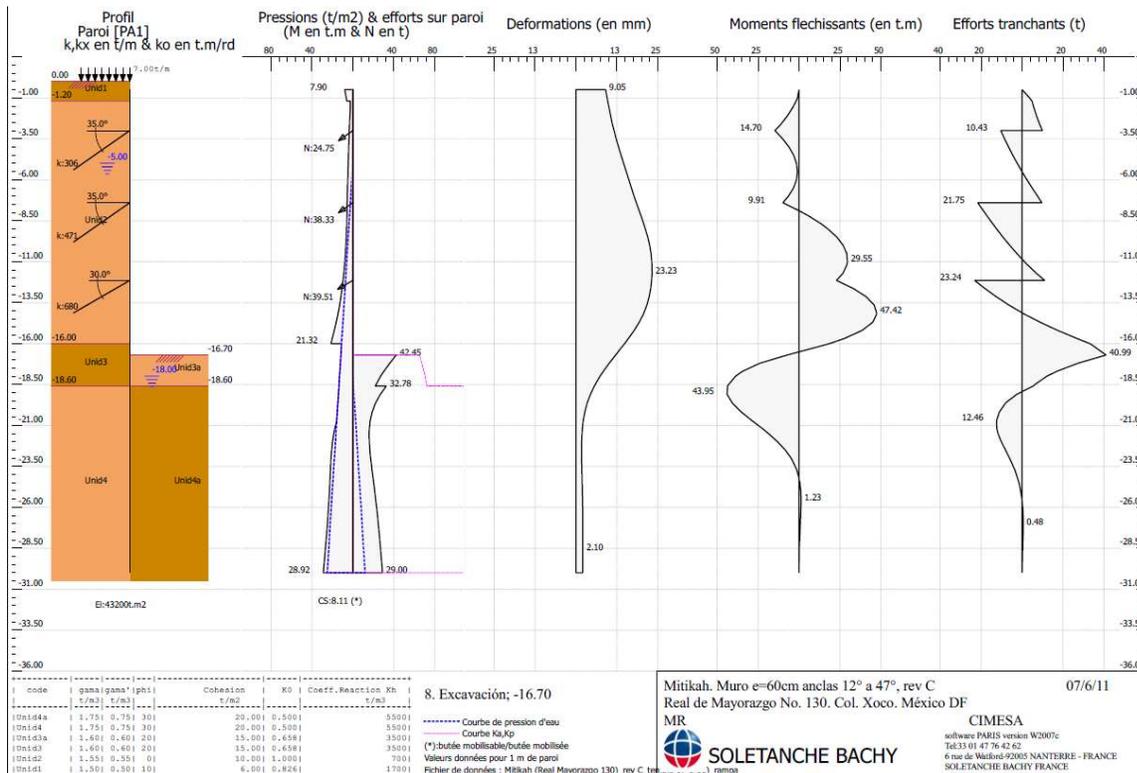
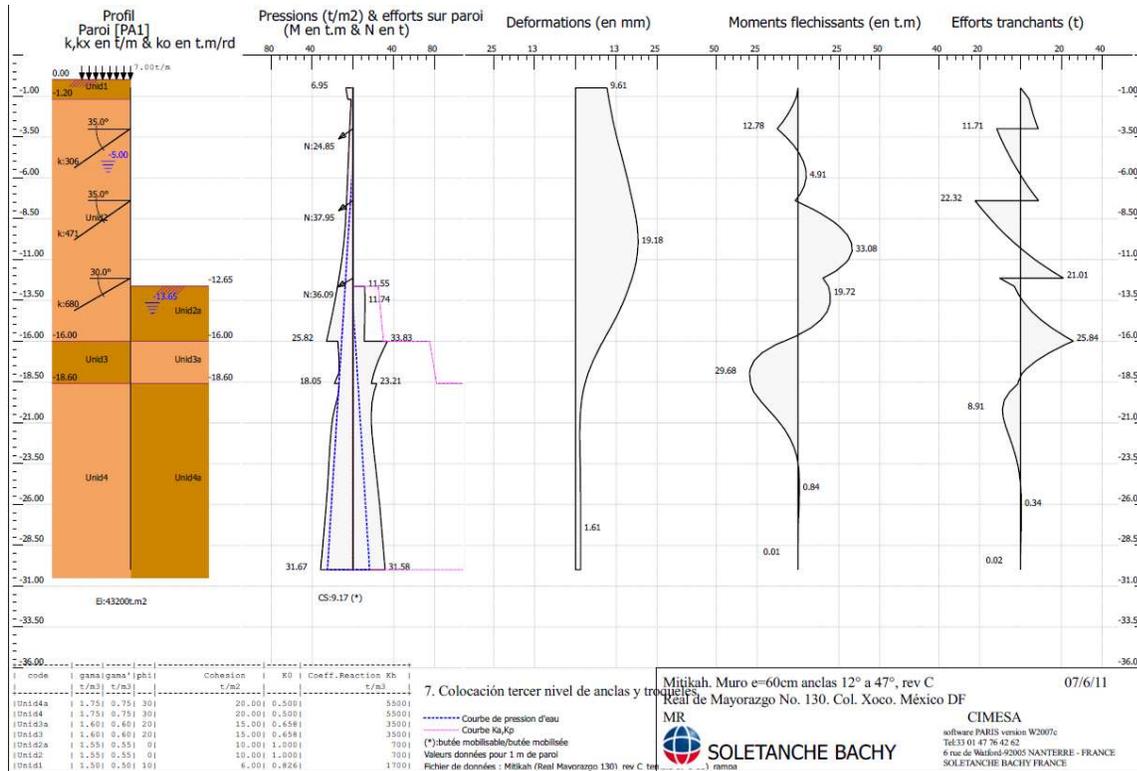


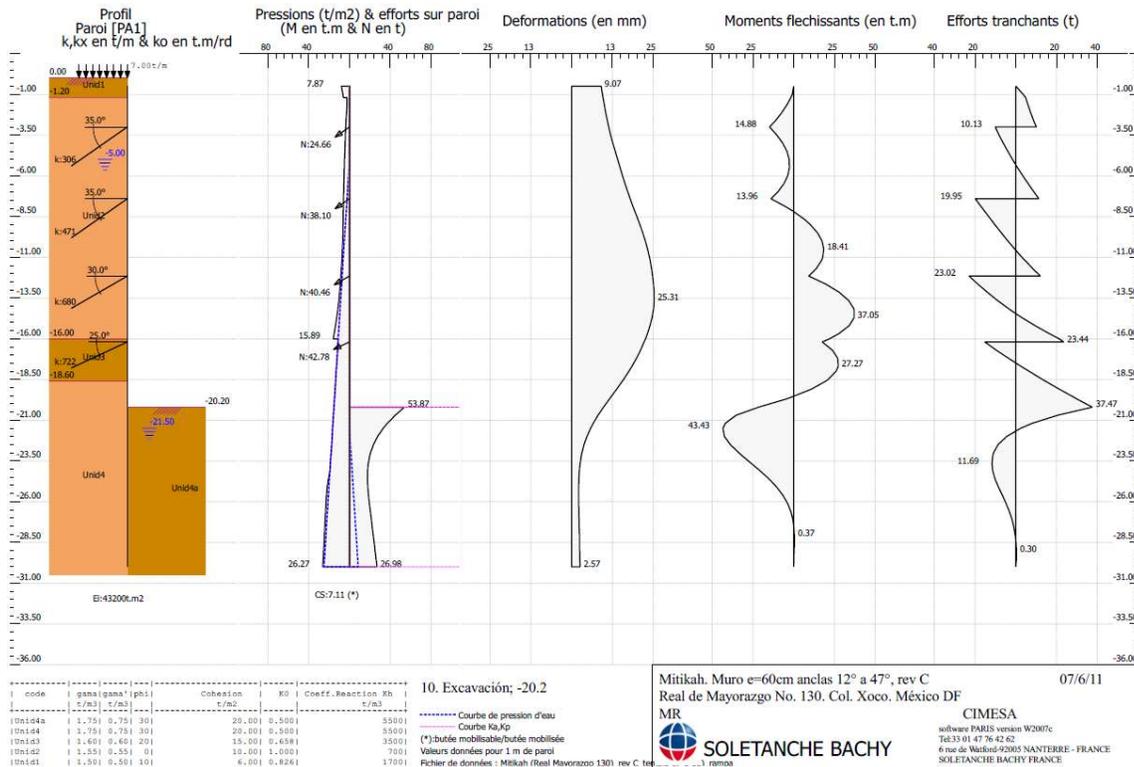
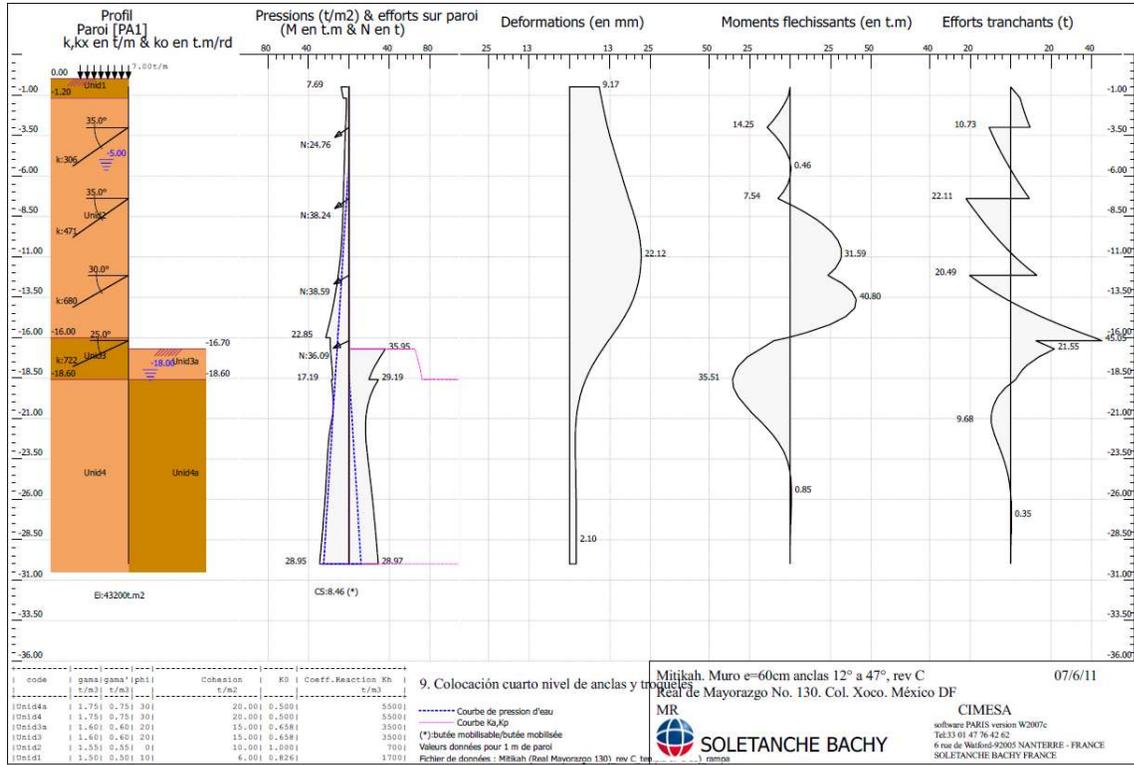
En estas fases podemos ir apreciando el cambio de cada uno de los parámetros de presiones del suelo, deformaciones, momentos de flexión y fuerzas cortantes, que van de la mano con el nivel freático. Así continuamente vemos la magnitud con la que varían los parámetros ya mencionados del suelo con la excavación y con la colocación de las anclas.

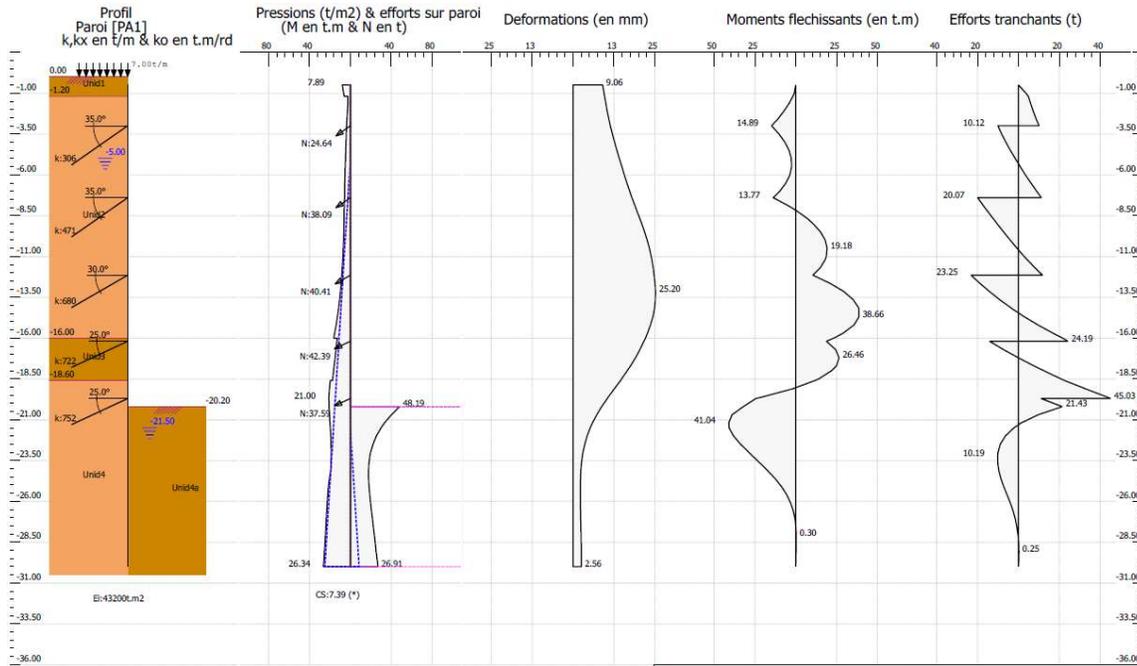








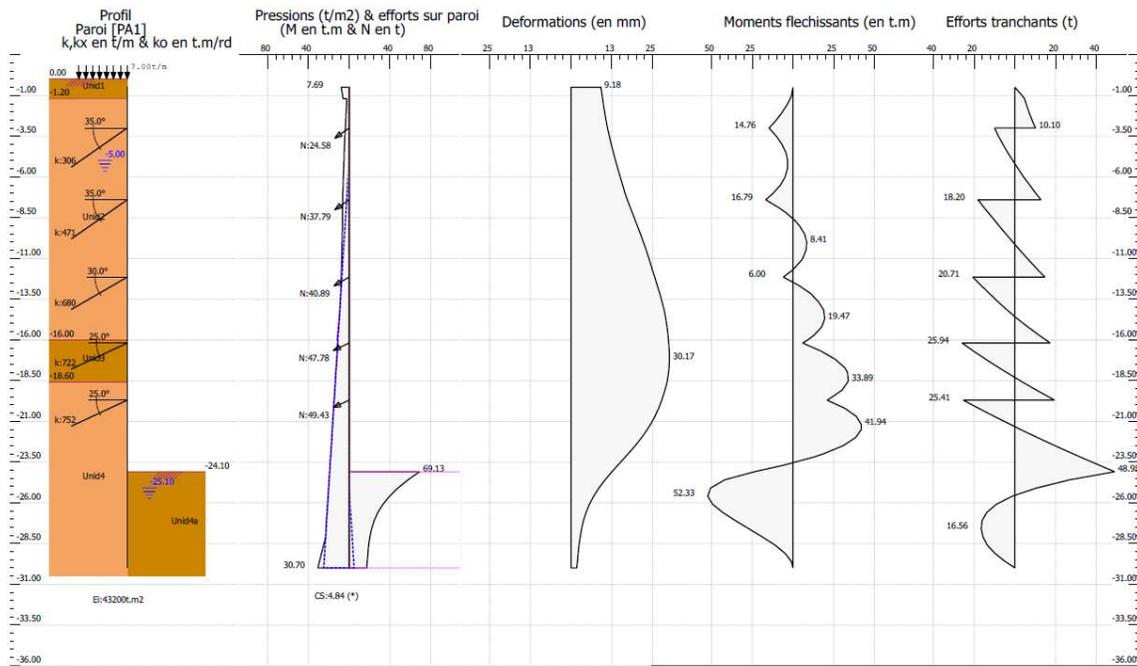




Mitkah. Muro e=60cm anclas 12° a 47°, rev C
 Real de Mayorazgo No. 130. Col. Xoco. México DF 07/6/11

MR CIMESA
 software PARIS version W2007c
 Tel:33 01 47 76 42 62
 6 rue de Valenciennes 92093 NANTERRE - FRANCE
 SOLETANCHE BACHY FRANCE

SOLETANCHE BACHY

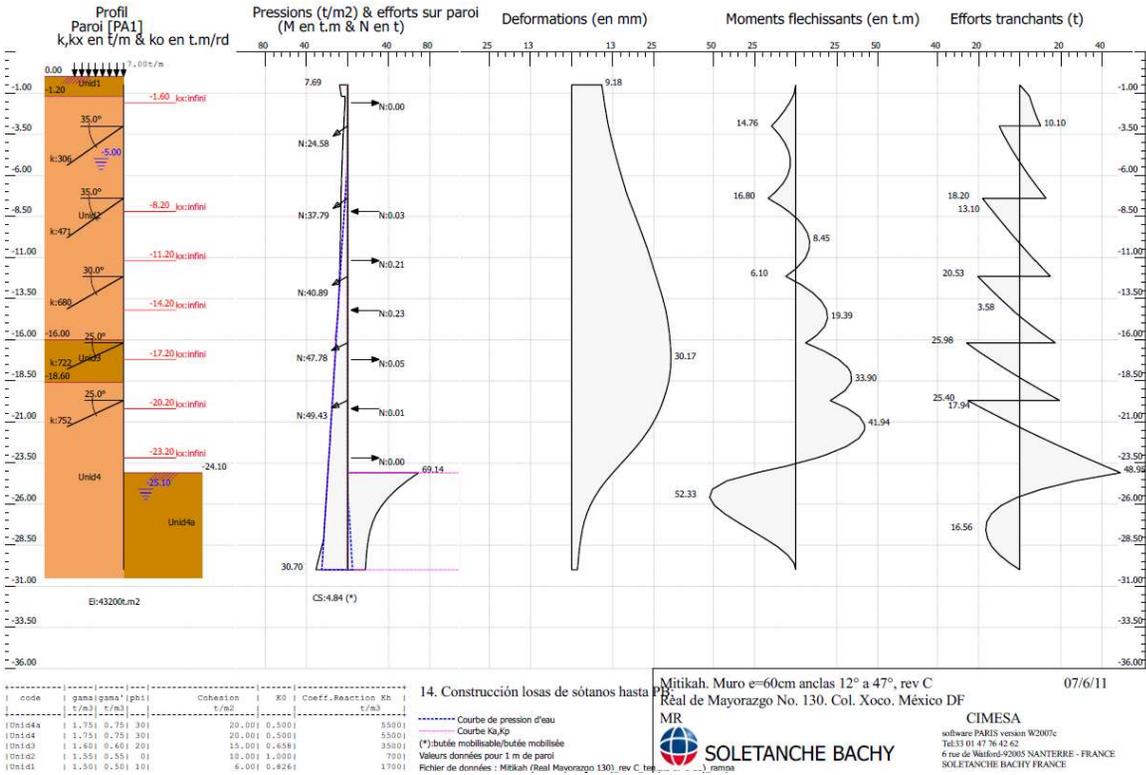
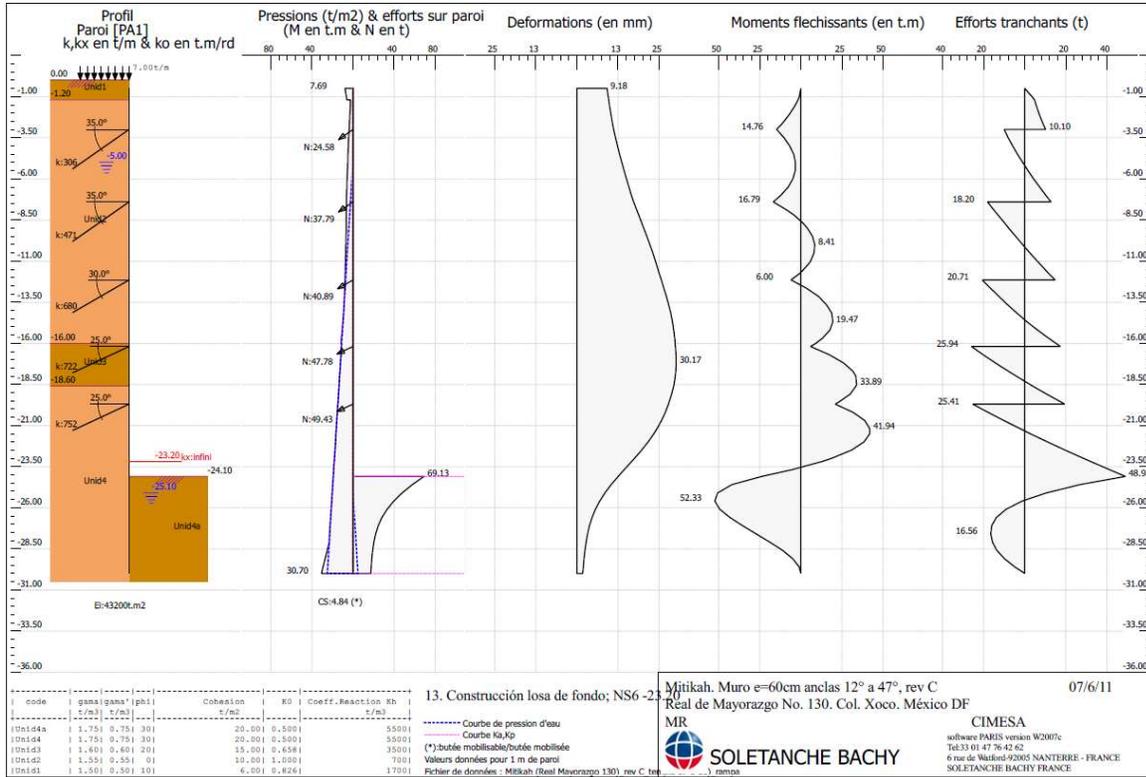


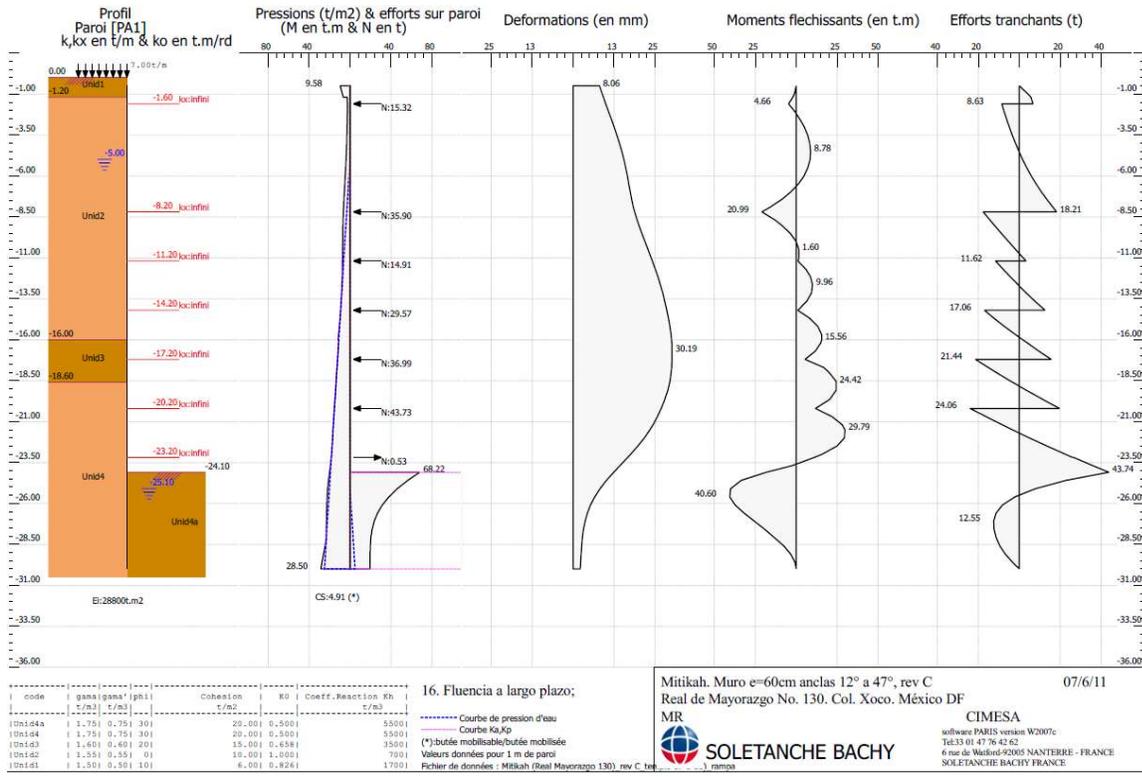
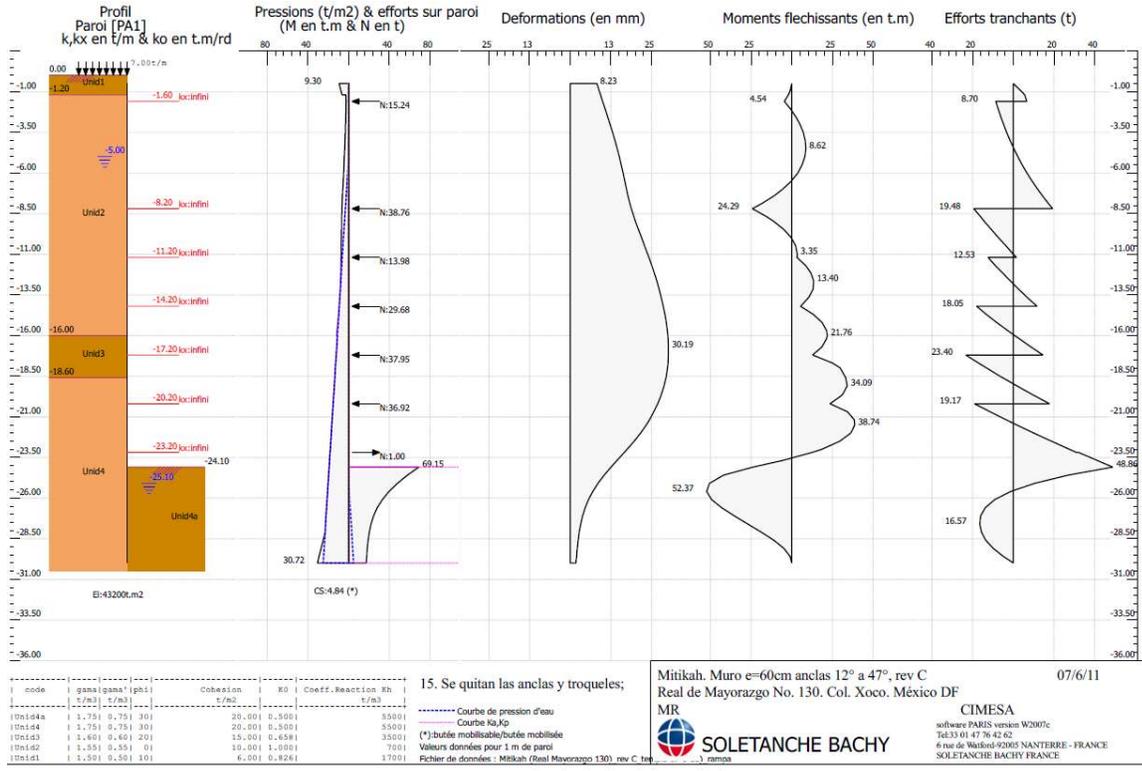
Mitkah. Muro e=60cm anclas 12° a 47°, rev C
 Real de Mayorazgo No. 130. Col. Xoco. México DF 07/6/11

MR CIMESA
 software PARIS version W2007c
 Tel:33 01 47 76 42 62
 6 rue de Valenciennes 92093 NANTERRE - FRANCE
 SOLETANCHE BACHY FRANCE

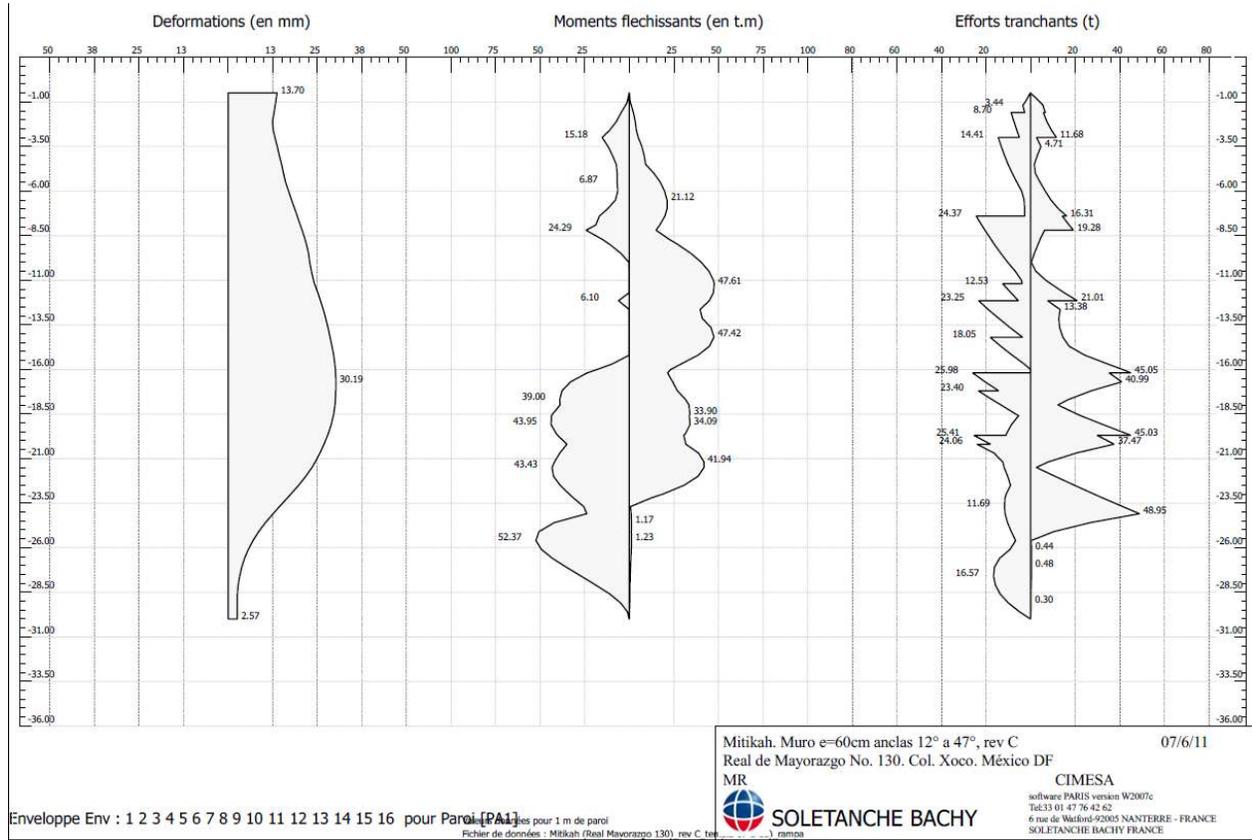
SOLETANCHE BACHY





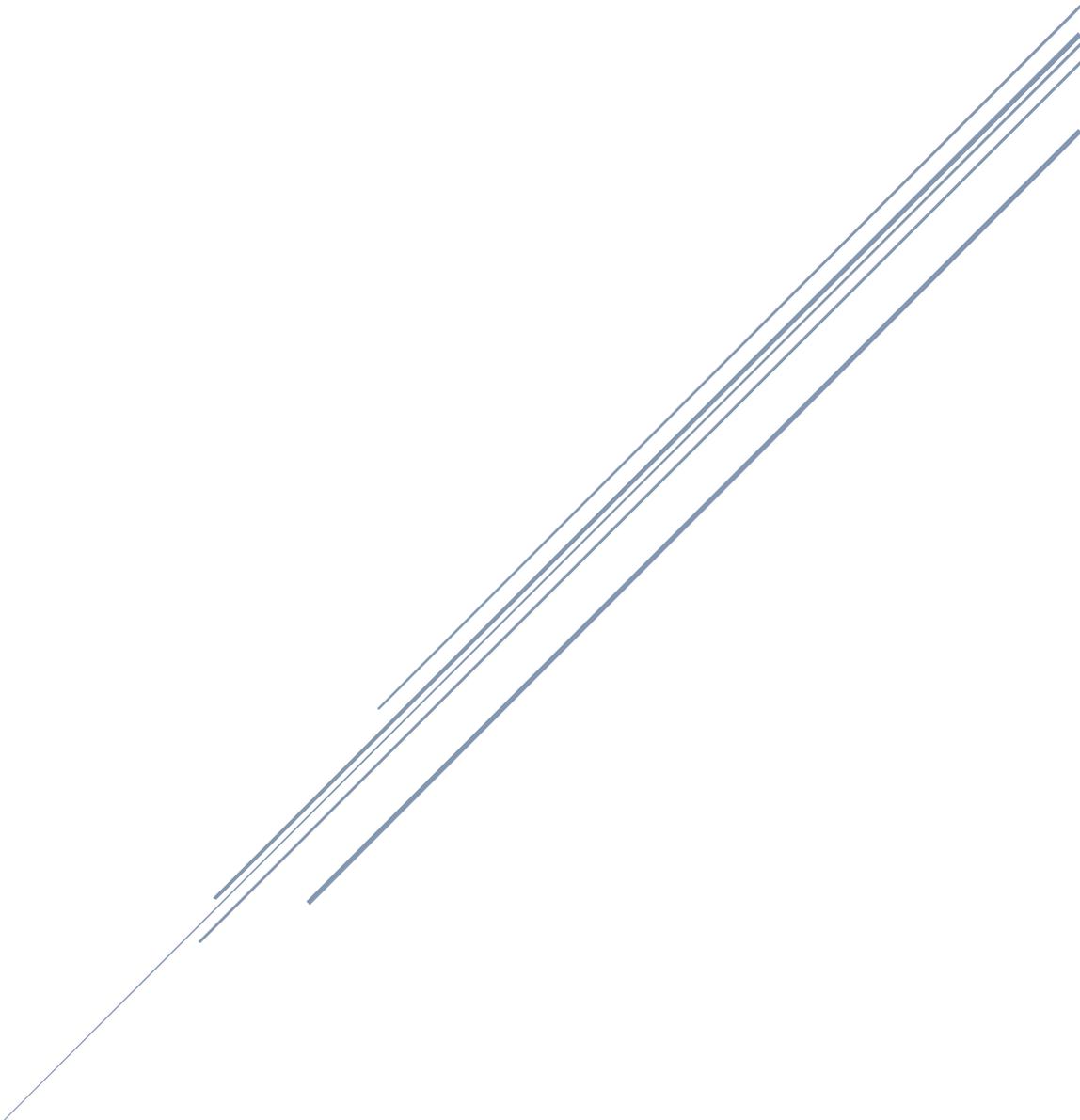


Concluyendo con una envolvente de diseño, la cual se utiliza para el cálculo del diseño estructural del Muro Milán.



