



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA
SUBESTRUCTURA COMO ELEMENTO DE
CONTENCIÓN CON BASE EN MURO MILÁN, DE UN
EDIFICIO CON 12 SÓTANOS, UBICADO EN AV.
PASEO DE LA REFORMA, CD DE MÉXICO

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

SERGIO DANIEL VILLAR SOLARES

DIRECTOR DE TESIS:

M. I. RICARDO RUBÉN PADILLA VELÁZQUEZ



Ciudad Universitaria

Noviembre 2014



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Señor

SERGIO DANIEL VILLAR SOLARES

Presente

**DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/14/2014**

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. RICARDO RUBÉN PADILLA VELÁZQUEZ que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted conforme a la opción I. "Titulación mediante tesis o tesina y examen profesional", para obtener su título en INGENIERIA CIVIL

**"ANÁLISIS, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA COMO ELEMENTO DE
CONTENCIÓN CON BASE EN MURO MILÁN, DE UN EDIFICIO CON 12 SÓTANOS, UBICADO EN AV.
PASEO DE LA REFORMA, CD DE MÉXICO"**

INTRODUCCIÓN

I. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

II. MARCO TEÓRICO

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DEL MURO MILÁN

IV. CONSTRUCCIÓN

V. CONCLUSIONES

BIBLIOGRAFÍA

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

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

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"

Cd. Universitaria a 21 de Octubre de 2014

EL PRESIDENTE DEL COMITÉ

M. EN I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH

Índice

Introducción.....	1
1. Descripción general del proyecto.....	5
1.1. Localización.....	5
1.2. Uso y características del proyecto.....	6
1.3. Modelación geotécnica del sitio.....	7
1.3.1. Zonificación geotécnica.....	7
1.3.2. Estratigrafía.....	10
1.3.3. Condiciones piezométricas.....	15
2. Marco Teórico.....	19
2.1. Muro Milán.....	19
2.2. Teorías de empujes de tierras.....	28
2.2.1. Teoría de Rankine.....	29
2.2.2. Teoría de Coulomb.....	33
2.2.3. Módulo de reacción.....	37
2.3. Falla por pateo.....	40
2.4. Secuencia de excavación <i>top-down</i>	42
3. Análisis y diseño del muro Milán.....	46
3.1. Software “PARIS”.....	46
3.2. Secuencia de excavación.....	47
3.3. Resultados.....	50
3.4. Diseño estructural del Muro Milán.....	73
3.4.1. Diseño por flexión.....	73
3.4.2. Diseño por cortante.....	78
4. Construcción.....	86
4.1. Secuencia constructiva.....	86
4.1.1. Preparación del sitio.....	86
4.1.2. Construcción de muro.....	87
4.1.3. Trazo y construcción de brocales.....	87
4.1.4. Excavación de zanjas.....	92
4.1.4.1. Equipo de excavación.....	92
4.1.5. Lodo de perforación (Bentonítico).....	98
4.1.5.1. Objetivo.....	98
4.1.5.2. Control de calidad.....	98
4.1.5.3. Desarenado.....	104
4.1.6. Control de verticalidad.....	106
4.1.7. Colocación de acero de refuerzo.....	110
4.1.7.1. Izado.....	112
4.1.7.2. Unión.....	114

4.1.8. Juntas CWS.....	115
4.1.9. Colocación de concreto.....	117
4.1.9.1. Características del concreto.....	117
4.1.9.2. Tubo Tremie.....	120
4.1.10. Trabe de coronamiento.....	122
4.2. Instrumentación.....	123
4.2.1. Pruebas de integridad tipo sónicas (<i>Cross Hole</i>).....	123
4.2.2. Inclínómetros.....	124
5. Conclusiones.....	127
Referencias.....	130

Introducción

La Ciudad de México se encuentra en una gran cuenca, en la meseta del centro de México, a una altitud de 2 240 m y tiene una superficie de 1 495 km², ubicada en una región de alta sismicidad y su mayoría en suelos lacustres altamente compresibles, lo que ha dado lugar a diversos problemas de cimentación para la construcción de su infraestructura.

La población de la capital es de alrededor de 8.85 millones de habitantes, la capital en conjunto con su área conurbada (Zona Metropolitana del Valle de México) suman más de 29 millones de habitantes, lo que la convierte en la tercera aglomeración urbana más grande del mundo y la más grande del continente americano.

La Ciudad de México es el núcleo urbano más grande del país, a su vez, es el principal centro político, académico, económico, financiero, empresarial y cultural. Por tanto, la necesidad de un óptimo aprovechamiento de los espacios físicos ha llevado a la construcción de grandes y pesadas superestructuras, las cuales transmiten sus cargas al suelo por medio de sistemas de cimentaciones cada vez más complejas y profundas, por tal motivo se requirió de un desarrollo analítico y constructivo en el campo del subsuelo. De esto resultan subestructuras de grandes dimensiones por el servicio que ofrecen como elemento de cimentación, de contención y de servicio al usuario como estacionamientos, bodegas, cisternas etc.

Por esta razón, estas subestructuras conllevan grandes riesgos por las excavaciones profundas realizadas en las zonas urbanas. Los procesos de excavación son complejos en los suelos de la Ciudad de México, ya que se caracterizan por ser altamente deformables y por tener un nivel freático importante.

Por tal motivo es necesario contener los empujes del suelo, sobre todo en terrenos blandos o sueltos ya que se pueden presentar deformaciones, asentamientos, fallas o derrumbes que pueden, en condiciones extremas afectar la estabilidad de la excavación y de estructuras aledañas.

El muro Milán es un elemento empleado para solucionar este tipo de percances ya que actúa como elemento de contención durante las excavaciones profundas y a su vez podría emplearse como elemento definitivo de cimentación para la superestructura.

El proyecto en estudio, consiste en un edificio con 12 sótanos, ubicado en Av. Paseo de la Reforma en la Ciudad de México, el cual presenta un gran sistema de cimentación, conformado por muro Milán y Pilas oblongas. En un principio el muro Milán trabaja como elemento de contención para el proceso de excavación siendo este al final parte de la cimentación definitiva.

El tema se resume al análisis, diseño y construcción del muro Milán como elemento de contención para la subestructura de un edificio, con el objetivo de comprender y enriquecer mis conocimientos en procesos constructivos geotécnicos y en el análisis y diseño de ellos, siendo esto un área de gran desarrollo en México y de gran importancia para la infraestructura del país.

La subestructura de este edificio es construido por CIMESA, quien ha implementado una secuencia de excavación mediante *top-down*, la cual consiste, en general, en la construcción perimetral de un muro Milán y losas a diferentes profundidades para acelerar los procesos de excavación y construcción de los sótanos.

Para analizar el empuje de suelos, existen diversas teorías y métodos, en este caso en particular, el comportamiento del muro se analizara mediante el método de “Módulo de Reacción” en el que se representa la excavación mediante *top-down*. Dicho método tiene como característica analizar el comportamiento del muro en cada etapa de excavación, siendo esto lo más representativo a la realidad, obteniendo así resultados más representativo para un diseño optimo del muro Milán.

El presente trabajo contempla cinco capítulos, el primer capítulo trata sobre la descripción general del proyecto como es su localización, los usos y características del proyecto, así como una modelación geotécnica la cual es la pauta para cualquier análisis y diseño de una subestructura. Por otro lado, se indicarán los trabajos de campos realizados para obtener la estratigrafía del sitio, la importancia de ellos y la justificación del por qué se tomaron como representativos para este proyecto, del mismo modo se analizará la

presión de poro en el sitio, ya que esta característica es muy importante en el análisis de la secuencia de excavación mediante *top-down*.

En el segundo capítulo se presenta un marco teórico, el cual abordará al muro Milán como elemento de contención, se describen diversas teorías sobre los empujes de suelos, entre ellas la teoría de Módulo de Reacción la cual se utiliza en el análisis del muro, la falla por pateo, para la revisión de un muro Milán y la secuencia constructiva *top-down* como sistema alternativo en la excavación a cielo abierto. Se menciona el principio de este sistema y las etapas a realizar para su correcta ejecución, haciendo hincapié en la importancia de la secuencia de excavación, desarrollando el análisis en función de ésta y describiendo las ventajas que conlleva el emplear este sistema en un proyecto.

En el tercer capítulo se analizará el muro Milán como elemento de contención por medio del Módulo de Reacción con ayuda del software "PARIS", en función de la secuencia de excavación. Se expondrán los resultados para continuar con el diseño estructural del muro por flexión y cortante.

En el cuarto capítulo se explicará la secuencia constructiva, la importancia de seguir las etapas de excavación y construcción del muro Milán teniendo un estricto orden. Es importante destacar que por la geometría y por la magnitud de la obra, se deben respetar los tiempos de excavación y los espacios durante todas las etapas. Para ello se realizó un estudio detallado de la logística para tener un plan de trabajo óptimo que permitiera realizar la ejecución de la excavación.

Siendo esto en un principio, la preparación del sitio, seguido por el trazo y la construcción de brocales, la excavación de zanjas donde se implementará equipo de excavación vertical y lodo de perforación, los cuales servirán como guía para la excavación del muro Milán a utilizar, siguiendo con la construcción perimetral del muro.

Se mencionará la importancia del lodo así como sus características y procesos de elaboración, de igual forma se hablará de la importancia del control de verticalidad dentro de la excavación de zanjas ya que de esto dependerá el comportamiento estructural y la calidad de este, la colocación de acero de refuerzo mencionando el izado y la unión, la importancia de las juntas CWS patentadas por el grupo *Soletanche Bachy* para mejorar la

calidad del muro en las uniones de los paneles, la colocación de concreto, sus características y el método empleado (Tubo Tremie), por último la trabe de coronación dentro de la construcción del muro ya que ésta tiene la función de transmitir y distribuir las fuerzas de la superestructura hacia el muro Milán. Se finaliza el capítulo con la instrumentación empleada: Pruebas de integridad tipo sónicas (Cross Hole) e inclinómetros.

Capítulo 1 Descripción general del proyecto

1.1 Localización

El proyecto se construirá en un predio ubicado en Av. Paseo de la Reforma N° 509 esquina con Río Atoyac, col. Cuauhtémoc en México, D. F. (Fig. 1.a.). Colinda al oriente con la Torre Mayor, al norte con la calle Río Atoyac, al poniente con la calle Río Ródano y al sur con la lateral de Paseo de la Reforma. Esta ubicación se encuentra dentro de la Zona del Lago.

Hoy en día Paseo de la Reforma es una de las avenidas más importantes y emblemáticas del Distrito Federal, con poco más de 14.7 km de largo, corre en sentido sur – poniente, es una de las vialidades más transitadas de la ciudad de México, pues a lo largo de su trayecto, atraviesa sitios de interés como la Zona Rosa, Centro Histórico, Avenida Insurgentes y Bosque de Chapultepec. También recorre importantes monumentos como: Monumento a Cristóbal Colón, Monumento a Cuauhtémoc, Ángel de la Independencia y Fuente de la Diana Cazadora.



Fig. 1.a. Ubicación del predio

1.2 Uso y características del proyecto

Anteriormente una fracción del predio se encontraba ocupada por un edificio con 12 niveles y dos sótanos, el resto por un estacionamiento descubierto sobre un cajón de cimentación de una estructura demolida.

Actualmente se construirá el edificio en Paseo de la Reforma 509, en un predio con una superficie de 1935.68 m², se proyecta construir una estructura de usos mixtos (oficinas, hotel, vivienda, comercio y servicios), con 58 niveles sobre el nivel de banqueta (Planta Baja, 57 niveles y azotea), con 10 niveles de sótano para estacionamientos y 2 niveles de sótanos para cisternas, con una profundidad de excavación del orden de los 39.25 m. (Fig. 1.b. y Fig. 1.c.)

Dado las condiciones estratigráficas del sitio y el tipo de proyecto, se propuso un sistema de cimentación a base de pilas apoyadas a 64.0 m de profundidad complementadas con muro pila, con una profundidad de desplante entre 55.0 y 64.0 m. Para la excavación de los sótanos se recurrirá al sistema *top-down*.



Fig. 1.b. Reforma 509 y Torre Mayor



Fig. 1.c. Reforma 509 y Torre Mayor

1.3 Modelación geotécnica del sitio

1.3.1 Zonificación geotécnica

La Ciudad de México está localizada sobre lo que antiguamente fue un gran lago, las tierras de acarreo, fruto de las corrientes de agua de las regiones montañosas, el polvo de las tolvaneras, que eran tan frecuentes antes de la actual vegetación y las lavas de las erupciones volcánicas, fueron llenando el lago, hasta constituir el suelo actual. Por tal motivo el subsuelo de la Ciudad de México tiene un comportamiento y características muy particulares, esto ha dado pauta a innumerables estudios y se ha logrado definir zonas con diferentes características.

Como lo define el artículo 170 del Capítulo VIII, del Título Sexto del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, para fines de la presente norma la ciudad se divide en tres zonas con las siguientes características generales (Fig 1.d.):

- a) Zona I. Lomas, formadas 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.
- b) Zona II. Transición, es donde ocurren los cambios más notables en la estratigrafía, donde los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo-arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de estas es variable.
- c) Zona III. Lago, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

El predio en estudio se encuentra ubicado en la frontera entre la Zona de Transición y la Zona del Lago (Fig. 1.d.), el reglamento indica considerar la zona más desfavorable por tal motivo se consideraron las características de Zona de lago.

Esta ubicación, se caracteriza porque dentro de la serie arcillosa superior se encuentran intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago, este proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes a cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio con respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

Por lo anterior, las características estratigráficas de esta zona consideran:

- a) La costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme.
- b) Los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de 20.0 m.
- c) Existen interestratificaciones de arcilla y suelos limo-arenosos.
- d) Se presentan mantos colgados de agua.

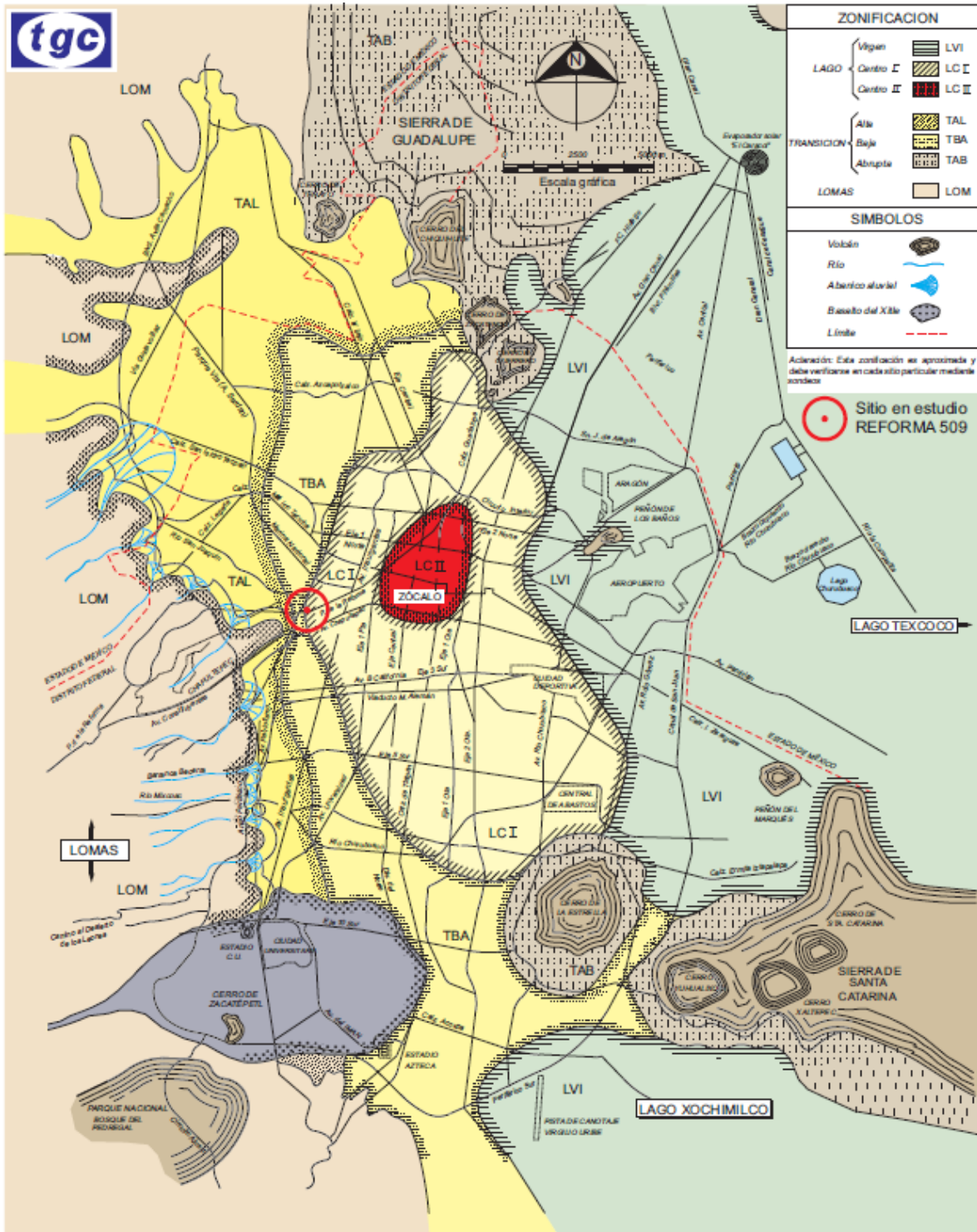


Fig. 1.d. Sitio de estudio y zonificación de la Cd. México

Referencia: Mecánica de suelos – Reforma 509, TGC Geotecnia s.a. de c.v.

1.3.2 Estratigrafía

El objetivo de definir una estratigrafía reside en proponer la cimentación más adecuada para la superestructura, así como para seleccionar el mejor procedimiento constructivo de ésta, por tanto es fundamental saber qué tipo de suelo se tiene en el sitio de estudio y si éste es un suelo blando, arcilloso, favorece la utilización de la secuencia de excavación *top-down*, tomando en cuenta que el proyecto consta de una excavación para 10 niveles de sótanos y 2 niveles de cisternas hasta los 39.25 m de profundidad y una estratigrafía en su mayoría de arcilla, se optó por la utilización de la secuencia constructiva *top-down*.

Para obtener la secuencia estratigráfica del sitio del proyecto, se realizaron los siguientes trabajos y ensayos de laboratorio con el fin de obtener un modelo geotécnico.

Trabajos en campo

- Un sondeo combinando las técnicas de cono eléctrico en los suelos blandos con el ensaye de penetración estándar en los suelos duros (SCE-1), de 100.0 m de profundidad.
- Un sondeo de muestreo inalterado selectivo (SMS-1), con la toma de muestras inalteradas con tubo muestreador TGC y tubo dentado.
- Un sondeo de ensayos presiométricos (SPM-1), que consisten en la ejecución de ensayos de carga *in situ* con presiómetro Menard tipo G, en 13 estaciones.
- Un sondeo de phicómetro (SPH-1), con la ejecución de 5 mediciones *in situ* de los parámetros mecánicos de resistencia.
- Un sondeo de piezocono (SPZ-1), con la toma de 7 lecturas de la presión de poro.
- Se instaló un tubo de observación del NAF (TO-1) de 6.0 m de profundidad.
- Se perforaron y ademaron dos barrenos de 34.8 y 109.3 m de profundidad, para la ejecución de mediciones de onda de corte con sonda suspendida (TGC Geotecnia, 2011).

Dichos trabajos se realizaron cerca de la esquina de Río Atoyac y Río Rodano dentro del predio, esto porque en la zona de Av. Reforma existía una edificación de 12 niveles y dos sótanos, el resto por un estacionamiento descubierto sobre un cajón de cimentación de una estructura demolida, como se dijo anteriormente, por tanto, no era posible realizar trabajos de campo en dichas zonas. Los resultados obtenidos fueron de gran importancia para proponer la estratigrafía, sin embargo como éstos sólo se situaron en un sitio, se

recurrió a la experiencia de la empresa TGC la cual fue la encargada para realizar los estudios de mecánica de suelos para proponer la estratigrafía final, ya que la zona centro ha sido extensamente estudiada por las diversas edificaciones construidas, por tal motivo se tenía un panorama mayor y los resultados obtenidos en los trabajos de campo sirvieron como parámetros para proponer la estratigrafía.

La localización de estos trabajos se indica en la Fig. 1.e.

Ensayes de laboratorio

En todas las muestras recuperadas, se efectuaron los siguientes ensayos índices:

- Clasificación visual y al tacto.
- Contenido de agua.

En muestras seleccionadas:

- Límites de consistencia.
- Porcentaje de finos.
- Granulometría por mallas

En muestras inalteradas se realizaron ensayos triaxiales del tipo no consolidado-no drenado y consolidado no drenado.

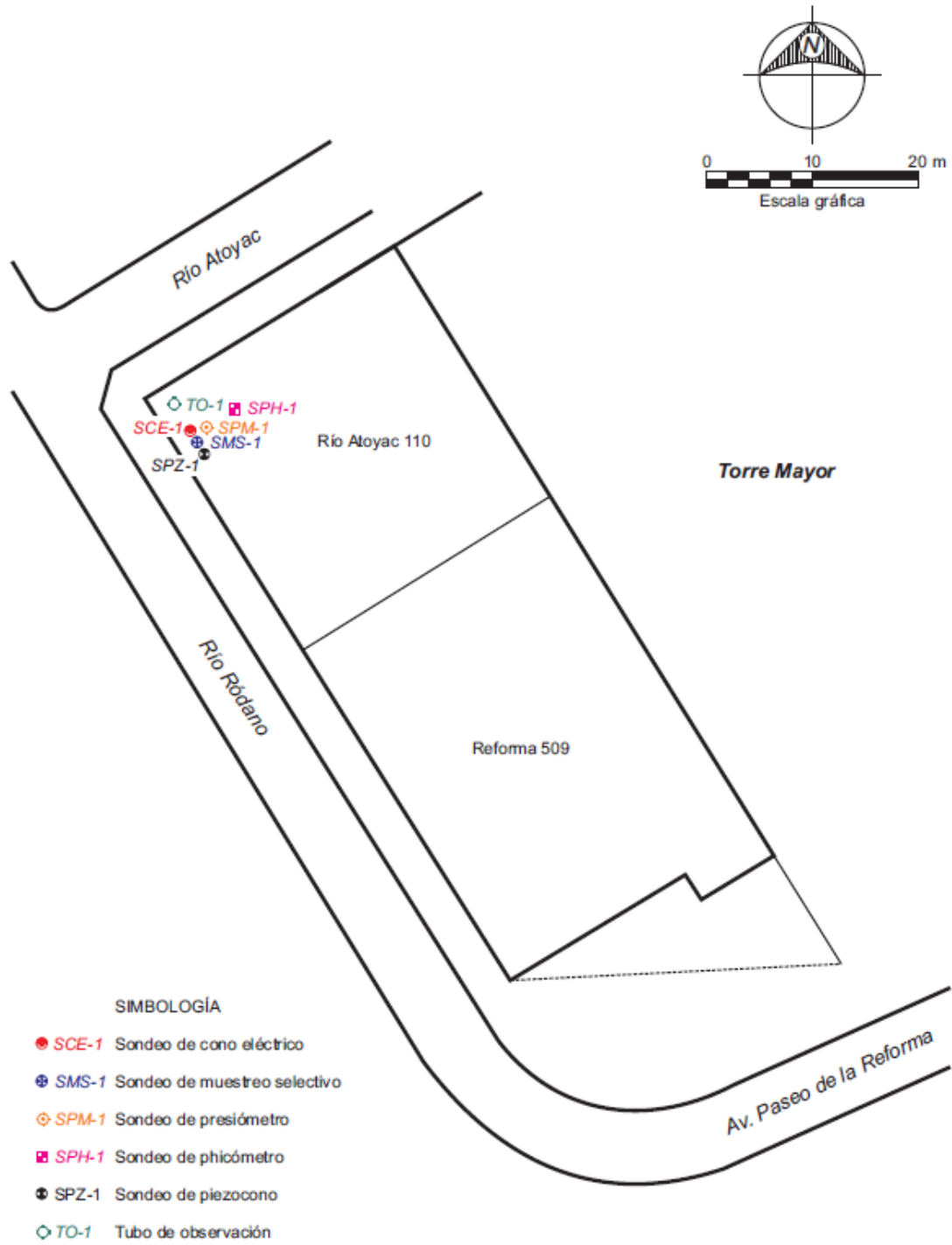


Fig. 1.e. Localización de sondeos

Referencia: Mecánica de suelos – Reforma 509, TGC Geotecnia s.a. de c.v.

Secuencia estratigráfica

Relleno artificial. De hasta 2.0 m de espesor, está constituido por un material limo arenoso con gravas que se colocó en el sitio una vez demolida y retirada la cimentación del edificio que existió en el área del predio donde se ubica el estacionamiento, en la zona del actual edificio este espesor es mayor por la existencia de un sótano.

Costra superficial. Hasta los 5.0 m de profundidad, formada principalmente por limo arcilloso café preconsolidado por secado solar, con lentes delgados de arena.

Serie arcillosa superior. Localizada de 5.0 a 23.0 m de profundidad, son intercalaciones de arcillas y limos de consistencia baja a media. En este depósito se encuentran intercalaciones de materiales asociados a erupciones o etapas de secado solar del antiguo lago.

Capa dura. De 23.0 a 29.5 m de profundidad, está formada en la parte superior por unos estratos de arena fina sílica limosa gris olivo, subyacida por una serie de limos gris olivo y ceniza volcánica.

Serie arcillosa inferior. De 29.5 a 32.0 m, compuesta por dos substratos de arcilla café olivo y gris olivo de consistencia firme.

Depósitos profundo. A partir de 32.0 m y hasta los 100.0 m (máxima profundidad explorada en la zona), se encuentran estos depósitos, formados por una secuencia de estratos arenosos y limosos muy densos, con intercalaciones de arena pumítica, materiales correlacionables con las tobas características de la zona de Lomas.

En la Tabla 1, se presenta el modelo geotécnico propuesto para el diseño de la subestructura, apoyado en los trabajos de campo, ensayos de laboratorio para este proyecto y de la experiencia que se tiene de la zona en estudio por parte de TGC. De igual forma estos valores fueron considerados por CIMESA para el análisis de la subestructura, ya que se contaba con experiencia de trabajo en la zona y se compararon los datos con proyectos cercanos a éste.

En dicha tabla, se pueden observar algunas de las propiedades de los suelos encontrados como es el peso volumétrico (γ), la cohesión (c) que es la cualidad por la cual las

Tabla 1 Modelo geotécnico

Estrato	Subestrato	Profundidad		Espesor de estrato [m]	Peso Volumétrico [t/m ³]	Cohesión c [t/m ²]	Fricción ϕ [°]	Módulo de Elasticidad E [t/m ²]	Módulo de Elasticidad Edescarga [t/m ²]	Relación de Poisson [ν]
		Límite superior [m]	Límite inferior [m]							
Costra Superior	-	0	5	5	1.5	6	23	600	1800	0.45
Serie Arcillosa Superior	SAS1	5	10	5	1.2	4	0	400	1200	0.45
	SAS2	10	23	13	1.2	9.5	18	1200	3600	0.45
Capa Dura	-	23	29.5	6.5	1.7	16	30	1900	5700	0.35
Serie Arcillosa Inferior	-	29.5	32	2.5	1.4	15	0	1500	4500	0.45
Depósitos Profundos	DP1	32	39.5	7.5	1.8	15	35	4000	12000	0.35
	DP2	39.5	45	5.5	1.7	5	34	1700	5100	0.35
	DP3	45	59.5	14.5	1.8	18	35	4000	12000	0.35
	DP4	59.5	63.5	4	1.5	20.5	0	2000	6000	0.45
	DP5	63.5	100	36.5	1.8	-	35	4000	12000	0.35

partículas del suelo se mantienen unidas debido a sus fuerzas internas, el ángulo de fricción (ϕ) que está relacionado con el máximo ángulo posible para la pendiente de un montículo de un material granular (ángulo de reposo) que depende de la fricción, la cohesión y la forma de las partículas, en un material sin cohesión el ángulo de reposo coincide con el ángulo de fricción, la relación de Poisson (ν) la cual es una constante elástica que proporciona una medida del estrechamiento de un prisma de material elástico lineal e isótropo cuando se estira longitudinalmente y se adelgaza en las direcciones perpendiculares a la de estiramiento, el módulo de elasticidad (E) parámetro que caracteriza el comportamiento de un material elástico en una relación de esfuerzo-deformación y módulo de elasticidad en descarga ($E_{descarga}$) que mantiene una relación $E = E_{descarga}/3$

1.3.3 Condiciones piezométricas

La zona donde se ubica el predio se caracteriza por tener el nivel de agua freática muy superficial, de acuerdo con los reportes de la Comisión de Aguas del Valle de México (CNA, 1994). Sin embargo, las mediciones realizadas demuestran que ese nivel ha sido abatido de manera importante, teniéndose actualmente a los 5.9 m de profundidad el nivel freático, además que la presión de poro presenta abatimientos casi totales entre 37.0 y 44.0 m de profundidad.

En la Fig. 1.f. y Fig. 1.g. se registran las condiciones iniciales de la presión de poro en el predio, tomadas en el sondeo de piezocono SPZ-1. El NAF se midió directamente en el tubo de observación instalado, teniéndose a 5.9 m de profundidad media. Estas mediciones indican que en el sitio se tienen abatimientos importantes debido a la extracción de agua.

Considerando que en el futuro se disminuya la extracción de agua por bombeo se puede generar una recuperación de la presión de poro, que probablemente no alcanzará la condición hidrostática; en la Fig. 1.f. y 1.g. se muestra la probable distribución a largo plazo y la subpresión que podría actuar sobre la losa de fondo que sería del orden de 9 t/m².

En la Tabla 2, se muestran las condiciones iniciales de presión de poro a diferentes profundidades, las cuales se pueden observar gráficamente en la Fig. 1.g.

Punto	Profundidad [m]	Presión [t/m ²]
1	11.75	2.43
2	16.70	2.72
3	24.80	2.93
4	30.80	5.30
5	37.60	1.54
6	43.70	0.99
7	63.30	13.24

Tabla 2 Condiciones piezométricas

En la Fig. 1.f. y Fig. 1.g. se registran las condiciones iniciales de la presión de poro, tomadas en el sondeo de piezocono, de igual forma se muestra la presión de poro a largo plazo, la presión hidrostática, la localización de las muestras Ccu y Cuu y el esfuerzo P_z y σ_z .