ANEXO IV

DISEÑO DE SECCIONES DE CONCRETO EN MURO MILÁN PARA EL CASO GENERAL



RESUMEN

A continuación se muestra el diseño del acero que se llevó a cabo con los valores que dieron resultado del análisis de estabilidad con el programa PARIS.

125

En principio, se encuentra la sección tipo con la que se definió el análisis y se especifica que la longitud horizontal es de 6.65 m, con dos armados de longitud 2.825 m.

La información utilizada del PARIS se encuentra en el punto 1) Resumen de elementos mecánicos, ya que de ahí se obtienen los momentos mecánicos máximos que tendrá el muro en cada una de las etapas de excavación, presentando así las tablas con las envolventes de los esfuerzos, considerando los dos casos que se presentan, con anclas y con losas (en el método del Top – Down).

Los momentos están ordenados en las tablas en conjunto de las fuerzas para caso uno y dos, ya mencionados anteriormente, los cuales involucra: momentos flexionantes de servicio y últimos, y fuerzas cortantes de servicio y últimas.

Así se inicia el análisis del acero que debe llevar el muro Milán con dos propuestas, anclas y troqueles, que como ya se conoce, se realizó con anclas el proyecto, sin embargo, en el análisis se pueden considerar diferentes propuestas constructivas.

La revisión se hace por flexión, según las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto (NTC-CO) del reglamento de construcciones del Distrito Federal. Como prevención de agrietamientos excesivos se considera el recubrimiento libre al estribo de 7 cm.

Se calcula con una propuesta de armado y se ve si ese acero resisten, empezando con el acero mínimo requerido, viendo su resistencia se van proponiendo un mejor u óptimo armado para el panel del muro. El análisis se hace en ambas caras, cara tierra y cara excavación.



Terminando con las tablas que muestran los momentos actuantes de los casos analizados, los cuales eran anclas y losas diafragma, que se comparan con los momentos resistentes que presentan en cada cara y el armado necesario para cumplir con la seguridad de que soportarán los momentos actuantes.

Al concluir la revisión por flexión, se realiza la revisión por cortante, donde se aplican las normas técnicas complementarias para construcción de estructuras de concreto (NTC-CO), del reglamento de construcciones para el Distrito Federal, donde definimos la separación de los estribos que contiene el armado del panel del muro Milán.

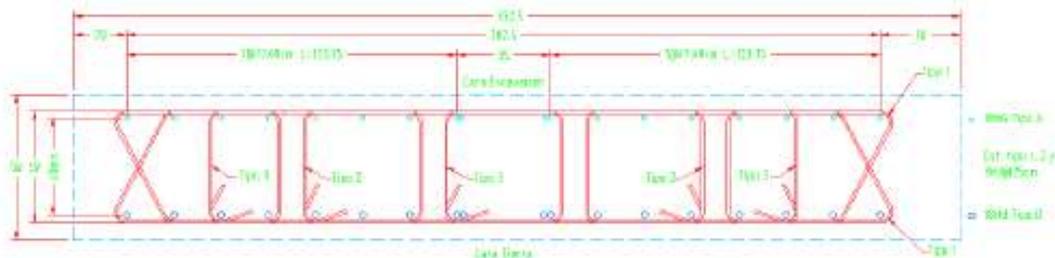
Así mismo, muestra las tablas finales del análisis de la revisión por flexión, donde podemos observar por caso igualmente, las fuerzas cortantes últimas, armados y fuerzas cortantes resistentes.

Además, se realiza la revisión por penetración de ancla, donde se calcula el esfuerzo cortante en el muro milán y se definen las secciones que tendrán las reservaciones de las anclas que tiene el muro Milán.

Y por último, se realiza la revisión por flexión horizontal en zona de anclaje, donde se previene limitar el esfuerzo de trabajo en el acero para evitar que se generen agrietamientos importantes en la zona del anclaje y evitar así la corrosión de la zona de refuerzo, se recurre a calcular el equilibrio de fuerzas dentro de la sección de concreto y de ahí obtener el momento resistente, únicamente en lado tierra.

Sección tipo

La sección tipo de armado es para un panel de 6.65m de longitud horizontal, con dos armados de longitud 3.825m. En la figura se muestra la mitad de un panel con su jaula correspondiente:



De acuerdo a la profundidad y al momento flexionante actuante, las varillas longitudinales podrán variar en su diámetro y podrán formar paquetes de 2 varillas en las zonas sometidas a mayor esfuerzo flector. En la altura los estribos transversales serán de 3/8" de diámetro (E#2) con separación variable entre 12.5 cm y 25 cm de acuerdo a la distribución del esfuerzo cortante con la profundidad. Se colocan tantos estribos como sea necesario para dar restricción lateral a las varillas verticales

Para paneles de diferente longitud horizontal, se variará la cantidad de varillas y estribos de forma que se mantengan las cuantías necesarias respectivas.



1) Resumen de elementos mecánicos (por metro lineal)

De acuerdo al análisis del muro Milán realizado con el programa FARIS para todas y cada una de las etapas de excavación, se obtienen los elementos mecánicos máximos en el muro Milán que se presentan en las siguientes tablas (envolvente):

El muro PA1 es para el muro con anclas
Muro 1: PA1

El muro PA2 es para el muro con losas diafragmas
Muro 2: PA2

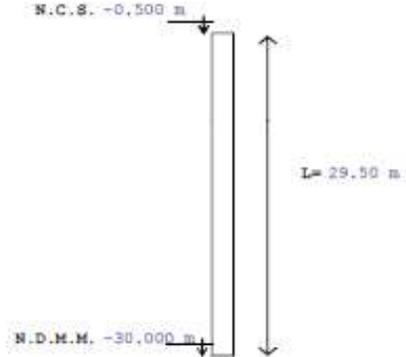
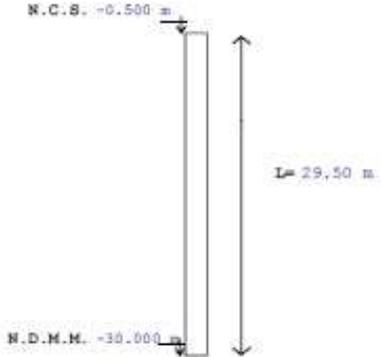


Tabla A1a. Momentos flexionantes en servicio

Nivel (m)	PA1		se ajusta pico
	M _s (+) Cara excavación (t-m/m)	M _s (-) Cara tierra (t-m/m)	
-4.60		-25.6	
-7.40	+18.73	-18.00	
-11.20	+41.79	-5.17	
-12.15		-9.48	
-14.20	+41.97		
-19.00	+36.06	-33.45	
-21.50	+44.83	-35.07	
-25.50		-49.60	

Nivel (m)	PA2	
	M _s (+) Cara excavación (t-m/m)	M _s (-) Cara tierra (t-m/m)
-4.60		-14.36
-7.40	+18.56	-21.15
-11.20	+41.64	
-14.50	+39.86	
-16.00	+20.00	-30.70
-19.50	+10.00	-52.28
-22.50	+28.36	-15
-26.00		-10.70

Tabla A1b. Momentos flexionantes últimos

FC- 1.1

Prof. (m)	PA1	
	M _u (+) Cara excavación (t-m/m)	M _u (-) Cara tierra (t-m/m)
-4.60		-28.16
-7.40	20.60	-19.80
-11.20	45.97	-5.69
-12.15		-10.43
-14.20	46.17	
-19.00		-36.80
-21.50	49.31	-38.58
-25.50		-54.56

Nivel (m)	PA2	
	M _u (+) Cara excavación (t-m/m)	M _u (-) Cara tierra (t-m/m)
-4.60		-15.80
-7.40	20.42	-23.27
-11.20	45.80	0.00
-14.50		0.00
-16.00	22.00	
-19.50		-57.51
-22.50	31.13	-16.50
-26.00		-11.77



Tabla A2a. Fuerzas cortantes en servicio

PAL	
Nivel (m)	V _s (t/m)
-4.60	14.34
-7.40	23.29
-12.15	22.74
-14.20	18.15
-16.00	38.15
-19.50	42.45
-24.20	49.52
-27.50	16.07

PA2	
Nivel (m)	V _s (t/m)
-3.00	12.91
-7.40	27.49
-12.15	26.45
-14.20	19.02
-16.00	42.58
-19.50	53.03
-24.20	29.21
-28.00	4.17

Tabla A2b. Fuerzas cortantes últimas

FC- 1.1

PAL	
Nivel (m)	V _s (t/m)
-4.60	15.77
-7.40	29.62
-12.15	29.01
-14.20	19.97
-16.00	41.97
-19.50	46.70
-24.20	54.47
-27.50	17.68

PA2	
Nivel (m)	V _s (t/m)
-3.00	14.20
-7.40	30.24
-12.15	29.10
-14.20	20.92
-16.00	46.84
-19.50	59.33
-24.20	27.73
-28.00	4.59

Según la distribución de paneles de muro Milán que forman el cajón de cimentación, se tienen diferentes longitudes de estos, y por tanto, también diferentes longitudes de armados.

Se estudiarán los casos A y B (PAL y PA2) que corresponden a un panel de 3.00m con armados de 2.50 m con anclas, y con troqueles, respectivamente.

Tabla A2. Armados tipo

Muro Milán	Caso	L	L'	N	N/m	n	n/m	
PAL	A	3.33	2.83	18	5.41	10	3.01	Anclado
PA2								Troquelado

donde,

- L= Longitud del panel de concreto por armadura
- L'= Longitud centro a centro de las varillas del extremo del armado del panel
- N= Número de varillas longitudinales
- N/m= Número de varillas longitudinales por metro de muro
- n= Número de varillas transversales (ramas)
- n/m= Número de varillas transversales (ramas) por metro de muro

En general se hará la revisión entonces para N/m= 5.41 vars (pero puede variar dependiendo del caso) y para n/m= 3.01 ramas en 1.00m de longitud de muro.

1. Revisión por flexión

Fórmulas a aplicar

De las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Co) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF)

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q(1-0.5q) \quad \text{NTC-Co 2.4}$$

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad \text{NTC-Co 2.6}$$

$$p = \frac{A_s}{b d} \quad \text{NTC-Co 2.7}$$

$$A_{s, min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d \quad \text{NTC-Co 2.2}$$

$$\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \quad \text{NTC-Co 2.3}$$

$$N = 14900 \sqrt{f_c'} \quad \text{NTC-Co sección 1.5.1.4}$$



Para evitar agrietamientos excesivos se limita el esfuerzo de trabajo a tensión en el acero de refuerzo en condiciones de servicio a $\sigma_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$ (60% de f_y)
 Se considera un recubrimiento libre al estribo de 7 cm, lo que implica un recubrimiento mecánico en el cálculo de las resistencias es $r=10$

Propiedades de los materiales

$f'_{c1} = 350 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$E_{concreto} = 261916 \text{ kg/cm}^2$
 $E_{acero} = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

$n = E_{concreto} / E_{acero}$ (relación modular)

$F_r = 0.5$

Propiedades de la sección

$b = 100.00 \text{ cm}$ (largo unitario)
 $h = 60.00 \text{ cm}$
 $d = 50.00 \text{ cm}$
 $r = 10.00 \text{ cm}$

de ahí que:

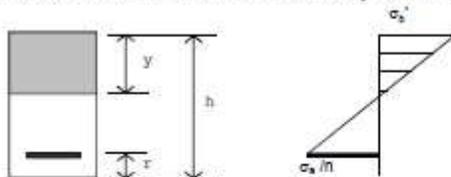
$f'_{c1} = 290 \text{ kg/cm}^2$
 $f'_{c2} = 238 \text{ kg/cm}^2$
 $r_1 = 0.02667$
 $\rho_{min} = 0.00312$
 $\rho_{max} = 0.02400$
 $Q_{min} = 0.05502$
 $Q_{max} = 0.42353$

$M_{min} = 28.65 \text{ t-m}$
 $M_{max} = 178.77 \text{ t-m}$

$A_{smin} = 15.59 \text{ cm}^2$
 $\rightarrow 3.08 \text{ Vars No. } 8$
 o bien $5.47 \text{ Vars No. } 6$

Con el acero mínimo requerido el muro resiste un momento último de **28.65 t-m/m**, es decir, que si se colocan, en un metro de largo, 3 vars no. 8, o bien, 5 vars no. 6 se cumple con el acero mínimo requerido.

Para limitar el esfuerzo de trabajo en el acero a $\sigma_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$ se recurre a calcular el equilibrio de fuerzas dentro de la sección de concreto y de ahí obtener el momento resistente en condiciones de servicio



Revisión de secciones en PAI

PAI Cara Excavación

$N = -7.40$

$M_x = +18.73 \text{ t-m}$

$n = 8.02$ (relación modular)
 $b = 100.00 \text{ cm}$
 $h = 60.00 \text{ cm}$
 $d = 50.00 \text{ cm}$
 $r = 10.00 \text{ cm}$

Se proponen

5.41 Vars No. 10 18 varillas #10 en 3.325 m
 $\rightarrow A_s = 42.86 \text{ cm}^2$

se requiere $\sigma_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$

del equilibrio de fuerzas

$y = 15.42 \text{ cm}$
 $\sigma_c' = 140.13 \text{ kg/cm}^2$

y por tanto

$M_s = 48.45 \text{ t-m/m}$ se cumple en el nivel -7.40



PAI. Cara Excavación N. -11.20 M_s = +41.79 t-m
 n= 8.02 (relación modular)
 b= 100.00 cm
 h= 60.00 cm
 d= 50.00 cm
 r= 10.00 cm

Se proponen

5.41 Vars No. 10 18 varillas #10 en 3.325 m
 --> A_s = 42.86 cm²

se requiere σ_s = 2520 kg/cm²

del equilibrio de fuerzas

y= 15.42 cm

σ_s' = 140.13 kg/cm²

y por tanto

M_s = 48.46 t-m/m se cumple en el nivel -11.20

PAI. Cara Excavación N. -14.20 M_s = +41.97 t-m
 n= 8.02 (relación modular)
 b= 100.00 cm
 h= 60.00 cm
 d= 50.00 cm
 r= 10.00 cm

Se proponen

5.41 Vars No. 10 18 varillas #10 en 3.325 m
 --> A_s = 42.86 cm²

se requiere σ_s = 2520 kg/cm²

del equilibrio de fuerzas

y= 15.42 cm

σ_s' = 140.13 kg/cm²

y por tanto

M_s = 48.46 t-m/m se cumple en el nivel -14.20

PAI. Cara Excavación N. -21.50 M_s = +44.83 t-m
 n= 8.02 (relación modular)
 b= 100.00 cm
 h= 60.00 cm
 d= 50.00 cm
 r= 10.00 cm

Se proponen

Vars No.
 5.41 Vars No. 10 18 varillas #10 en 3.325 m
 --> A_s = 42.86 cm²

se requiere σ_s = 2520 kg/cm²

del equilibrio de fuerzas

y= 15.42 cm

σ_s' = 140.10 kg/cm²

y por tanto

M_s = 48.45 t-m/m se cumple en el nivel -21.50

PAI. Cara Tierra N. -4.60 M_s = -25.60 t-m
 n= 8.02 (relación modular)
 b= 100.00 cm
 h= 60.00 cm
 d= 50.00 cm
 r= 10.00 cm

Se proponen

5.41 Vars No. 8 18 varillas #8 en 3.325 m
 --> A_s = 27.43 cm²

se requiere σ_s = 2520 kg/cm²

del equilibrio de fuerzas

y= 12.79 cm

σ_s' = 108.05 kg/cm²

y por tanto

M_s = 31.61 t-m/m se cumple en el nivel -4.60



PAI - Cara Tierra N. -7.40 $M_s = -18.00$ t-m

n= 8.02 (relación modular)
 b= 100.00 cm
 h= 60.00 cm
 d= 50.00 cm
 r= 10.00 cm

Se proponen

5.41 Vars No. 6 18 varillas #6 en 3.325 m
 --> $A_s = 15.43$ cm²

se requiere $\sigma_s = 2520$ kg/cm²

del equilibrio de fuerzas
 y= 9.95 cm
 $\sigma_s' = 78.12$ kg/cm²

y por tanto

$M_s = 18.15$ t-m/m se cumple en el nivel -7.40

PAI - Cara Tierra N. -11.20 $M_s = -5.17$ t-m

n= 8.02 (relación modular)
 b= 100.00 cm
 h= 60.00 cm
 d= 50.00 cm
 r= 10.00 cm

Se proponen

5.41 Vars No. 6 18 varillas #6 en 3.325 m
 --> $A_s = 15.43$ cm²

se requiere $\sigma_s = 2520$ kg/cm²

del equilibrio de fuerzas
 y= 8.95 cm
 $\sigma_s' = 78.12$ kg/cm²

y por tanto

$M_s = 18.15$ t-m/m se cumple en el nivel -11.20

PAI - Cara Tierra N. -12.15 $M_s = -9.48$ t-m

n= 8.02 (relación modular)
 b= 100.00 cm
 h= 60.00 cm
 d= 50.00 cm
 r= 10.00 cm

Se proponen

5.41 Vars No. 6 18 varillas #6 en 3.325 m
 --> $A_s = 15.43$ cm²

se requiere $\sigma_s = 2520$ kg/cm²

del equilibrio de fuerzas
 y= 9.95 cm
 $\sigma_s' = 78.12$ kg/cm²

y por tanto

$M_s = 18.15$ t-m/m se cumple en el nivel -12.15

PAI - Cara Tierra N. -19.00 $M_s = -33.45$ t-m

n= 8.02 (relación modular)
 b= 100.00 cm
 h= 60.00 cm
 d= 50.00 cm
 r= 10.00 cm

Se proponen

5.41 Vars No. 10 18 varillas #10 en 3.325 m
 --> $A_s = 42.86$ cm²

se requiere $\sigma_s = 2520$ kg/cm²

del equilibrio de fuerzas
 y= 15.42 cm
 $\sigma_s' = 140.18$ kg/cm²

y por tanto

$M_s = 48.45$ t-m/m se cumple en el nivel -19.00



PA1. Cara Tierra N. -21.50 $M_e = -35.07 \text{ t-m}$
 $n = 8.02$ (relación modular)
 $b = 100.00 \text{ cm}$
 $h = 60.00 \text{ cm}$
 $d = 50.00 \text{ cm}$
 $r = 10.00 \text{ cm}$

Se proponen

5.41 Vars No. 10 18 varillas #10 en 3.325 m
 $\rightarrow A_s = 42.86 \text{ cm}^2$

se requiere $\sigma_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$

del equilibrio de fuerzas

$$y = 15.42 \text{ cm}$$

$$\sigma_s' = 140.10 \text{ kg/cm}^2$$

y por tanto

$M_e = 46.45 \text{ t-m/m}$ se cumple en el nivel -21.50

PA1. Cara Tierra N. -25.50 $M_e = -49.60 \text{ t-m}$
 $n = 8.02$ (relación modular)
 $b = 100.00 \text{ cm}$
 $h = 60.00 \text{ cm}$
 $d = 50.00 \text{ cm}$
 $r = 10.00 \text{ cm}$

Se proponen

5.41 8 18 varillas #8 en 3.325 m

5.41 Vars No. 10 18 varillas #10 en 3.325 m
 $\rightarrow A_s = 70.29 \text{ cm}^2$

se requiere $\sigma_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$

del equilibrio de fuerzas

$$y = 18.76 \text{ cm}$$

$$\sigma_s' = 188.83 \text{ kg/cm}^2$$

y por tanto

$M_e = 77.50 \text{ t-m/m}$ se cumple en el nivel -25.50



El resumen de los momentos resistentes M_R , se ve en las siguientes tablas:

Tabla A4. Momentos actuantes por servicio, armados y momentos resistentes para FA1

Profundidad (m)	Nivel (m)	Cara excavación			Cara tierra		
		M_u (+) (t-m/m)	N	M_R (+) (t-m/m)	M_u (-) (t-m/m)	N	M_R (-) (t-m/m)
4.60	-4.60				-25.6	5.41 # 8	-31.61
7.40	-7.40	+18.73	5.41 # 10	+48.46	-18	5.41 # 6	-18.15
11.20	-11.20	+41.79	5.41 # 10	+48.46	-5.17	5.41 # 6	-18.15
12.15	-12.15				-9.48	5.41 # 6	-18.15
14.20	-14.20	+41.97	5.41 # 10	+48.46			
19.00	-19.00				-33.45	5.41 # 10	-48.45
21.50	-21.50	+44.83	5.41 # 10	+48.45	-35.07	5.41 # 10	-48.45
25.50	-25.50				-49.6	5.41 # 10 + 5.41 # 8	-77.50

Tabla A5. Momentos actuantes por servicio, armados y momentos resistentes para FA2

Profundidad (m)	Nivel (m)	Cara excavación			Cara tierra		
		M_u (+) (t-m/m)	N	M_R (+) (t-m/m)	M_u (-) (t-m/m)	N	M_R (-) (t-m/m)
4.60	-4.60				-14.36	5.41 # 8	-31.61
7.40	-7.40	+18.56	5.41 # 10	+48.46	-21.15	5.41 # 6 + 2.71#6	-26.96
11.20	-11.20	+41.64	5.41 # 10	+48.46			
14.50	-14.50	+39.86	5.41 # 10	+48.46		5.41 # 6	-18.15
16.00	-16.00	+20.00	5.41 # 10	+48.46	-30.70	5.41 # 10	-48.45
19.50	-19.50	+10.00	5.41 # 10	+48.46	-52.28	5.41 # 10 + 2.71#6	-56.95
22.50	-22.50	+28.30	5.41 # 10	+48.45	-15	5.41 # 10	-48.45
26.00	-26.00				-10.7	5.41 # 10 + 5.41 # 8	-77.50



2. Revisión por cortante

Fórmulas a aplicar

De las Normas Técnicas Complementarias para Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Co) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF)

$$V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \quad \text{Si } p < 0.015 \quad \text{NTC-Co 2.19}$$

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{Si } p \geq 0.015 \quad \text{NTC-Co 2.20}$$

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{cR}} \quad \text{NTC-Co 2.23}$$

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

Datos con separación 1:

b= 100.00 cm	Área de cada barra de			
b= 60.00 cm	acero=	0.71	[cm ²]	
d= 50.00 cm	Núm de ramas=	3.01	(promedio en 1m de largo: 10 ramas en 3 m)	
r= 10.00 cm	Área de cortante=	2.14	[cm ²]	
$p_{min} = 0.00285$	(caso crítico con 5.0 vara #6)			
$p_{min} = 0.07132$	(caso con 5.41 vara #10)			
$F_x = 0.8$				

Se limita Vu con la expresión:

$$2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{NTC-Co 2.5.2.4a}$$

Vu ≤ 167.33 t ok! Pasa para todos los casos

Para la separación de estribos se tiene el límite:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{NTC-Co 2.5.2.3b}$$

V= 100.40 t

Si Vu es menor que el límite anterior entonces es la separación de estribos no deberá ser mayor que 0.5 d
 ≤ 25.00 cm
 Si Vu es mayor que el límite anterior entonces es la separación de estribos no deberá ser mayor que 0.25 d
 ≤ 12.50 cm



Resultados:

$V_{OK} = 17.20 \text{ t}$
 $V_{OK \text{ max}} = 17.20 \text{ t}$ Caso crítico (Fuerza cortante resistente sólo por el concreto)
 $V_{OK} = 33.47 \text{ t}$
 $V_{OK \text{ max}} = 33.47 \text{ t}$ Caso con 5.41 vars #10
 Separación 1:
 $s = 25.00 \text{ cm}$
 $V_{SR1} = 14.40 \text{ t}$ $V_{R1} = 31.60 \text{ t/m}$
 Separación 2:
 $s = 20.00 \text{ cm}$
 $V_{SR1} = 18.00 \text{ t}$ $V_{R1} = 35.20 \text{ t/m}$
 Separación 3:
 $s = 17.50 \text{ cm}$
 $V_{SR1} = 20.57 \text{ t}$ $V_{R1} = 37.77 \text{ t/m}$
 Separación 4:
 $s = 12.50 \text{ cm}$
 $V_{SR1} = 28.80 \text{ t}$ $V_{R1} = 46.00 \text{ t/m}$
 $s = 12.50 \text{ cm}$
 $V_{SR1} = 28.80 \text{ t}$ $V_{R1} = 62.27 \text{ t/m}$ De -15.00m a -25.50m tenemos 5.41vars #10.

Tabla A6. Fuerzas cortantes actuantes nítidas, armados y fuerzas cortantes resistentes para FA1

Profundidad (m)	Nivel (m)	V_a (t/m)	S (cm)	V_R (+) (t/m)
4.60	-4.60	15.77	25	31.60
7.40	-7.40	25.62	12.5	46.00
12.15	-12.15	25.01	12.5	46.00
14.20	-14.20	19.97	25	31.60
16.00	-16.00	41.97	12.5	62.27
19.50	-19.50	46.70	12.5	62.27
24.20	-24.20	54.47	12.5	62.27
27.50	-27.50	17.68	25	31.60

Tabla A7. Fuerzas cortantes actuantes nítidas, armados y fuerzas cortantes resistentes para FA2

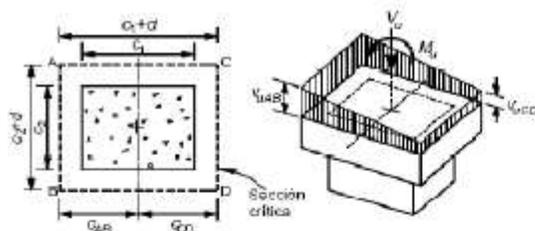
Profundidad (m)	Nivel (m)	V_a (+) (t/m)	S (cm)	V_R (+) (t/m)
3.00	-3.00	14.20	25	31.60
7.40	-7.40	30.24	12.5	46.00
12.15	-12.15	29.10	12.5	46.00
14.20	-14.20	20.92	25	31.60
16.00	-16.00	46.84	12.5	62.27
19.50	-19.50	58.33	12.5	62.27
24.20	-24.20	27.73	12.5	62.27
28.00	-28.00	4.59	25	31.60



3. Revisión por penetración del ancla

Fórmulas a aplicar

El esfuerzo actuante en el muro Milán se calcula como sigue



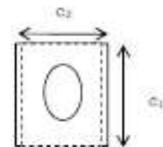
$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{3 M_u c_{AB}}{J_c}$$

$$v_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{3 M_u c_{CD}}{J_c}$$

$$A_{cr} = 2 d (c_1 + c_2 + 2 d)$$

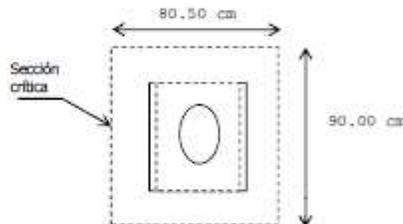
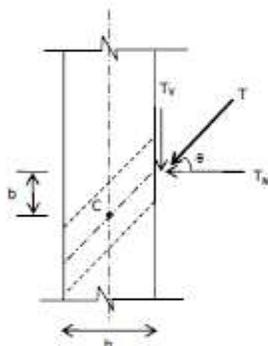
$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d) d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 - d)^2}{2}$$

- c₁ = 40.00 cm
- c₂ = 30.50 cm
- g = 0.76 relación del lado corto al lado largo del Área donde actúa la carga
- g = 1.0 fracción de momento transmitida por excentricidad de fuerza cortante (NTC-Co 2.5.9.2)
- h = 60.00 cm
- d = 50.00 cm



(canal de apoyo de silleta)

- c_{AB} = 45.00 cm
- c_{CD} = 45.00 cm



Se revisa el caso crítico, que es el ancla más esforzada y con menos ángulo de inclinación.

- T_u = 49.05 t Fuerza unitaria en ancla Nivel -21.5
- T = 163.09 t Fuerza de tensión en el ancla en 3.325 m de ancho tributario (ver anexo I, PAI) al momento de la excavación
- θ = 25° Ángulo de aplicación de la tensión del ancla
- M_u = 25.00 t-m Momento flexionante en la etapa 12 de excavación (ver anexo I, PAI)

FC = 1.1

por tanto,
 M_u = FC x M_u = 2,750,000.00 kg-cm
 V_u = FC x T_u = 162,591.96 kg

$$M_c = b \times T_u$$

$$b = h/2 \tan \theta = 13.99 \text{ cm}$$

$$T_h = T \cos \theta = 147.81 \text{ t}$$

$$T_v = T \sin \theta = 68.93 \text{ t}$$

$$M_c = T \times h/2 \sin \theta$$

$$J_c = 24,251,250.00 \text{ cm}^4$$

$$A_{cr} = 17,050.00 \text{ cm}^2$$

$$v_{uAB} = 14.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_{uCD} = 4.43 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo resistente del concreto

El esfuerzo resistente que toma el concreto, V_{ca}, es el menor de:

- a) $F_k(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c}$
- b) $F_k\sqrt{f_c}$ NTC-Co 2.29

$$F_k = 0.8$$

$$f_c^* = 280 \text{ kg/cm}^2$$

por tanto,

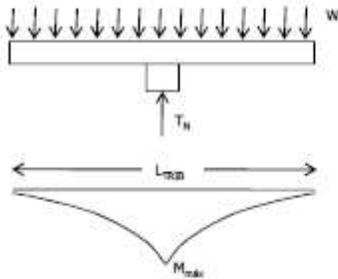
$$V_{ca} = 13.39 \text{ kg/cm}^2 \text{ Habrá que colocar refuerzo}$$

- a) v_{ca} = 16.90 kg/cm²
- b) v_{ca} = 13.39 kg/cm²

Se considera un estribo #3@12.50cm lo que da una resistencia suplementaria de 4.3 kg/cm²



4. Revisión por flexión horizontal en zona de anclaje



$$T_u = 147.81 \text{ t}$$

$$I_{p(1/2)} = 2.83 \text{ m}$$

$$W = T_u / L_{mna} = 52.32 \text{ t/m}$$

$$FC_{desviación} = 1.15$$

$$M_{ser} = W L_{mna}^2 / 8 \cdot FC_{desviación} = 60.03 \text{ t-m}$$

$$FC_{prova\ anclaje} = 1.15$$

$$FC = 1.1$$

$$M_u = 75.93 \text{ t-m}$$

Propiedades de los materiales

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

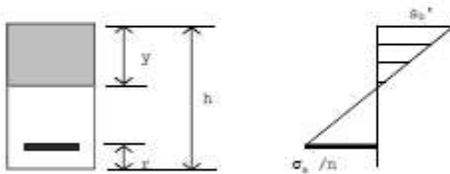
$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{concr} = 261916 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_{acero} = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = E_{concr} / E_{acero}$$

Se limita el esfuerzo de trabajo en el acero a $\sigma_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$ para evitar que se generen agrietamientos importantes en la zona del anclaje y evitar así la corrosión del acero de refuerzo, se recurre a calcular el equilibrio de fuerzas dentro de la sección de concreto y de ahí obtener el momento resistente:



Datos. Muro, Lado Tierra

$$n = 8.02$$

$$b = 175.00 \text{ cm} \quad (\text{ancho de la franja tributaria})$$

$$h = 60.00 \text{ cm}$$

$$d = 50.00 \text{ cm}$$

$$r = 10.00 \text{ cm}$$

Se proponen

$$15.00 \text{ Vars No. 8} \quad A_s = 76.01 \text{ cm}^2$$

Se reemplazan estribos perimetrales tipo 1 del #8 por tipo 1a del #8 (ver plano de armado)

$$\text{Si se requiere} \quad \sigma_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

del equilibrio de fuerzas

$$y = 15.50 \text{ cm}$$

$$\sigma_s' = 141.20 \text{ kg/cm}^2$$

y por tanto

$M_u = 85.86 \text{ t-m/m}$	Es mayor que M_{ser}
$M_u_{diseño} = 124.38 \text{ t-m/m}$	Es mayor que M_u



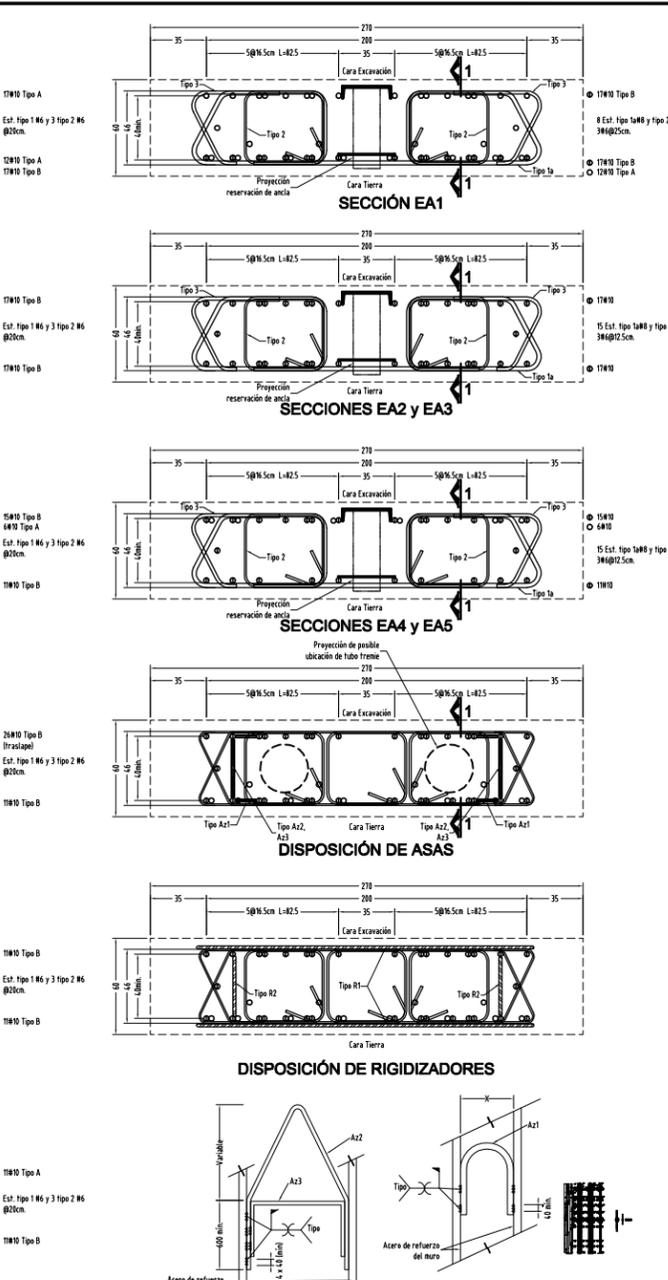
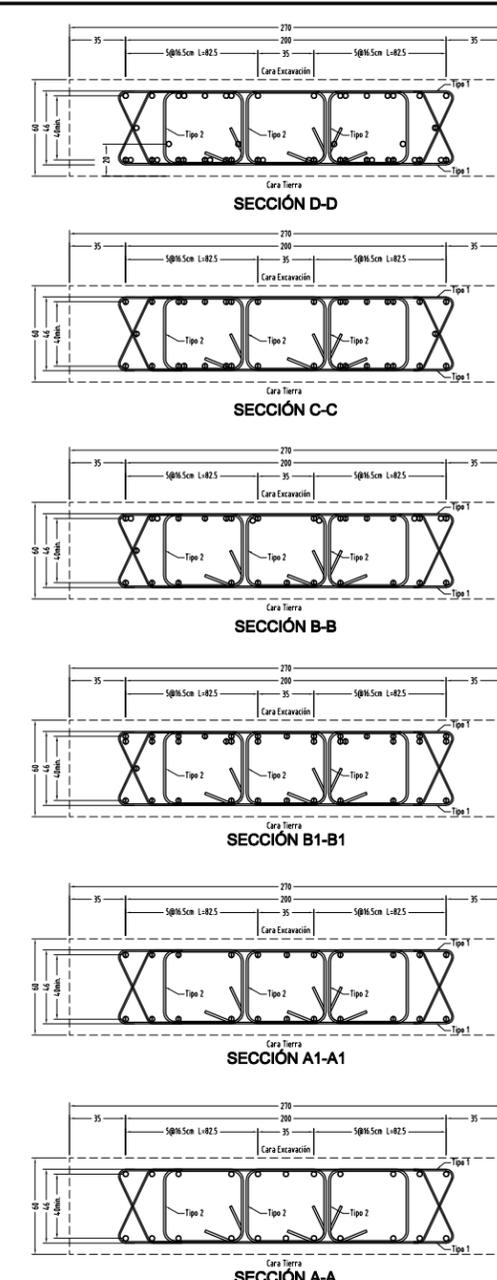
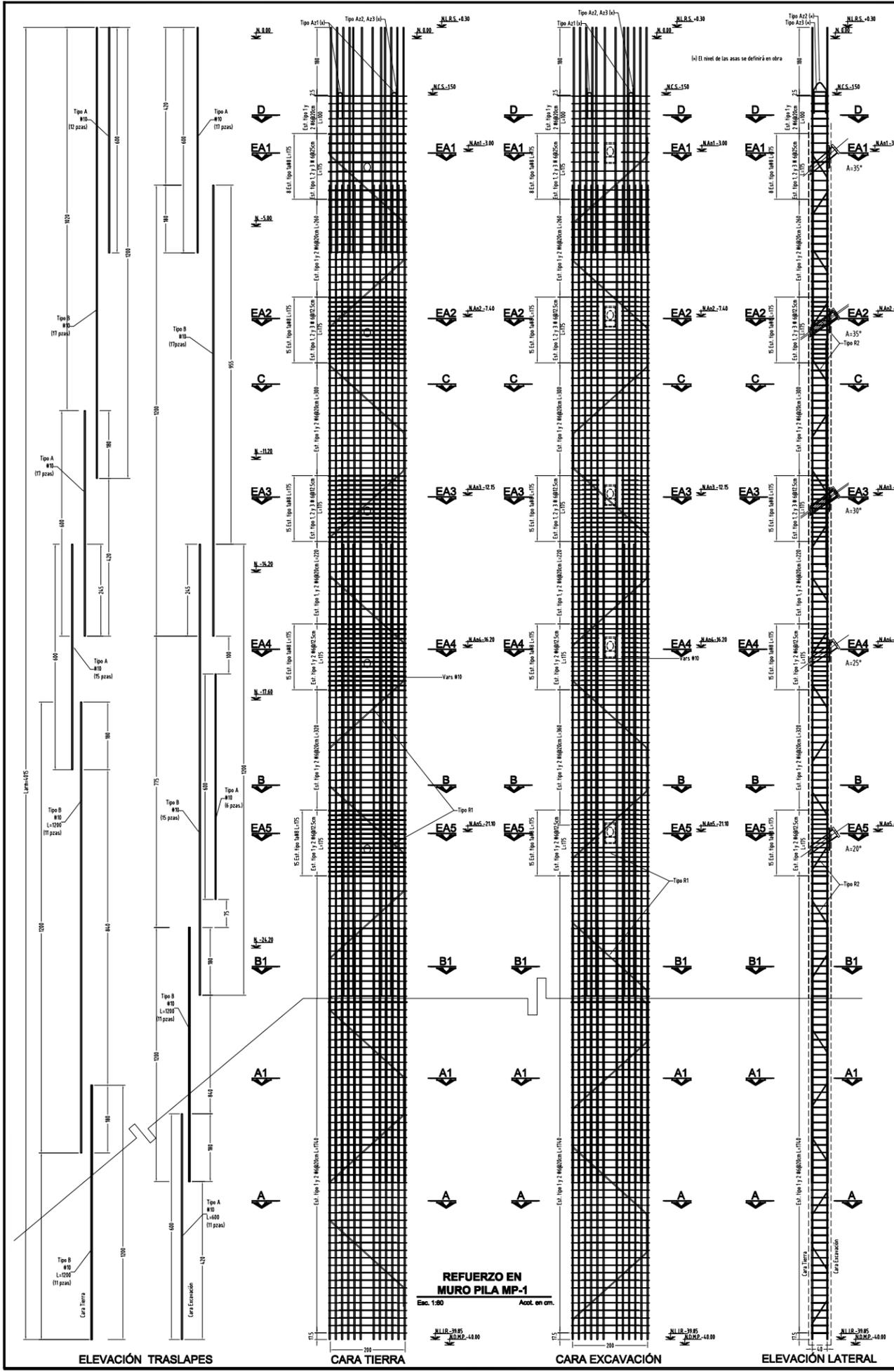
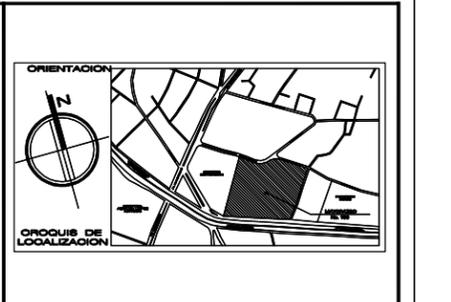
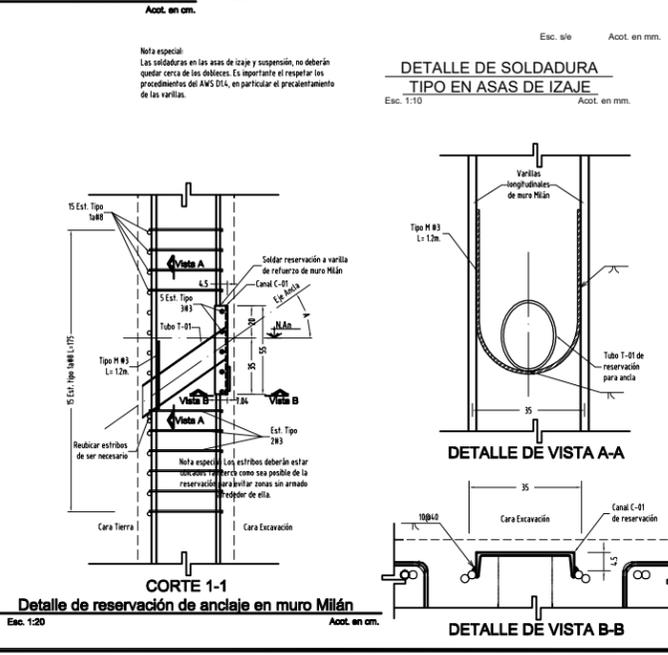


TABLA DE REFUERZOS

TIPO	VAR. #	PESO Kg/m	PZAS.	fy/kgf/cm ²	CROQUIS (mm)	LONG (m)	PESO (Kg)
A	10	6.223	78	4.200		6,00	2.912,37
B	10	6.223	82	4.200		12,00	6.123,45
1	6	2.240	331	4.200		4,00	2.966,14
1a	8	3.983	68	4.200		4,00	1.083,30
2	6	2.240	610	4.200		2,00	2.733,15
3	6	2.240	48	4.200		2,40	258,08
R1	8	3.983	26	4.200		4,00	414,20
R2	8	3.983	52	4.200		1,50	310,65
Az1	6	2.240	16	4.200		4,00	143,38
Az2	8	3.983	8	4.200		3,00	95,50
Az3	8	3.983	8	4.200		2,00	63,72
							17,104,03



NOTAS:

GENERALES

- Niveles en metros.
- Cotas en cm.
- Soldaduras en mm.
- Verificar Cotas y Niveles en planos arquitectónicos.
- Las cotas rigen al dibujo.

MATERIALES

- El concreto especificado para el muro milán tendrá una resistencia a la compresión simple de $f_{c'}=400 \text{ kgf/cm}^2$ los 28 días.
- El concreto para el muro milán tendrá al menos 375 kg de cemento por m^3 .
- El acero de refuerzo tendrá un esfuerzo de fluencia de $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$.
- El acero estructural de los perfiles y placas tendrá un esfuerzo de fluencia de $f_y=2530 \text{ kgf/cm}^2$, excepto donde se indique otra cosa.
- El módulo de elasticidad del acero será de $2.1E6 \text{ kgf/cm}^2$.
- Las soldaduras serán con electrodos E-70.
- Toda soldadura en varillas se hará con base en los procedimientos establecidos por la Norma AWS D1.4.
- La lechada para los bulbos de las anclas deberá tener una relación cemento/agua de 2:1.

MURO MILAN

- El recubrimiento libre para muro milán es de 70mm.
- Las dimensiones indicadas son a ejes de varillas.
- El acero de refuerzo vertical, sobresaldrá del muro para ser ligado a la trabe de coronamiento.
- La separación horizontal teórica de las varillas puede tener pequeñas variaciones a las indicadas en los planos de acuerdo al habilitado de los estribos en obra.
- Los estribos que rodean la zona en la que se prevea que pasará la tubería Trámite deberán ser cerrados y de una pieza, y podrán rematar en una esquina con dobles a 90° seguidos de tramos rectos con longitud igual o mayor a 10 veces el diámetro del estribo.

ANCLAS

- Las anclas serán provisionales y de gran capacidad de tipos 7T15 y 10T15 con cargas de bloqueo de acuerdo a lo que indica el plano CIMESA-ING-MTK-PLA-03.
- Debido a que las anclas se encuentran por debajo del nivel de aguas freáticas, se deberá tener en cuenta la presencia de agua durante su construcción.
- El llenado de las anclas se hará con base en la norma TAGS.
- Se deberá dejar registro por cada tendido.
- La presión mínima de inyección de la lechada será de 20 kgf/cm².
- Deberá rellenarse con yeso el tubo de reservación T-01 para evitar que entre concreto en él durante el colado del muro Milán.
- Para detalles de reservación de ancla y sileta ver boletines CIMESA-ING-MTK-BOL-02, CIMESA-ING-MTK-BOL-04 y CIMESA-ING-MTK-BOL-05.

ABREVIATURAS

An.-	Ancla
Cb.-	Carga de bloqueo
Lb.-	Longitud de Bulbo
Ll.-	Longitud Libre
L.T.-	Longitud total
M.P.-	Muro Pila
N.-	Nivel
N.A.F.-	Nivel de Aguas Freáticas
N.An.-	Nivel de Anclaje
N.Br.-	Nivel de Brocales
N.C.S.-	Nivel de Concreto Sano de Muro Milán
N.C.S.P.-	Nivel de Concreto Sano de Pila
N.D.M.M.-	Nivel de Desplante de Muro Milán
N.D.P.-	Nivel de Desplante de Pila
N.L.I.R.-	Nivel Lecho Inferior de Refuerzo
N.L.S.R.-	Nivel Lecho Superior de Refuerzo
N.M.E.-	Nivel Máximo de Excavación
N.P.Tr.-	Nivel de Plataforma de Trabajo
N.T.C.-	Nivel Tipo de Colado
N.Tr.-	Nivel de Troquel
P.-	Placa de cimentación
Pz.-	Placa de muro Milán
Pz.-	Pozo
Tr.-	Troquel

NOTA DE PROYECTO

1) Este plano está referido a los proyectos arquitectónico, geotécnico y estructural de MAYORAZCO 130 entregado a CIMESA por GELIBRAU. La geometría, especificaciones y detalles del presente documento están basados en la información manifestada en dichos proyectos, así como en las memorias de cálculo y estudios correspondientes.

TABLA DE RADIOS INTERNOS DE DOBLEZ

Var. #	d _g (cm)	R (cm)	I1 (cm)	I2 (cm)
3	0.95	1.67	11.43	3.81
4	1.27	2.22	15.24	5.08
5	1.59	2.78	19.05	6.35
6	1.91	4.76	22.86	7.62
8	2.54	6.35	30.48	10.16
10	3.18	11.11	38.10	12.70
12	3.81	15.24	45.72	15.24

REV.	DESCRIPCION	FECHA
1	Se aplican comentarios	17-2-10
0	Para construcción	05-2-10

CIMESA

MITIKAH

MAYORAZCO No. 130
Col. Xoco. Deleg. Benito Juárez
México DF

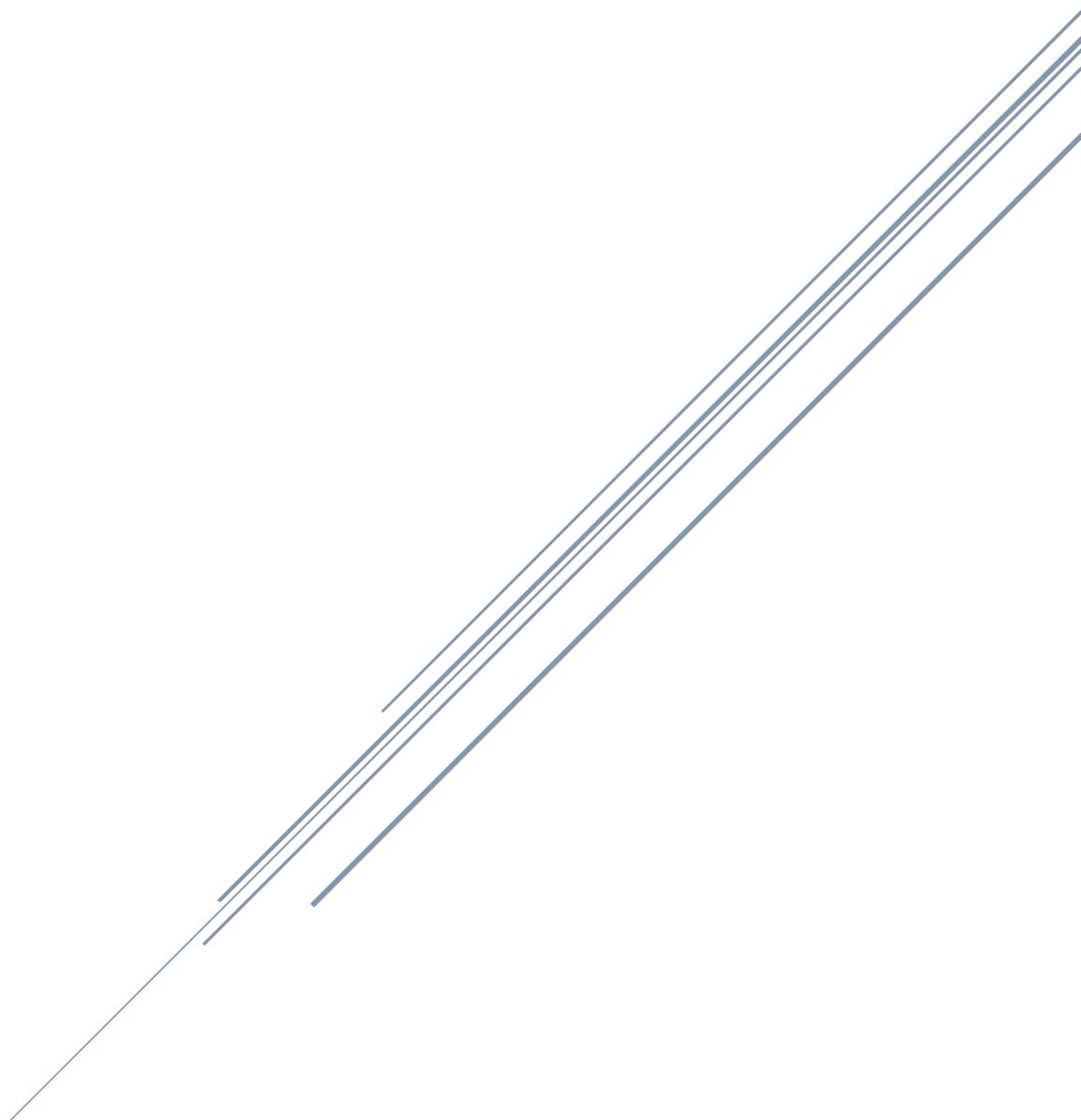
REFUERZO EN MURO PILA MP-1

DISENO: A.C.A.	DIBUJO: R.M.A.	FECHA: DIC/09	ESCALA: varias
REVISO: J.P.A.	APROBO: J.P.A.	PLANO: CIMESA-ING-MTK-PLA-05	

F ANEXO V

INSTRUCTIVO DE CONSTRUCCIÓN DE PILAS CIRCULARES – TUBO ESTRUCTURAL DE 30”

139



Contenido

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	141
PASO 1	141
PASO 2	142
PASO 3	143
PASO 4	144
PASO 5	145
PASO 6	146
PASO 7	149
PASO 8	150
PASO 9	151
PASO 10	152
PASO 11	153
PASO 12	154
PASO 13	155
PASO 14	156
LISTA DE TABLAS.....	157



CONSTRUCCIÓN PILAS CIRCULARES

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Las pilas circulares tienen como peculiaridad que se hunde un perfil de acero en su estructura, para utilizarse como columnas, en esa zona, que es la Dársena, se colocan perfiles circulares. Las siguientes imágenes son parte del instructivo de construcción que se utilizó para describir el procedimiento constructivo de la empresa responsable de la construcción.

141

PASO 1

Al inicio se realiza la construcción del brocal, el cual incluye: trazo excavación, nivelación topográfica y colado de brocal.

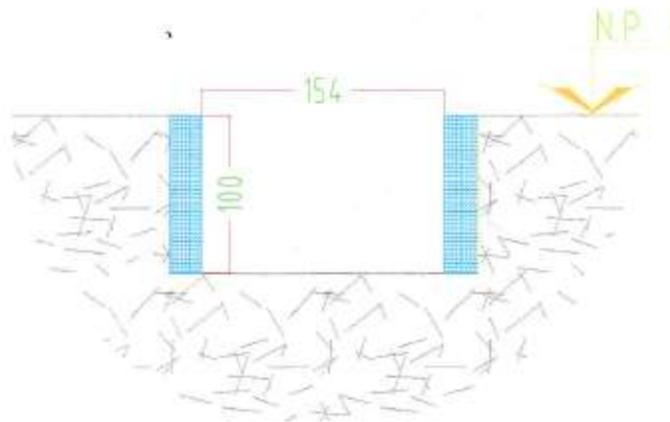


Ilustración 74. Brocal



PASO 2

Después procede la perforación y pruebas de verticalidad con Koden y/o plomo de concreto del mismo diámetro de perforación a cada 5 m con apoyo de la grúa de servicio.

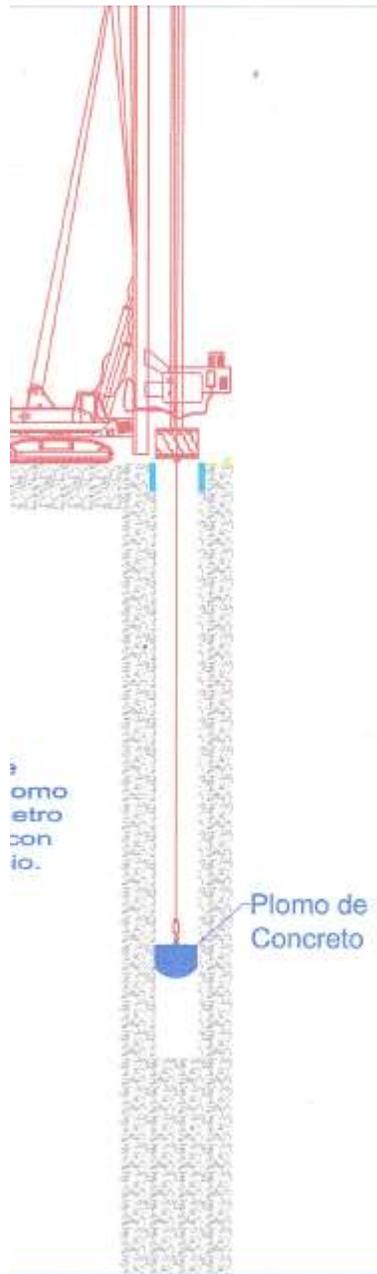


Ilustración 75. Perforación.



PASO 3

Una vez realizado el desarenado en la perforación, se coloca el armado de acero de refuerzo de pila, sujetándolo en el brocal con tubo de 4”.



Ilustración 76. Colocación armado de acero.



PASO 4

Se hace la colocación de orejas a longitud de diseño para bajar armado a nivel deseado.

144



Ilustración 77. Colocación orejas para bajar armado a nivel de pilas de cimentación.



PASO 5

Se coloca el armado de hacer de refuerzo de pila, sujetándolo con orejas largas y en el brocal con tubo de 4".

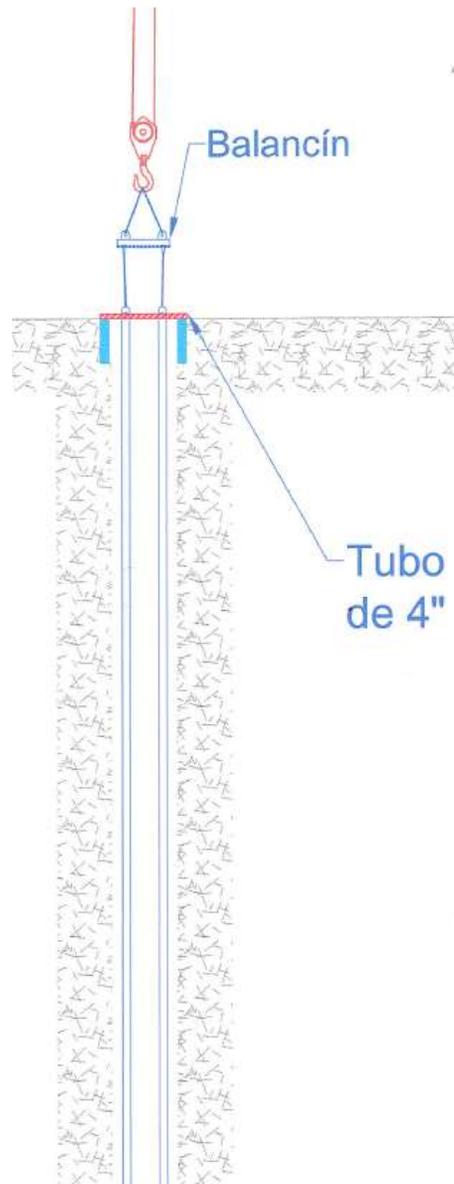


Ilustración 78. Colocación tubo.



PASO 6

Con apoyo del balancín se coloca guía de tubo de 30" y con el cable auxiliar pasando por el centro de la guía se levanta el armado de refuerzo de la pila, quedando el armado sujeto con tubo de 4" sobre la guía de tubo de 30".

146

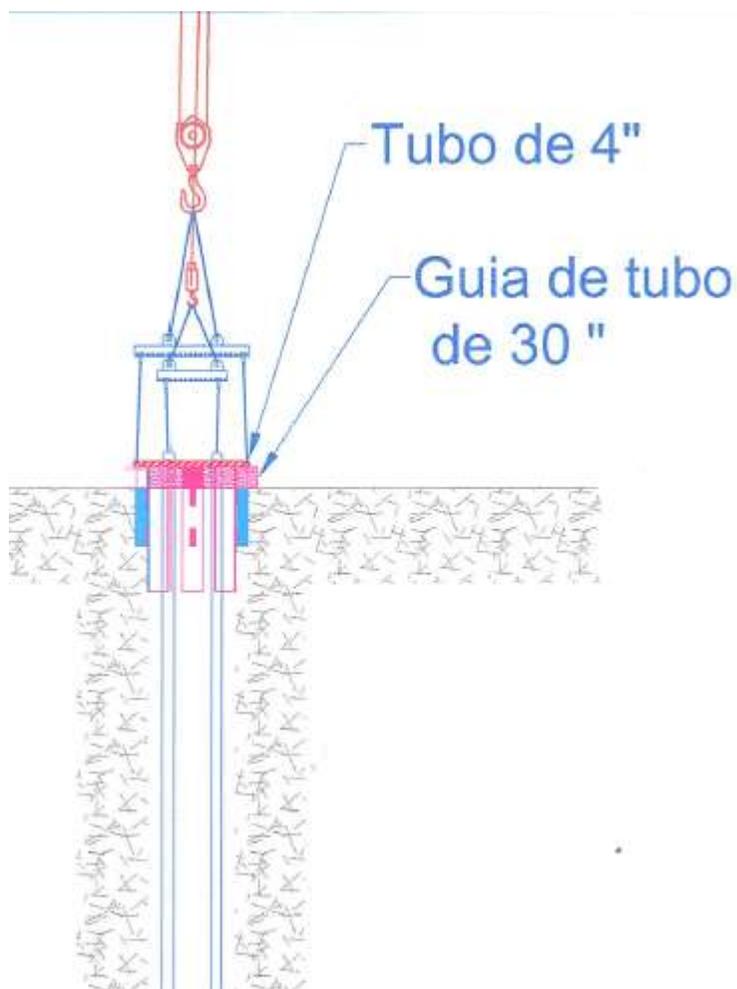


Ilustración 79. Colocación de guía.



A continuación se muestra el detalle de guía para tubos de 30" con perfiles W14 X 90 y W14 X 120.

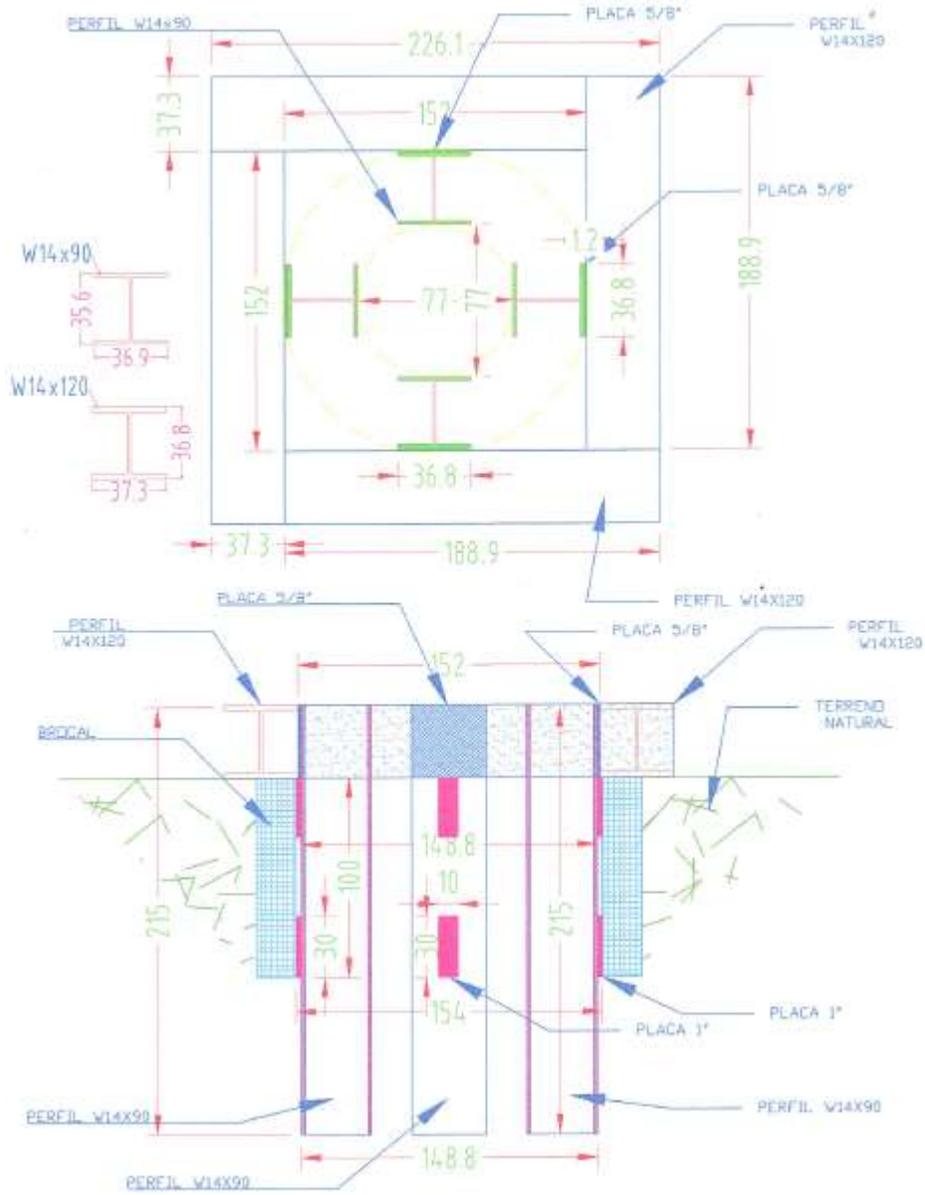


Ilustración 80. Detalle guía.



Y el detalle extensión del tubo de 30" en la guía, se muestra en la siguiente figura.

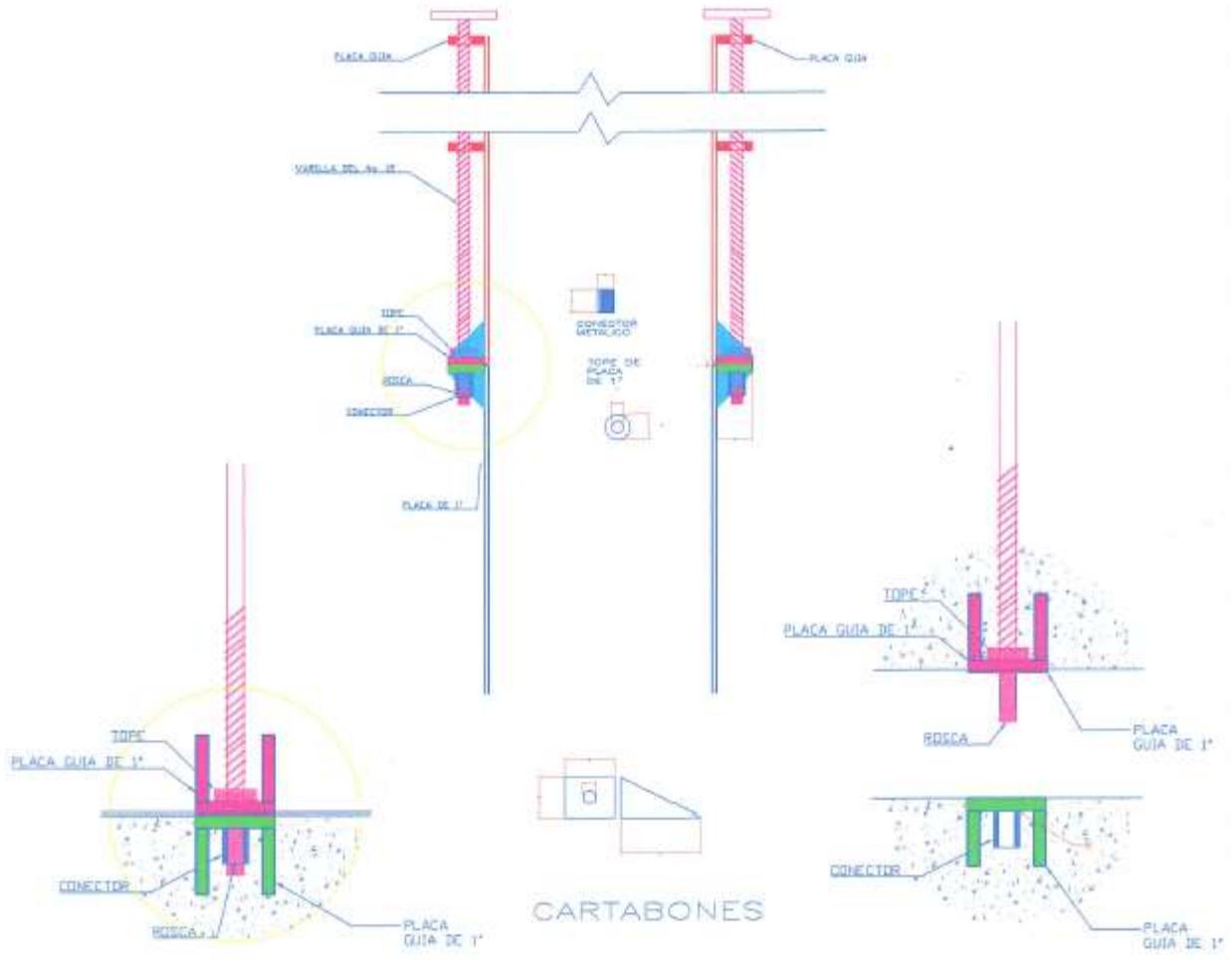
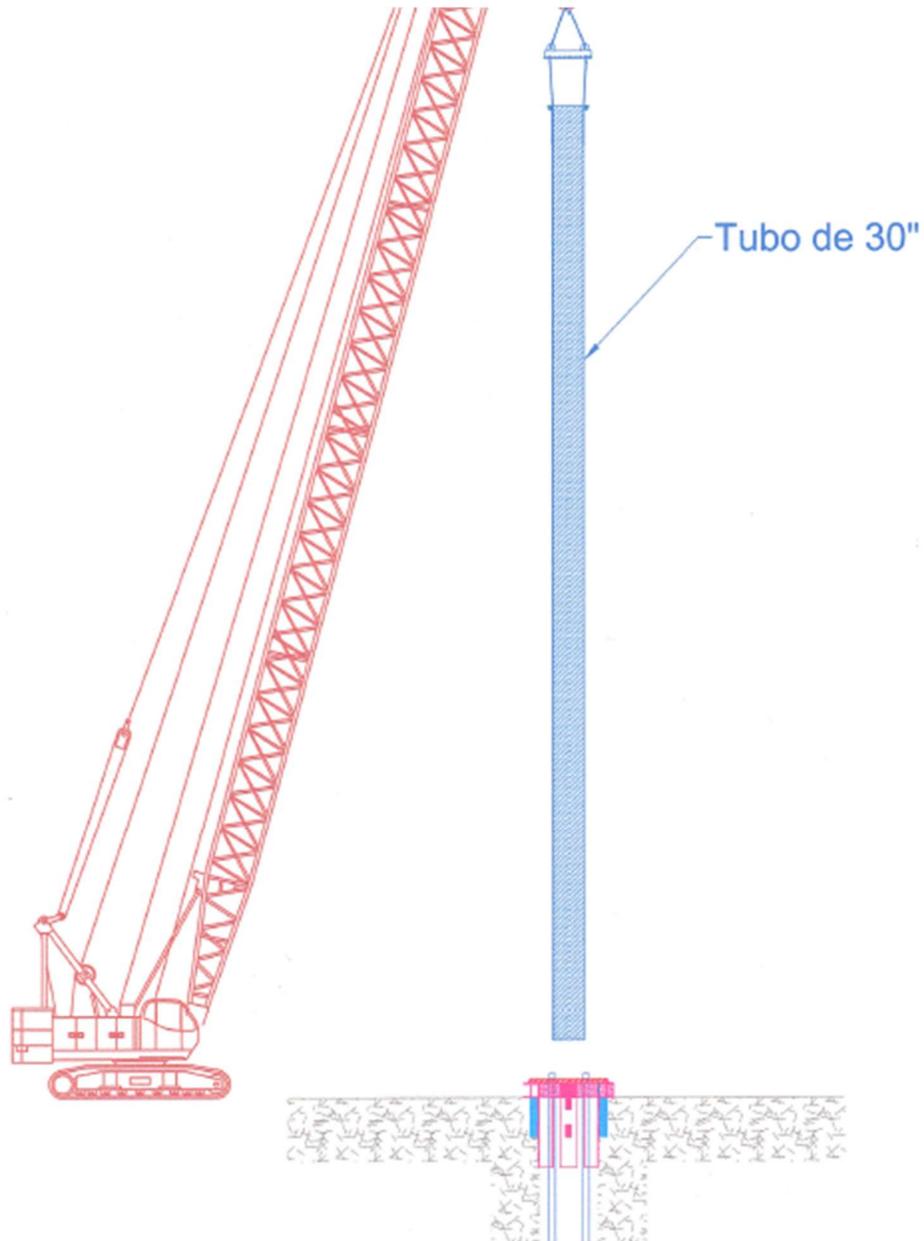


Ilustración 81. Detalle extensión.