Como se mencionó anteriormente existe un abatimiento a partir de los 5.9 m de profundidad, esto por la extracción de agua a través de bombeo, en comparación con la presión hidrostática se observa que estos son de gran importancia, empezando por una variación de 2.43 t/m² entre 5.9 m y 11.75 m, donde la presión hidrostática indica una presión de 6 t/m², existe una diferencia, indicando el comienzo del abatimiento, enseguida se observa un comportamiento casi constante que va de 11.75 m a 24.8 m de 2.43 t/m² a 2.93 t/m² una variación muy pequeña para la longitud que presenta, en comparación con la presión hidrostática se observa que el abatimiento ya es pleno, la presión de poro se encuentra muy alejada de la hidrostática, después viene una recuperación de la presión de poro la cual alcanza las 5.3 t/m² a 30.8 m ya que a esta profundidad tenemos una capa de arcilla que va de los 29.5 m a 32 m de profundidad, esta es la razón de que exista un incremento en la presión de poro porque en suelos arcillosos el contenido de agua es mayor, nuevamente decrece la presión de poro, donde se presenta el mayor abatimiento entre las profundidades de 37.6 m y 43.7 m con presiones de 1.54 t/m² y 0.99 t/m² respectivamente, después de esto se observa una plena recuperación de la presión de poro tendiendo a la hidrostática, esto se debe a la suspensión de extracción de agua, sin embargo ésta no la alcanza.

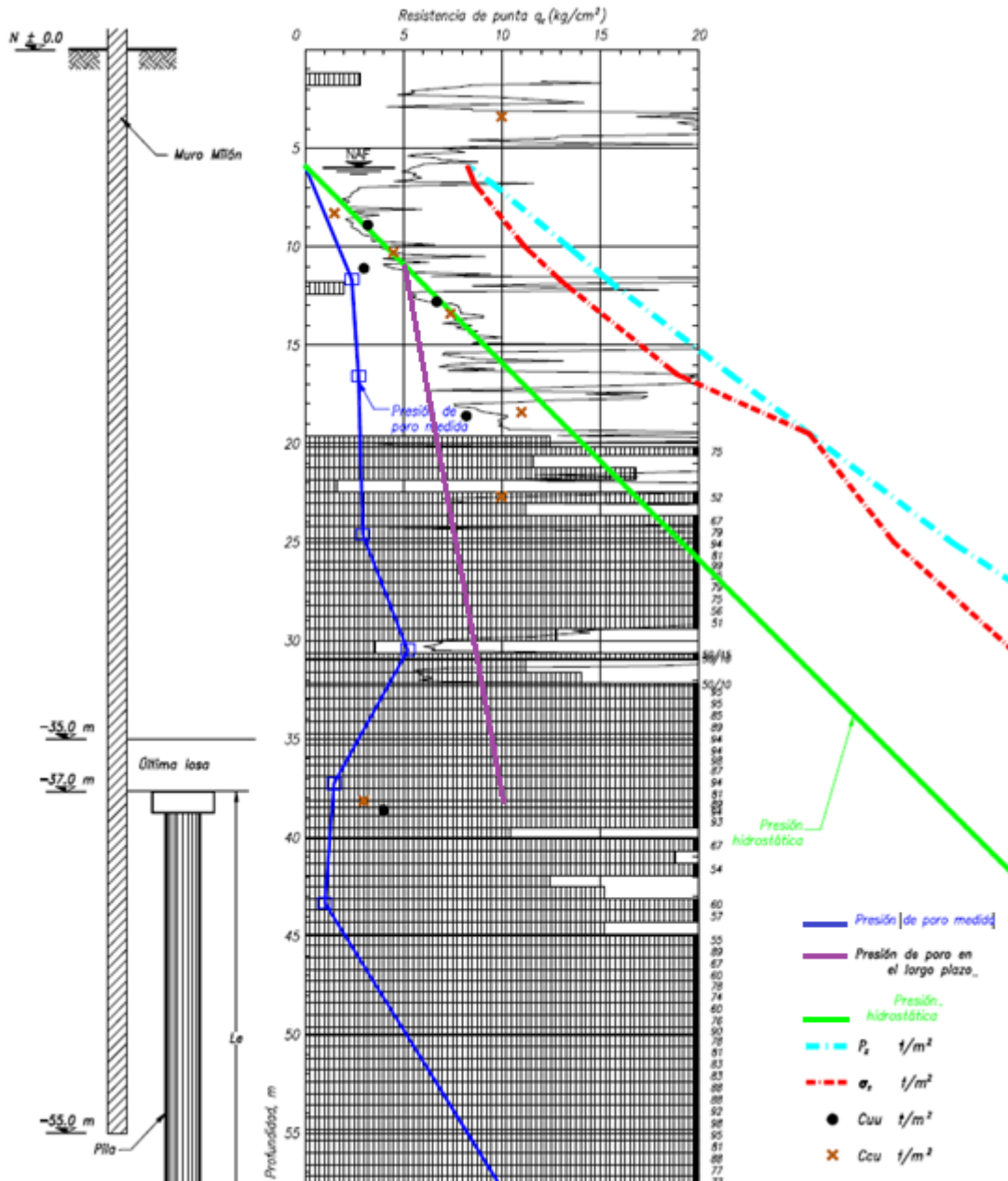


Fig. 1.f. Presión de poro, Presión a largo plazo, Presión hidrostática, Esfuerzos totales (P_z), Esfuerzos efectivos (σ_z), Esfuerzo al cortante C_{uu} y C_{cu}

Referencia: Mecánica de suelos – Reforma 509, TGC Geotecnia s.a. de c.v.

Capítulo 2 Marco teórico

2.1 Muro Milán

El muro Milán, diafragma o pantalla se puede definir como una pared de concreto reforzado colado en sitio (*in situ*), conformada en el subsuelo. Se utilizan y diseñan para soportar los empujes horizontales de la masa de suelo.

Su función principal es la de servir como elemento de contención de la masa de suelo en excavaciones y a su vez para conformar parte de la cimentación si esto es necesario.

Hoy en día su diseño y calidad han mejorado, esto ha hecho mayor sus aplicaciones en las construcciones civiles, entre ellas podemos mencionar su empleo en muros estructurales definitivos, obras subterráneas y túneles urbanos (Metro), sótanos y cajones de cimentación de edificios, estacionamientos subterráneos, en simples muros de contención y en muros de protección contra inundaciones, muelles marginales en regiones sísmicas, presas, silos, canales de gran sección y cárcamos de bombeo de gran capacidad. Fig. 2.a.



Fig. 2.a. Muro Milán – Metrópoli Patriotismo 435

2.1.1 Aplicaciones del muro Milán

Elemento estructural

- Colados en sitio o formados por piezas precoladas.
 - Metro
 - Cimentaciones
 - Estructuras subterráneas
 - Muros de contención
 - Muelles
 - Canales
 - Sótanos
 - Estacionamientos subterráneos

El muro Milán es un elemento completamente estructural, sin embargo sus características hacen posible que tenga otras funciones, entre ellas, el control de flujo de agua, ya que el muro es un sistema estanco y puede funcionar como una pantalla impermeable, pero cabe mencionar que este no es su principal función, como se dijo anteriormente el muro tiene como función la contención del suelo en una excavación y a su vez ser un elemento estructural definitivo de la cimentación de la superestructura.

2.1.2 Experiencias en México

La necesidad de construir el Metro hizo necesario adaptar la tecnología del muro Milán a las arcillas blandas del subsuelo, el diseño de este sistema se basaría en el principio de la cimentación compensada, buscando una solución ideal se enfocó el proyecto a lograr la cimentación completamente compensada.¹

Se conocían diversos métodos constructivos aplicables para la ejecución de las estructuras subterráneas, se analizaron cada uno de ellos enfocados a mantener la menor alteración de las condiciones naturales del terreno. Al final resultaron dos métodos para la ejecución de los muros: Método de trincheras y muros colados en sitio (Muro Milán).

Se plantearon dos procesos constructivos, el primero consistía en construir primeramente los muros laterales troquelando y posteriormente las losas de piso y cubierta, o bien, construir todo el conjunto en una sola etapa.¹

Las primeras pruebas de excavación y manejo de lodos se iniciaron en 1966, al año siguiente se realizaron los primeros muros de la línea 1 y 2 del Metro. El muro Milán, durante la construcción del Metro, se consideró como elemento de contención temporal, para soportar los empujes horizontales, para posteriormente construir losas de piso y cubierta y contribuir como parte del cajón, la impermeabilidad y acabado final se le dio al muro de acompañamiento.²

Algunos tramos del Metro fueron construidos utilizando el muro Milán como elemento estructural, se introdujo el muro de acompañamiento para poder obtener una calidad fina sobre él, por tal motivo no hubo la posibilidad de adoptarlo como muro estructural definitivo y estanco, cualidades que le hubieran permitido incrementar su utilidad.

El Ing. Luciano Rubio, experimentó la estabilización de algunas excavaciones con el lodo espontáneo que se forma al excavar las arcillas, verificó que la calidad de los muros era igual a los estabilizados con lodo bentonítico.²

Sin embargo este lodo sólo tiene un comportamiento adecuado en la primera de dos etapas de los lodos de perforación, la primera etapa consiste en la excavación de la zanja y la segunda consiste en el colado del muro, donde no es recomendable el uso de lodo espontáneo ya que la calidad del muro se puede ver afectada por la contaminación del concreto, esto se ha verificado en la práctica.

En 1988 COVITUR construyó un tramo experimental del cajón del Metro con paneles de concreto precolados, instalados en una zanja llena con lodo fraguante que endurece a una resistencia preestablecida, con la idea de eliminar los problemas y errores del colado del concreto *in situ*, desafortunadamente los resultados no fueron satisfactorios. Este tramo experimental fue inspirado en la técnica de la empresa *Bachy* de Francia.⁴

En 1992 se construyó la cimentación de un edificio con una excavación profunda de cinco sótanos recurriendo a los *Muros Panosol*, donde intervino el Prof. J. Grenet de *Soletanche*, empresa extranjera, para mejorar su calidad y posteriormente en 1993 se construyó un tramo del Metro con esta técnica.^{2,5}

En los años 1979-80 se construyeron varios muros Milán en dos de los puertos del Golfo de México: Dos Bocas con resultados mediocres por el descuido en los detalles de calidad y Altamira con mejores resultados debido a la experiencia adquirida.²

Entre 1982-83 se construyeron numerosos muros Milán para la segunda etapa de la Siderúrgica SICARTSA en Lázaro Cárdenas, en suelos aluviales de alta permeabilidad, a pesar de la inestabilidad de los suelos, los resultados fueron de buena calidad.²

A finales de la década de los 90's la construcción de la cimentación y sótanos de la Torre Mayor se realizó combinando la técnica de muro Milán con tablestacas.

En México se han experimentado los siguientes logros en la construcción de muros Milán:

- Se ha confirmado que el muro Milán puede ser un elemento estructural definitivo y confiable.
- Se ha aplicado la tecnología del muro con piezas prefabricadas, que se ensamblan en la zanja y confinan con un lodo fraguante que endurece a la resistencia del suelo del sitio.⁶

¹ Memoria, Metro de la ciudad de México. México, D.F. Agosto de 1977.

² Manual de Diseño Geotécnico para el Metro (1987)

³ Luciano Rubio (1986)

⁴ Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR), (1988)

⁵ Santoyo y Cuevas, (1992)

⁶ Santoyo y Rubio (1988)

2.1.3 Tipos de muros Milán en cuanto al proceso de construcción

2.1.3.1 Muro colado *in situ*

La forma de excavación en la zanja, es por medio de tramos, donde se colarán paneles de concreto reforzado, la excavación se realiza con una máquina excavadora vertical, la cual se ubica en tres posiciones para alcanzar una longitud horizontal generalmente de 6 m y la profundidad requerida, el espesor dependerá de las especificaciones del proyecto. En la Fig. 2.b. se muestra la secuencia de excavación de las dos posiciones laterales (A, B) y finalmente la central (C), con el propósito de lograr simetría en la operación de la almeja de excavación y con ello conservar su verticalidad. La zanja se estabiliza con lodo bentonítico.

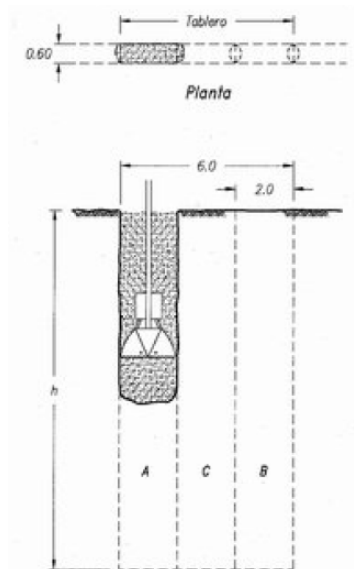


Fig. 2.b. Secuencia de excavación de un tramo en la zanja para el muro Milán

Referencia: Manual de construcción geotécnica, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, a.c. .

Para el suministro de concreto de un panel se presenta alguna de las siguientes tres condiciones de confinamiento en sus extremos:

- Panel independiente que se colará confinado por dos juntas temporales; esto es, que ni el muro anterior o el posterior han sido fabricados.
- Panel unitario, en donde ambos extremos estén construidos los muros y que el concreto tenga la resistencia mínima necesaria para soportar la maniobra de limpieza de sus juntas machihembradas.

- c) Panel mixto en uno de los extremos se utilice junta temporal y el otro esté confinado por un muro con la resistencia mínima.

Para una mayor eficiencia de excavación en la Fig. 2.c. se muestra la secuencia óptima. Consiste en una primera etapa de avance, que se detendrá cuando los muros iniciales adquieran la resistencia mínima para soportar la maniobra de limpieza de las juntas, en ese momento el equipo de excavación y colado retrocede para iniciar la segunda etapa de avance, en la que se construyen los paneles intermedios faltantes.

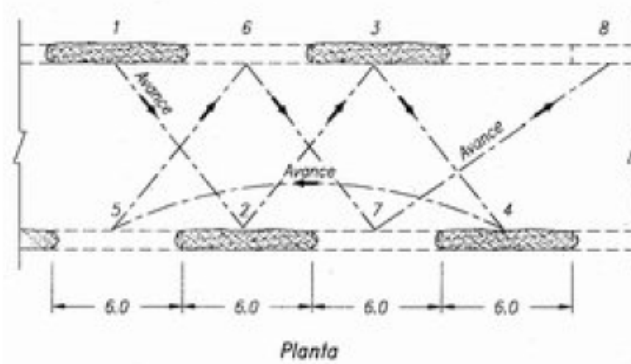


Fig. 2.c. Secuencia óptima de la excavación del muro Milán

Referencia: Manual de construcción geotécnica, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.

Sin embargo esta secuencia es difícil de realizar en obra, ya que en toda obra se cuenta con áreas de: hilos de lodo bentonítico, maquinaria en diferentes posiciones, áreas de trabajo de corte y armado de acero de refuerzo, oficinas y áreas de almacén entre otras. Esto dificulta realizar esta secuencia de excavación, por tal motivo cada obra se debe de realizar con una logística que tome en cuenta todos estos factores para no estar moviendo en repetidas ocasiones dichas áreas. Otro factor importante al realizar la excavación es la geometría del predio, pues de esto dependerá el acomodo de los elementos mencionados así como la secuencia de excavación a realizar en diferentes tiempos.

Es necesario mencionar que en este tipo de muro (*in situ*) no se deben de construir los paneles de manera continua sobre la zanja excavada, ya que se debe de esperar a que el concreto fragüe y que la junta de neopreno quede fija para su correcto funcionamiento.

2.1.3.2 Muro plástico reforzado

El muro plástico reforzado sigue el mismo principio de excavación que el muro colado *in situ*, sin embargo éste tiene la finalidad de crear planos de impermeabilización y así evitar flujos de agua que pudieran poner en riesgo la estabilidad de la estructura. Se utilizan con mayor frecuencia en muros de contención, cajones o cárcamos impermeables.

En México, se han realizado muros plásticos de lechada cemento-bentonita o de concreto plástico, armados con perfiles metálicos para dar capacidad a flexión.

Se trata de una técnica intermedia entre el muro Berlín y el muro convencional (*in situ*). La excavación se realiza con una máquina excavadora vertical, bajo la protección de una lechada de bentonita-cemento. En la lechada fresca se colocan perfiles verticales (Fig. 2.d.). La lechada transmite, el empuje activo de los suelos y del agua a los perfiles, los cuales equilibran dicha fuerza mediante flexión del eje horizontal.

Este tipo de contención es provisional, por tanto es necesario realizar un muro de acompañamiento definitivo.

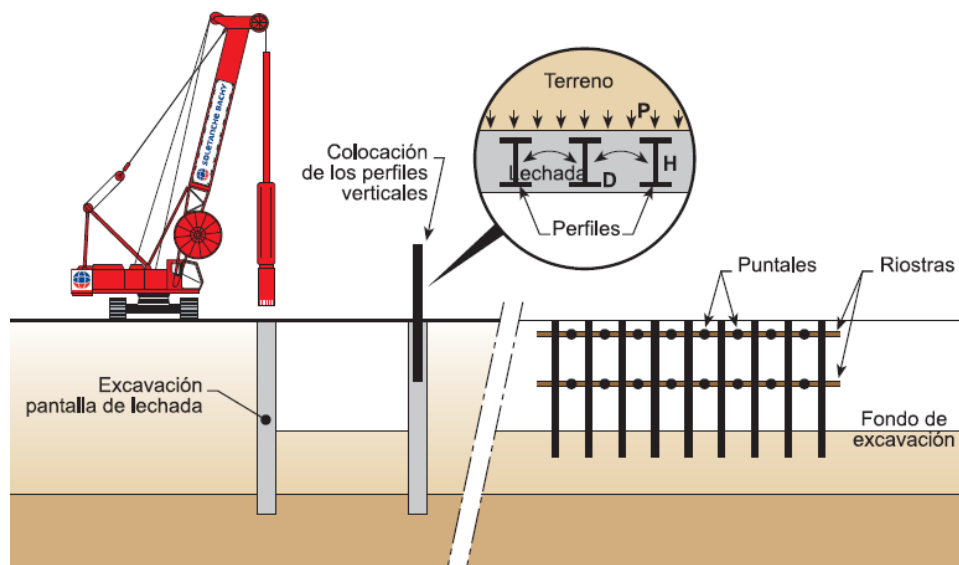


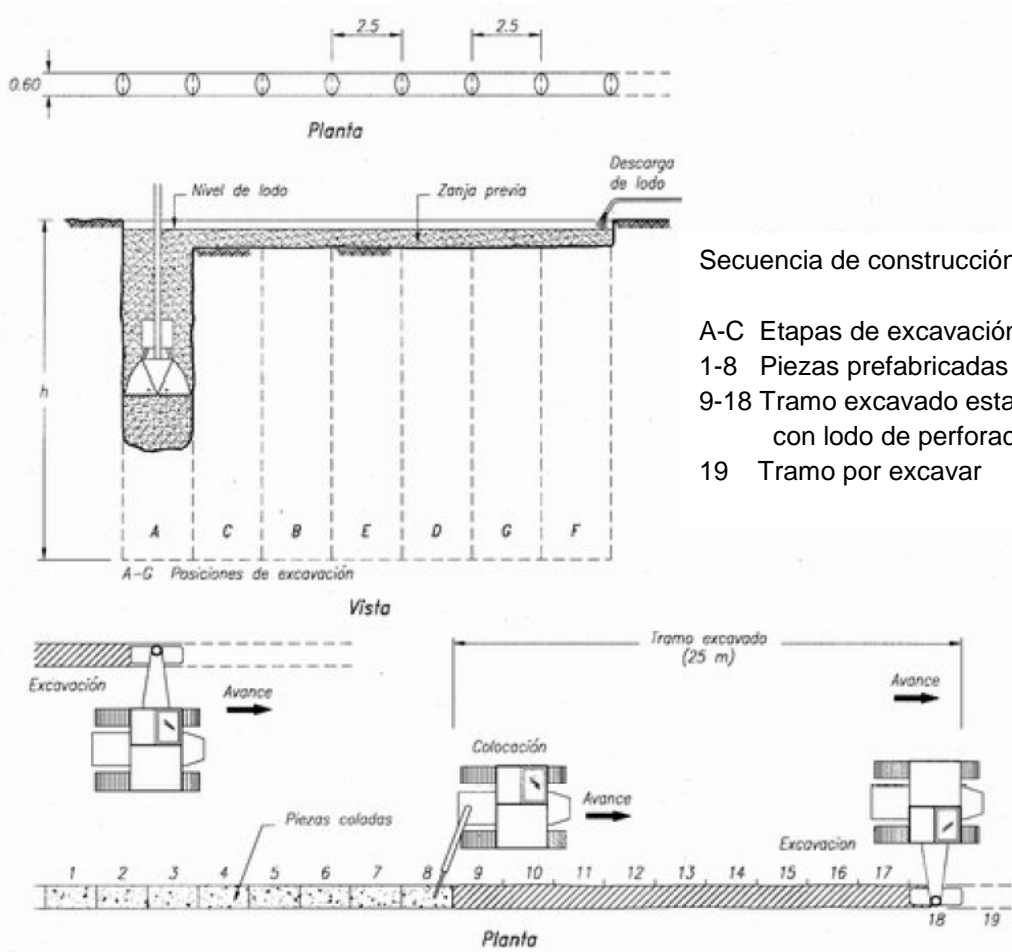
Fig. 2.d. Elaboración del muro plástico reforzado con perfiles

Referencia: Guía técnica del grupo Soletanche Bachy,

2.1.3.3 Muro prefabricado

Es una técnica desarrollada en Francia por el grupo *Soletanche*, con el nombre de Panosol, que permite lograr un procedimiento continuo con avances de excavación largos y aprovechamiento máximo del equipo de construcción.

En la Fig. 2.e, se muestra la secuencia de excavación de la apertura de una zanja continua, respetando la regla básica de operación simétrica de la almeja (A, B, C), que se logra avanzando alternadamente con ésta de dos posiciones adelante y una atrás. El lodo fraguante se agrega en el extremo delantero del tramo que se está realizando, abriendo una zanja inicial somera que sirva como canal distribuidor y regulador del consumo de lodo, este detalle constructivo asegura que el lodo se consuma gradualmente y con ello se controla su calidad.



Secuencia de construcción

- A-C Etapas de excavación continua
- 1-8 Piezas prefabricadas
- 9-18 Tramo excavado estabilizado con lodo de perforación
- 19 Tramo por excavar

Fig. 2.e. Secuencia de excavación de avance continuo -Referencia: Manual de construcción geotécnica, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.

Los elementos de concreto prefabricado usualmente son de 2.5 m de ancho, con la profundidad que el proyecto requiera y de un espesor de 30 a 60 cm. Se ensamblan mediante una ingeniosa junta, patentada por el grupo *Soletanche*, la que tiene una punta guía de acero que se ensarta desde la superficie y arrastra a la banda de sello de neopreno provista de dos huecos laterales que se inyectan con mortero y sellan herméticamente la unión. Fig. 2.f.

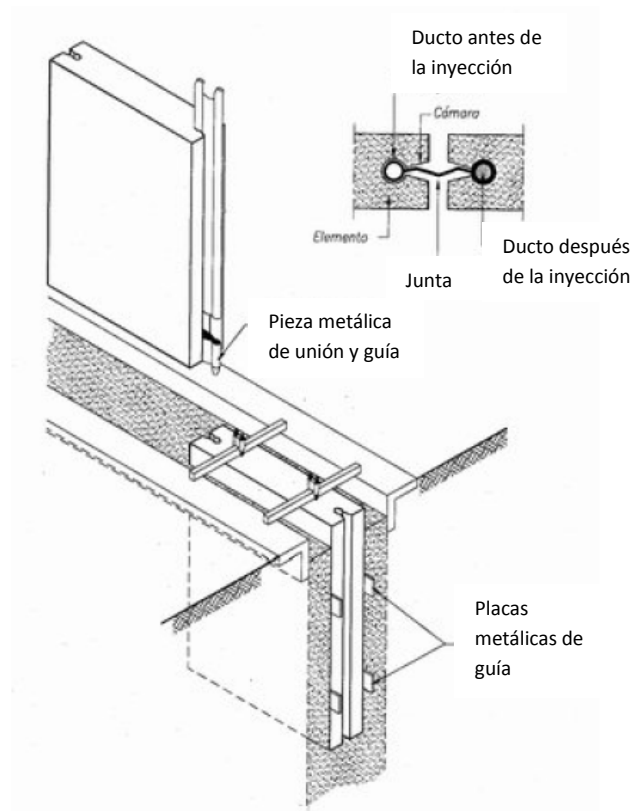


Fig. 2.f. Junta de ensamblaje

Referencia: Manual de construcción geotécnica, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, A.C.

El ensamble se realiza dentro de la excavación estabilizada con lodo fraguante con un aditivo retardador.

El lodo estabilizador es de gran importancia, a mayor densidad aumenta la capacidad estabilizadora, esto permite excavaciones más seguras en longitudes grandes, haciendo factible separar el proceso de excavación de la zanja y el de colocación de las piezas prefabricadas, obteniendo así un procedimiento más eficiente. Este proceso hace que el manejo de lodos sea más simple y que su desperdicio sea mínimo, porque el lodo

desplazado por cada pieza de concreto se aprovecha en la excavación posterior de la zanja.

2.2 Teorías de empujes de tierras

Es muy importante determinar los empujes o presiones que ejercen los suelos sobre los elementos de retención o contención ya que de estas dependerá el diseño y construcción del elemento que las soporte. Actualmente se utilizan elementos rígidos como son los muros y elementos flexibles denominadas tablestacas. Generalmente los muros están conformados de concreto simple o reforzado y las tablestacas suelen ser de acero.

El uso de estos elementos tiene el propósito de mantener una diferencia de niveles de la masa de suelo de sus dos lados, a esto se le llama retención, la masa de suelo que tiene un mayor nivel se le llama relleno y es la que produce el esfuerzo horizontal sobre el elemento de retención.

En primera instancia, el cálculo de las presiones de la masa de suelo sobre el elemento de retención se realizó con la suposición de Ch. A. Coulomb, la cual dice que la tierra es incompresible, que su deformación antes de la falla es despreciable y que la falla ocurre a lo largo de superficies planas de deslizamiento y con su fórmula de resistencia al esfuerzo cortante.

$$s_u = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

2.2a Presión de tierra en reposo

Se acepta que la masa de suelo es seminfinita y homogénea, la superficie del terreno es horizontal, la superficie vertical del borde con el muro admite desplazamientos y los esfuerzos cortantes sobre los planos vertical y horizontal son nulos en el contacto entre la superficie que se desplaza y el suelo, esto es porque no se considera fricción entre suelo y muro.

El elemento de suelo está sometido a presiones efectivas verticales σ'_{vo} y horizontales σ'_{ho} . Para el caso de un suelo seco tenemos.

$$\sigma'_{vo} = \sigma_{vo} \quad y \quad \sigma'_{ho} = \sigma_{ho}$$

Donde σ'_{vo} y σ'_{ho} son igual a presiones totales vertical y horizontal, respectivamente.

La relación del esfuerzo efectivo horizontal con respecto al vertical se le llama coeficiente de presión de tierra en reposo. (K_0)

$$K_0 = \frac{\sigma'_{ho}}{\sigma'_{vo}}$$

Como: $\sigma'_{vo} = \gamma z$

$$\sigma'_{ho} = K_0(\gamma z) \quad \text{o} \quad = K_0\sigma'_{vo}$$

La magnitud de K_0 varía entre 0.5 y 1.0, con valores mayores para arcillas fuertemente preconsolidadas.

2.2.1 Teoría de Rankine en los estados activo y pasivo

Rankine hace referencia a las variaciones de esfuerzos que se producen en una masa de suelos, cuando se produce una disminución o un aumento del esfuerzo horizontal, considerando estos dos casos extremos, llegando a los estados límites de equilibrio plástico.

El equilibrio plástico en suelos se refiere a la condición en que cada punto de una masa de suelo está a punto de fallar.

La distribución de las presiones laterales de la tierra sobre el muro están en función de realmente como se mueva el muro. En la mayoría de los casos, estos movimientos son por simple rotación o traslación respecto a su base.

2.2.1.1 Estado activo de Rankine

Se considera un muro de retención sin fricción representado por un plano AB (Fig. 2.g.), si el muro rota respecto al fondo o se traslada a un plano $A'B$ o $A'B'$, la masa triangular de suelo ABC presenta una reducción del esfuerzo efectivo principal horizontal. A medida que nos desplazamos a presión constante, la masa de suelo entra en equilibrio plástico,

llegando así al estado activo de Rankine. Se presentará la falla de suelo y σ'_{hA} será el esfuerzo activo de tierra sobre el plano principal vertical.

Los planos de deslizamiento forman ángulos $\pm \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$ con la horizontal conocida como plano principal mayor para dicho estado. Se observa que la masa de suelo en estado de equilibrio plástico está limitada por el plano BC , que forma un ángulo de $\pm \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$ con la horizontal. El suelo dentro de la zona ABC tiene la misma deformación unitaria en la dirección horizontal en todas las partes, está dada por: $\frac{\Delta L_a}{L_a}$.