PASO 7

Se coloca tubo de 30" según longitud de diseño, sosteniéndolo con cartabones en la guía.



PASO 8

Se acopla extensión de tubo de 30" con tubo a precimentar.

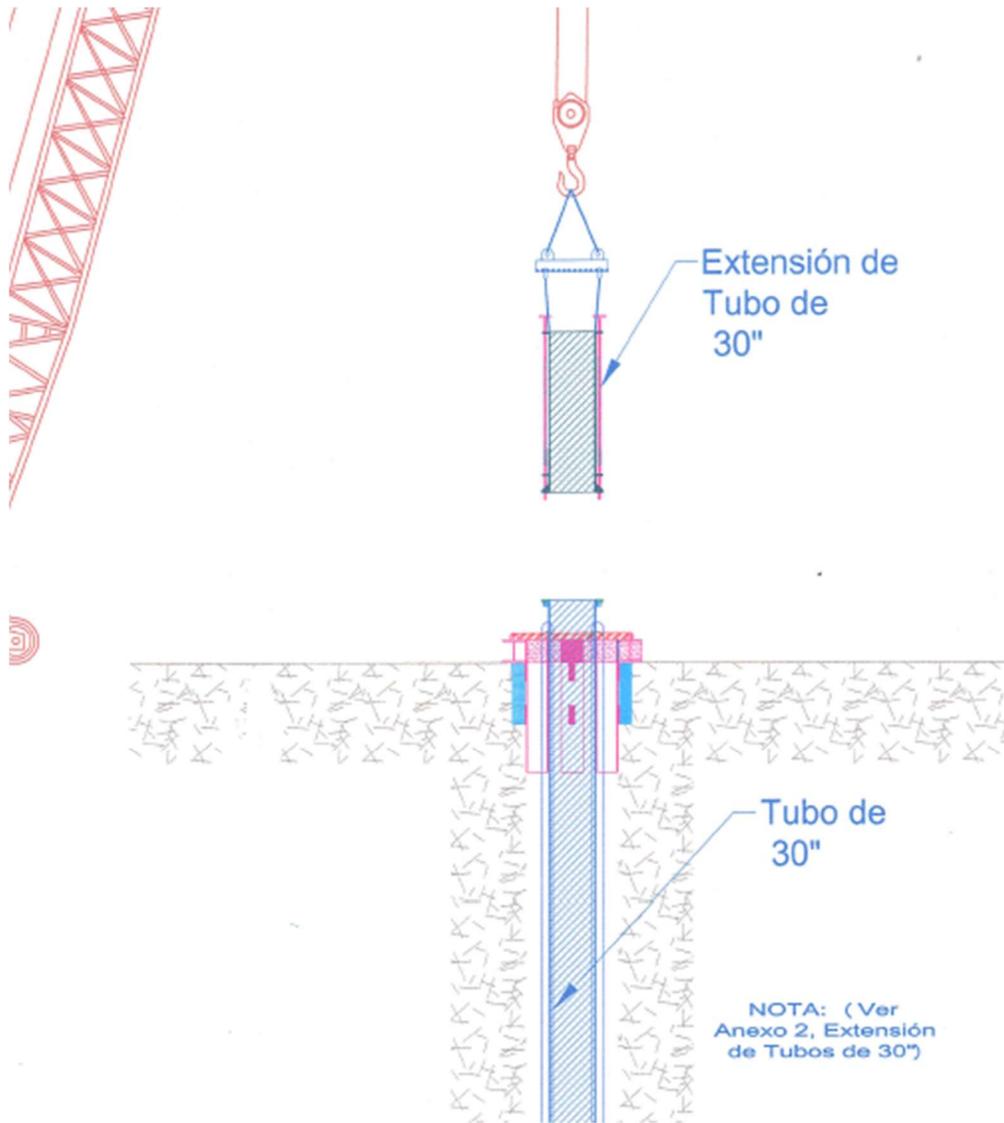


Ilustración 83. Extensión de tubo.



PASO 9

Se coloca a nivel de diseño tubo estructural e 30" con extensión sujeta a la guía del mismo.

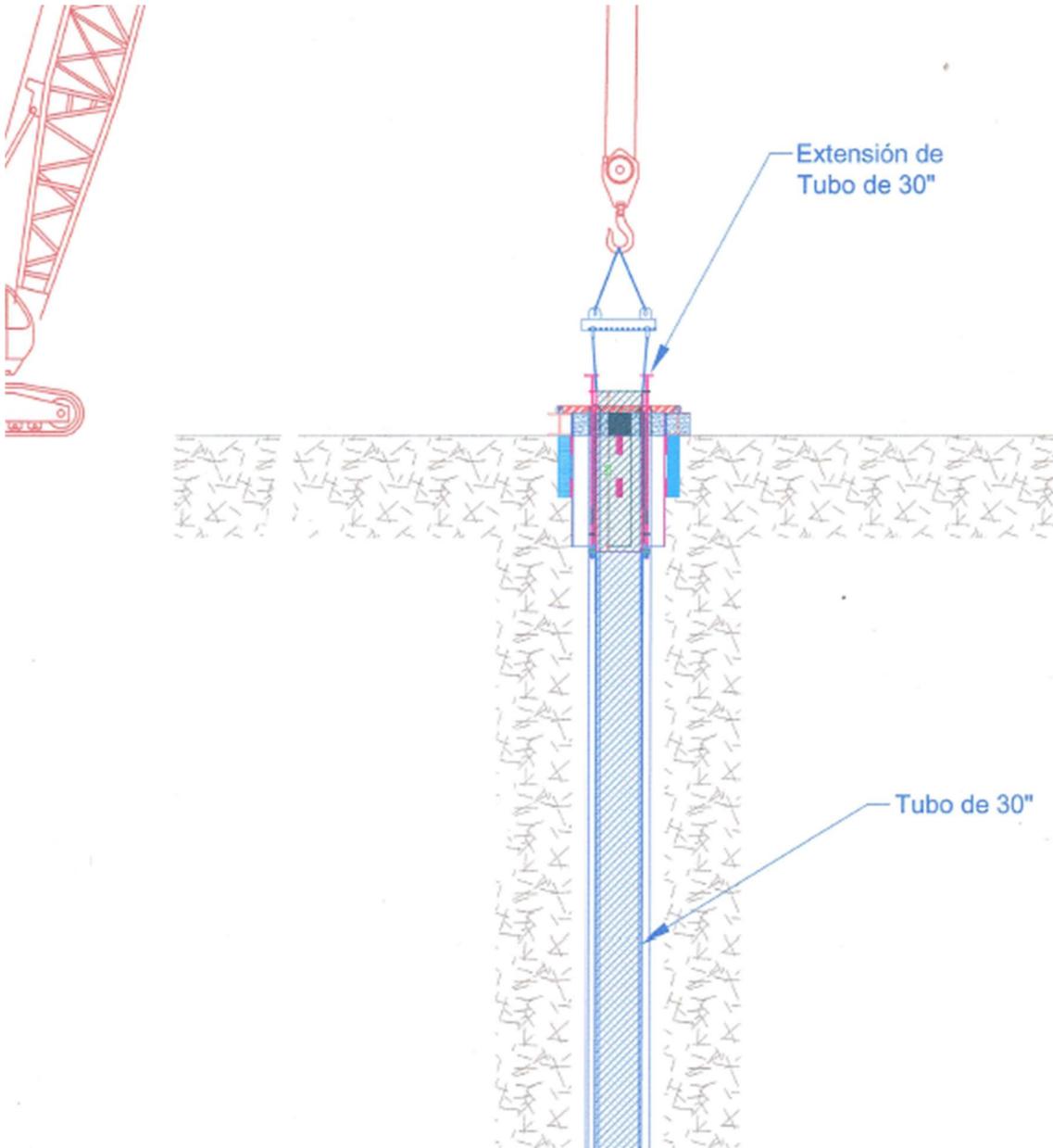


Ilustración 84. Colocación tubo con extensión.



PASO 10

Colocación de tubería tremie, sujetándola con freno para la misma, sobre tubo de 30”.

152

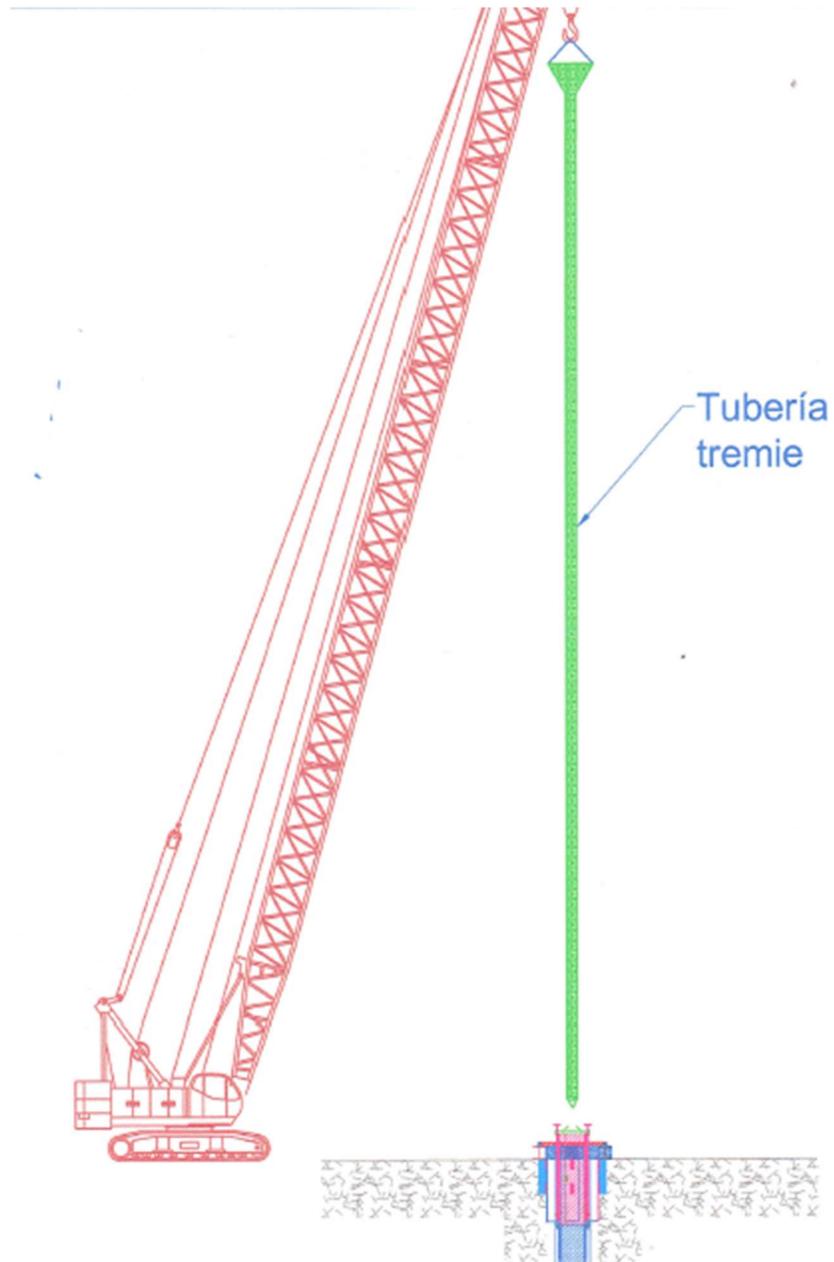


Ilustración 85. Colocación tubería tremie.



PASO 11

Colado hasta 1.2 m sobre nivel de concreto sano, considerando tener la tubería tremie a un nivel de -28.5

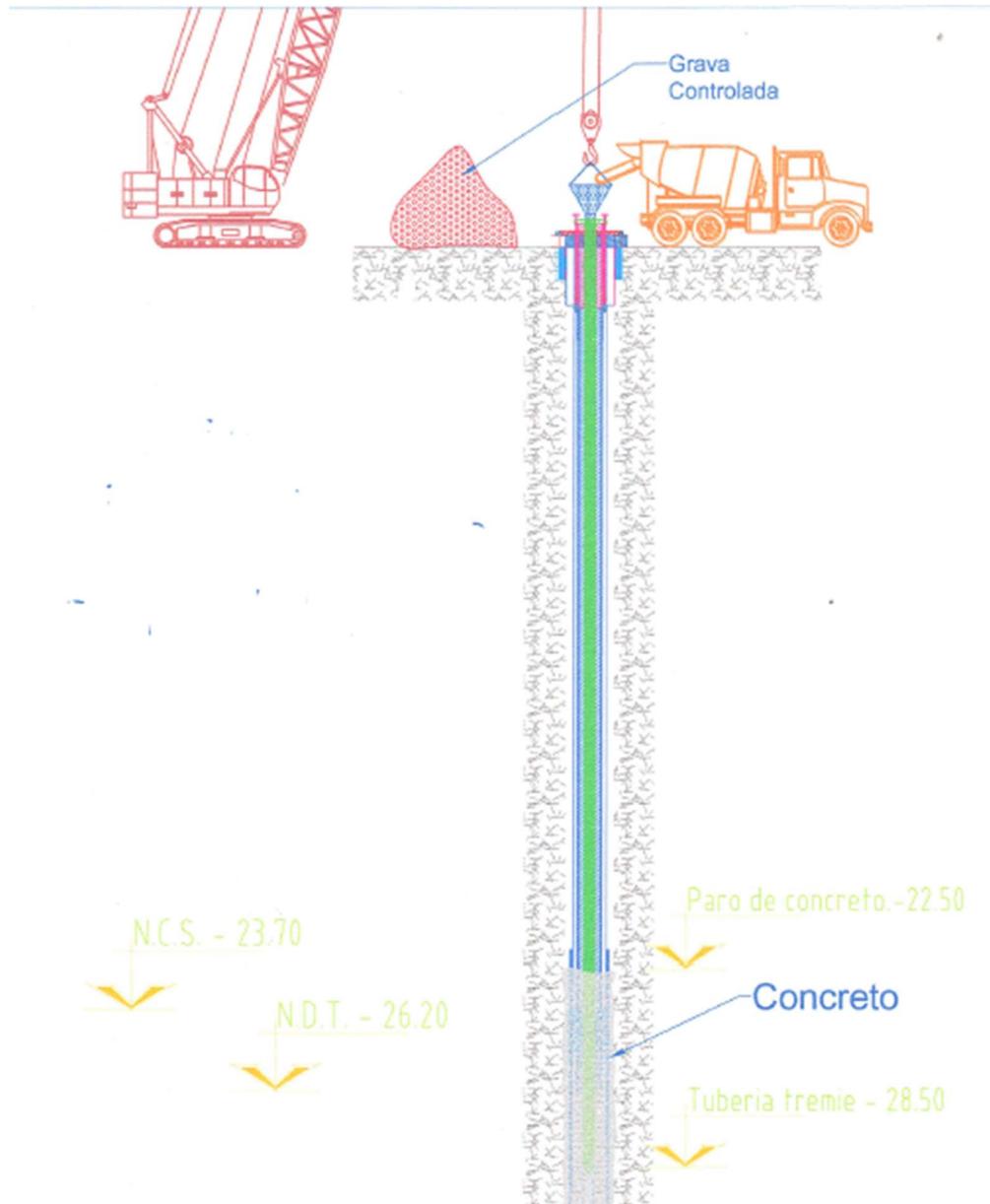


Ilustración 86. Vaciado del concreto.



PASO 12

Relleno de grava de 3 m sobre paro de concreto, para realizar tapón exterior de tubo de 30", y corte de tubería tremie a un nivel de -24.5.

154

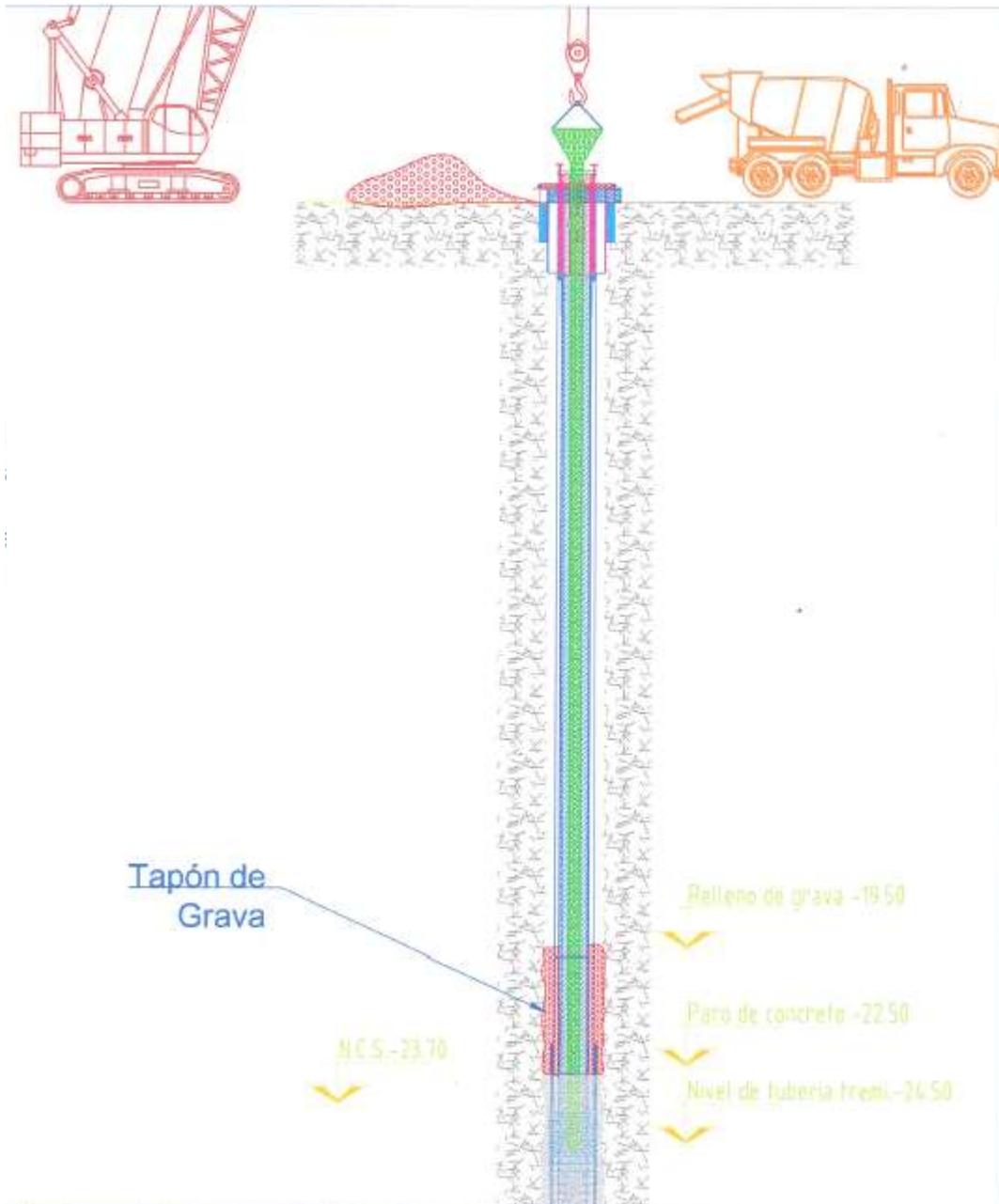


Ilustración 87. Colocación relleno.



PASO 13

Colado de tubo, inicialmente se coloca 2 m^3 de concreto y se realiza corte de 2 m de tubería tremie, posteriormente por cada metro de concreto se realiza corte e 2 m de tubería tremie, hasta llegar 20 cm arriba de la unión de tubo estructural y extensión.

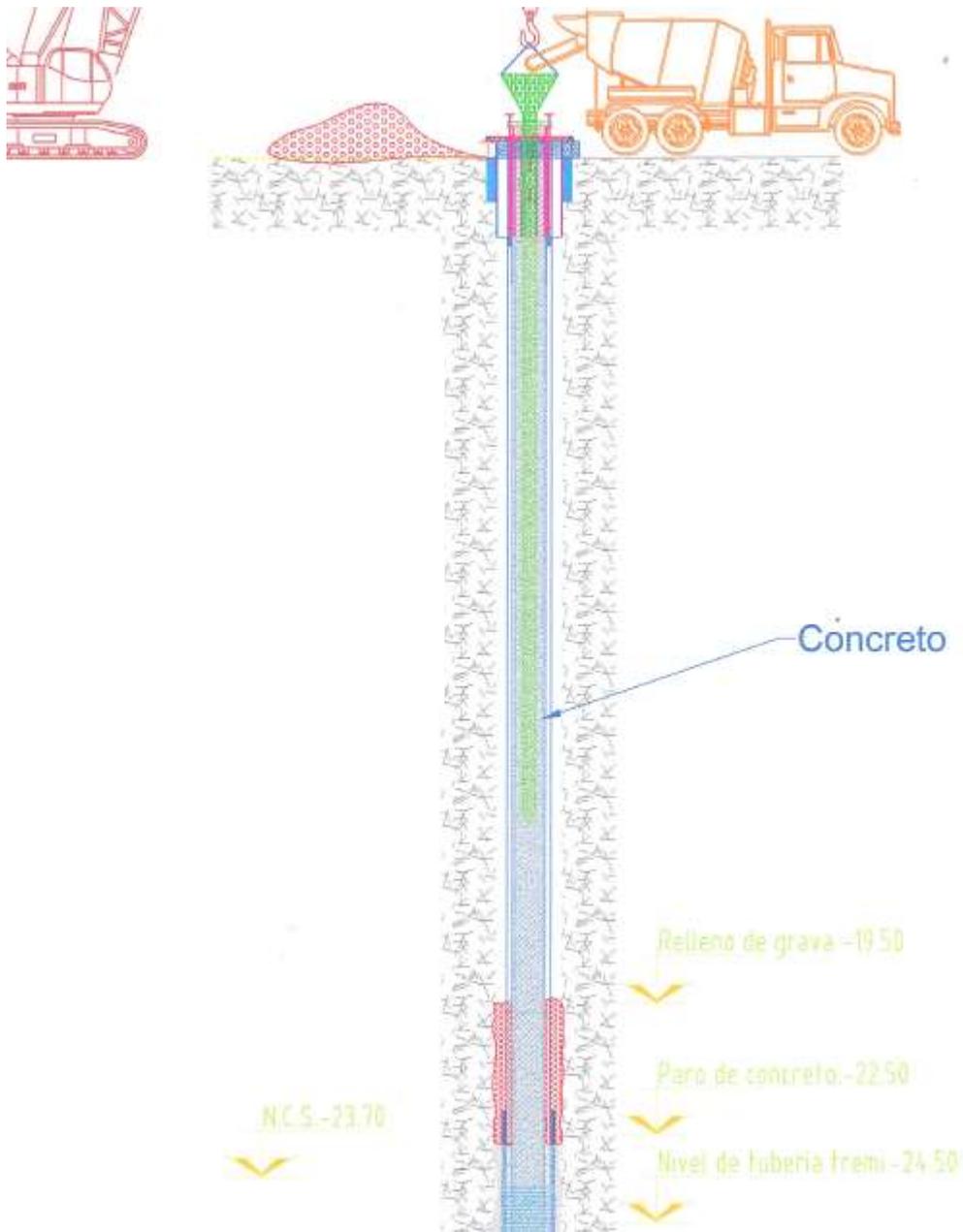


Ilustración 88. Colado del tubo estructural.



PASO 14

Después de veinticuatro horas del colado, se rellena la pila con balastro y/o tezontle y se retira la guía.

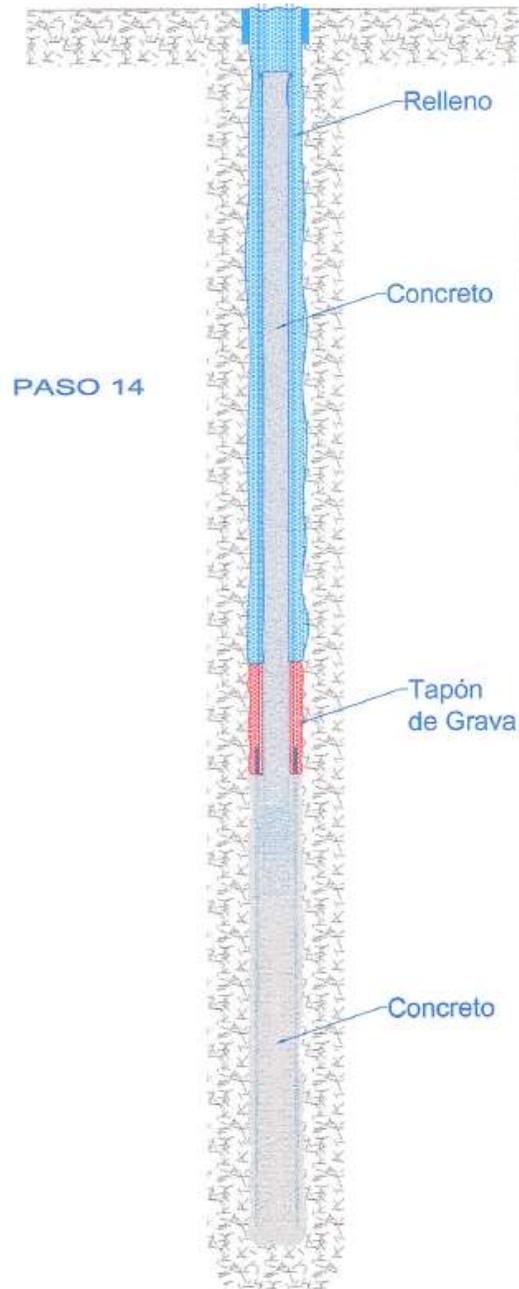


Ilustración 89. Relleno con Balastro.



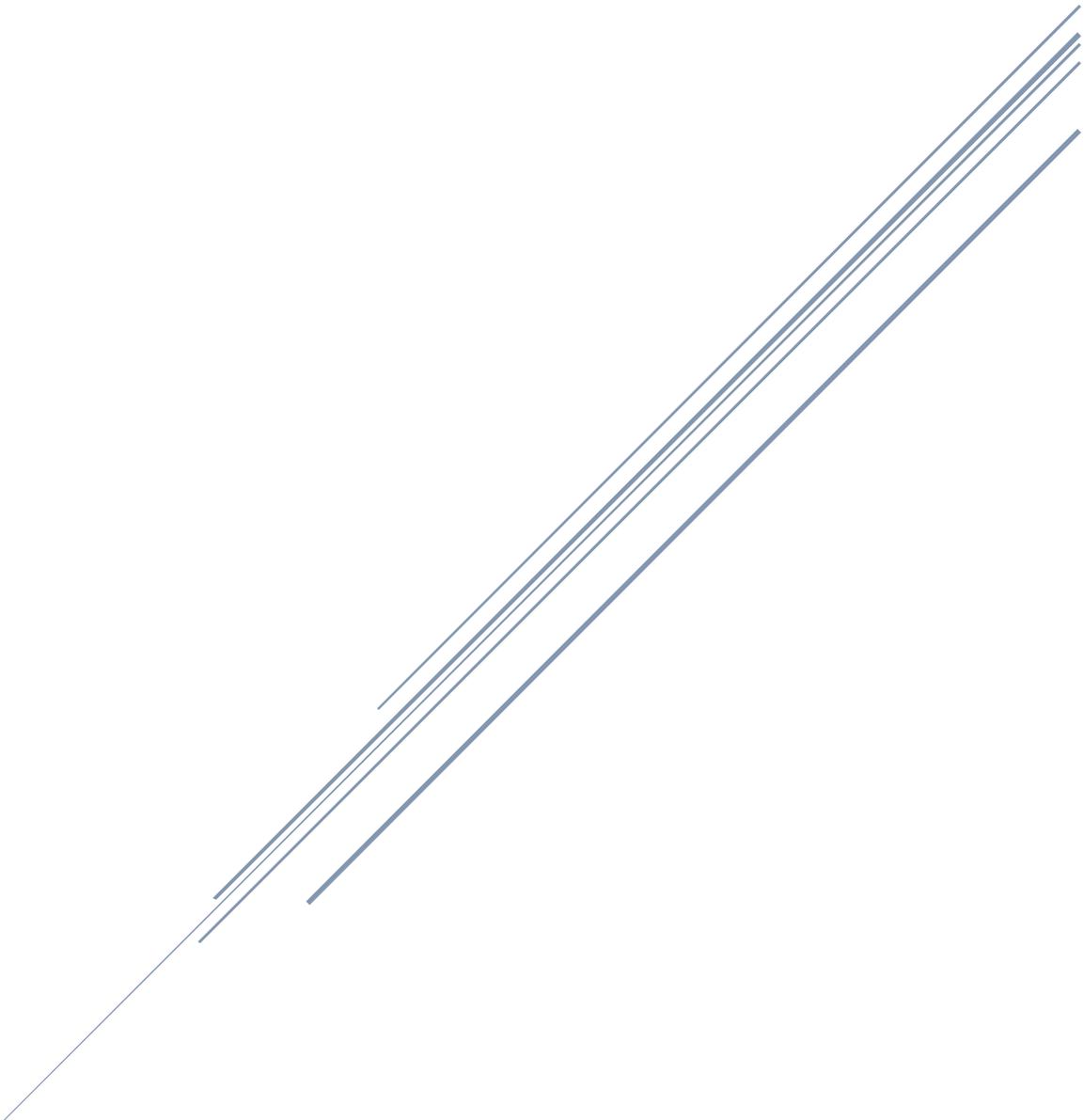
LISTA DE TABLAS

Ilustración 1. Brocal.....	141
Ilustración 2. Perforación.....	142
Ilustración 3. Colocación armado de acero.....	143
Ilustración 4. Colocación orejas para bajar armado a nivel de pilas de cimentación.....	144
Ilustración 5. Colocación tubo.....	145
Ilustración 6. Colocación de guía.....	146
Ilustración 7. Detalle guía.....	147
Ilustración 8. Detalle extensión.....	148
Ilustración 9. Colocación de tubo estructural.....	149
Ilustración 10. Extensión de tubo.....	150
Ilustración 11. Colocación tubo con extensión.....	151
Ilustración 12. Colocación tubería tremie.....	152
Ilustración 13. Vaciado del concreto.....	153
Ilustración 14. Colocación relleno.....	154
Ilustración 15. Colado del tubo estructural.....	155
Ilustración 16. Relleno con Balastro.....	156



ANEXO VI

INSTRUCTIVO DE CONSTRUCCIÓN DE PILAS CIRCULARES – PERFILES ESTRUCTURALES



Contenido

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	160
PASO 1	160
PASO 2	161
PASO 3	162
PASO 4	163
PASO 5	164
PASO 6	165
PASO 7	167
PASO 8	168
PASO 9	169
PASO 10	170
PASO 11	171
PASO 12	172



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Las pilas circulares tienen como peculiaridad que se hunde un perfil de acero en su estructura, para utilizarse como columnas, en esa zona, que es el Top.Down, se colocan perfiles estructurales en sección I. Las siguientes imágenes son parte del instructivo de construcción que se utilizó para describir el procedimiento constructivo de la empresa responsable de la construcción.

160

PASO 1

Al inicio se realiza la construcción del brocal, el cual incluye: trazo excavación, nivelación topográfica y colado de brocal.

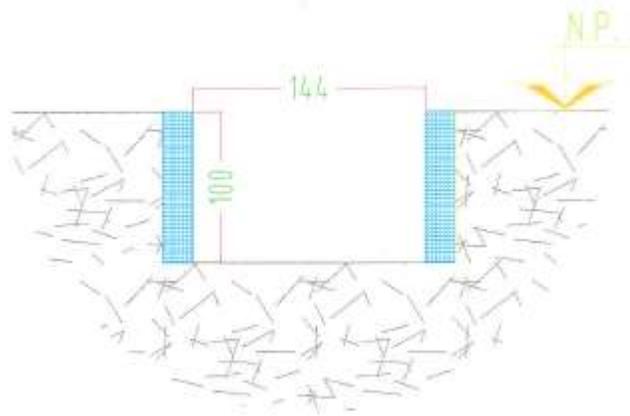


Ilustración 90. Brocal



PASO 2

Después procede la perforación y pruebas de verticalidad con Koden y/o plomo de concreto del mismo diámetro de perforación a cada 5 m con apoyo de la grúa de servicio.

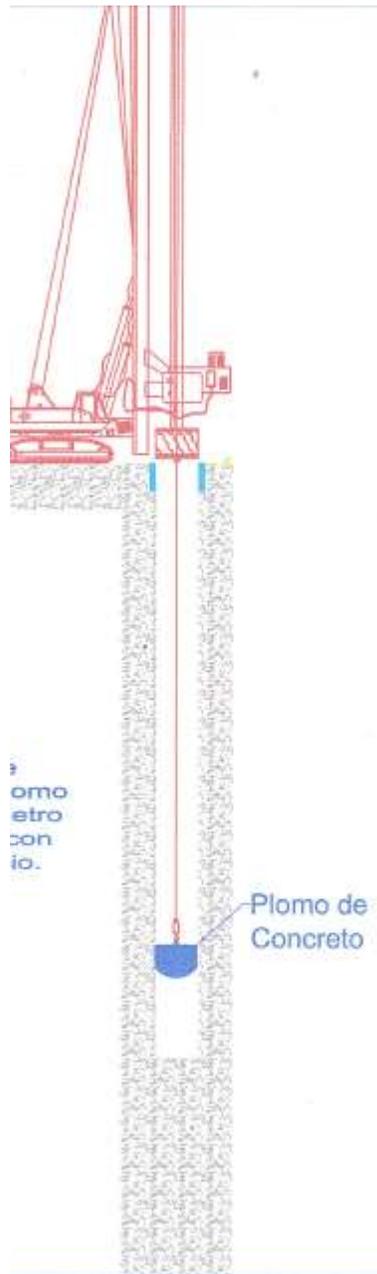


Ilustración 91. Perforación.



PASO 3

Una vez realizado el desarenado en la perforación, se coloca el armado de acero de refuerzo de pila, sujetándolo en el brocal con tubo de 4”.