La variación de la presión lateral de la tierra sobre el muro a una profundidad z se calcula con la ecuación.

$$\sigma'_{hA} = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

Teniendo una relación entre σ'_{hA} respecto a σ'_v llamada *coeficiente de presión de tierra activa de Rankine*, K_A .

$$K_A = \frac{\sigma'_{hA}}{\sigma'_v}$$

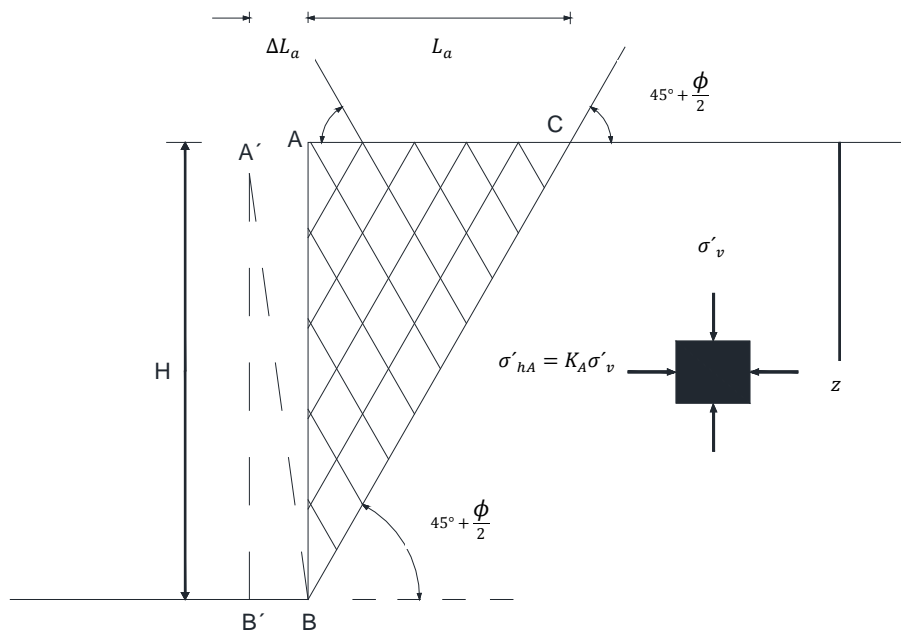


Fig. 2.g. Estado activo de Rankine

2.2.1.2 Estado pasivo de Rankine

Se considera un muro sin fricción AB, que gira respecto al fondo o se traslada a un plano A''B o A''B'', la masa del suelo resulta ser la zona ABC' donde existe un incremento del esfuerzo efectivo principal horizontal, a medida que nos desplazamos a presión constante la masa de suelo entra en equilibrio plástico llegando así al estado pasivo de Rankine presentándose la falla del suelo y σ'_{hP} será la presión pasiva de tierra. En este caso el plano de deslizamiento BC' que limita la masa de suelo la cual está en un equilibrio plástico, forma un ángulo de $\pm \left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$ con la horizontal, de la misma manera, (Fig. 2.h.), cada punto del suelo en la zona triangular ABC' sufre la misma deformación unitaria en dirección horizontal en todas sus partes, la cual está dada por: $\frac{\Delta L_p}{L_p}$

La variación de la presión pasiva de la tierra sobre el muro a una profundidad z se calcula con la ecuación.

$$\sigma'_{hP} = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + 2 c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Teniendo una relación entre σ'_{hP} respecto a σ'_v llamada *coeficiente de presión de tierra pasiva de Rankine*, K_p .

$$K_p = \frac{\sigma'_{hP}}{\sigma'_v}$$

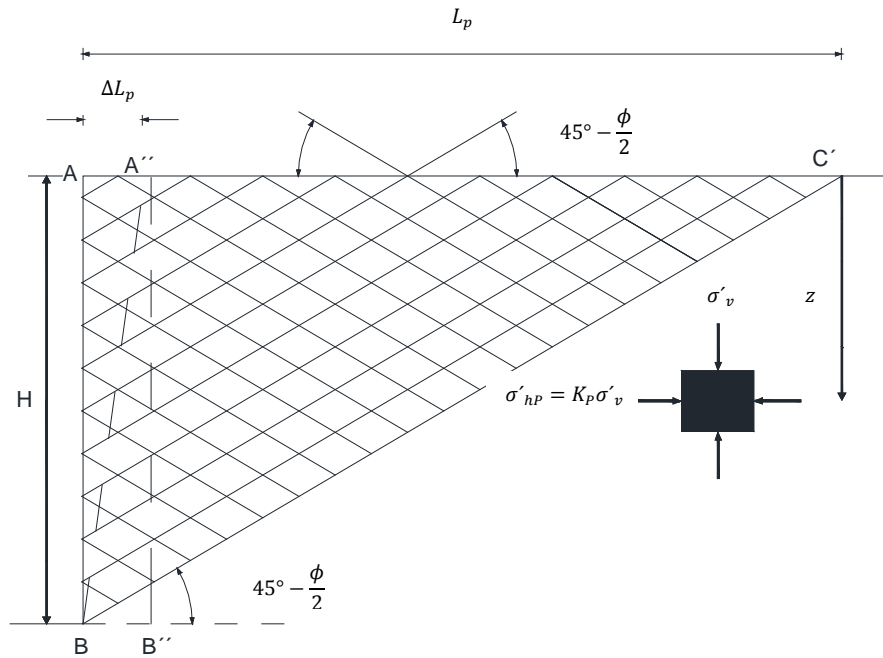


Fig. 2.h. Estado pasivo de Rankine

En la Tabla 3 se muestran los valores típicos de la máxima inclinación del muro (ΔL_a y ΔL_p) requeridos para alcanzar el estado activo o pasivo de Rankine. En la Fig. 2.i, se muestra la variación de la presión lateral de tierra con la inclinación del muro.

Tipo de suelo	$\frac{\Delta L_a}{H}$	$\frac{\Delta L_p}{H}$
Arena suelta	0.001-0.002	0.01
Arena densa	0.0005-0.001	0.005
Arcilla blanda	0.02	0.04
Arcilla dura	0.01	0.02

Tabla 3. Valores típicos de $\Delta L_a/H$ y $\Delta L_p/H$ para el estado de Rankine

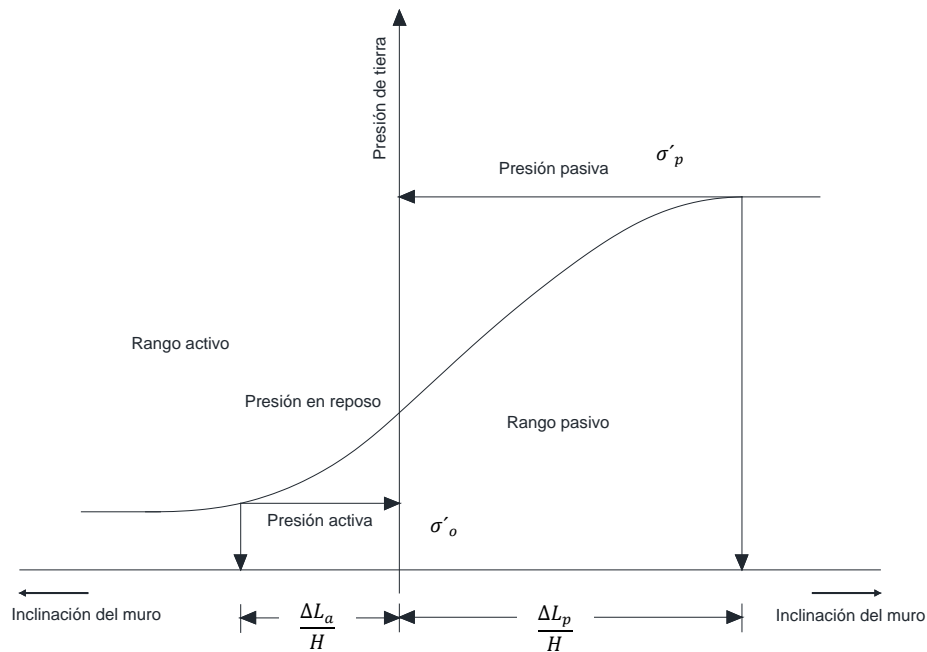


Fig. 2.i. Variación de la magnitud de la presión lateral de la tierra con la inclinación del muro

Referencia: Theoretical Soil Mechanics, Karl Terzagui

2.2.2 Teoría de Coulomb

La teoría de Coulomb es completamente diferente a la de Rankine en cuanto a su enfoque. Coulomb realiza una simplificación importante para calcular el empuje, supone que la superficie de falla se produce en el suelo a través de planos. La teoría de Coulomb permite calcular problemas en los cuales el muro no es vertical, y la superficie de relleno tiene cualquier forma. Dicha teoría considera que el empuje sobre un muro se debe a una cuña del suelo limitada por el muro, la superficie del terreno y una superficie de falla desarrollada dentro del relleno, la cual se supone plana. De igual manera existe dos estados: Activo y Pasivo

La cuña escogida no necesariamente representara un empuje máximo, por tanto, se propone un procedimiento por tanteos para obtener el mayor empuje producido por una cuña critica. Esta teoría no da a conocer la distribución de presiones sobre el muro, ya que su análisis sólo es sobre los esfuerzos actuantes en áreas.

2.2.2.1 Estado activo de Coulomb

Se considera una cuña de suelo que está en equilibrio, realizando un polígono de fuerzas constituido por W, P y E_A , considerando la fuerza por adherencia entre el muro y suelo y entre suelo y suelo en el plano de falla, esto corresponde a los planos OA y OC de la Fig. 2. j-a, dichas fuerzas están representadas por Ca y por C respectivamente y se obtienen multiplicando el valor de la cohesión (c) por la superficie del plano en el que actúa, en el caso del plano OC y multiplicando a la cohesión por la superficie del plano OA y por un factor de reducción que depende de la naturaleza del muro, es decir:

$$C = c * OC$$

$$Ca = c * OA * F_R$$

Se obtienen las fuerzas W, Ca, C , para el caso de suelos cohesivos, (en suelos friccionantes estas fuerzas no existen, Fig. 2.k.), se representa a escala cada fuerza con su correspondiente dirección y sentido, de esta manera se encontrará el valor de la reacción al peso de la cuña P y el valor del empuje activo E_a . Fig. 2.j-b.

La reacción P se genera en el plano OC y está inclinada un ángulo φ con respecto a la normal del mismo, ya que el deslizamiento es entre suelo y suelo y el empuje activo E_a que tendrá una inclinación δ con respecto a la normal al plano OA, dependerá de la naturaleza del muro, especialmente su rugosidad, y del suelo.

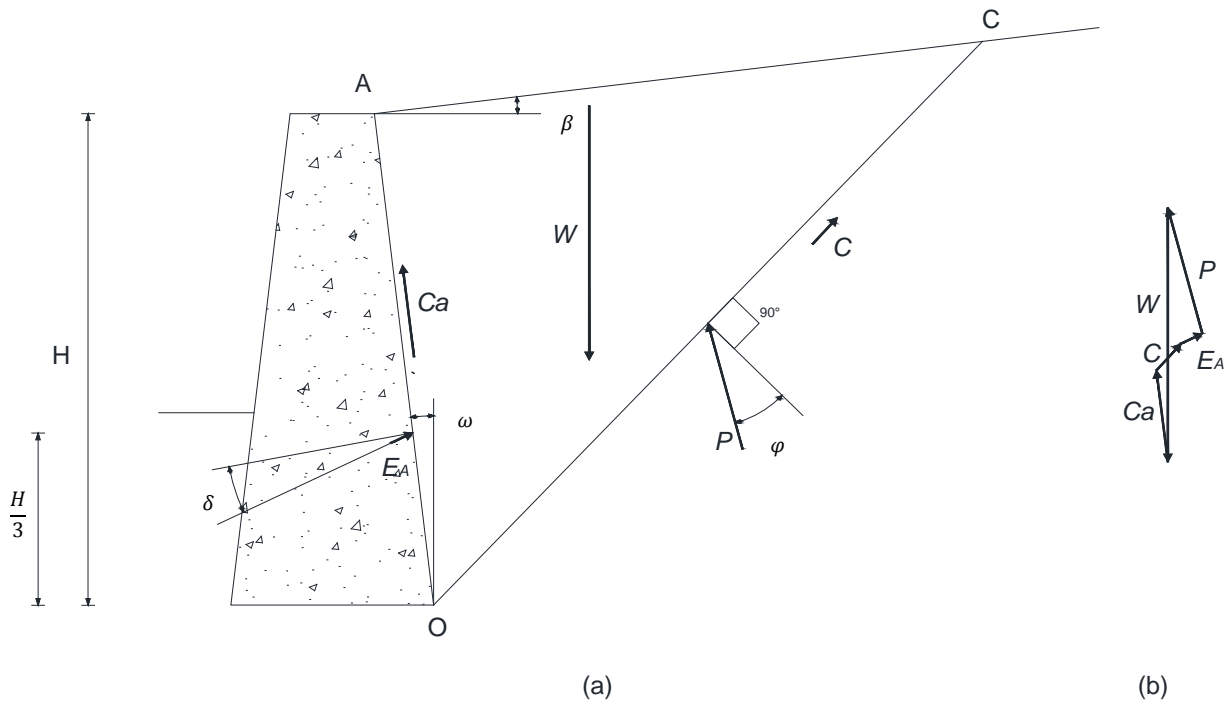


Fig. 2.j. Mecanismo de empuje activo en suelos cohesivos (a) Polígono de fuerzas (b)

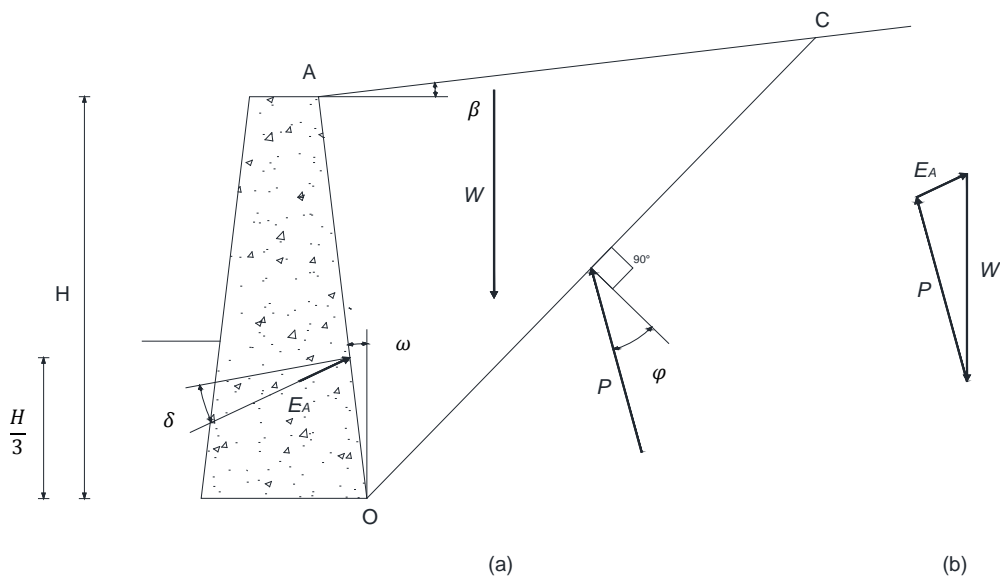


Fig. 2.k. Mecanismo de empuje activo en suelos friccionantes (a) Polígono de fuerzas (b)

2.2.2.2 Estado pasivo de Coulomb

El empuje pasivo se obtiene de manera análoga a lo que se vio en el caso activo.

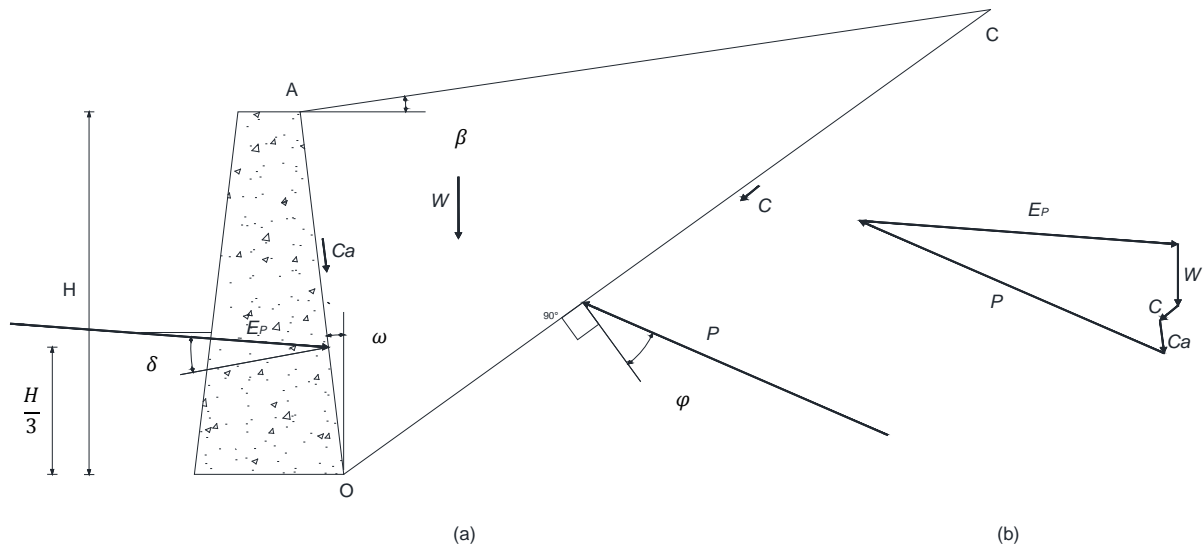


Fig. 2.l. Mecanismo de empuje pasivo en suelos cohesivos (a) Polígono de fuerzas (b)

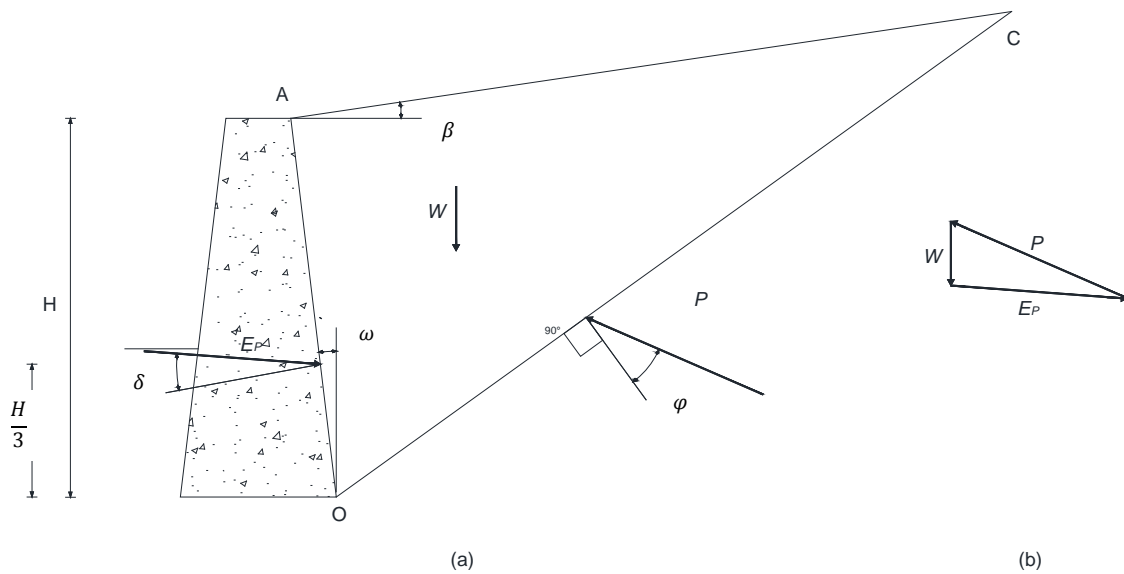


Fig. 2.m. Mecanismo de empuje pasivo en suelos friccionantes (a) Polígono de fuerzas (b)

2.2.3 Módulo de Reacción del Suelo

Este método, análisis estructural matricial, es aplicación pura de interacción suelo-estructura. Este es un proceso iterativo hasta la convergencia entre empujes “suelo” y deformaciones “muro”. En el diseño de excavaciones para construcción de subestructuras es fundamental analizar la excavación como la secuencia constructiva que consiste en métodos convencionales de análisis estructural de muros solicitados por una envolvente de empujes. Diseños deficientes pueden originar el colapso de la excavación ya que la condición de carga dada por la envolvente de empujes no es simultánea al nivel máximo de excavación y a la existencia de todos los apoyos horizontales. El análisis de una secuencia de excavación debe realizarse utilizando programas especializados, en particular los programas que aplican el criterio del Módulo de Reacción consideran al muro —elemento de retención— como una yuxtaposición de traveses verticales solicitadas por empujes laterales de tierras (reposo, activo y pasivo) cuya magnitud depende de la magnitud del desplazamiento del muro, por sobrecargas, solicitaciones sísmicas, así como por el empuje del agua (hidrostático, presiométrico), soportadas horizontalmente por losas de los sótanos, anclas o troqueles, se deben de considerar 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, es calculada teniendo en cuenta el comportamiento elasto-plástico de los suelos, ver Fig. 2.n.

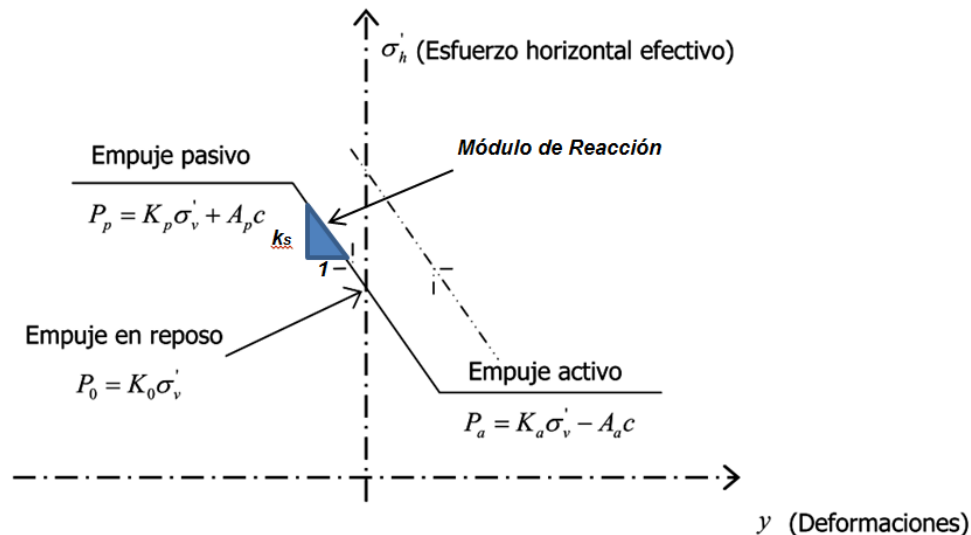
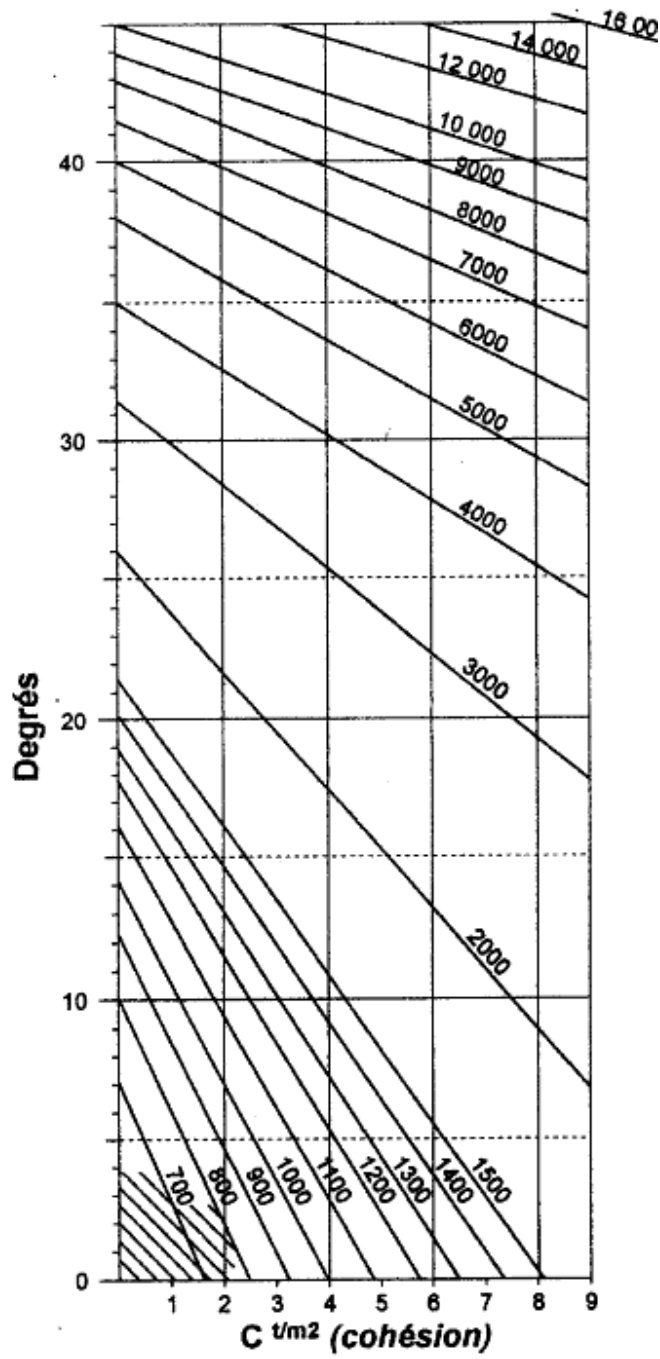


Fig. 2.n. Comportamiento Esfuerzo-Deformación del suelo utilizado en el modelo de análisis.

En cada nodo de las trabes verticales se coloca un apoyo -resorte- que representa el comportamiento del suelo, este se define por el coeficiente de reacción k_s , parámetro de cálculo empírico que depende de las propiedades de mecánicas del suelo y de la rigidez del muro, Delattre (2001), Dodel et al (2002).

El módulo de reacción no es una característica del suelo, como se dijo anteriormente depende de las propiedades de mecánicas del suelo y de la rigidez del muro.

Chadeisson fue un ingeniero que desarrolló un programa informático en los años 60 basado en el modelo de Winckler llamado PAROI 2, basándose exclusivamente en su experiencia en el cálculo de muros de contención con su programa, propone su famoso ábaco. Este programa y su ábaco han sido muy usados por los ingenieros franceses. El ábaco es una herramienta basada en la experiencia de Chadeisson para dar salida a su software, el cual propone una relación para el coeficiente de reacción k_s , y sólo en relación de cohesión y ángulo de fricción (c y ϕ) del suelo. Esta propuesta se presenta en forma de un gráfico, dando el módulo de reacción apoyado en criterios de Mohr Coulomb.



Abaco de Chadeisson (K_h en t/m³)

2.3 Falla por pateo del muro Milán

En la Fig. 2.o, se ilustra el mecanismo de falla de un muro Milán, el cual consiste en el pateo del muro de contención al vencerse la resistencia de suelo frente al muro. Considerando que al nivel del último puntal colocado en cada etapa de excavación se genera una articulación plástica, el factor de seguridad se evalúa con la expresión:

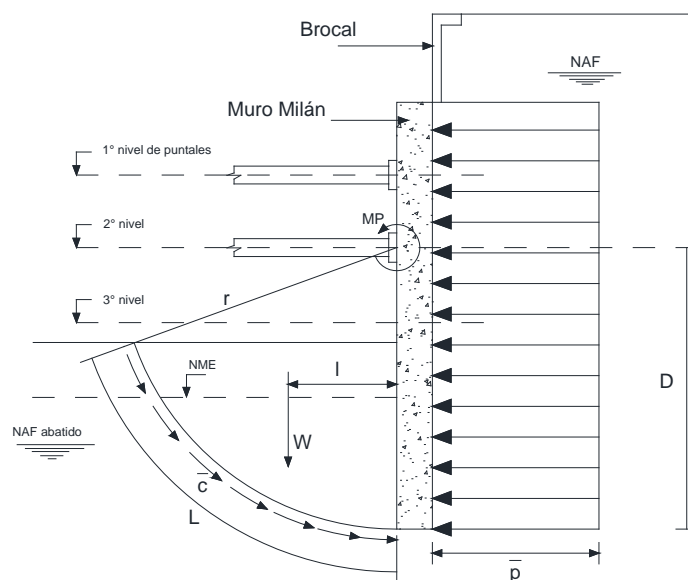


Fig. 2.o. se ilustra el mecanismo de falla de un muro Milán

Referencia: Manual de diseño geotécnico Covitur, volumen1.

$$FS_p = \frac{\bar{c} Lr + Wl + M_p}{\bar{P} \frac{D^2}{2}}$$

Donde:

- \bar{c} = cohesión no drenada
- L = longitud de la superficie de falla
- r = radio de la superficie de falla
- W = peso saturado del suelo dentro de la superficie de falla
- I = centro de gravedad del suelo resistente
- M_p = momento flexionante
- \bar{P} = presión promedio
- D = longitud del último nivel de apuntalamiento a la patada del muro

El número de niveles de apuntalamiento necesario y las profundidades máximas de excavación previa a la instalación de los puntales, se determina verificando que el factor de seguridad de cada etapa sea mayor que el indicado en la recomendación $FS \geq 1.5$, en

caso contrario será necesario agregar niveles de apuntalamiento o aumentar la longitud de la pata de empotramiento del muro.

Con el paso del tiempo, este método ha perdido veracidad ya que se ha demostrado que no toma en cuenta 2 aspectos de gran importancia para la revisión por pateo del muro. Uno de ellos es que este método solo verifica una condición, generalmente la última etapa de excavación, no toma en cuenta el resto de las etapas, las cuales pueden generar acciones mecánicas como son momentos flexionantes que generen una etapa más crítica, a comparación de la última etapa. Dicho esto, el empuje promedio a considerar, no toma en cuenta las distintas etapas, por tal motivo resulta erróneo este análisis, pues bien sabemos que estos empujes están en función de las etapas constructivas, ya que en distintas condiciones el empuje pasivo puede cambiar, variando los empujes en la pata del muro.

Otra razón por la cual se ha descartado este método, es que su resolución está basada en una ecuación en equilibrio y esto no es del todo cierto ya que el muro Milán debe de ser considerado como una estructura hiperestática ya que el número de sus elementos (variables) es mayor que el número necesario para guardar su equilibrio estático, hay que aclarar que estos elementos adicionales no garantizan el equilibrio de una estructura, si no vienen dados por exigencias de rigidez y resistencia.

Actualmente existen varios criterios para la revisión por pateo del muro, uno de ellos consiste en encontrar el equilibrio entre el empuje activo que actúa sobre el muro teniendo en cuenta su rigidez contra el empuje pasivo que se genera en la pata del muro, estando este en función de la longitud de la pata, la rigidez del muro y la secuencia constructiva.

Este criterio toma en cuenta las distintas etapas de excavación, obteniendo una envolvente con las acciones mecánicas de mayor importancia a lo largo de toda la excavación, por tanto, la variación de empujes en la pata del muro también son considerados tomando el mayor empuje para su revisión a lo largo de la excavación. Como se mencionó, este criterio toma en cuenta la resistencia y rigidez del muro, dos variables muy importantes y necesarias para la revisión de seguridad ya que de ellas dependerán las acciones mecánicas a considerar así como la respuesta del muro por los empujes generados en él, como es su deformación.