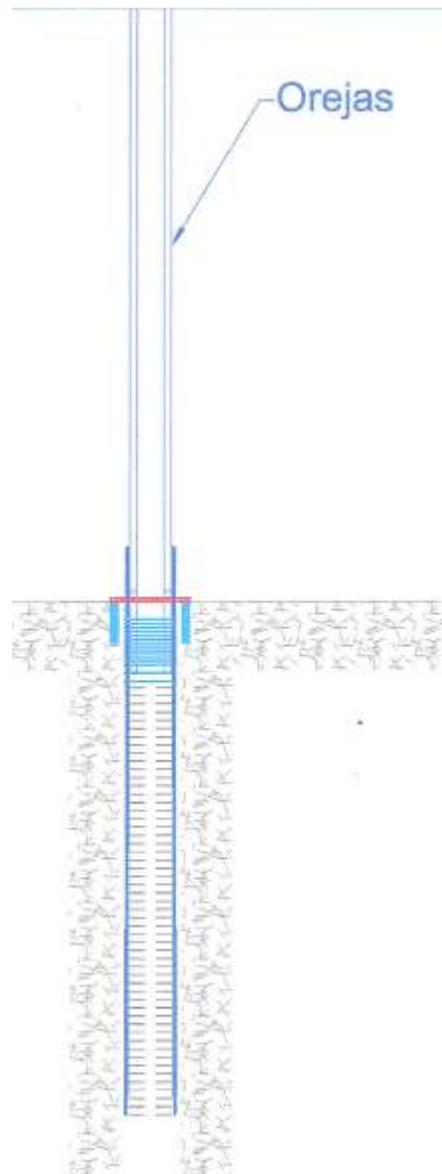


Ilustración 92. Colocación armado de acero.



PASO 4

Se hace la colocación de orejas a longitud de diseño para bajar armado a nivel deseado.



PASO 5

Se coloca el armado de hacer de refuerzo de pila, sujetándolo con orejas largas y en el brocal con tubo de 4".

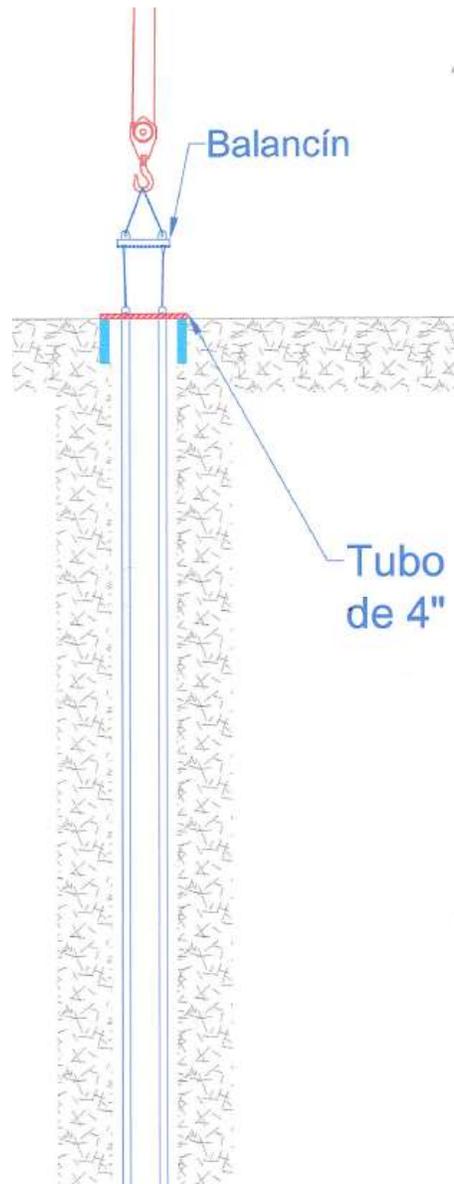


Ilustración 94. Colocación tubo.



PASO 6

Se realiza la colocación de guía en el perfil a un cosatado del taller de unión de perfiles, colocando el perfil completo ya unido, sobre dos bloques de concreto de 0.80 m x 2 m x 1 m.

Con el apoyo de grúa de servicio se toma la guía horizontalmente y se introduce la guía al perfil.

165



Ilustración 95. Colocación de guía.



A continuación se muestra el detalle de la guía para perfil del Top-Down de diámetro de perforación de 1.4 m.

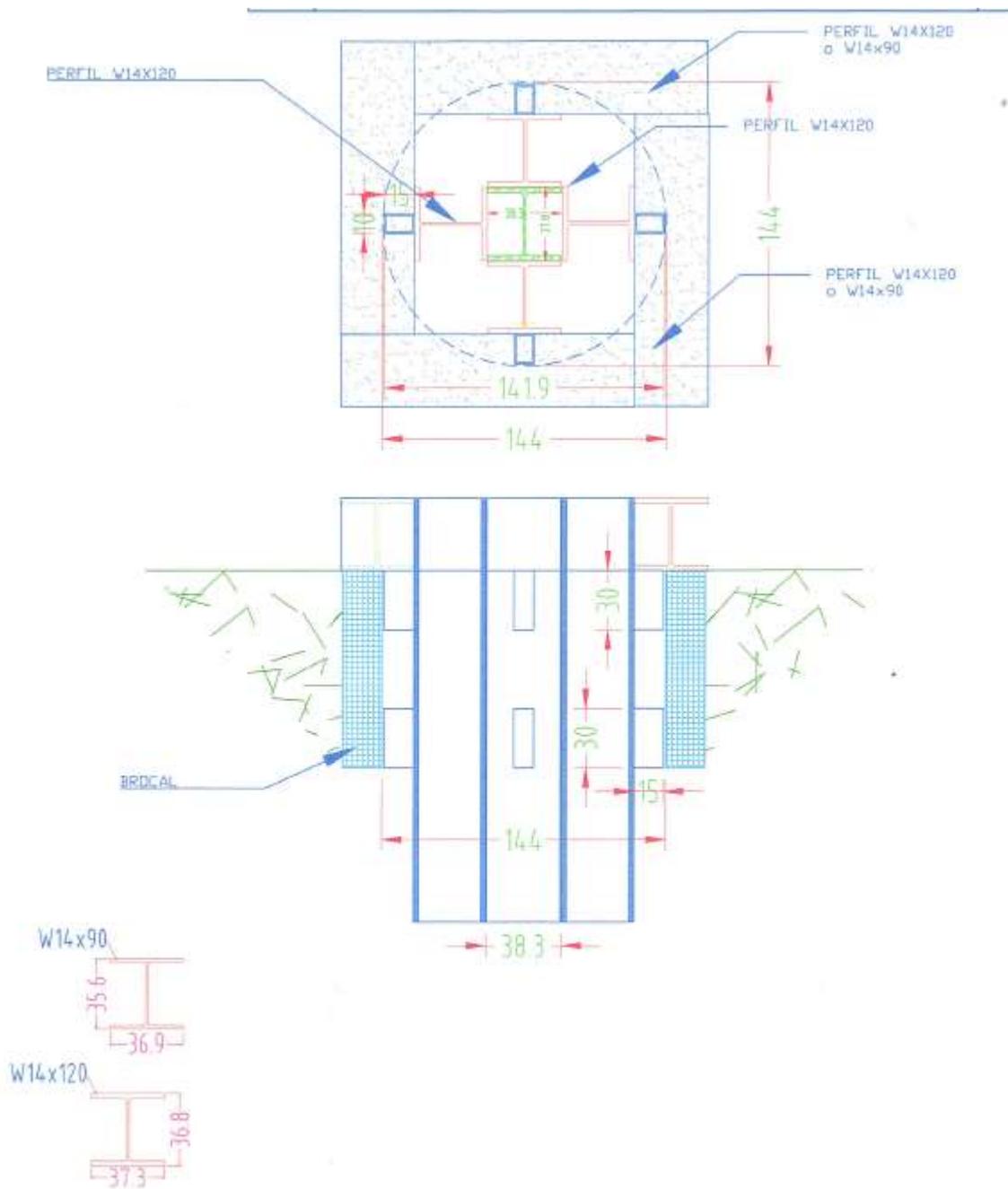


Ilustración 96. Detalle guía.



PASO 7

Con apoyo de balancín, se coloca guía y perfil.

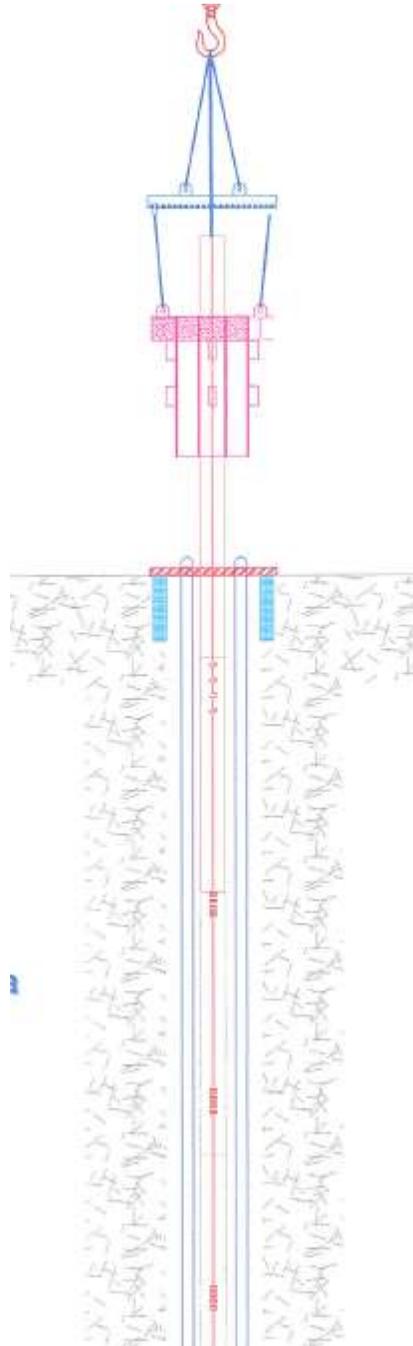


Ilustración 97. Colocación de tubo estructural.



PASO 8

Con el cable auxiliar pasando por extremos de guía se levanta armado de refuerzo de pila, quedando el armado sujeto con tubo de 4" sobre la guía de perfil.

168

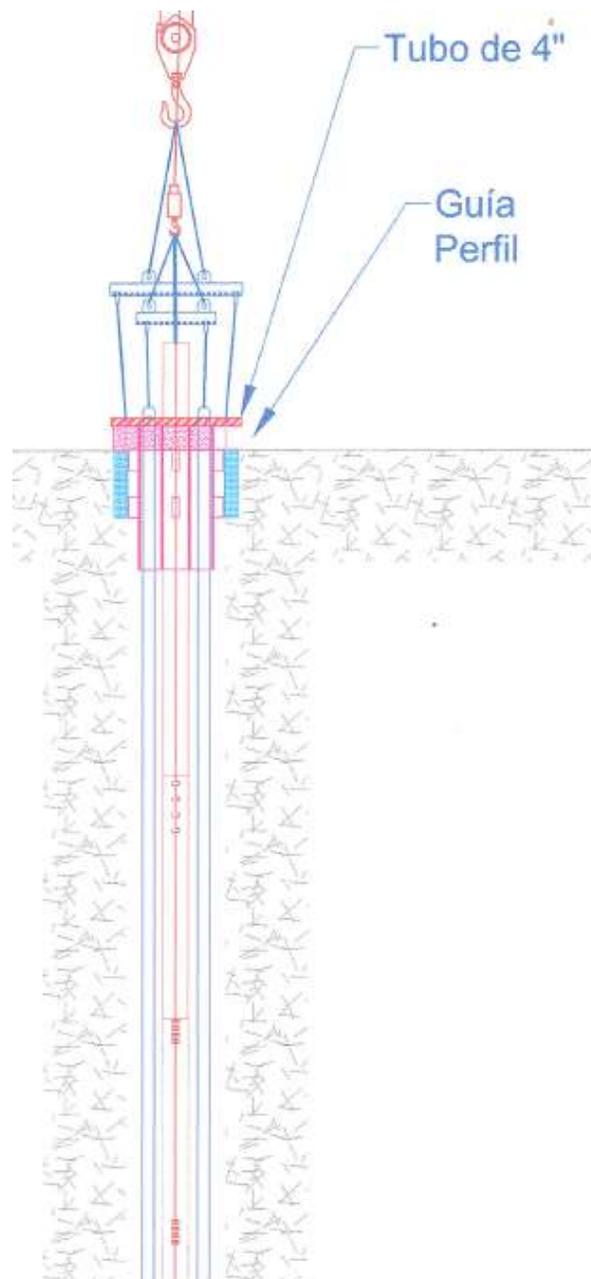


Ilustración 98. Extensión de tubo.



PASO 9

Se levanta perfil hasta nivel de proyecto que es +1.85.

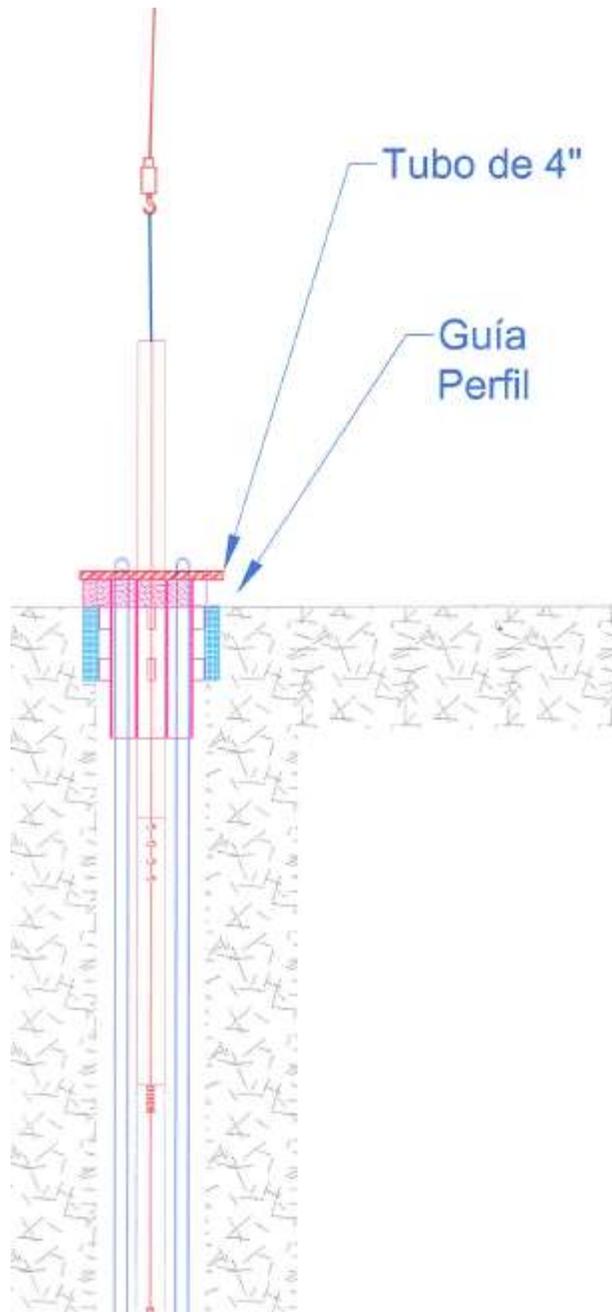


Ilustración 99. Colocación tubo con extensión.



PASO 10

Colocación de tubería tremie, sujetándola con freno para la misma, sobre tubo de 30".

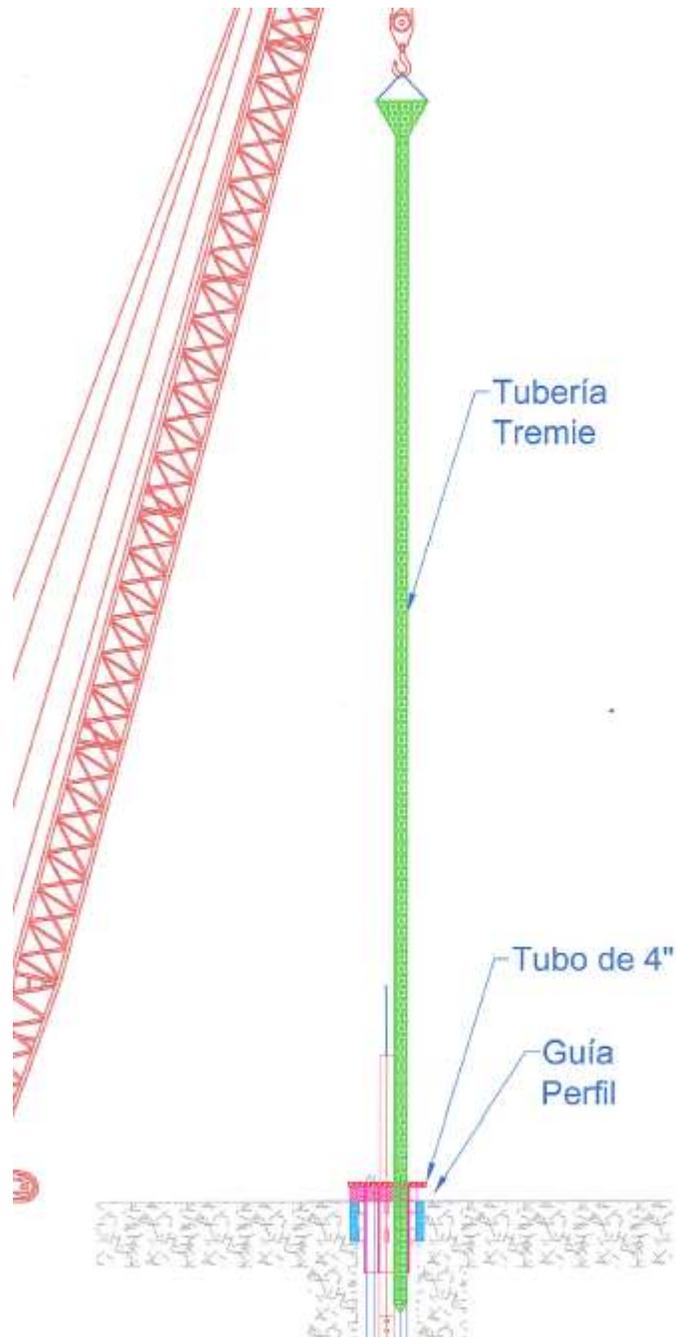


Ilustración 100. Colocación tubería tremie.



PASO 11

Colado hasta 1.2 m sobre nivel de concreto sano, considerando tener la tubería tremie a un nivel de -28.5

171

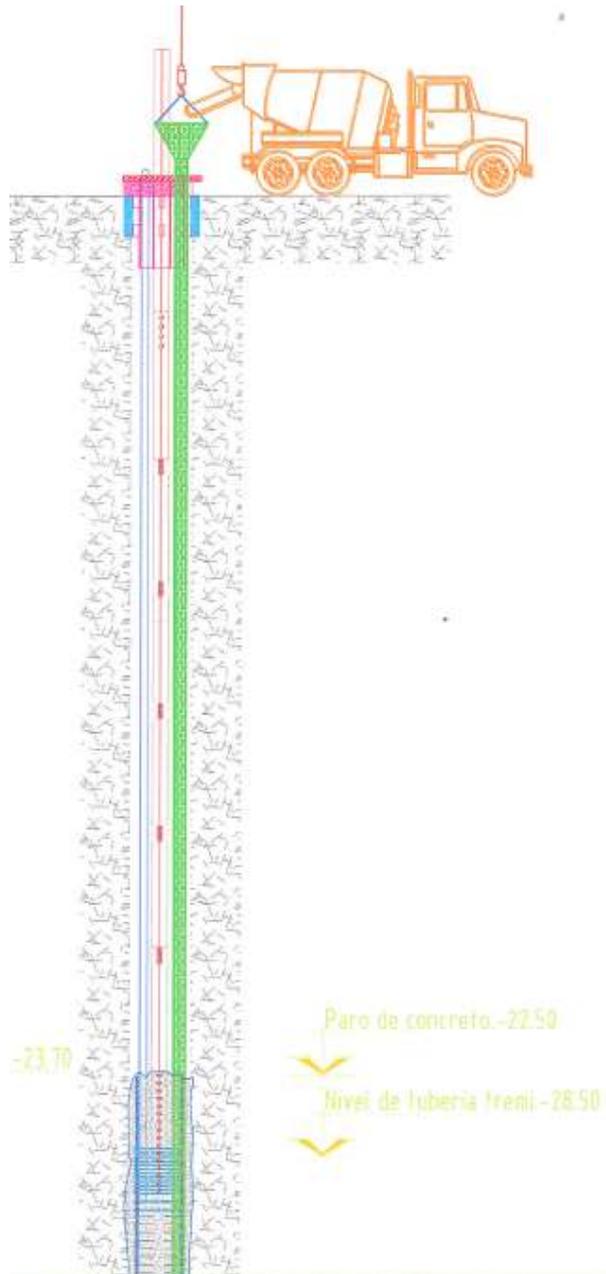


Ilustración 101. Vaciado del concreto.



PASO 12

Después de veinticuatro horas del colado, se rellena la pila con balastro y/o tezontle y se retira la guía.

172

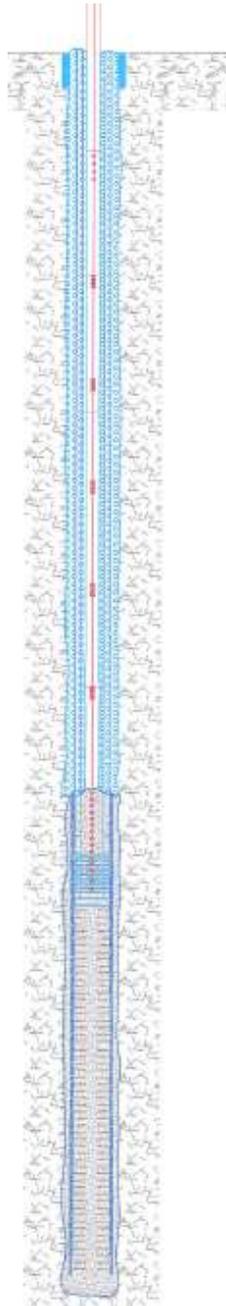


Ilustración 102. Relleno de Balastro.



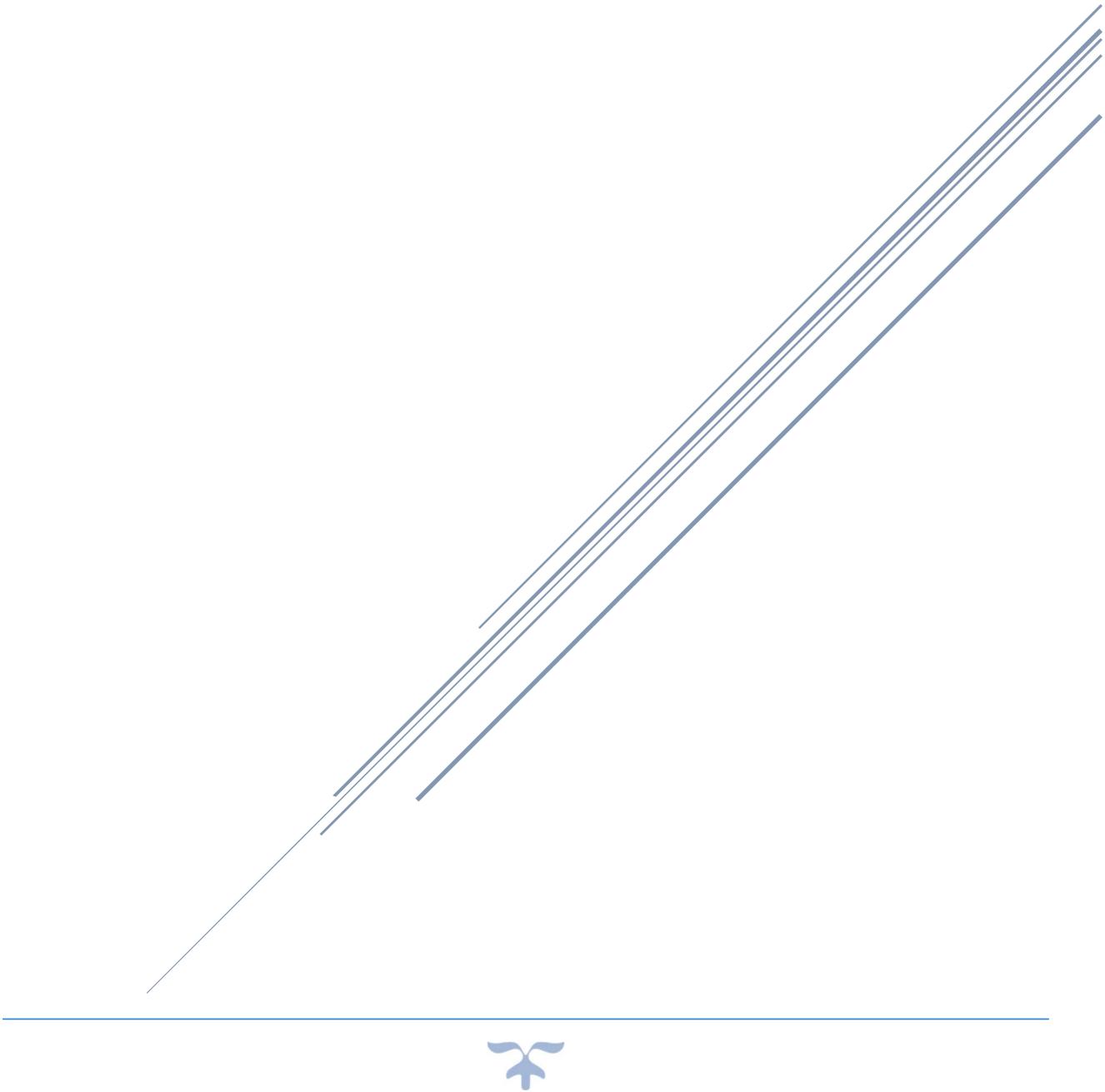
LISTA DE TABLAS

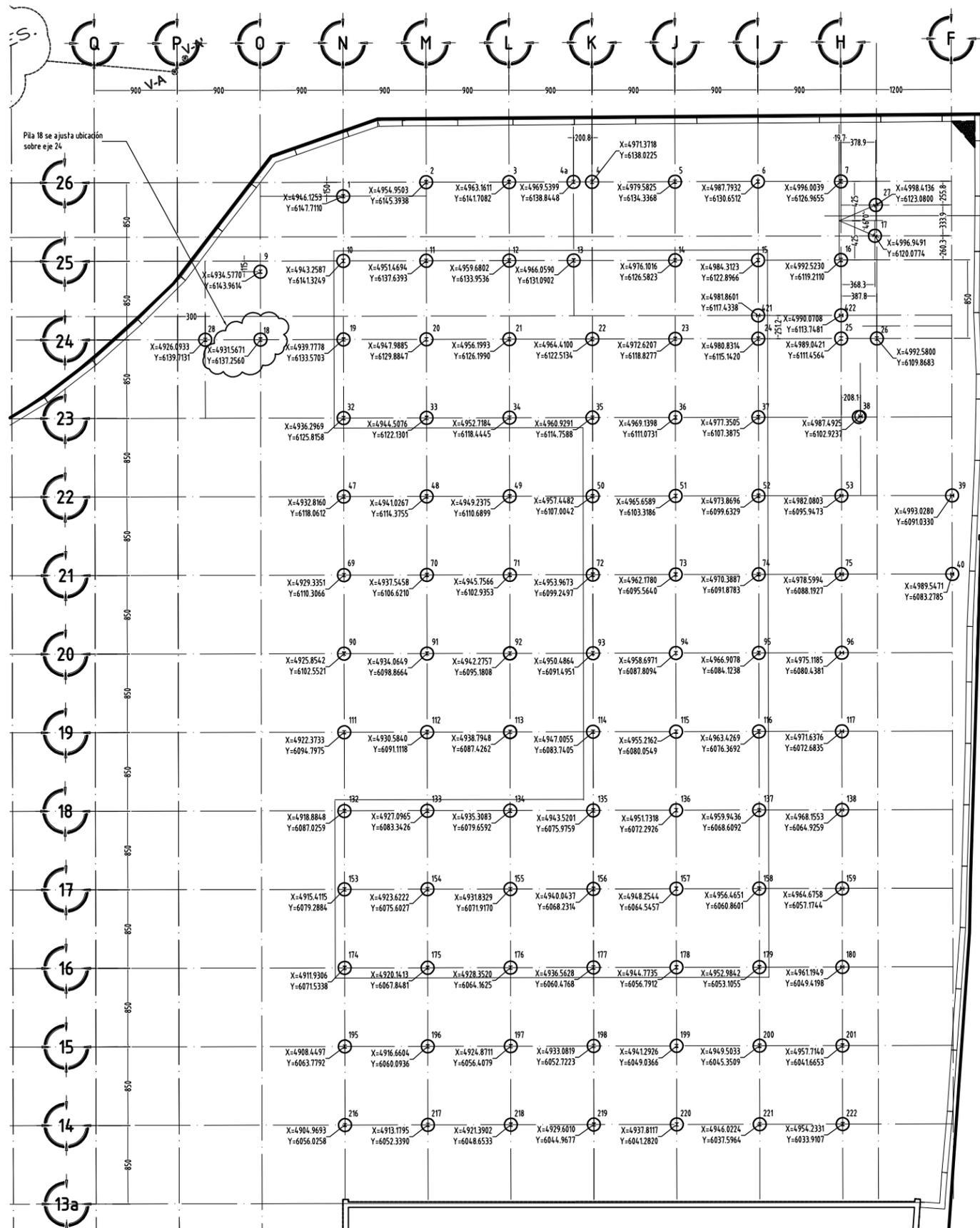
Ilustración 1. Brocal.....	160
Ilustración 2. Perforación.....	161
Ilustración 3. Colocación armado de acero.....	162
Ilustración 4. Colocación orejas para bajar armado a nivel de pilas de cimentación.	163
Ilustración 5. Colocación tubo.....	164
Ilustración 6. Colocación de guía.....	165
Ilustración 7. Detalle guía.....	166
Ilustración 8. Colocación de tubo estructural.	167
Ilustración 9. Extensión de tubo.....	168
Ilustración 10. Colocación tubo con extensión.	169
Ilustración 11. Colocación tubería tremie.....	170
Ilustración 12. Vaciado del concreto.....	171
Ilustración 13. Relleno de Balastro.LISTA DE TABLAS	172



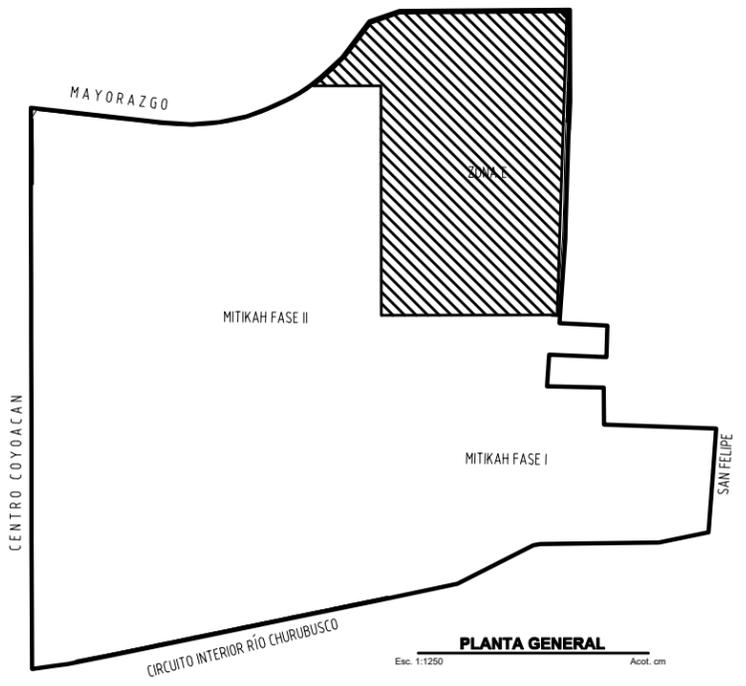
ANEXO VII

PLANTA PILAS DE CIMENTACIÓN ZONA SUR, NORTE
(DÁRSENA Y ZONA E (TOP-DOWN))





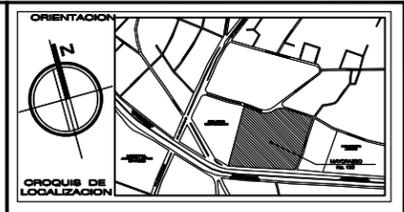
UBICACION DE PILAS ZONA E
Esc. 1:250 Acot. cm



PLANTA GENERAL
Esc. 1:1250 Acot. cm

TABLA DE PILAS							
No.	TIPO	D (cm)	F _c (kg/cm ²)	N.D.P.	N.C.S.	Perfil precimentado	N.I.P. / N.S.P.
1	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 3	-26.20 +1.85
2	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 3	-26.20 +1.85
3	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 3	-26.20 +1.85
4a	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 3	-26.20 +1.85
4	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 3	-26.20 +1.85
5	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 3	-26.20 +1.85
6	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 3	-26.20 +1.85
7	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
9	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
10	P1	140	350	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
11	P2	140	350	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
12	P9	140	400	-43.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
13	P9	140	400	-43.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
14	P9	140	400	-43.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
15	P2	140	350	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
16	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
17	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
18	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
19	P1	140	350	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
20	P2	140	350	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
21	P2	140	350	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
22	P2	140	350	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
23	P2	140	350	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
24	P2	140	350	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
25	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
26	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
27	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
28	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
32	P1	140	350	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
33	P2	140	400	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
34	P2	140	400	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
35	P2	140	400	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
36	P2	140	400	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
37	P2	140	400	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
38	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
39	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
40	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
41	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
48	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
49	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
50	P2	140	350	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
51	P2	140	350	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
52	P2	140	350	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
53	P1	140	350	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
59	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
69	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
70	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
71	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
72	P2	140	350	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
73	P2	140	300	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
74	P2	140	350	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
75	P4a	140	350	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
90	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85

TABLA DE PILAS							
No.	TIPO	D (cm)	F _c (kg/cm ²)	N.D.P.	N.C.S.	Perfil precimentado	N.I.P. / N.S.P.
91	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
92	P4	140	350	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
93	P2	140	300	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
94	P2	140	300	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
95	P2	140	300	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
96	P4a	140	350	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
111	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
112	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
113	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
114	P2	140	300	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
115	P2	140	300	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
116	P2	140	300	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
117	P4a	140	350	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
132	P1	140	300	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
133	P1	140	300	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
134	P1	140	300	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
135	P2	140	300	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
136	P2	140	300	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
137	P2	140	300	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
138	P4a	140	350	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
153	P1	140	300	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
154	P1	140	300	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
155	P1	140	300	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
156	P2	140	300	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
157	P2	140	300	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
158	P2	140	300	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
159	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
174	P1	140	300	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
175	P1	140	300	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
176	P1	140	300	-38.50	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
177	P2	140	300	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
178	P2	140	300	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
179	P2	140	300	-41.00	-23.70	detalle 2	-26.20 +1.85
180	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
195	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
196	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
197	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
198	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
199	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
200	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
201	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
216	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
217	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
218	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
219	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
220	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
221	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
222	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 1	-26.20 +1.85
421	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 4	-26.20 -4.00
422	P4	140	300	-36.00	-23.70	detalle 4	-26.20 -4.00
423							
424							



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

- NOTAS:**
- GENERALES**
- Niveles en metros.
 - Cotas en cm.
 - Soldaduras en mm.
 - Verificar Cotas y Niveles en planos arquitectónicos.
 - Las cotas rigen al dibujo.
 - Este plano se generó con la información de los planos CIM-01 y CIM-08 de fecha 9-03-12.
 - La tolerancia en verticalidad de los perfiles precimentados será de ±0.55%, según acuerdo en reunión de obra del 7-Mayo-2012.

- MATERIALES**
- El concreto especificado para las pilas de orientación tendrá una resistencia a la compresión simple de F_c=300 kg/cm² y F_c=400 kg/cm² a los 28 días.
 - Se tomarán muestras del concreto en cilindros de acuerdo a las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
 - El acero de refuerzo tendrá un esfuerzo de fluencia de f_y=4200 kg/cm².
 - El módulo de elasticidad del acero será de 2.1E6 kg/cm².
 - Las soldaduras serán con electrodos E-70XX.

ABREVIATURAS

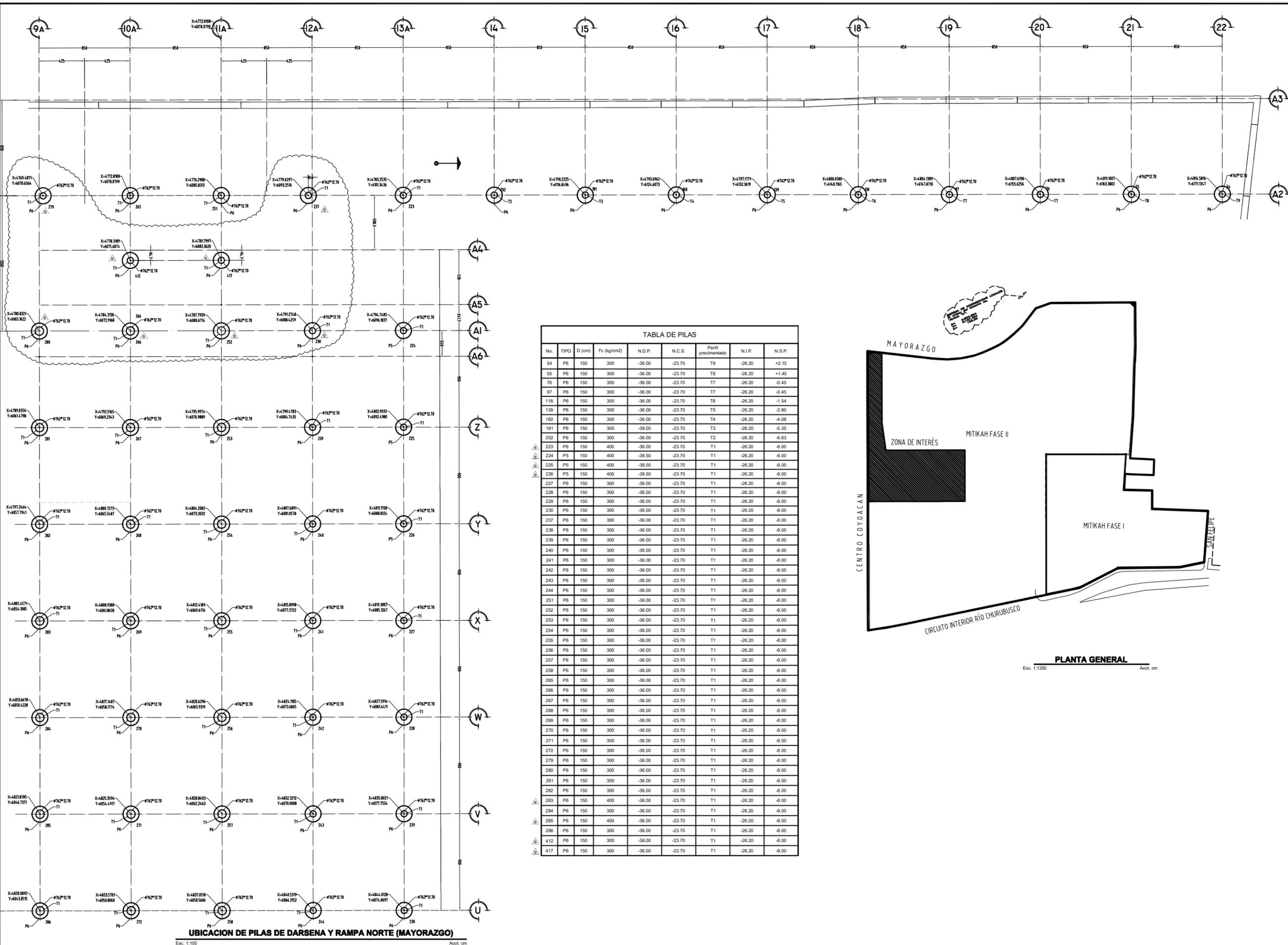
D	Diámetro de pila
N.D.P	Nivel de desplante de pila
N.C.S.	Nivel de concreto sano
N.I.P.	Nivel inferior de perfil
N.S.P.	Nivel superior de perfil

REV.	DESCRIPCIÓN	FECHA
3	Se ajusta ubicación de pila 18, sobre eje 24	25/07/12
2	Se ajusta ubicación de pila 38, posición real de colado	27/06/12
1	Cambia posición de pilas 13, 17, 26 y 27 en zona de rampas, se cambia tipo de pila, pilas 12, 13 y 14 por incremento de profundidad así como F _c =400kg/cm ² de perfil precimentado. Se eliminan tres pilas del eje F y se ajusta numeración	18/06/12
B	Cambia resistencia de concreto de pilas 33 a 37, 49 a 53, 71, 72, 74, 75 y 90	17/05/12
A	Cambia nivel de desplante de pilas 53 y 75, pendientes de construir pilas.	27/04/12
A	Para revisión y aprobación del cliente	14/03/12


MITIKAH III
 AV. REAL MAYORAZGO No.130 COL. XOCO
 MEXICO D.F.

PILAS Y PERFILES PRECIMENTADOS ZONA E

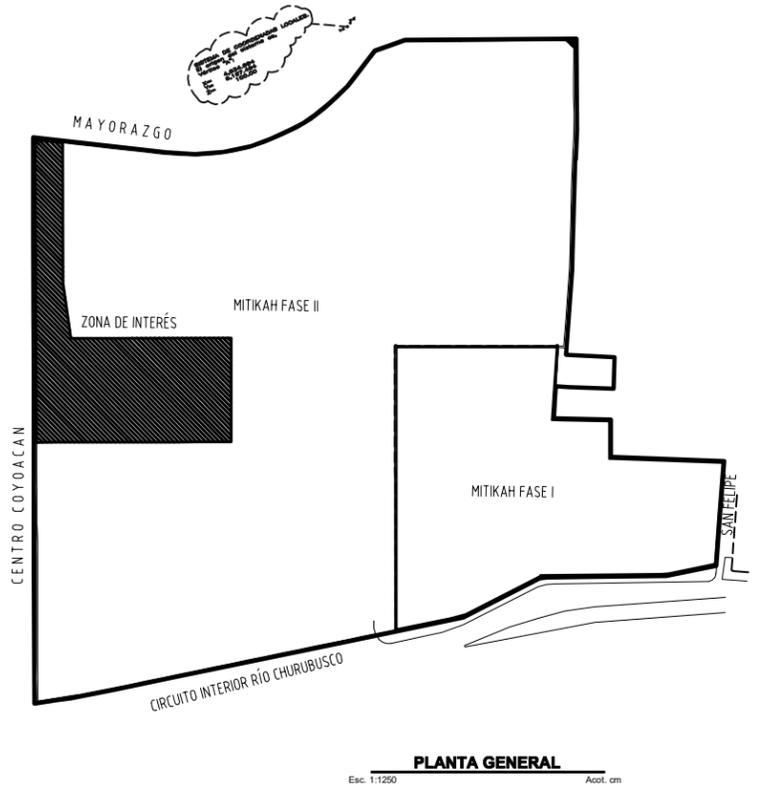
DISEÑO:	DIBUJO:	FECHA:	ESCALA:
REVISÓ:	AFROBÓ:	PLANO:	
G.L.A.	J.C.L.	MAR/12	varias
			CIMESA-ING-MTK3-PLA02



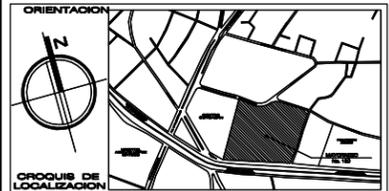
UBICACION DE PILAS DE DARSENA Y RAMPA NORTE (MAYORAZGO)
Esc. 1:150

TABLA DE PILAS

No.	TIPO	D (cm)	Fc (kg/cm ²)	N.D.P.	N.C.S.	Perfil precimentado	N.I.P.	N.S.P.
54	P6	150	300	-36.00	-23.70	T9	-26.20	+2.15
55	P6	150	300	-36.00	-23.70	T8	-26.20	+1.45
76	P6	150	300	-36.00	-23.70	T7	-26.20	-0.45
97	P6	150	300	-36.00	-23.70	T7	-26.20	-0.45
118	P6	150	300	-36.00	-23.70	T6	-26.20	-1.54
139	P6	150	300	-36.00	-23.70	T5	-26.20	-2.80
160	P6	150	300	-36.00	-23.70	T4	-26.20	-4.08
181	P6	150	300	-36.00	-23.70	T3	-26.20	-5.35
202	P6	150	300	-36.00	-23.70	T2	-26.20	-6.63
223	P6	150	400	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
224	P5	150	400	-38.50	-23.70	T1	-26.20	-8.00
225	P5	150	400	-38.50	-23.70	T1	-26.20	-8.00
226	P5	150	400	-38.50	-23.70	T1	-26.20	-8.00
227	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
228	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
229	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
230	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
237	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
238	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
239	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
240	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
241	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
242	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
243	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
244	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
251	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
252	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
253	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
254	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
255	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
256	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
257	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
258	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
265	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
266	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
267	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
268	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
269	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
270	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
271	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
272	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
279	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
280	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
281	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
282	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
283	P6	150	400	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
284	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
285	P6	150	400	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
286	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
412	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00
417	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20	-8.00



PLANTA GENERAL
Esc. 1:1250



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

- NOTAS:**
- GENERALES**
- 1) Niveles en metros.
 - 2) Cotas en cm.
 - 3) Soldaduras en mm.
 - 4) Verificar Cotas y Niveles en planos arquitectónicos.
 - 5) Las cotas rigen al dibujo.
 - 6) Este plano se generó con la información de los planos CIM-01 y CIM-02 de fecha 22-02-12.

- MATERIALES**
- 1) El concreto especificado para las pilas de cimentación tendrá una resistencia a la compresión simple de $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$ y de $f_c=400 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días.
 - 2) Se tomarán muestras del concreto en cilindros de acuerdo a las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
 - 3) El acero de refuerzo tendrá un esfuerzo de fluencia de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
 - 4) El módulo de elasticidad del acero será de 2.1 EB kg/cm^2 .
 - 5) Las soldaduras serán con electrodos E-70XX.

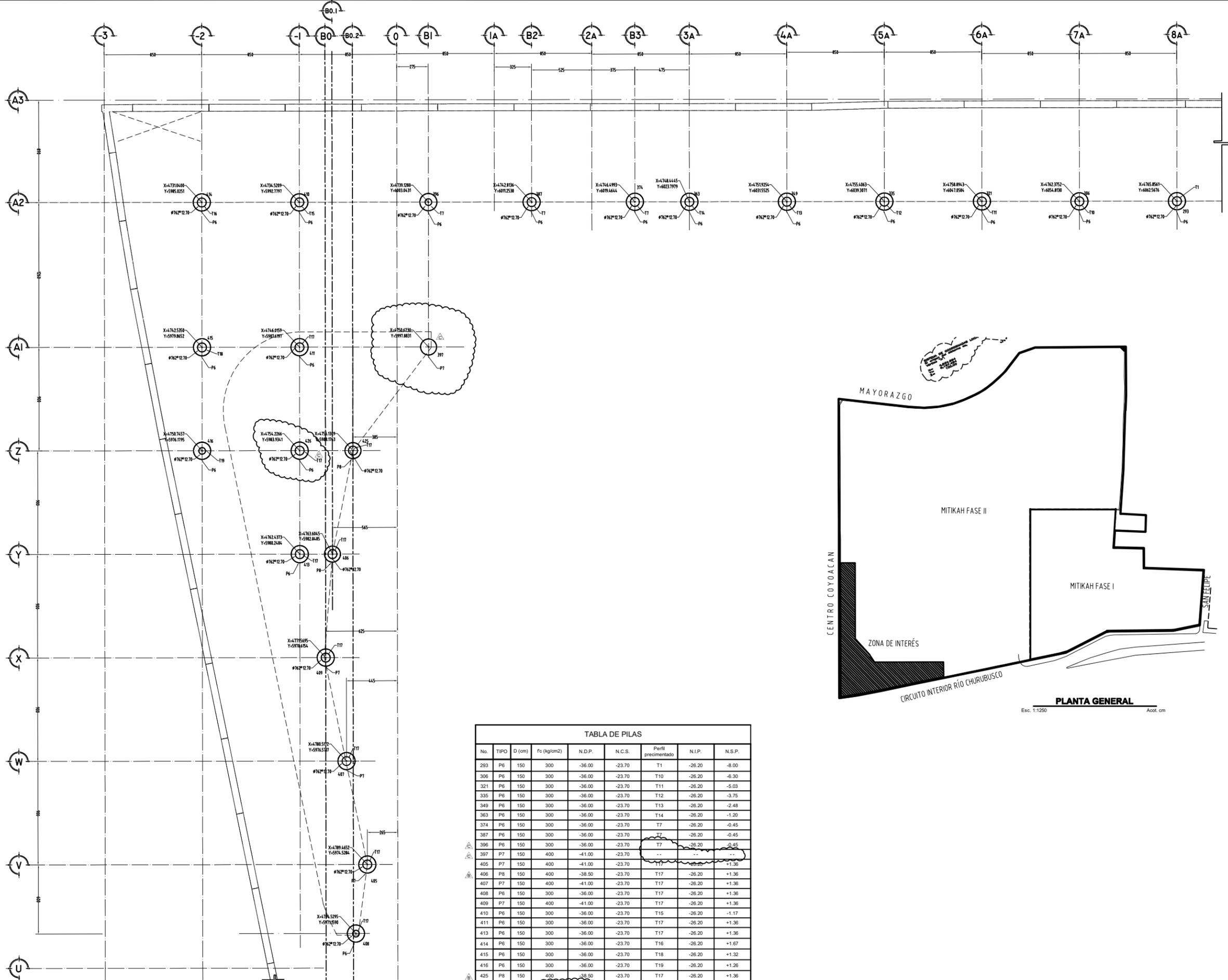
- ABREVIATURAS**
- D Diámetro de pila
N.D.P. Nivel de desplante de pila
N.C.S. Nivel de concreto sano
N.I.P. Nivel inferior de perfil
N.S.P. Nivel superior de perfil

REV.	DESCRIPCIÓN	FECHA
0	Para construcción	17/05/12
C	Se incluye nube en zona de modificación de pilas.	12/04/12
B	Se ajusta ubicación de pilas 237, 238, 252, 266, 279 y 280; y fc de pilas 223 a 228, 253 y 285, asimismo se incluyen pilas 412 y 417.	09/04/12
A	Primera emisión, para revisión del Cliente.	14/03/12

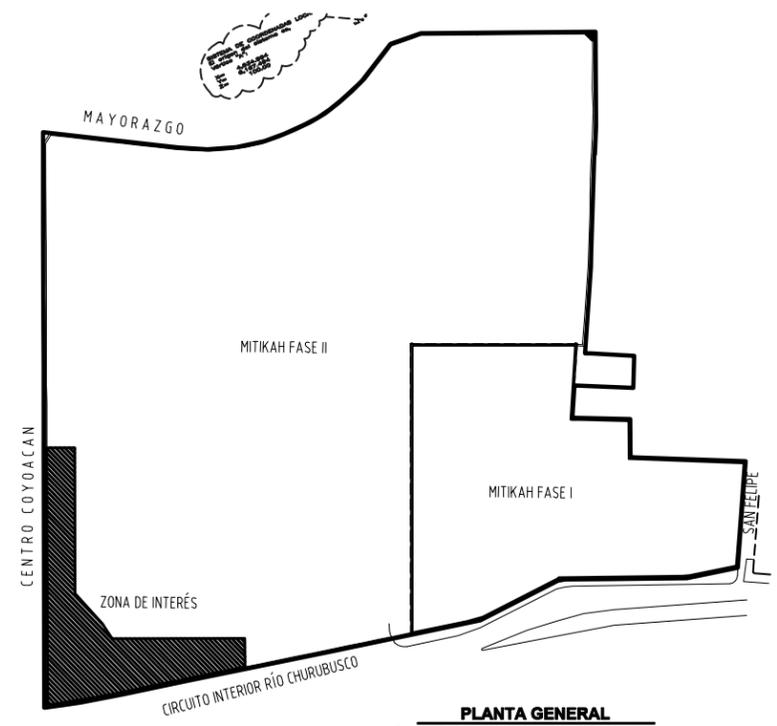
MITIKAH III
MAYORAZGO No. 130
Col. Xoco. Deleg. Benito Juárez
México DF

PILAS Y PERFILES PRECIMENTADOS DE DARSENA Y RAMPA NORTE (MAYORAZGO)

DISEÑO: —	DIBUJÓ: G.O.M.	FECHA: MAR/12	ESCALA: varias
REVISÓ: G.L.A.	APROBÓ: —	PLANO: —	CIMESA-ING-MTK3-PLA04

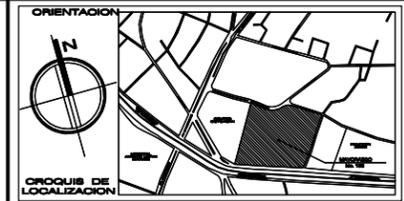


UBICACION DE PILAS RAMPA SUR (CHURUBUSCO)
Esc. 1:150 Acol. cm



PLANTA GENERAL
Esc. 1:1250 Acol. cm

TABLA DE PILAS							
No.	TIPO	D (cm)	Fc (kg/cm ²)	N.D.P.	N.C.S.	Perfil precimentado	N.S.P.
293	P6	150	300	-36.00	-23.70	T1	-26.20 -8.00
306	P6	150	300	-36.00	-23.70	T10	-26.20 -6.30
321	P6	150	300	-36.00	-23.70	T11	-26.20 -5.03
335	P6	150	300	-36.00	-23.70	T12	-26.20 -3.75
349	P6	150	300	-36.00	-23.70	T13	-26.20 -2.48
363	P6	150	300	-36.00	-23.70	T14	-26.20 -1.20
374	P6	150	300	-36.00	-23.70	T7	-26.20 -0.45
387	P6	150	300	-36.00	-23.70	T7	-26.20 -0.45
396	P6	150	300	-36.00	-23.70	T7	-26.20 -0.45
397	P7	150	400	-41.00	-23.70	---	---
405	P7	150	400	-41.00	-23.70	T10	-26.20 -1.36
406	P8	150	400	-38.50	-23.70	T17	-26.20 +1.36
407	P7	150	400	-41.00	-23.70	T17	-26.20 +1.36
408	P6	150	300	-36.00	-23.70	T17	-26.20 +1.36
409	P7	150	400	-41.00	-23.70	T17	-26.20 +1.36
410	P6	150	300	-36.00	-23.70	T15	-26.20 -1.17
411	P6	150	300	-36.00	-23.70	T17	-26.20 +1.36
413	P6	150	300	-36.00	-23.70	T17	-26.20 +1.36
414	P6	150	300	-36.00	-23.70	T16	-26.20 +1.67
415	P6	150	300	-36.00	-23.70	T18	-26.20 +1.32
416	P6	150	300	-36.00	-23.70	T19	-26.20 +1.26
425	P8	150	400	-38.50	-23.70	T17	-26.20 +1.36
426	P6	150	300	-36.00	-23.70	T17	-26.20 +1.36



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

- NOTAS:**
- GENERALES**
- 1) Niveles en metros.
 - 2) Cotas en cm.
 - 3) Soldaduras en mm.
 - 4) Verificar Cotas y Niveles en planos arquitectónicos.
 - 5) Las cotas rigen al dibujo.
 - 6) Este plano se generó con la información del plano CIM-02 de fecha 22-02-12.

- MATERIALES**
- 1) El concreto especificado para las pilas de cimentación tendrá una resistencia a la compresión simple de $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$ y de $f_c=400 \text{ kg/cm}^2$ a los 28 días.
 - 2) Se tomarán muestras del concreto en cilindros de acuerdo a las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
 - 3) El acero de refuerzo tendrá un esfuerzo de fluencia de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
 - 4) El módulo de elasticidad del acero será de $2.1E6 \text{ kg/cm}^2$.
 - 5) Las soldaduras serán con electrodos E-70XX.

- ABREVIATURAS**
- D: Diámetro de pila
 - N.D.P.: Nivel de desplante de pila
 - N.C.S.: Nivel de concreto sano
 - N.I.P.: Nivel inferior de perfil
 - N.S.P.: Nivel superior de perfil

REV.	DESCRIPCIÓN	FECHA
0	Para construcción	17/05/12
C	Se elimina tubo de la pila 397, se corrige tipo de tubo de pila 426 y se actualiza tabla por cambios.	12/04/12
B	Se corrige en tabla el diámetro de las pilas 406 y 425	09/04/12
A	Primera emisión, para revisión del Cliente.	14/03/12

CIMESA

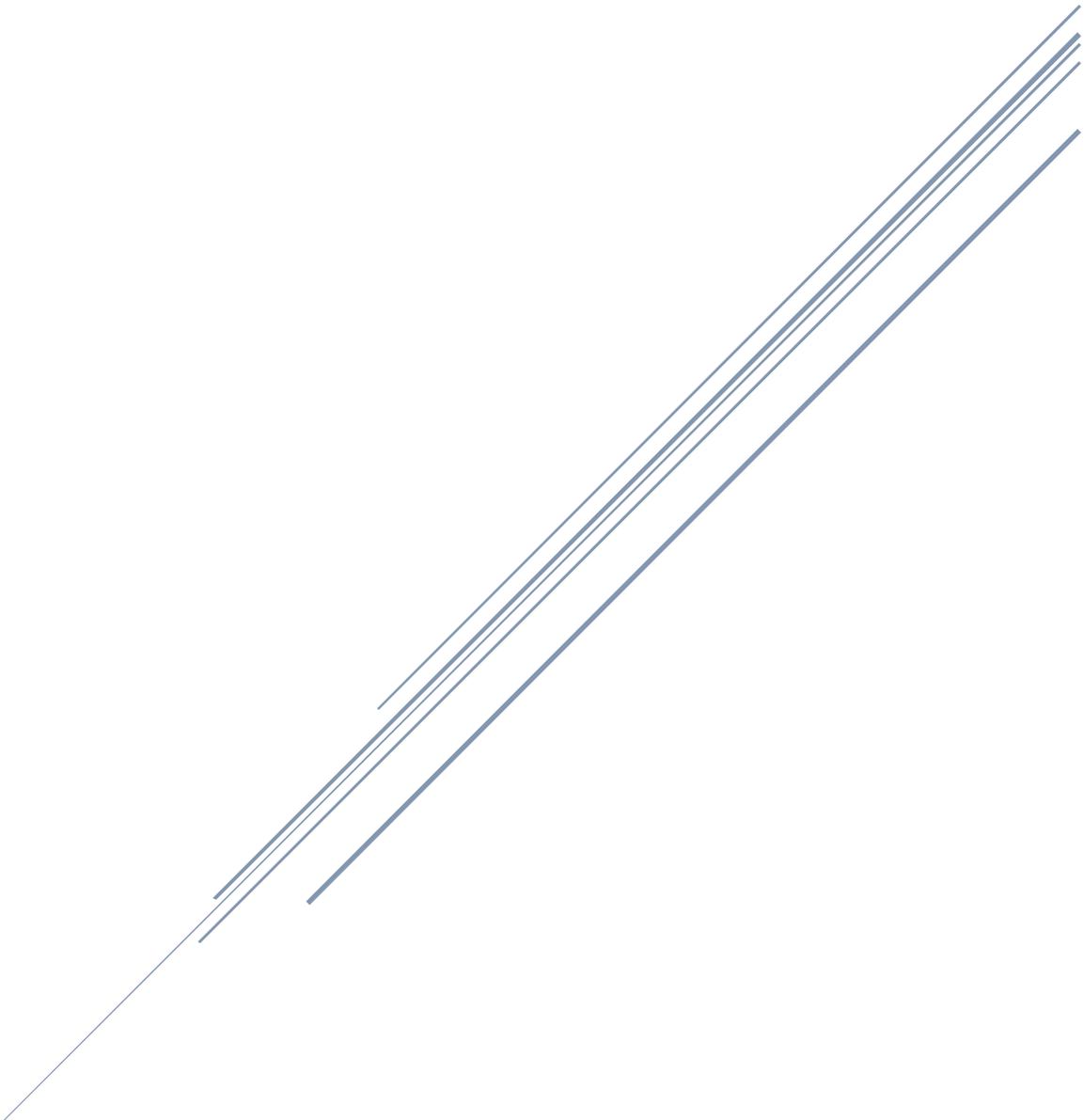
MITIKAH III
MAYORAZGO No. 130
Col. Xoco, Deleg. Benito Juárez
México DF

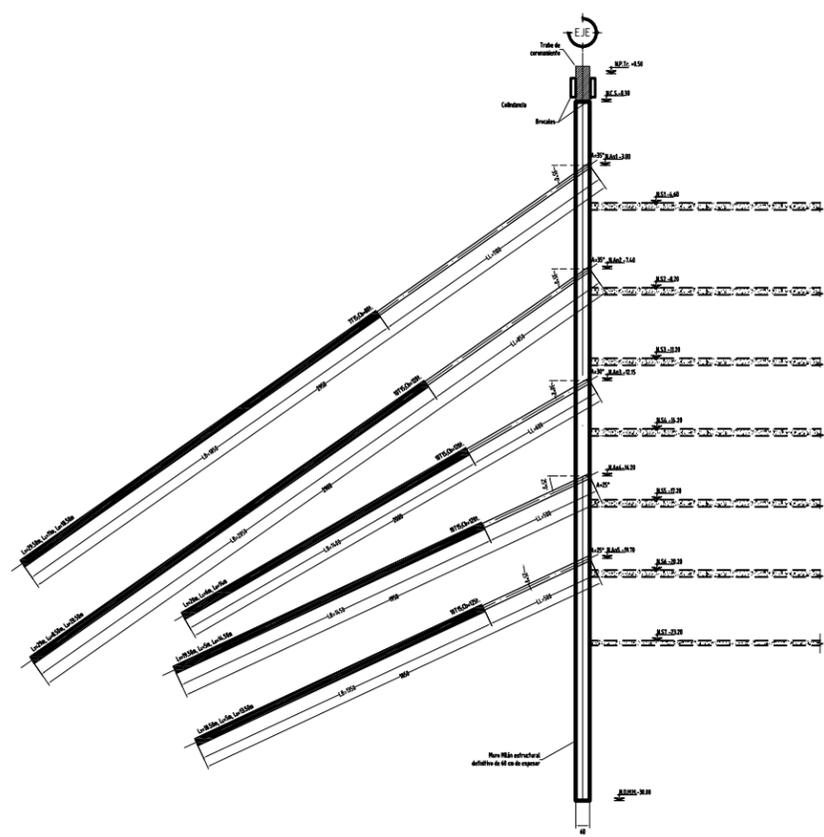
**PILAS Y PERFILES PRECIMENTADOS
RAMPA SUR (CHURUBUSCO)**

DISEÑO: ...	DIBUJO: G.O.M.	FECHA: MAR/12	ESCALA: varias
REVISO: G.L.A.	AFROBO:	PLANO: CIMESA-ING-MTK3-PLA03	

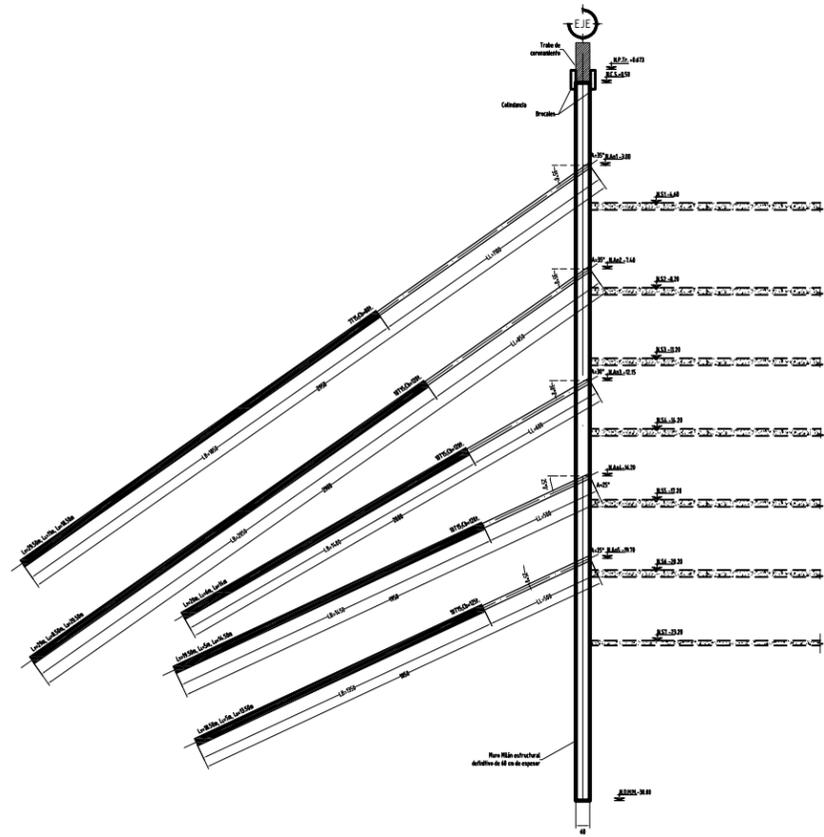
ANEXO VIII

CORTE GENERAL ANCLAS

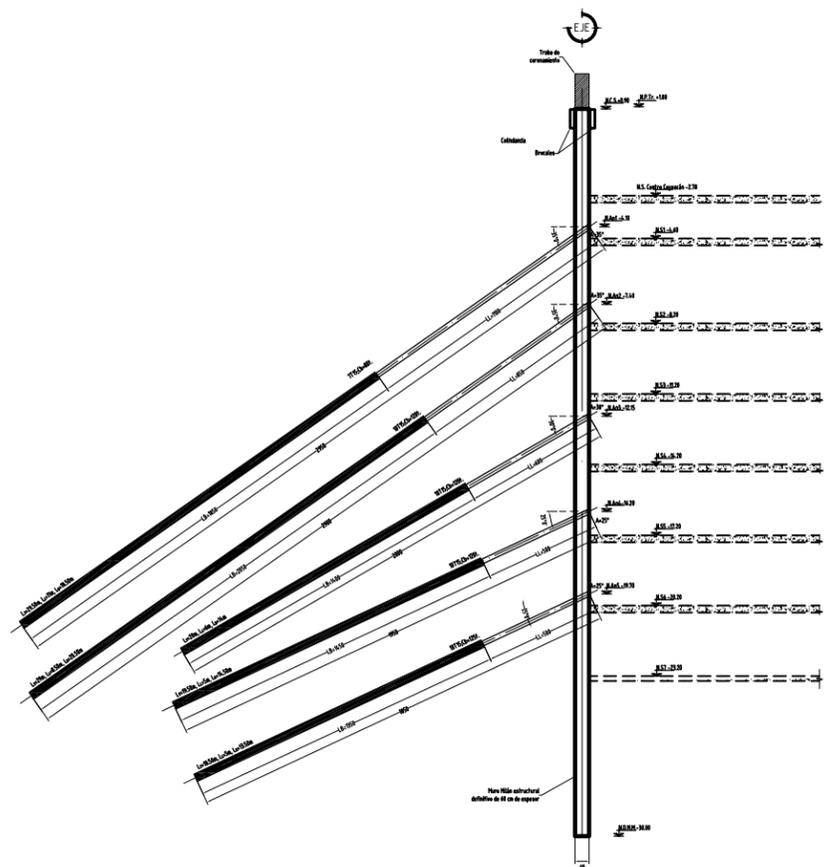




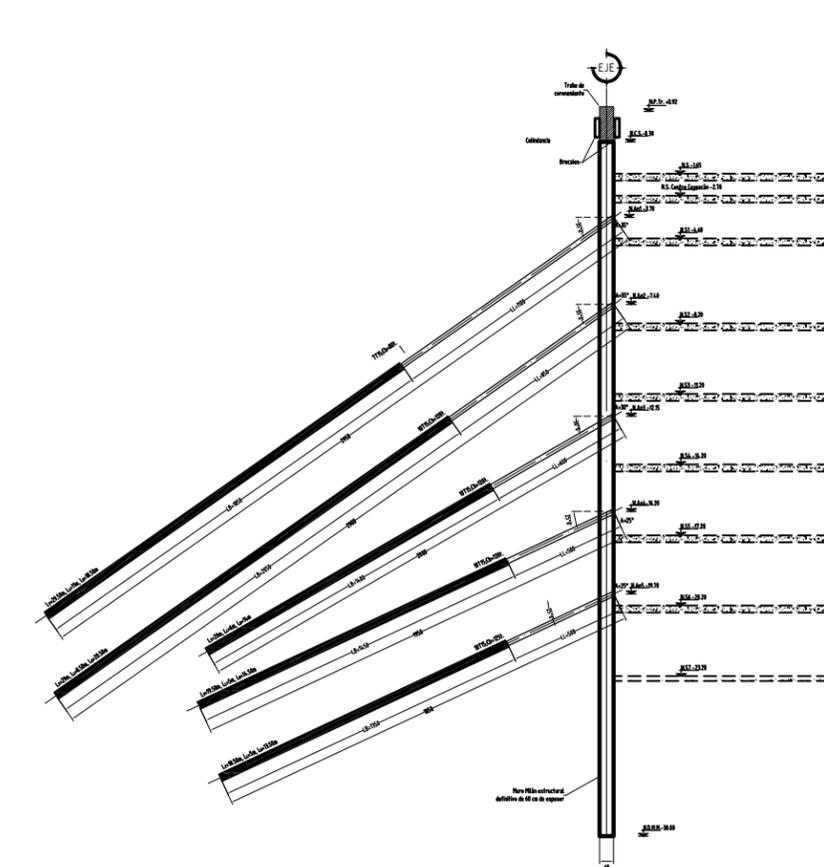
CORTE A-A
Esc. 1:125 Acol. en cm.



CORTE B-B
Esc. 1:125 Acol. en cm.



CORTE C-C
Esc. 1:125 Acol. en cm.



CORTE D-D
Esc. 1:125 Acol. en cm.

1er Nivel de anclas

Ancla	Tipo	Angulo	LL (m)	LB (m)	LT (m)	Carga de Bloqueo (t)	Ø de Perforacion
1	7T15	35°	11.00	18.50	29.50	80	6"

2do Nivel de anclas

Ancla	Tipo	Angulo	LL (m)	LB (m)	LT (m)	Carga de Bloqueo (t)	Ø de Perforacion
2	10T15	35°	8.50	20.50	29.00	120	6"

3er Nivel de anclas

Ancla	Tipo	Angulo	LL (m)	LB (m)	LT (m)	Carga de Bloqueo (t)	Ø de Perforacion
3	10T15	30°	6.00	14.00	20.00	120	6"

4o Nivel de anclas

Ancla	Tipo	Angulo	LL (m)	LB (m)	LT (m)	Carga de Bloqueo (t)	Ø de Perforacion
4	10T15	25°	5.00	14.50	19.50	120	6"

5o Nivel de anclas

Ancla	Tipo	Angulo	LL (m)	LB (m)	LT (m)	Carga de Bloqueo (t)	Ø de Perforacion
5	10T15	25°	5.00	13.50	18.50	125	6"

4o Nivel de anclas Panel 55

Ancla	Tipo	Angulo	LL (m)	LB (m)	LT (m)	Carga de Bloqueo (t)	Ø de Perforacion
4	11T15	25°	5.00	15.50	20.50	130	6"

5o Nivel de anclas Panel 55

Ancla	Tipo	Angulo	LL (m)	LB (m)	LT (m)	Carga de Bloqueo (t)	Ø de Perforacion
5	11T15	25°	5.00	15.50	20.50	130	6"



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

- NOTAS:**
- GENERALES**
- 1) Niveles en metros.
 - 2) Colas en cm.
 - 3) Soldaduras en mm.
 - 4) Verificar Cotas y Niveles en planos arquitectónicos.
 - 5) Las colas rigen al dibujo.