El factor de seguridad resulta del cociente de las fuerzas generadas por las distintas etapas de excavación entre las fuerzas generadas por el empuje pasivo en la pata, este criterio también está en función de la rigidez del muro, tomando en cuenta el espesor de

este, es necesario mencionar que entre mayor espesor del muro los elementos mecánicos que se generan son mayores por tanto es preciso encontrar un espesor óptimo así como longitud de pata, pues a mayor longitud de pata el factor de seguridad es mayor, sin embargo también aumenta el empuje pasivo generado, es aquí donde se debe de verificar la rigidez del muro pues este estaría sometido a los distintos esfuerzos.

Al ser una estructura hiperestática, el equilibrio se busca a través de iteraciones dando un factor de seguridad con el cual se evalúa si se requiere de una mayor longitud de pata o rigidez del muro.

El software *PARIS* utiliza este criterio para la revisión del muro y con esto se verifica que el factor de seguridad sea mayor o igual a 1.5 para un correcto diseño.

2.4 Secuencia de excavación *top-down*

El tiempo y el espacio físico se transforman en factores indispensables en la edificación, tanto al momento de evaluar y diseñar, como en la etapa de construcción y desarrollo de una obra. Existe una fuerte competencia de las empresas constructoras por los pequeños márgenes de utilidad y la siempre escasa existencia de recursos, por tanto, se requiere mejorar las técnicas de construcción o innovar presentando nuevas alternativas de construcción, buscando minimizar los costos, ya sea a través de un uso más eficiente de los recursos, minimizando los tiempos de ejecución o el uso de la mano de obra, estandarizando sus procesos de manera que se pueda utilizar equipo y maquinaria común o utilizando nuevos materiales, así, se vuelve cada vez más indispensable incorporar parámetros de diseño más eficientes y nuevos sistemas que deriven en procesos constructivos de menor costo.

En los últimos años la secuencia de excavación *top-down* ha ganado terreno en la edificación en México. Su eficiencia se ha puesto a prueba en diferentes obras como Torre Mayor, Torre BBVA-Bancomer, Reforma 180, Marina 385, Torre Mitikah y se han obtenido buenos resultados.

Este sistema constructivo es un procedimiento alternativo a la excavación a cielo abierto, donde primero se abre el subsuelo para colocar los cimientos de la estructura, la losa de

fondo y posteriormente los sótanos hasta llegar al nivel de banqueta para comenzar con la construcción de la superestructura.

La excavación *top-down* tiene como principio excavar bajo losas previamente coladas (las excavaciones se hacen generalmente a doble altura) Fig. 2.p. La primera etapa de este procedimiento comprende la construcción perimetral del muro Milán, así como la colocación de perfiles de acero en el subsuelo que son embebidos con concreto posteriormente, formando pilas que conformarán de igual forma la cimentación de la superestructura y estas estarán ligadas con las losas de entresijos, planta baja y losa de fondo aportando un apoyo para ellas.

Como segunda etapa, se coloca una plataforma de trabajo (losa tapa), generalmente esta sección la conforma la losa de planta baja, se deja una lumbrera con el fin de retirar el material existente por debajo de ella. Fig. 2.q.



Fig. 2.p. Excavación bajo losas previamente coladas



Fig. 2.q. Plataforma de trabajo con 2 lumbreras

La plataforma de trabajo debe tener diferentes características a las losas de entresijos, ya que en esta se colocarán equipos de gran peso como son grúas, que bajarán los equipos de excavación y a su vez por medio de una almeja removerán el material de los diferentes niveles de excavación a los camiones de carga sobre la plataforma de trabajo, de igual manera deben soportar el peso de las ollas de concreto, así como las bombas durante los colados de las losas de entresijos.

La excavación se inicia retirando todo el material en el área de la lumbrera hasta el nivel de desplante de la siguiente losa (se realiza un sobre-excavado para la colocación de la cimbra), generalmente con una excavadora 320 o similar (Fig. 2.r.), posteriormente se

extiende la excavación por medio de equipos minis hacia los costados, hasta encontrar el muro Milán por debajo de la losa llevando el material hasta el área de la lumbrera para su retiro. Fig. 2.s.



Fig. 2.r. Excavación hasta la primera losa a construir



Fig. 2.s. Excavación con equipos minis

Una vez terminada la excavación se coloca una platilla donde se apoyará la cimbra de la losa a colar, dejando de igual forma una lumbrera en la misma área, ya con la resistencia requerida de la losa se podrá excavar hacia el siguiente nivel. Fig. 2.t.

Nuevamente se inicia la excavación en el área de la lumbrera y se sigue el mismo proceso hasta llegar al desplante de la losa de fondo para su colado.



Fig. 2.t. Colocación de cimbra para una losa



Fig. 2.u. Perfiles embebidos en concreto

Nota: Las imágenes mostradas pertenecen a la obra de Torre BBVA-Bancomer.

Durante esta secuencia constructiva se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- Que la excavación no exceda el nivel de desplante de la losa a construir.
- No golpear los perfiles precimentados, los cuales serán las columnas de los entresijos.
- No golpear el muro Milán, ya que su acabado es aparente o puede disminuir su resistencia.
- Los equipos de excavación deben forzosamente contar con un catalizador reductor de gases contaminantes.
- Contar con ventilación y extracción de gases a cada nivel de excavación.
- Iluminación suficiente.
- Abatir el nivel de agua freática, este debe encontrarse mínimo a 2 m por debajo de cada nivel de excavación.
- Se debe de contar con un cárcamo de achique y una bomba para retirar el exceso de agua, en caso de no controlar el NAF o si se presenta una tormenta.

Por lo dicho anteriormente queda claro que es un sistema complejo en cuanto a su ejecución al igual que en su análisis, ya que la ejecución está en función del diseño del muro. Al realizar el análisis se debe de tener en cuenta la excavación a dobles alturas ya que éstas generarán mayores esfuerzos, momentos y desplazamientos en el muro, por tal motivo se necesita de un muro más rígido, es decir con un mayor espesor y con una mayor cantidad de acero de refuerzo que equilibre los esfuerzos que provocan los empujes de suelos, de igual manera se debe considerar la secuencia constructiva de las losas de los entresijos ya que aportan una restricción al muro y a su vez al empuje de tierras, esto es muy importante a la hora de analizarlo ya que no es lo mismo calcular una excavación que tenga restricciones a ciertas profundidades que una donde se extraiga todo el suelo en una sola etapa y después se construyan las losas de los entresijos.

Es muy importante no olvidar los abatimientos generados dentro de la excavación por efecto de bombeo dentro del análisis, ya que si no se toman en cuenta, el nivel de agua favorecerá a las paredes internas de la excavación con una presión hidrostática que no existe en la realidad.

Capítulo 3 Análisis y diseño del muro Milán

3.1. Software “PARIS”

El análisis de la secuencia de excavación se realizará mediante el software PARIS desarrollado por el Grupo Soletanche-Bachy, basado en el método del Módulo de Reacción, con el cual, adicionalmente, se determinaran los elementos mecánicos para el diseño estructural del muro. Dicho programa permite la simulación de las fases de la secuencia de excavación, así como la interacción suelo-estructura y el comportamiento elasto-plástico del suelo.

El software PARIS modela a los suelos como un medio elasto-plástico obedeciendo a las hipótesis de Winckler, donde el esfuerzo está en función del módulo de reacción del suelo (k) y un desplazamiento horizontal, Fig. 3.a.

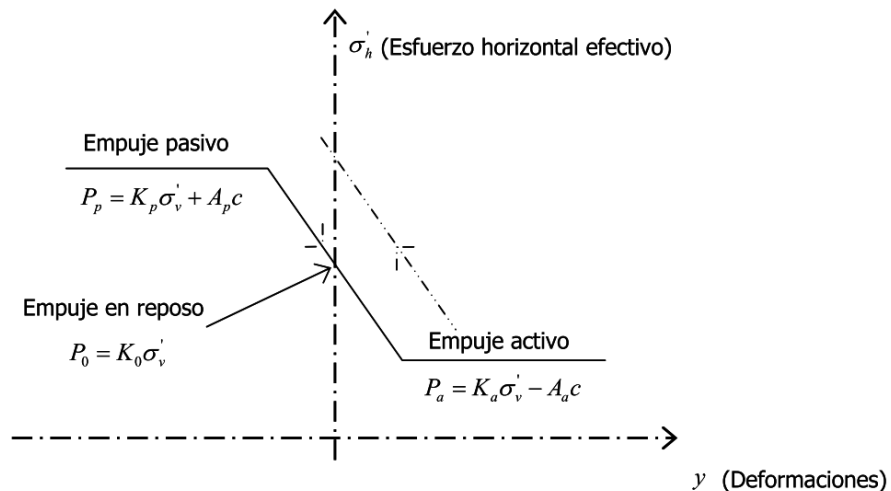


Fig. 3.a “Comportamiento Esfuerzo-Deformación utilizado en el modelo de análisis”.

El coeficiente de empuje en reposo es calculado con la teoría de Jacky, a saber,

$$k_0 = 1 - \text{sen } \phi$$

Los valores de los coeficientes de empuje activo-pasivo con las tablas de Caquot y Kérisel ya que estas tienen en cuenta la oblicuidad de fuerza igual a cero en activo e igual

a -2/3 en pasivo y los valores se asemejan a los valores de los suelos de la ciudad de México.

Este software toma en cuenta la rigidez y resistencia del muro, creando una interfase entre suelo y estructura la cual permite conocer los esfuerzos a lo largo de toda la excavación así como las deformaciones del muro y elementos mecánicos que actúan sobre él, calculando un factor de seguridad, el cual como se mencionó anteriormente contempla todas las fases de la secuencia de excavación asemejándose más a la realidad, con esto se puede obtener un diseño óptimo.

En el análisis se contemplaran los diferentes niveles de losa y un nivel de anclaje correspondientes a cada zona, así como las sobrecargas sobre el muro Milán,

El cálculo se realizará para un ancho unitario de muro. Los elementos obtenidos de este análisis son en estado de servicio.

3.2 Secuencia de excavación

Como se dijo anteriormente, el análisis dependerá de la secuencia de excavación y por tanto de este también dependerá el diseño del muro Milán.

Por las condiciones presentadas se realizaron diversos modelos a analizar:

- Esquina Río Atoyac y Río Ródano con anclas
 - Presencia de tablestaca y anclas
- Tramo de Río Ródano y Torre Mayor sin anclas
 - Presencia de tablestaca en Río Ródano
- Tramo de Torre Mayor con anclas
 - Presencia de empujes laterales y anclas

Se realizará el análisis de una sección del muro Milán en la zona de Torre Mayor. Esta zona se caracteriza por presentar un empuje horizontal sobre el muro Milán debido a la cimentación de Torre Mayor, ya que el muro se desplanta a mayor profundidad. De igual forma esta zona se caracteriza por tener una serie de anclas a nivel de losa de sótano 11, esto por la presencia de cisternas y por tanto la losa de sótano 11 no cubre en su totalidad todo el nivel. Fig. 3.b.

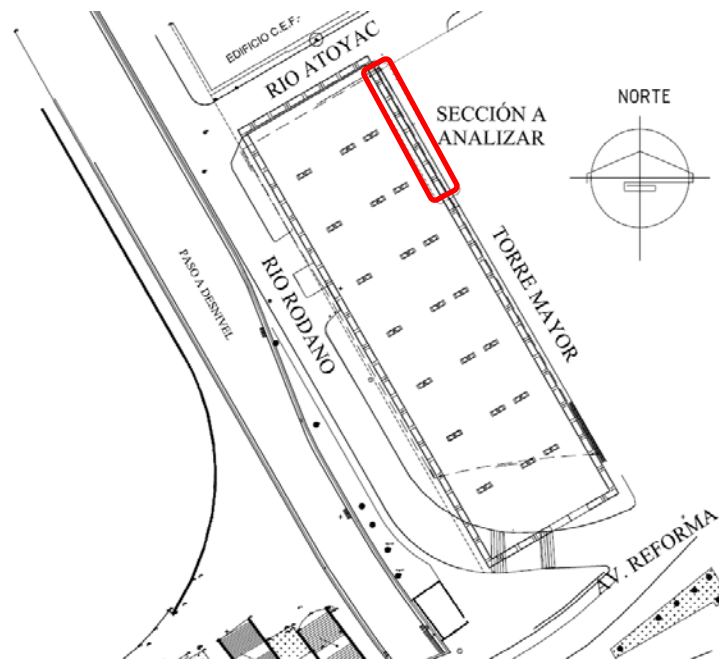


Fig. 3.b. Croquis de localización de la sección a analizar

A continuación se presenta la secuencia de excavación.

1. Construcción del muro Milán
2. Influencia de la cimentación de Torre Mayor en el muro Milán
3. Excavación hasta sótano 2 e inicio de construcción de trabe de coronamiento
4. Construcción de losa de sótano 2
5. Excavación hasta sótano 4
6. Construcción de losa de sótano 4
7. Cierre de construcción de trabe de coronamiento
8. Construcción de losa de sótano 1
9. Excavación hasta sótano 6
10. Construcción de losa de sótano 6
11. Excavación hasta sótano 8
12. Construcción de losa de sótano 8
13. Excavación hasta sótano 9
14. Construcción de losa de sótano 9
15. Excavación hasta sótano 10

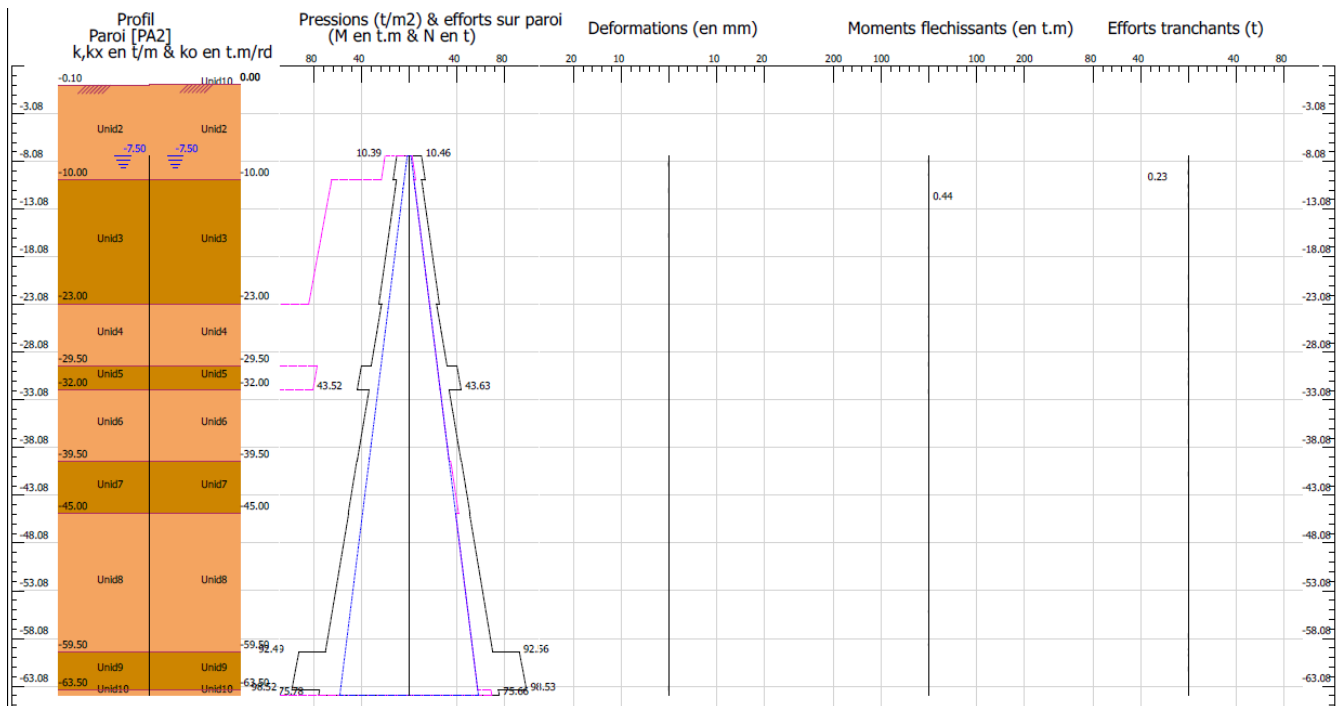
16. Construcción de losa de sótano 10
17. Excavación hasta nivel -36.45 m
18. Construcción de series de anclas a nivel -35.75 m
19. Excavación hasta sótano 12 (máxima excavación)
20. Destensado de anclas
21. Fluencia a largo plazo