- MATERIALES**
- 1) El concreto especificado para el muro Milán tendrá una resistencia a la compresión simple de $f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ los 28 días.
 - 2) El concreto para el muro Milán tendrá al menos 375 kg de cemento por m^3 .
 - 3) El acero de refuerzo tendrá un esfuerzo de fluencia de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
 - 4) El acero estructural de los perfiles y placas tendrá un esfuerzo de fluencia de $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$, excepto donde se indique otra cosa.
 - 5) El módulo de elasticidad del acero será de $2.1E5 \text{ kg/cm}^2$.
 - 6) Las soldaduras serán con electrodos E-70.
 - 7) Toda soldadura en varillas se hará con base en los procedimientos establecidos por la Norma AWS D1.4.
 - 8) La lechada para los bulbos de las anclas deberá tener una relación cemento/agua de 2:1.

- ANCLAS**
- 1) Las anclas serán provisionales y de gran capacidad de tipos 7T15 y 10T15 con cargas de bloqueo de acuerdo a lo que se indica en este plano.
 - 2) Debido a que las anclas se encuentran por debajo del nivel de aguas freáticas, se deberá tener en cuenta la presencia de agua durante su construcción.
 - 3) El tensado de las anclas se hará con base en la norma TAG5.
 - 4) Se deberá dejar registro por cada tensado.
 - 5) La presión mínima de inyección de la lechada será de 20 kg/cm^2 .
 - 6) Deberá rellenarse con yeso el tubo de reservación T-01 para evitar que entre concreto en el durante el colado del muro Milán.
 - 7) Para detalles de reservación del ancla y alista ver boletines CIMESA-ING-MTK2-BOL02, CIMESA-ING-MTK2-BOL03, CIMESA-ING-MTK2-BOL04.

- ABREVIATURAS**
- An.- Ancla
 - Cb.- Carga de bloqueo
 - L.B.- Longitud de Bulbo
 - L.L.- Longitud Libre
 - L.T.- Longitud total
 - M.P.- Muro Pila
 - N.- Nivel
 - N.A.F.- Nivel de Aguas Freáticas
 - N.An.- Nivel de Anclaje
 - N.Br.- Nivel de Brocales
 - N.C.S.- Nivel de Concreto Sano de Muro Milán
 - N.C.S.P.- Nivel de Concreto Sano de Pila
 - N.D.M.M.- Nivel de Desplante de Muro Milán
 - N.D.P.- Nivel de Desplante de Pila
 - N.L.I.R.- Nivel Lecho Inferior de Refuerzo
 - N.L.S.R.- Nivel Lecho Superior de Refuerzo
 - N.M.E.- Nivel Máximo de Excavación
 - N.P.Tr.- Nivel de Plataforma de Trabajo
 - N.T.C.- Nivel Tope de Colado
 - N.Tr.- Nivel de Troquel
 - P.- Pila de cimentación
 - Panel.- Panel de muro Milán
 - Pz.- Pozo
 - Tr.- Troquel

REV.	DESCRIPCIÓN	FECHA
3	Actualización Top Down	10-1-12
2	Se añaden los cortes H-H y I-I de las zonas por fosas de C.Coyacán	07-11-11
1	Para el corte C-C el primer nivel de anclas pasa a -4.10m en vez de -3.70m	04-10-11
0	Se emite para construcción	20-9-11
A	Primera emisión, para revisión del Cliente.	29-8-11

CIMESA

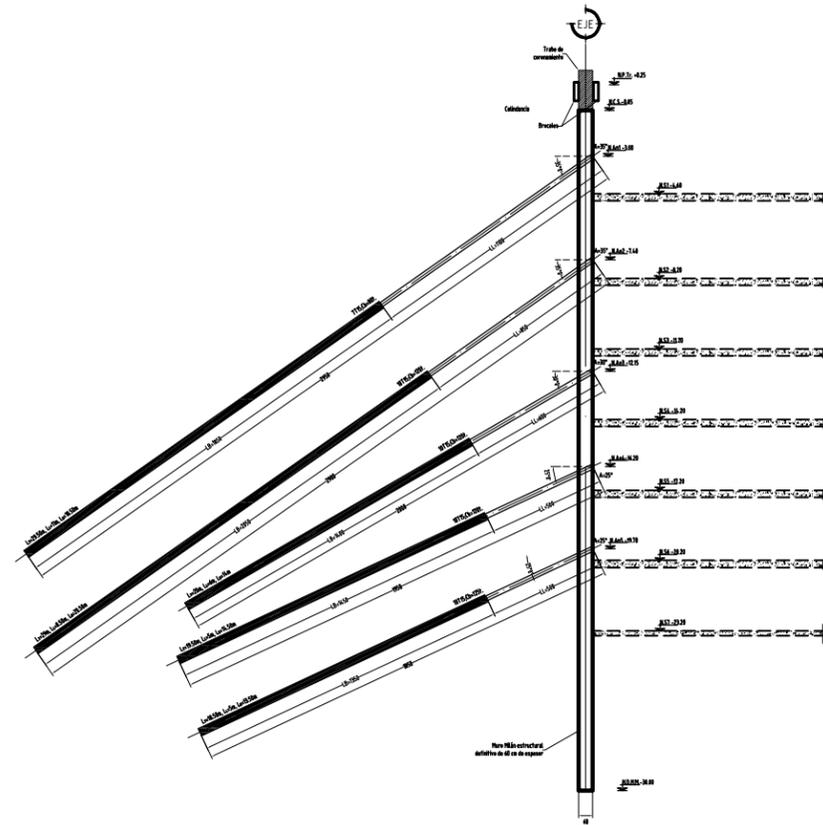
MITIKAH FASE II

MAYORAZGO No. 130
Col. Xoco. Deleg. Benito Juárez
México DF

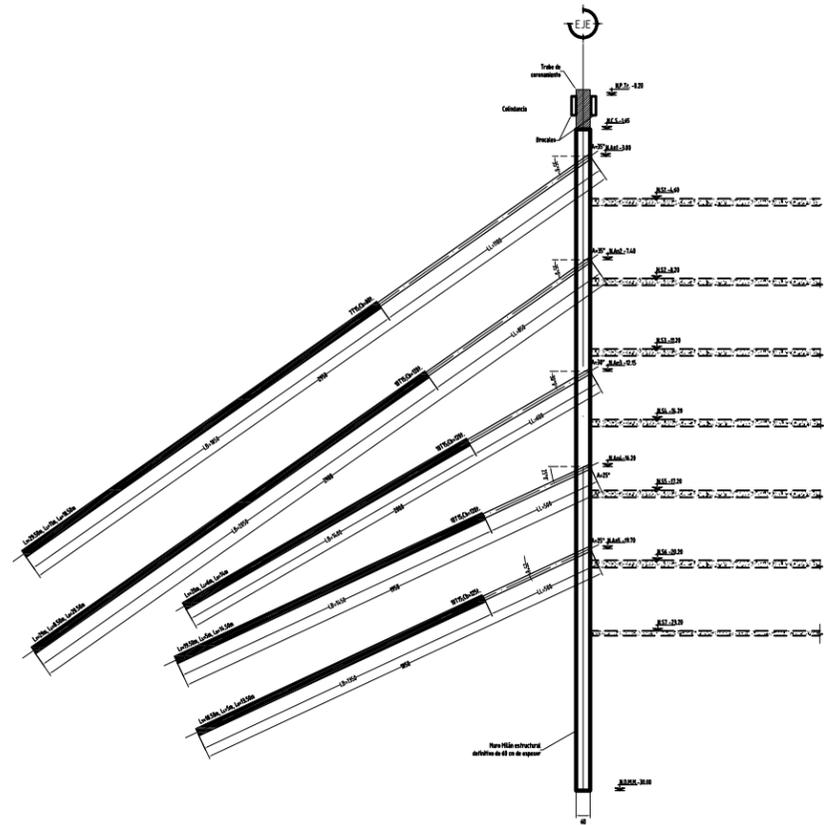
CORTES GENERALES

DISEÑO:	DIBUJO:	FECHA:	ESCALA:
---	R.M.A	MAR/11	1:100

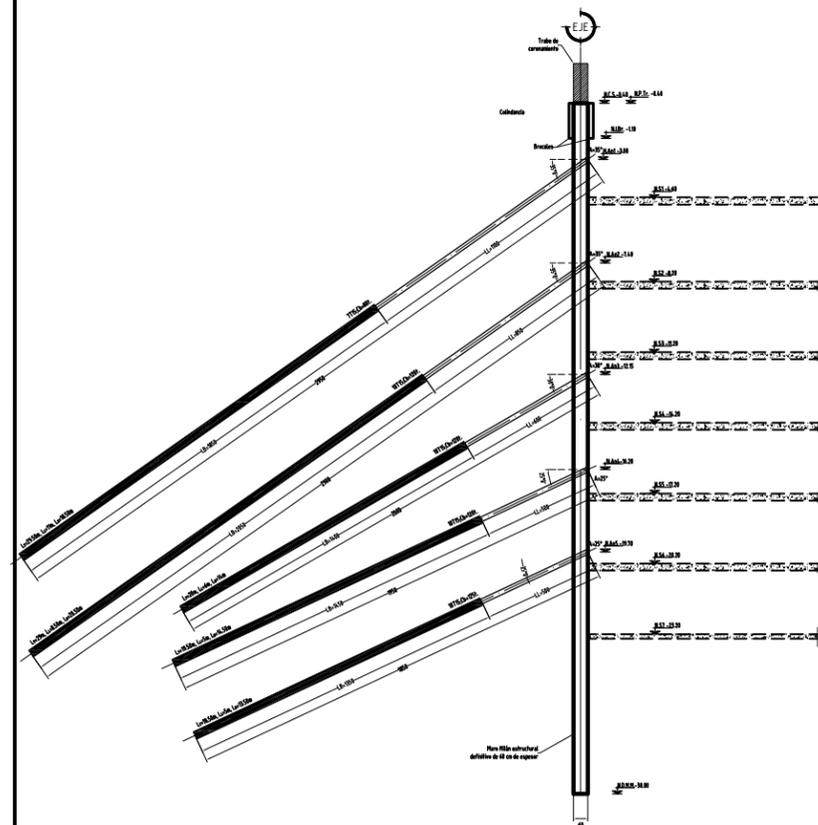
REVISÓ:	APROBÓ:	PLANO:
M.R.		CIMESA-ING-MTK2-PLA04a



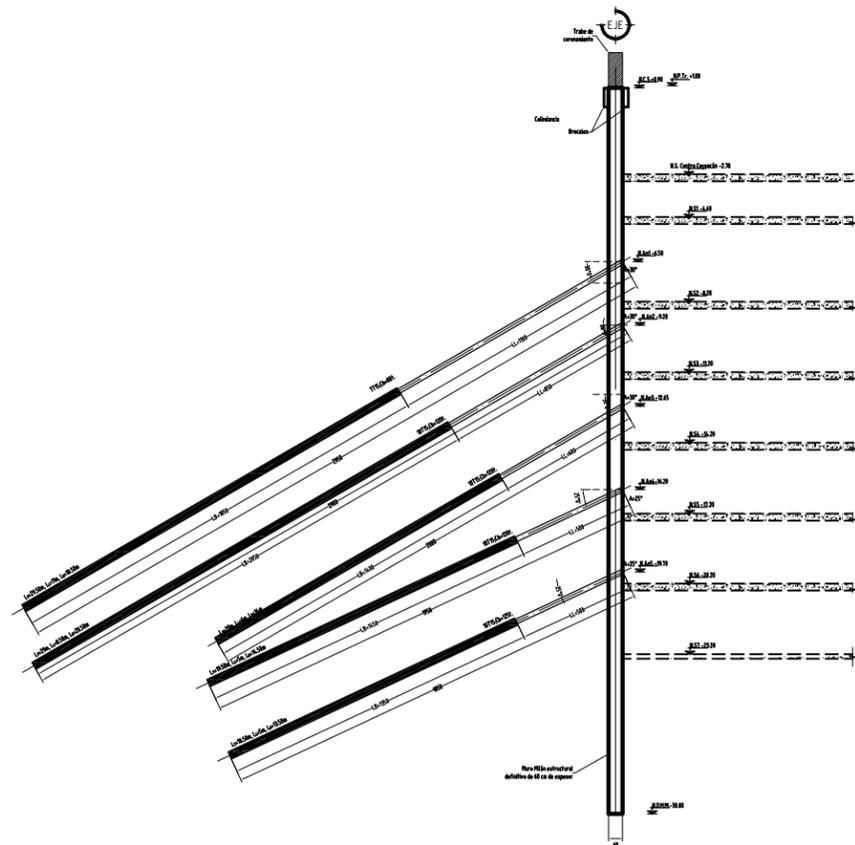
CORTE E-E
Esc. 1:125 Acol. en cm.



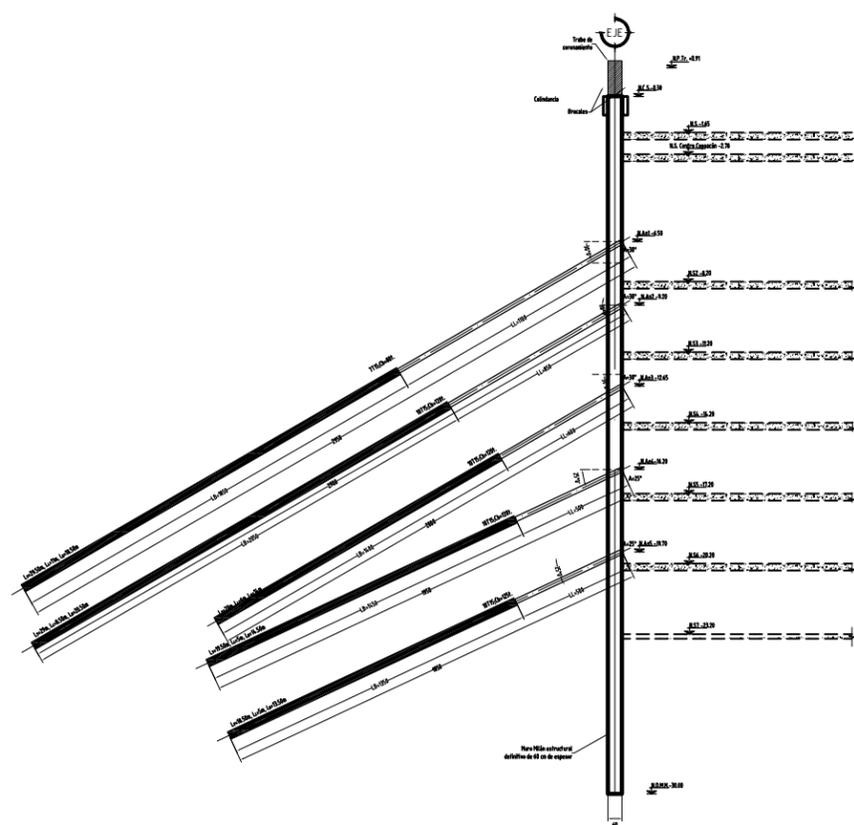
CORTE F-F
Esc. 1:125 Acol. en cm.



CORTE G-G
Esc. 1:125 Acol. en cm.



CORTE H-H
Esc. 1:125 Acol. en cm.



CORTE I-I
Esc. 1:125 Acol. en cm.



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

NOTAS:

GENERALES

- 1) Niveles en metros.
- 2) Cotas en cm.
- 3) Soldaduras en mm.
- 4) Verificar Cotas y Niveles en planos arquitectónicos.
- 5) Las cotas rigen al dibujo.

MATERIALES

- 1) El concreto especificado para el muro Milán tendrá una resistencia a la compresión simple de $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$ los 28 días.
- 2) El concreto para el muro Milán tendrá al menos 375 kg de cemento por m^3 .
- 3) El acero de refuerzo tendrá un esfuerzo de fluencia de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
- 4) El acero estructural de los perfiles y placas tendrá un esfuerzo de fluencia de $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$, excepto donde se indique otra cosa.
- 5) El módulo de elasticidad del acero será de $2.1E6 \text{ kg/cm}^2$.
- 6) Las soldaduras serán con electrodos E-70.
- 7) Toda soldadura en varillas se hará con base en los procedimientos establecidos por la Norma AWS D14.
- 8) La lechada para los bulbos de las anclas deberá tener una relación cemento:agua de 2:1.

ANCLAS

- 1) Las anclas serán provisionales y de gran capacidad de tipos 7T15 y 10T15 con cargas de bloqueo de acuerdo a lo que se indica en este plano.
- 2) Debido a que las anclas se encuentran por debajo del nivel de aguas freáticas, se deberá tener en cuenta la presencia de agua durante su construcción.
- 3) El tensado de las anclas se hará con base en la norma TAGS.
- 4) Se deberá dejar registro por cada tensado.
- 5) La presión mínima de inyección de la lechada será de 20 kg/cm^2 .
- 6) Deberá rellenarse con yeso el tubo de reservación T-01 para evitar que entre concreto en él durante el colado del muro Milán.
- 7) Para detalles de reservación del ancla y sileta ver boletines CIMESA-ING-MTK2-BOL02, CIMESA-ING-MTK2-BOL03, CIMESA-ING-MTK2-BOL04.

ABREVIATURAS

- An.- Ancla
- Cb.- Carga de bloqueo
- L.B.- Longitud de Bulbo
- L.L.- Longitud Libre
- L.T.- Longitud total
- M.P.- Muro Pila
- N.- Nivel
- N.A.F.- Nivel de Aguas Freáticas
- N.An.- Nivel de Anclaje
- N.Br.- Nivel de Brocales
- N.C.S.- Nivel de Concreto Sano de Pila
- N.C.S.P.- Nivel de Concreto Sano de Pila
- N.D.M.M.- Nivel de Desplante de Muro Milán
- N.D.P.- Nivel de Desplante de Pila
- N.L.I.R.- Nivel Lecho Inferior de Refuerzo
- N.L.S.R.- Nivel Lecho Superior de Refuerzo
- N.M.E.- Nivel Máximo de Excavación
- N.P.Tr.- Nivel de Plataforma de Trabajo
- N.T.C.- Nivel Tope de Colado
- N.Tr.- Nivel de Troquel
- P.- Pila de orientación
- Panel.- Panel de muro Milán
- Pz.- Pozo
- Tr.- Troquel

REV.	DESCRIPCIÓN	FECHA
3	Actualización Top Down	10-1-12
2	Se añaden los cortes H-H y I-I de las zonas por fosas de C. Coyocacán	07-11-11
1	Para el corte C-C el primer nivel de anclas pasa a -4.10m en vez de -3.70m	04-10-11
0	Se emite para construcción	20-9-11
A	Primera emisión, para revisión del Cliente.	29-8-11



MITIKAH FASE II

MAYORAZGO No. 130
Col. Xoco, Deleg. Benito Juárez
México DF

CORTES GENERALES

DISEÑO: —	DIBUJÓ: R.M.A	FECHA: MAR/11	ESCALA: 1:100
REVISÓ: M.R.	APROBÓ:	PLANO: CIMESA-ING-MTK2-PLA04b	



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

NOTAS:

GENERALES

- 1) Niveles en metros.
- 2) Cotas en cm.
- 3) Soldaduras en mm.
- 4) Verificar Cotas y Niveles en planos arquitectónicos.
- 5) Las cotas rigen al dibujo.

MATERIALES

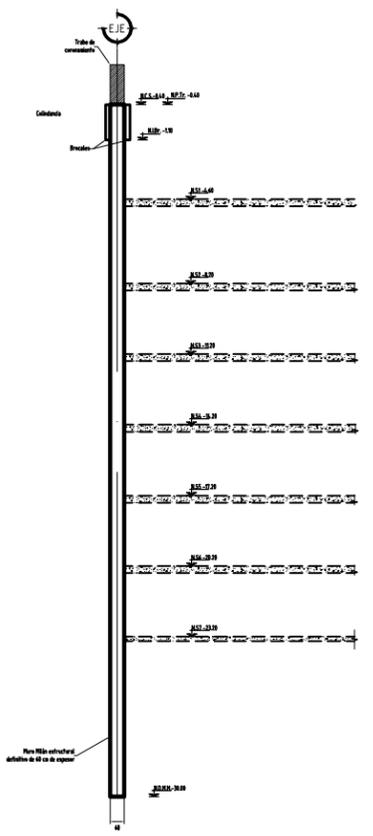
- 1) El concreto especificado para el muro Milán tendrá una resistencia a la compresión simple de $f_c=350 \text{ kg/cm}^2$ los 28 días.
- 2) El concreto para el muro Milán tendrá al menos 375 kg de cemento por m^3 .
- 3) El acero de refuerzo tendrá un esfuerzo de fluencia de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
- 4) El acero estructural de los perfiles y placas tendrá un esfuerzo de fluencia de $F_y=2530 \text{ kg/cm}^2$, excepto donde se indique otra cosa.
- 5) El módulo de elasticidad del acero será de 2.169 kg/cm^2 .
- 6) El módulo de elasticidad del concreto será de 2.169 kg/cm^2 .
- 7) Las soldaduras serán con electrodos E-70.
- 8) Toda soldadura en varillas se hará con base en los procedimientos establecidos por la Norma AWS D14.
- 9) La lechada para los bulbos de las anclas deberá tener una relación cemento:agua de 2:1.

ANCLAS

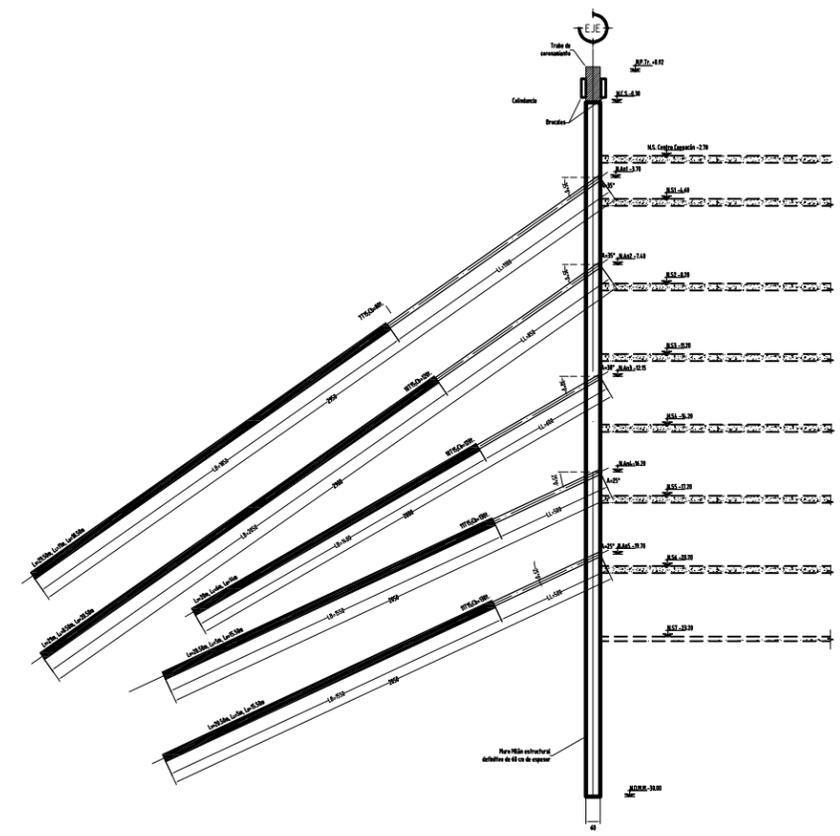
- 1) Las anclas serán provisionales y de gran capacidad de tipos 7T15 y 10T15 con cargas de bloqueo de acuerdo a lo que se indica en este plano.
- 2) Debido a que las anclas se encuentran por debajo del nivel de aguas freáticas, se deberá tener en cuenta la presencia de agua durante su construcción.
- 3) El tensado de las anclas se hará con base en la norma TAG5.
- 4) Se deberá dejar registro por cada tensado.
- 5) La presión mínima de inyección de la lechada será de 20 kg/cm^2 .
- 6) Deberá rellenarse con yeso el tubo de reservación T-01 para evitar que entre concreto en él durante el colado del muro Milán.
- 7) Para detalles de reservación del ancla y albeta ver boletines CIMESA-ING-MTK2-BOL02, CIMESA-ING-MTK2-BOL03, CIMESA-ING-MTK2-BOL04.

ABREVIATURAS

An.-	Ancla
Cb.-	Carga de bloqueo
L.B.-	Longitud de Bulbo
L.L.-	Longitud Libre
L.T.-	Longitud total
M.P.-	Muro Pila
N.-	Nivel
N.A.F.-	Nivel de Aguas Freáticas
N.An.-	Nivel de Anclaje
N.Br.-	Nivel de Brocales
N.C.S.-	Nivel de Concreto Sano de Muro Milán
N.C.S.P.-	Nivel de Concreto Sano de Pila
N.D.M.M.-	Nivel de Desplante de Muro Milán
N.D.P.-	Nivel de Desplante de Pila
N.L.I.R.-	Nivel Lecho Inferior de Refuerzo
N.L.S.R.-	Nivel Lecho Superior de Refuerzo
N.M.E.-	Nivel Máximo de Excavación
N.P.Tr.-	Nivel de Plataforma de Trabajo
N.T.C.-	Nivel Topo de Colado
N.Tr.-	Nivel de Troquel
P.-	Pila de cimentación
Panel.-	Panel de muro Milán
Pz.-	Pozo
Tr.-	Troquel



CORTE J-J
Esc. 1:125 Acot. en cm.



CORTE K-K Panel 55
Esc. 1:125 Acot. en cm.

REV.	DESCRIPCIÓN	FECHA
0	Actualización Top Down	10-1-12

MITIKAH FASE II

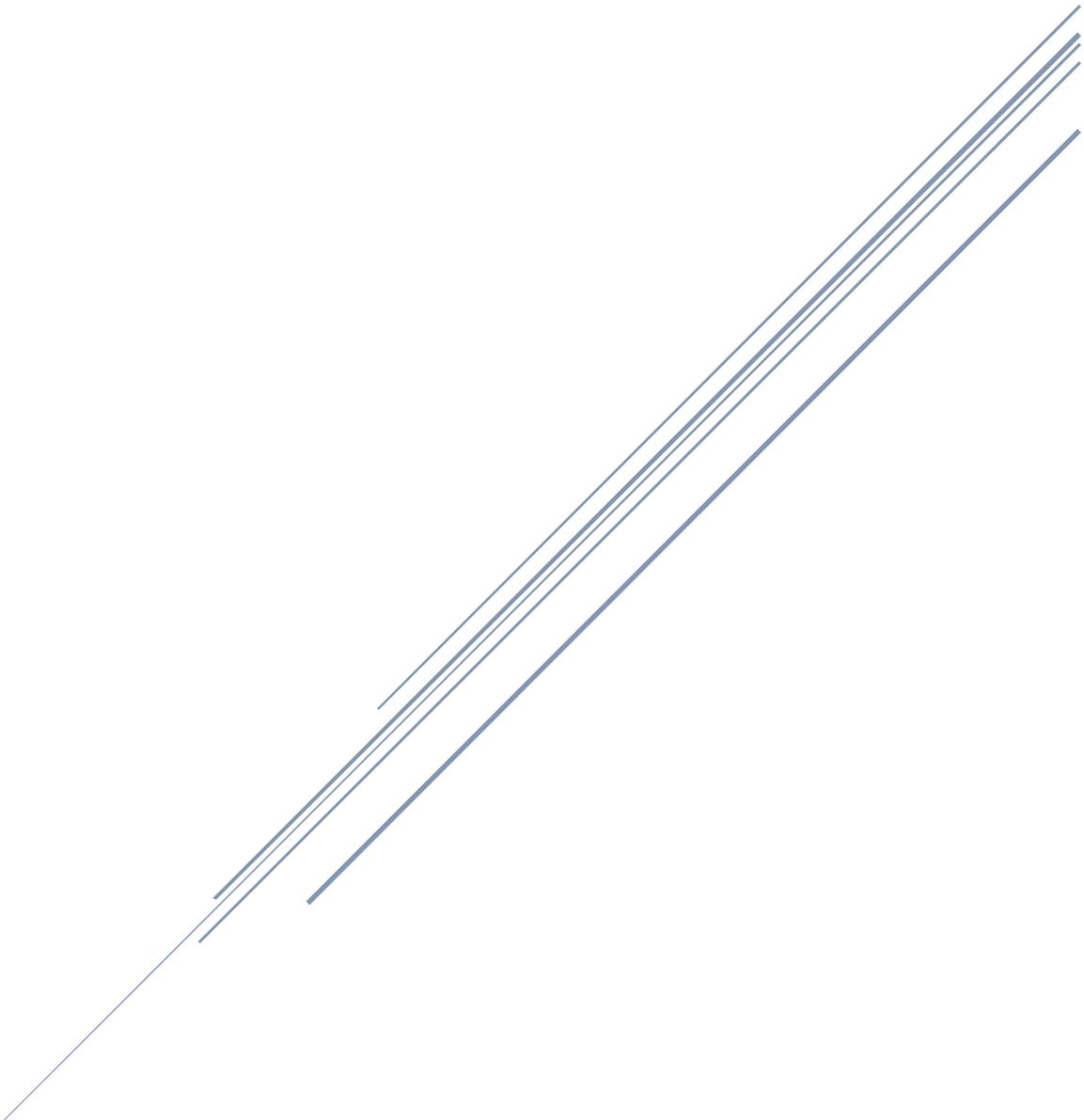
MAYORAZGO No. 130
Col. Xoco, Deleg. Benito Juárez
México DF

CORTES GENERALES

DISEÑO: —	DIBUJÓ: R.M.A.	FECHA: MAR/11	ESCALA: 1:100
REVISÓ: M.R.	APROBÓ:	PLANO: CIMESA-ING-MTK2-PLA04c	

ANEXO IX

LOGÍSTICA TOP - DOWN





Contenido

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	184
ETAPA 1	185
ETAPA 2	185
ETAPA 3	186
ETAPA 4	187
ETAPA 5	187
ETAPA 6	188
ETAPA 7	189
ETAPA 8	190
ETAPA 9	191
ETAPA 10	192
ETAPA 11	193
ETAPA 12	194
LISTA DE TABLAS.....	195



PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

En este anexo, se muestran el procedimiento que se llevó a cabo por el método de Top-Down en el proyecto Mítikah de la zona E, donde se muestra la excavación lateral con apoyo de bermas y la construcción de las losas diafragma, dejando un hueco en el sótano comercial para la optimización de transporte de material de construcción civil. Consta de seis sótanos y con siete colados de losa, ya que se incluye la losa de fondo.

184

Las ilustraciones que a continuación se muestran, fueron tomadas de documento CIMESA-ING-MTK3-BOL01.

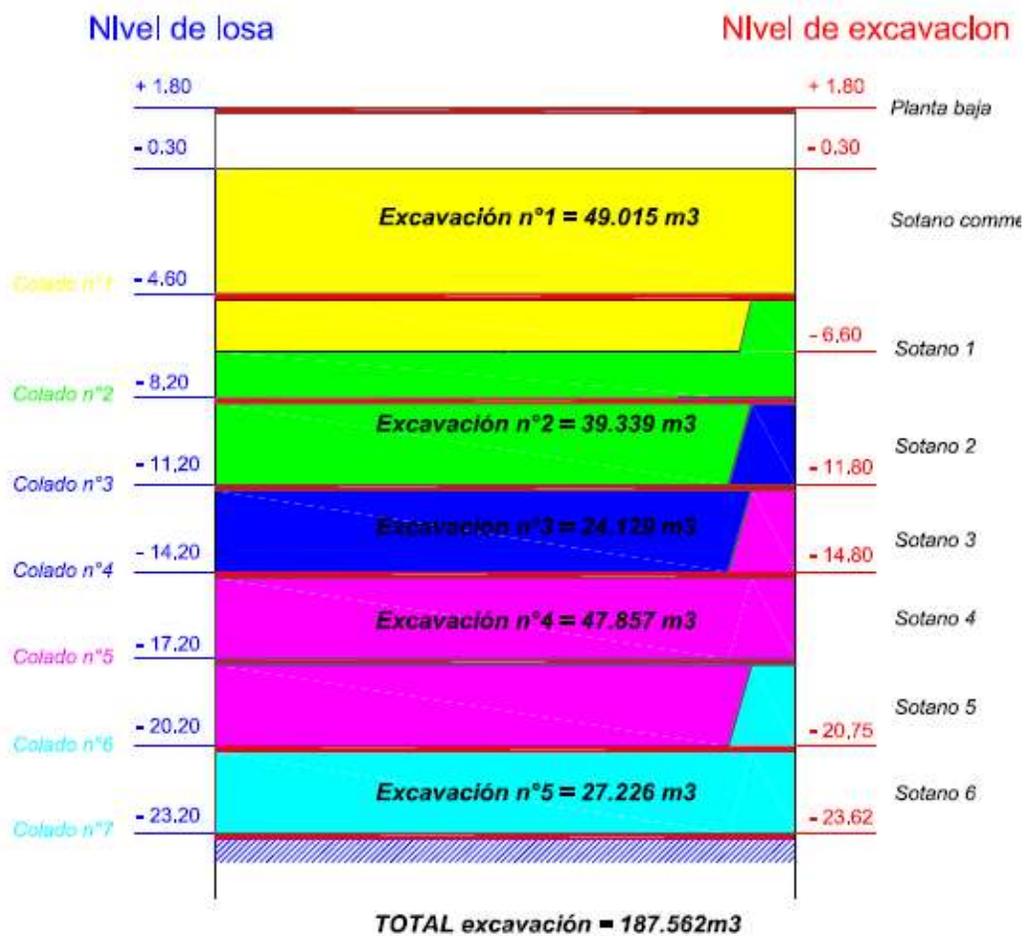


Ilustración 103. Logística de excavación del Top - Down.



ETAPA 1

Se realiza la excavación de los primeros dos niveles, dejando al descubierto los perfiles de acero, y haciendo el colado de la losa de Planta Baja, la cual se planteó como zona de trabajo de la supervisión, quedando como un mezzanine de trabajo.

185

La excavación se hizo a cielo abierto con la ayuda del acceso lateral hasta el nivel -6.60. Se estuvo bombeando el agua todo el tiempo para bajar el nivel freático.

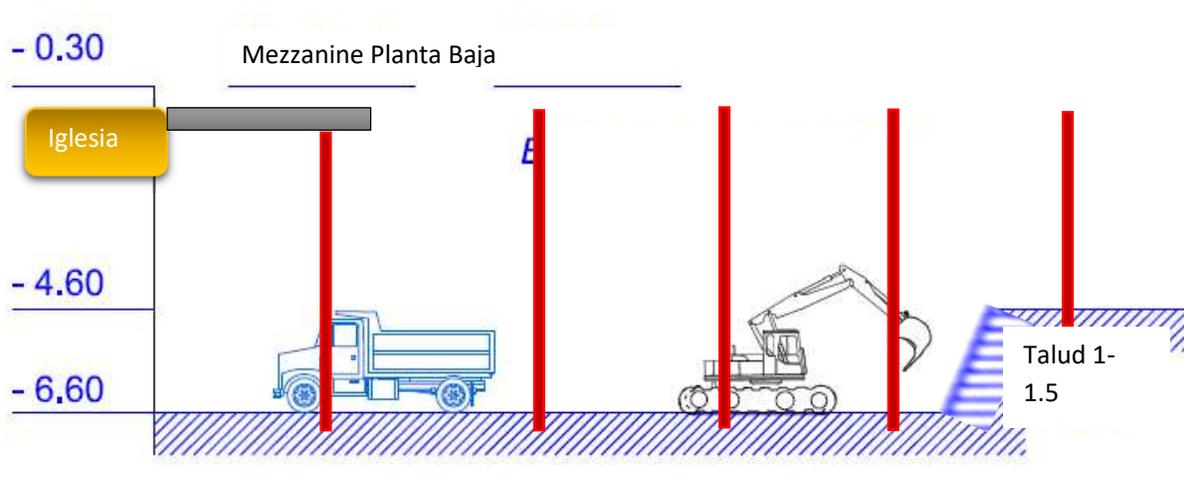


Ilustración 104. Etapa 1.

ETAPA 2

Terminando la excavación hasta el nivel -6.60, se inicia la colocación de plantilla para nivelar el suelo, después se coloca la cimbra de la losa a nivel -4.60, no olvidando la cimbra especial para los muñones, así, se procede al armado de acero de la losa y muñones para después proceder al colado de la losa.

La losa es de tipo aligerada, por lo tanto, es una losa que cuenta con una malla de acero, las nervaduras en conjunto con cubos de polietileno y después una malla para cerrar la parrilla de acero. Los cubos de polietileno y la malla para cerrar la parrilla se colocan en el momento del colado de la losa.



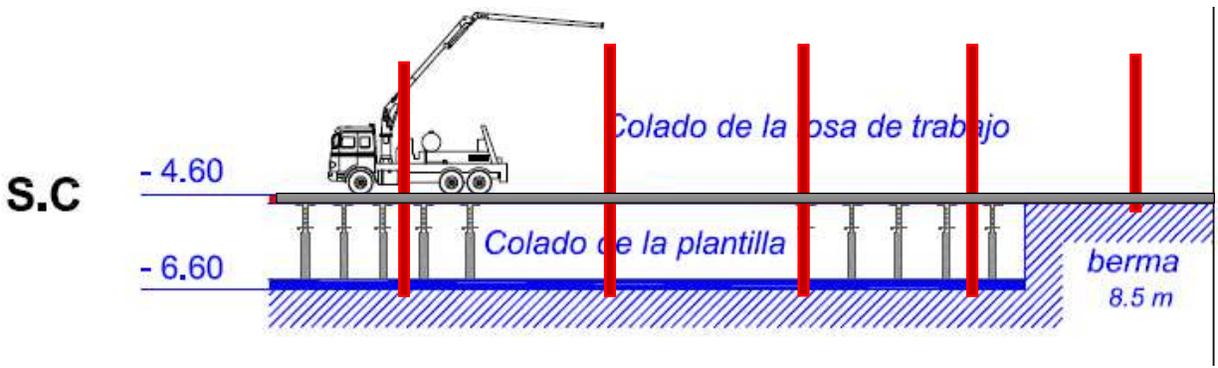


Ilustración 105. Etapa 2.

ETAPA 3

Se considera dejar una lumbrera para tener acceso a los niveles inferiores y poder hacer un transporte de material de obra civil más efectivo, así que se hace la extracción del suelo de manera 100 % lateral. La excavación se realiza hasta el nivel -11.80, con las bermas en la colindancia con la iglesia y teniendo completamente libre en la zona de cielo abierto para la excavación lateral sea óptima y efectiva.

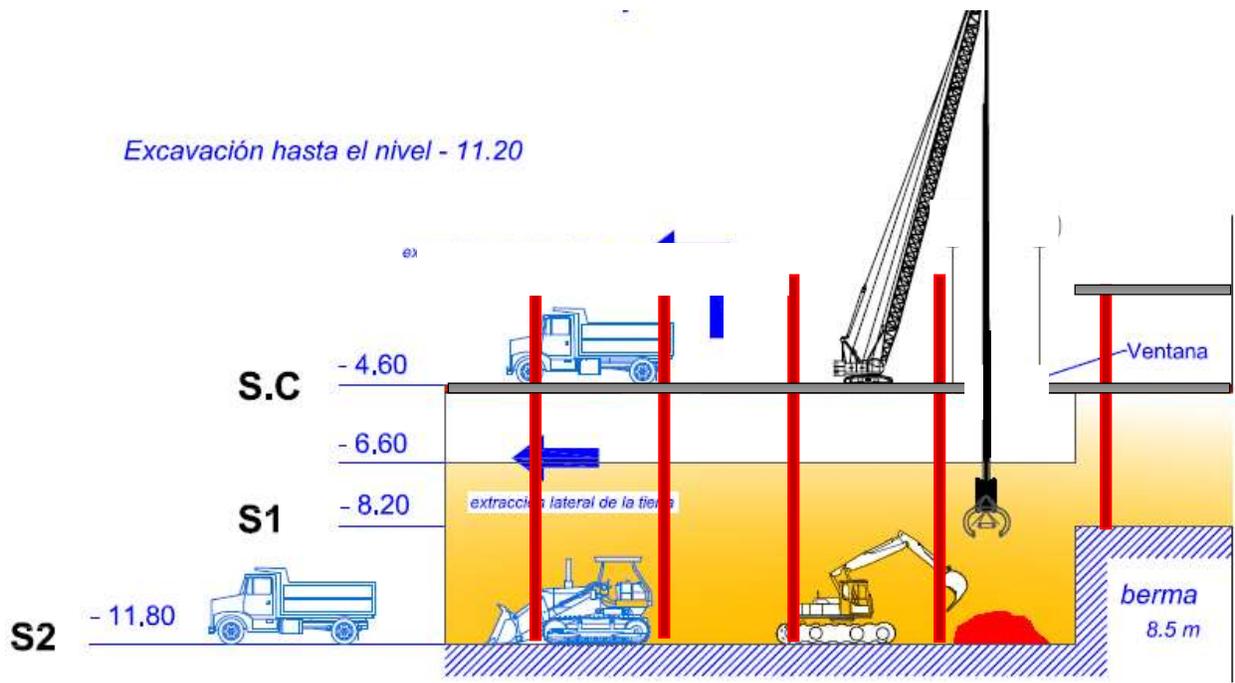


Ilustración 106. Etapa 3.



ETAPA 4

Se procede a hacer el mismo procedimiento de plantilla, cimbra, armado de acero y colado del sótano 1, con nivel de -8.20, considerando el nivel de desplante de la cimbra de -11.80.

Teniendo siempre la berma en la colindancia con la iglesia.

187

Terminando así con los sótanos comercial y nivel uno, para continuar con la excavación, con el hueco como lumbra de trabajo.

Se recuerda que el colado de las losas se hace por secciones para optimizar los tiempos de la obra civil.

Además, el procedimiento constructivo de la losa cambia con la losa de sótano comercial ya que la losa de sótano uno ya son losas post-tensadas.

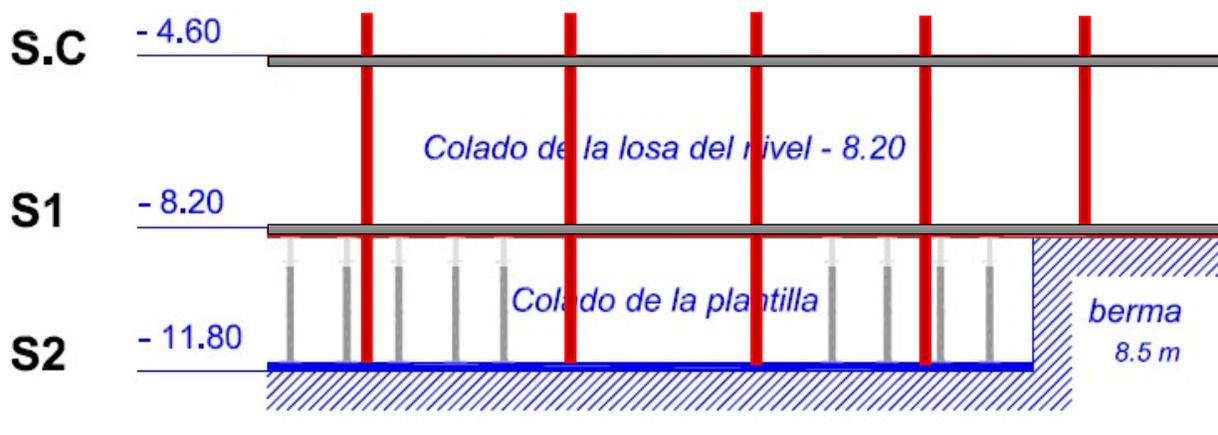


Ilustración 107. Etapa 4.

ETAPA 5

Se excava hasta el nivel -14.80, ya que se considera una sobre excavación de 50 cm, para anticipar el colado sobre la plantilla de -14.20 que es el sótano tres.



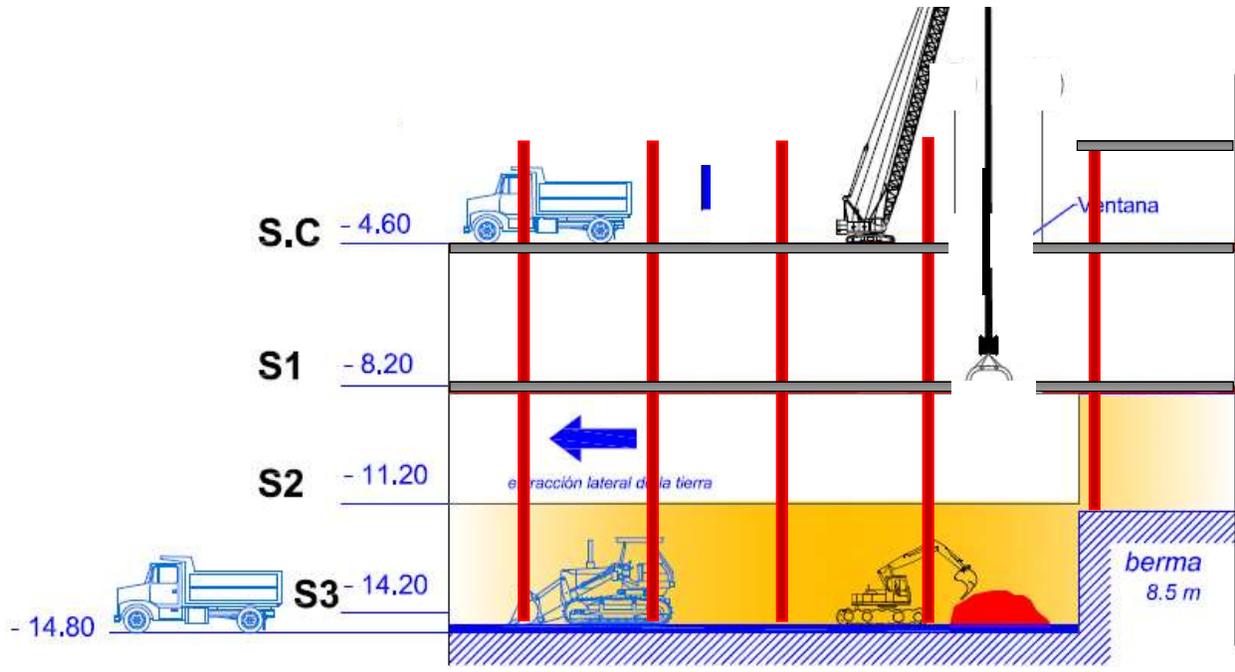


Ilustración 108. Etapa 5.

ETAPA 6

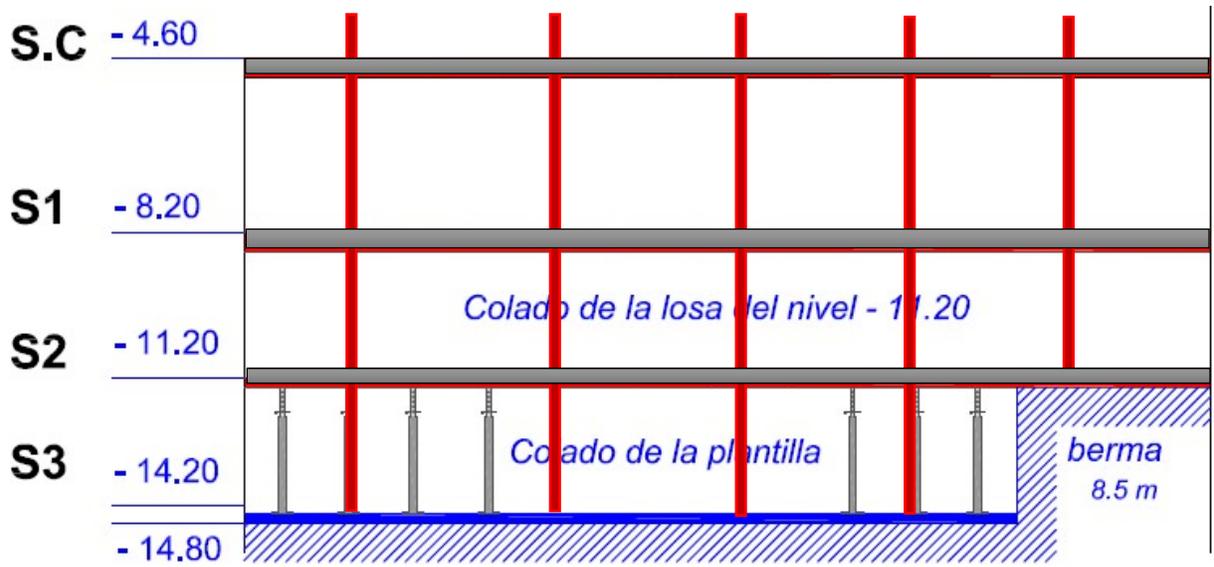


Ilustración 109. Etapa 6.



ETAPA 7

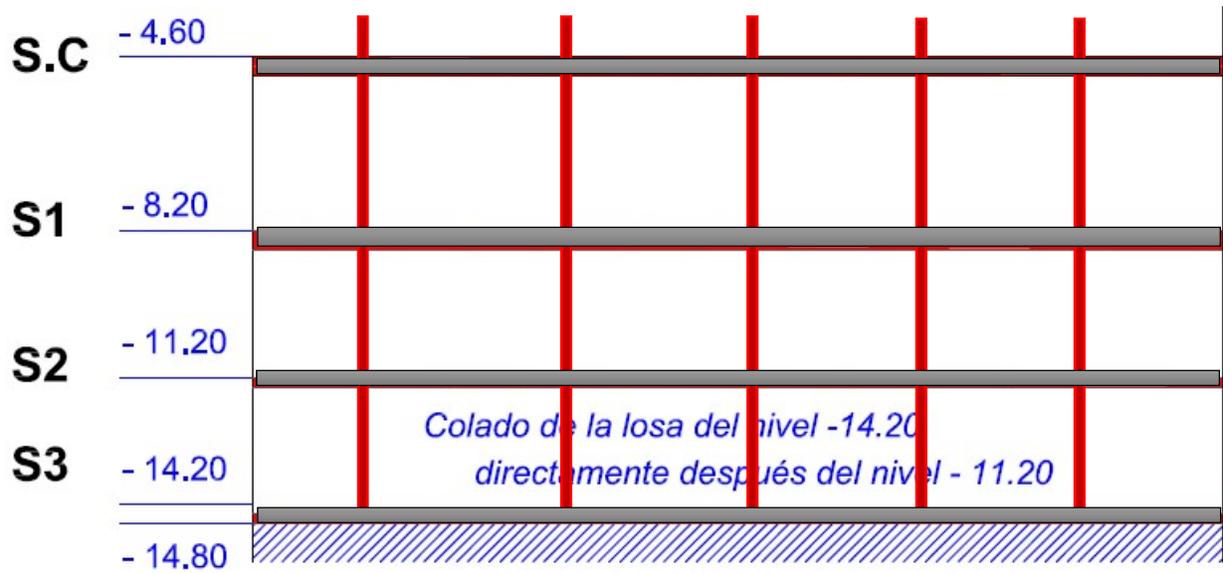


Ilustración 110. Etapa 7.



ETAPA 8

Para el siguiente nivel se hace la excavación al nivel -20.75, pero esta vez no se coloca plantilla porque el suelo es capaz de sostener la cimbra y el concreto de la losa. Los demás procedimientos son los mismos, cimbra, acero y colado de la losa sótano cuatro.

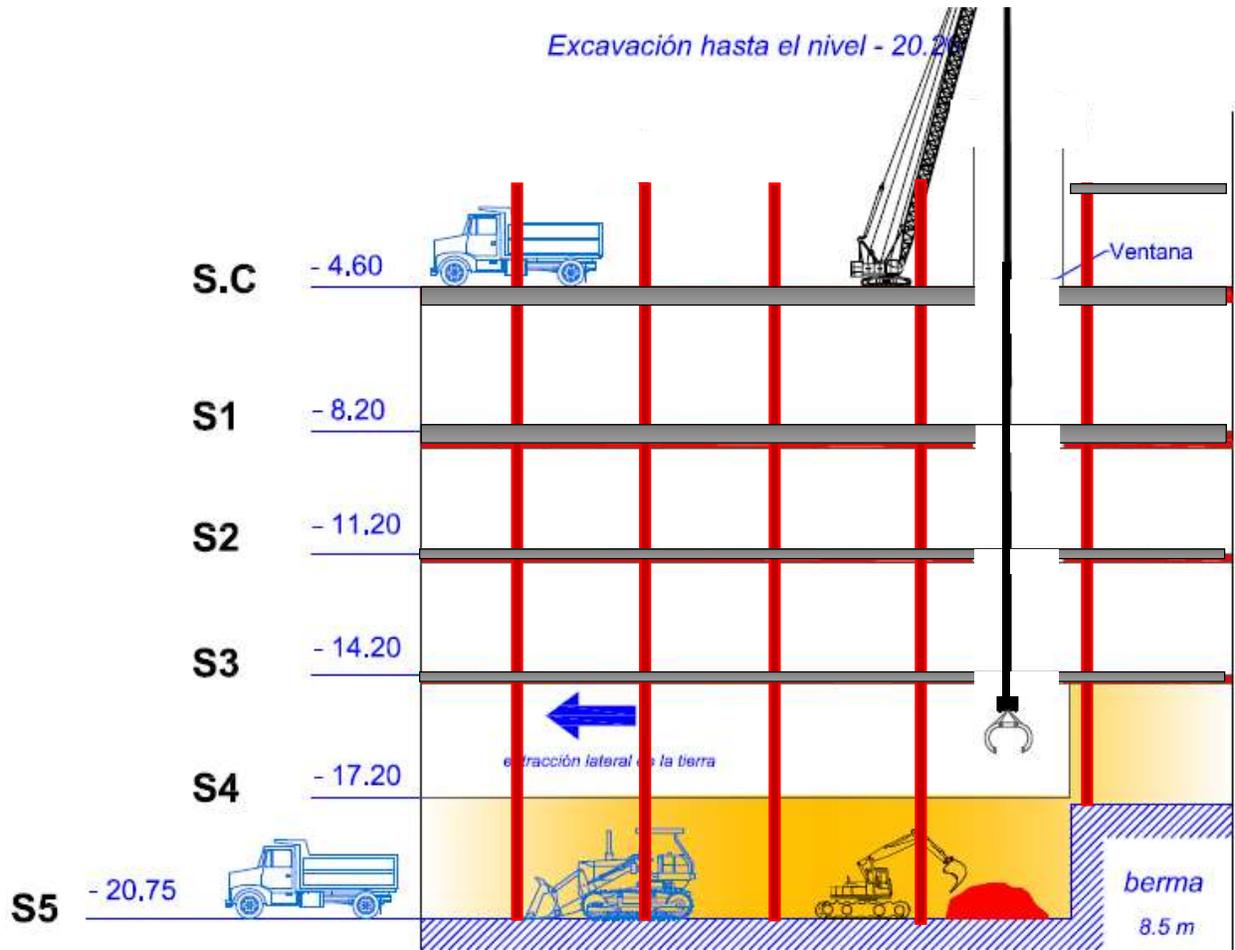


Ilustración 111. Etapa 8.



ETAPA 9

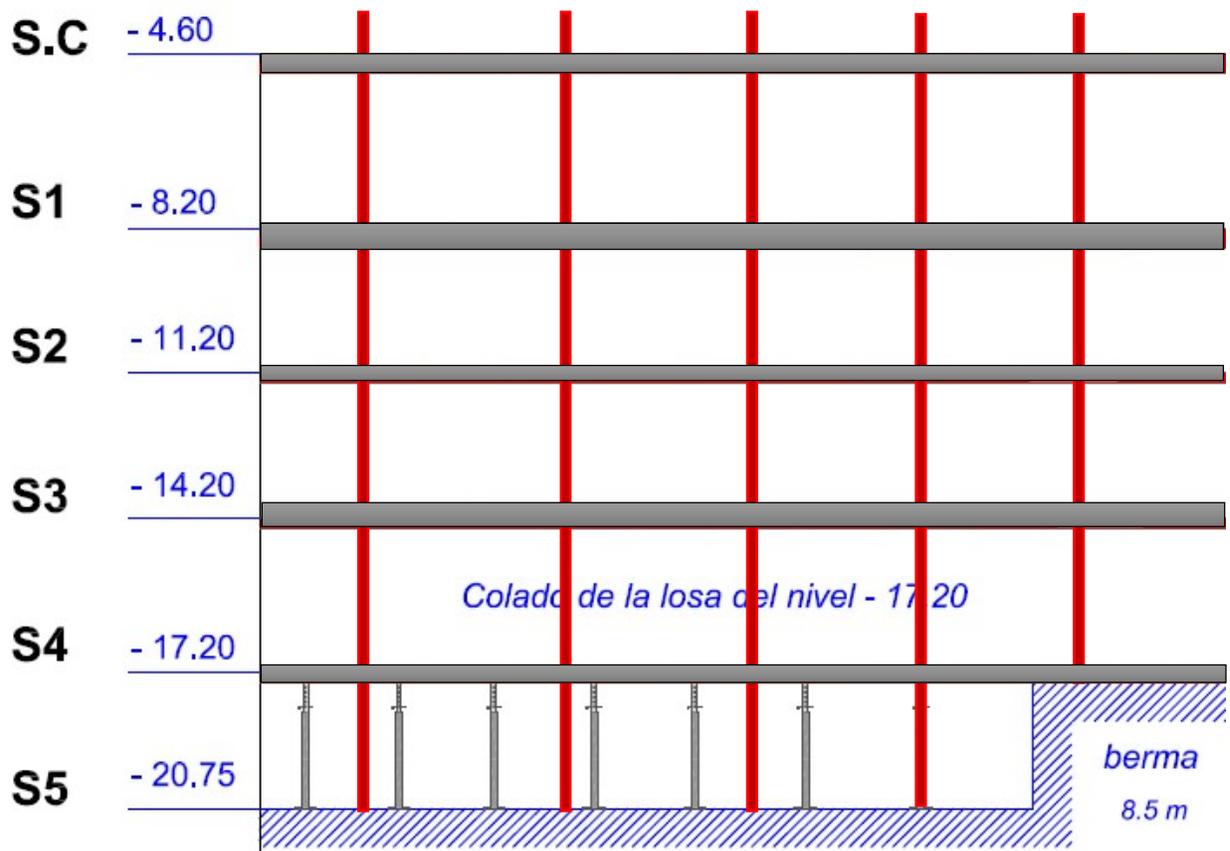


Ilustración 112. Etapa 9.



ETAPA 10

Para el siguiente nivel se hace la excavación al nivel -23.62, por la sobre excavación que necesita la losa de fondo, otra vez no se coloca plantilla porque el suelo es capaz de sostener la cimbra y el concreto de la losa. Los demás procedimientos son los mismos, cimbra, acero y colado de la losa sótano cinco.

192

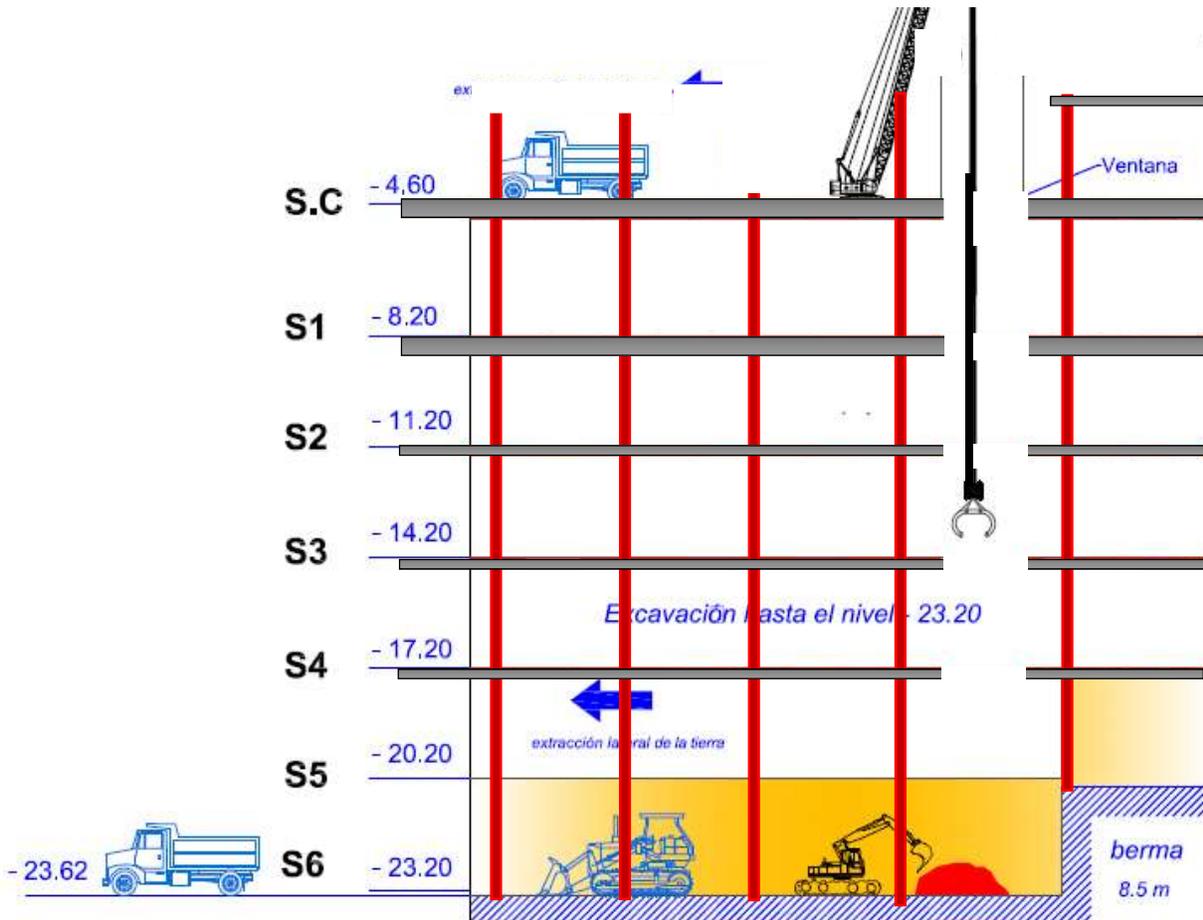


Ilustración 113. Etapa 10.



ETAPA 11

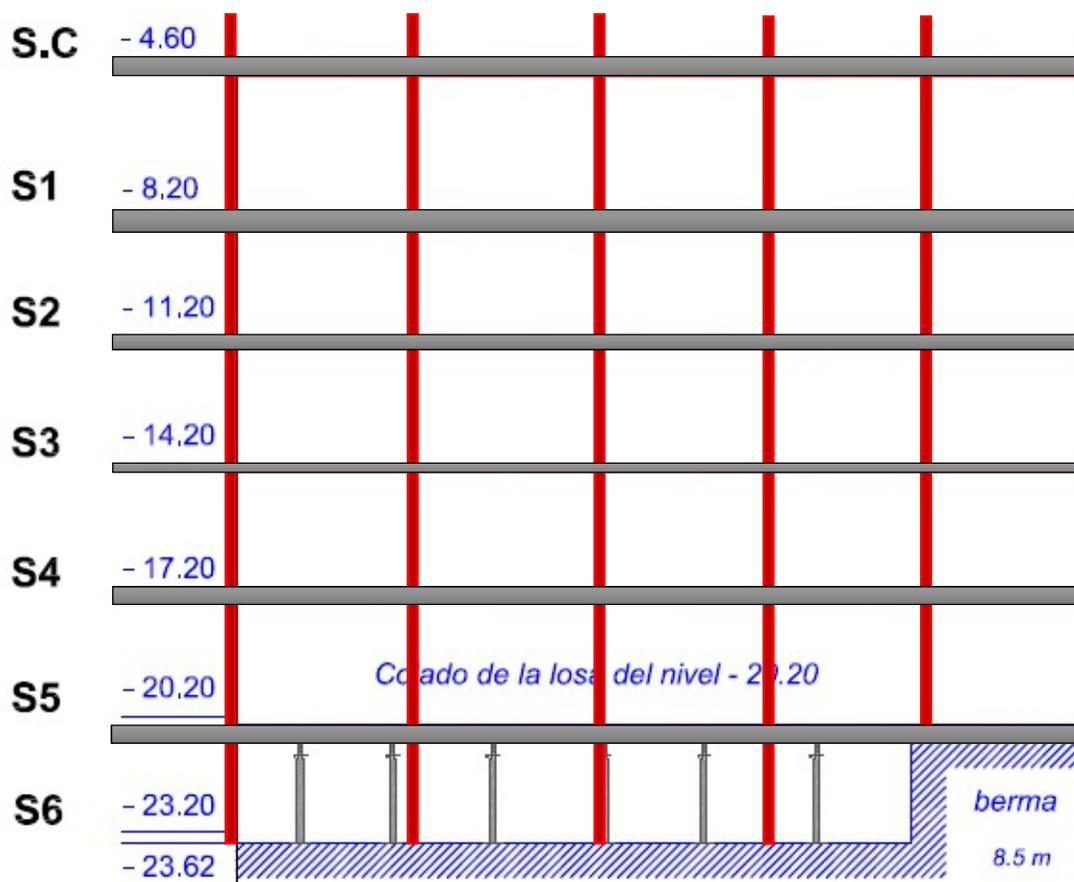


Ilustración 114. Etapa 11.



ETAPA 12

Y finalmente, se hace el colado de la losa de fondo con el nivel correspondiente a -23.20.

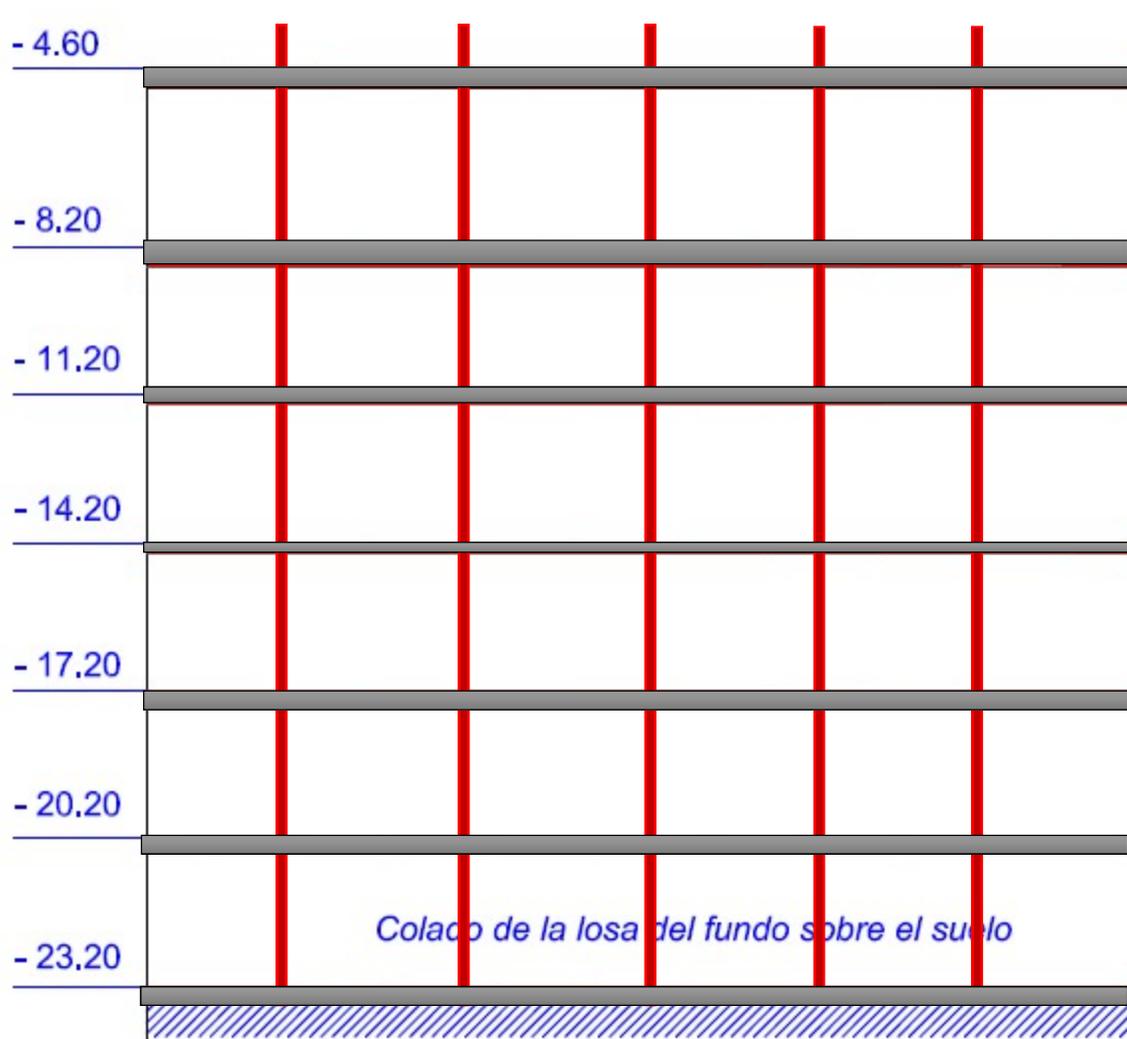


Ilustración 115. Etapa 12.



LISTA DE TABLAS

Ilustración 1. Logística de excavación del Top - Down.....	184
Ilustración 2. Etapa 1.....	185
Ilustración 3. Etapa 2.....	186
Ilustración 4. Etapa 3.....	186
Ilustración 5. Etapa 4.....	187
Ilustración 6. Etapa 5.....	188
Ilustración 7. Etapa 6.....	188
Ilustración 8. Etapa 7.....	189
Ilustración 9. Etapa 8.....	190
Ilustración 10. Etapa 9.....	191
Ilustración 11. Etapa 10.....	192
Ilustración 12. Etapa 11.....	193
Ilustración 13. Etapa 12.....	194