Nota: La cota 0.0 m está ubicada a nivel de banquetta

3.3 Resultados

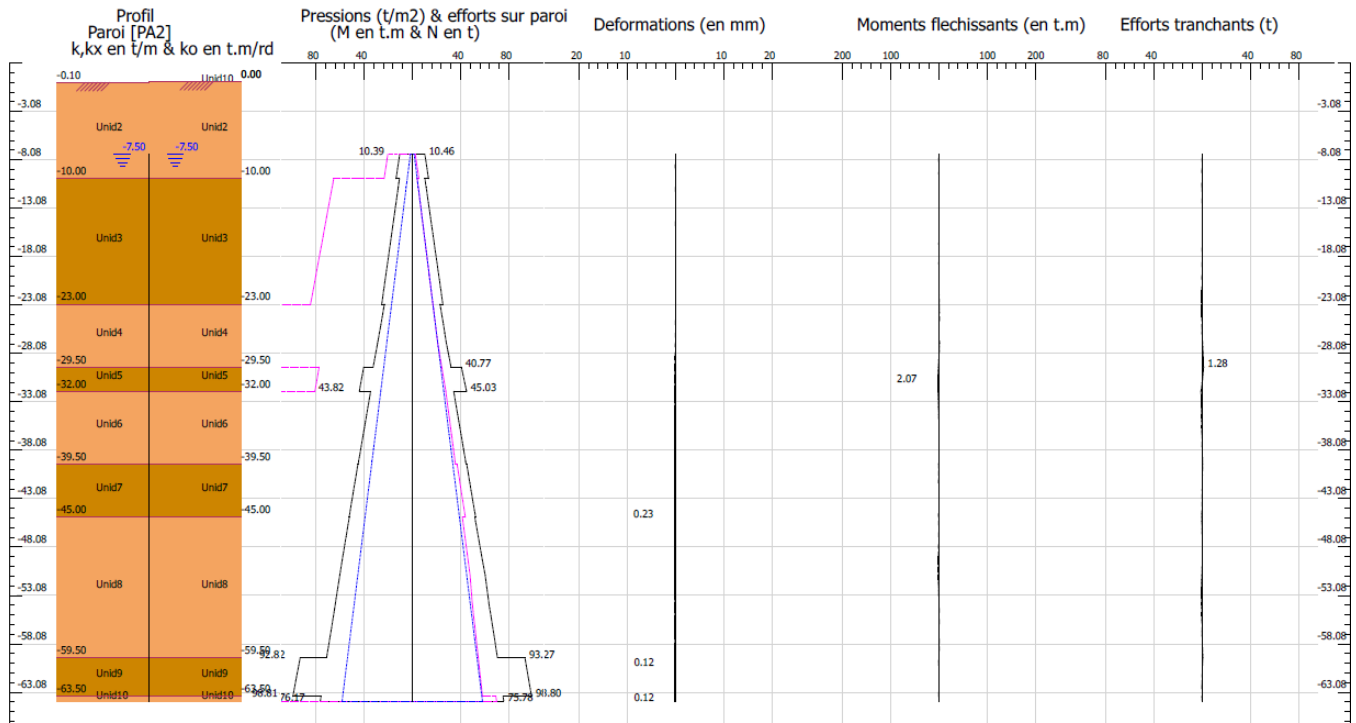
Se mostrarán los resultados de cada una de las etapas mencionadas anteriormente, donde se puede observar el modelo geotécnico propuesto con espesores y profundidades, así como los esfuerzos en el muro, deformaciones, momentos flexionantes y esfuerzos cortantes a lo largo de la excavación.

Etapas 1- Construcción del muro Milán



Esta etapa es de suma importancia ya que el muro soportará los empujes del suelo al momento de realizar la excavación, haciéndola estable, protegiendo la obra y construcciones aledañas. En esta etapa se construye un muro de espesor igual a 1.20 m a una profundidad de 64.0 m, el concreto sano del muro llegara hasta sótano 2 ya que la trabe de coronamiento se construirá de este nivel hasta planta baja. Dicha trabe se encarga de distribuir uniformemente las cargas de la subestructura a todo el muro. La construcción del muro se verá con más detalle en el siguiente capítulo.

Etapa 2 – Influencia de la cimentación de Torre Mayor en el muro Milán

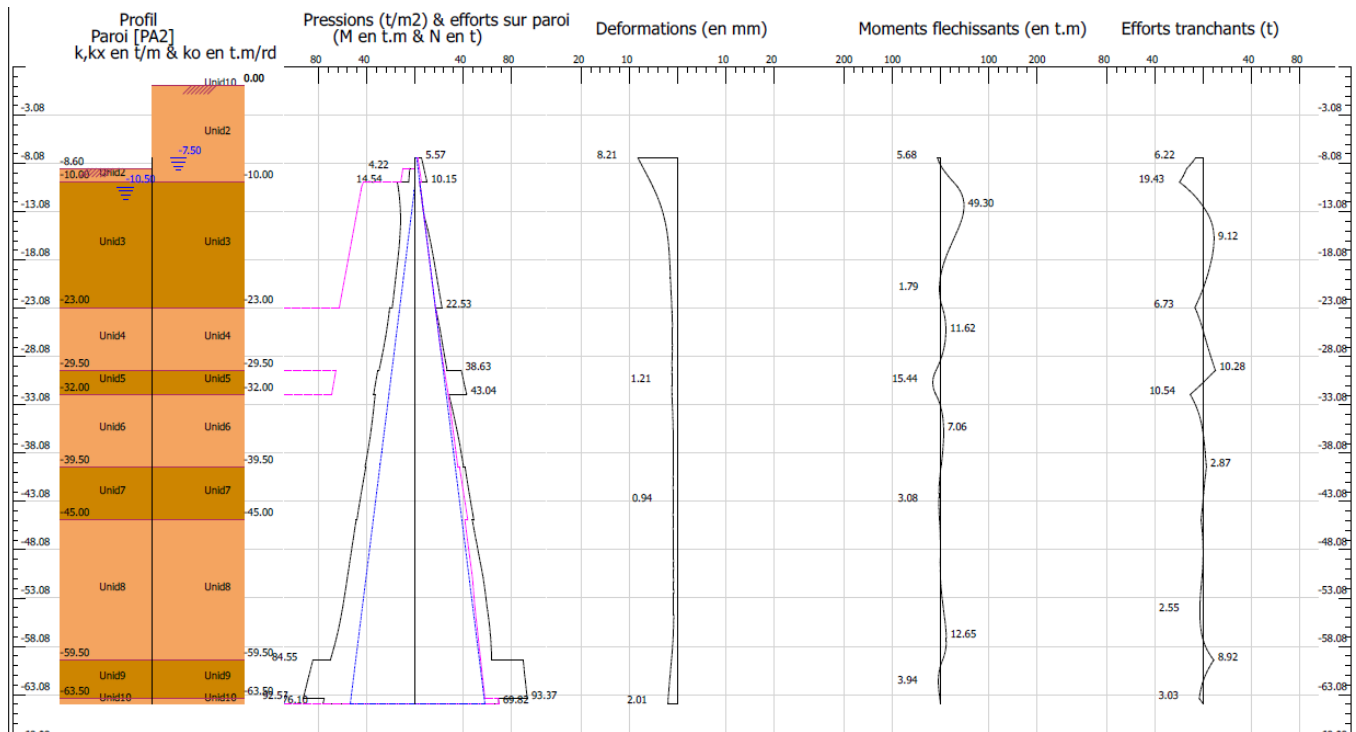


La cimentación de Torre Mayor es una combinación de sistemas conformado por pilas y losas en un cajón de cimentación, pilas de hasta 1.50 m de diámetro llegando al estrato duro o depósitos profundos hasta 40.0 m. El sistema de losa de cimentación de concreto reforzado conecta todas las pilas y al muro de cimentación de 8.0 m de espesor en el nivel más bajo de los sótanos, conformando un cajón.

Dicho sistema, genera una sobrecarga lateral perpendicular al muro Milán como se muestra en la siguiente tabla.

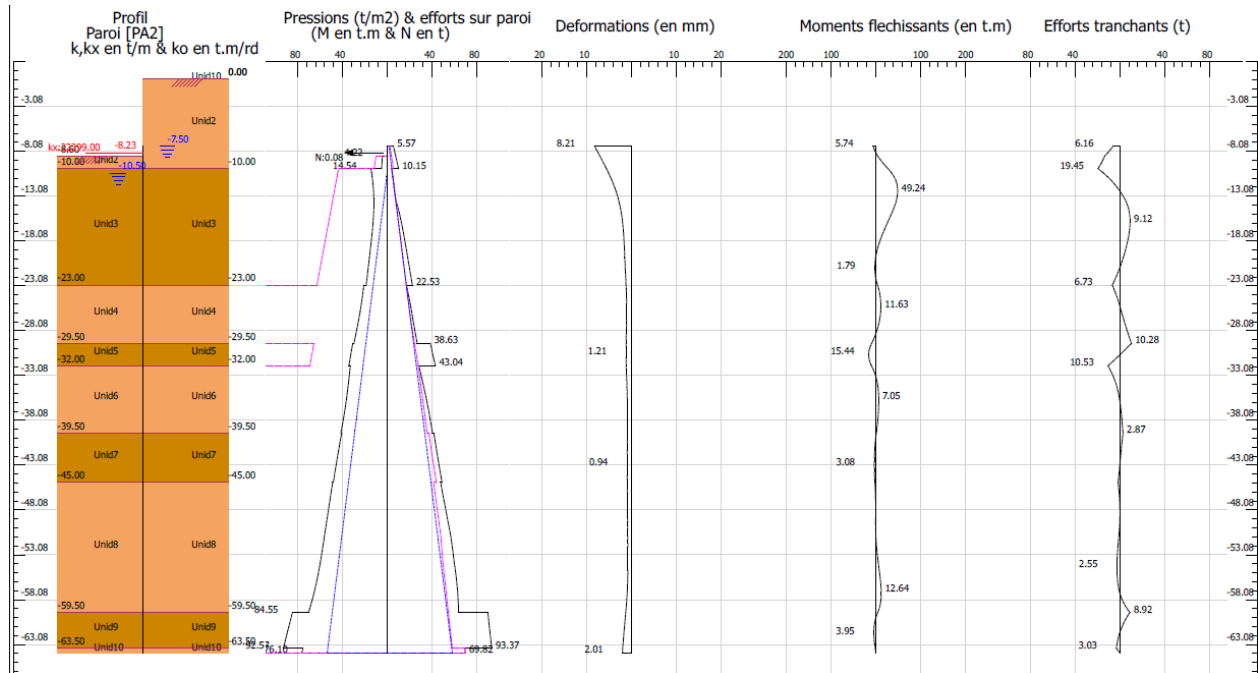
Nivel de aplicación de sobrecarga (m)	Carga sobre el muro (t)
-27.0 a -32.0	0.0 a 1.7
-32.0 a -51.0	1.7 a 2.8
-51.0 a -54.0	2.8 a 1.7
-54.0 a -64.0	1.7 a 0.5

Etapas – 3 Excavación hasta sótano 2 e inicio de construcción de trabe de coronamiento



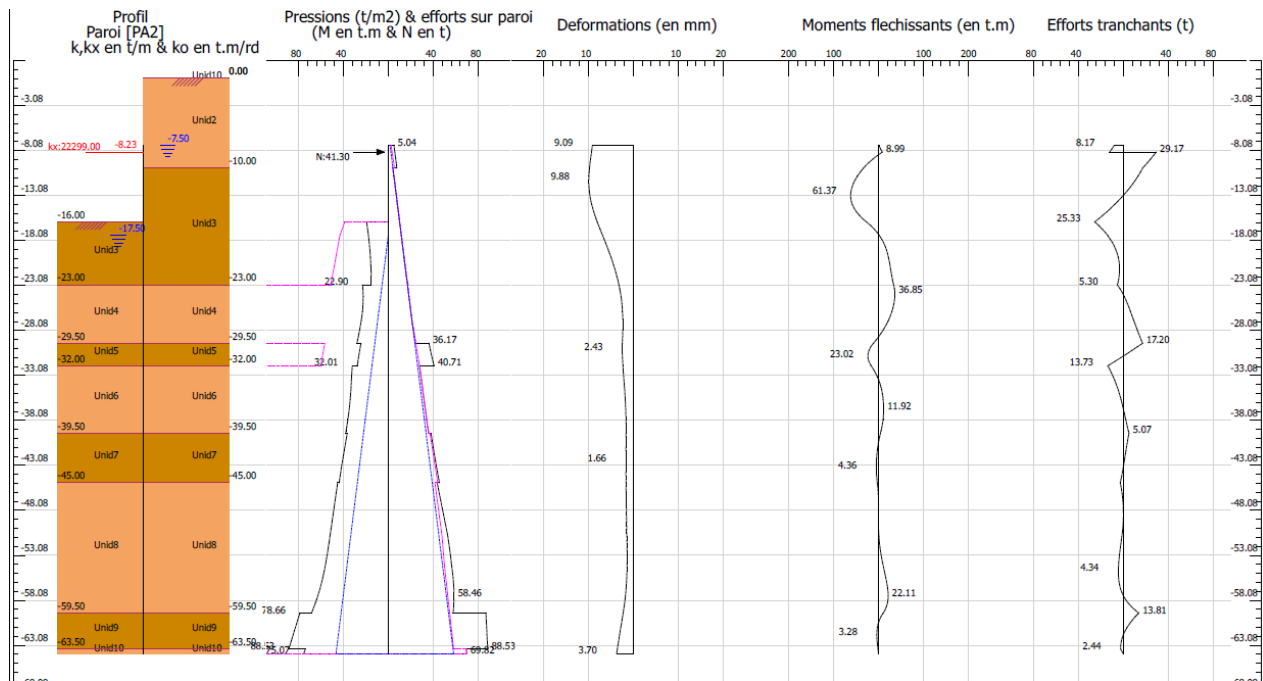
Al finalizar la construcción del muro Milán, se construye una plataforma de trabajo dejando lumbreras para la excavación y retiro de material como se dijo anteriormente. Dicho esto, se realiza la excavación hasta sótano 2, a una profundidad a -8.60 m. Esto para el descabece de muro Milán y poder construir parte de la trabe de coronamiento para el apoyo de la plataforma de trabajo de planta baja la cual se ubicará a -0.60 metros

Etapa – 4 Construcción de losa de sótano 2



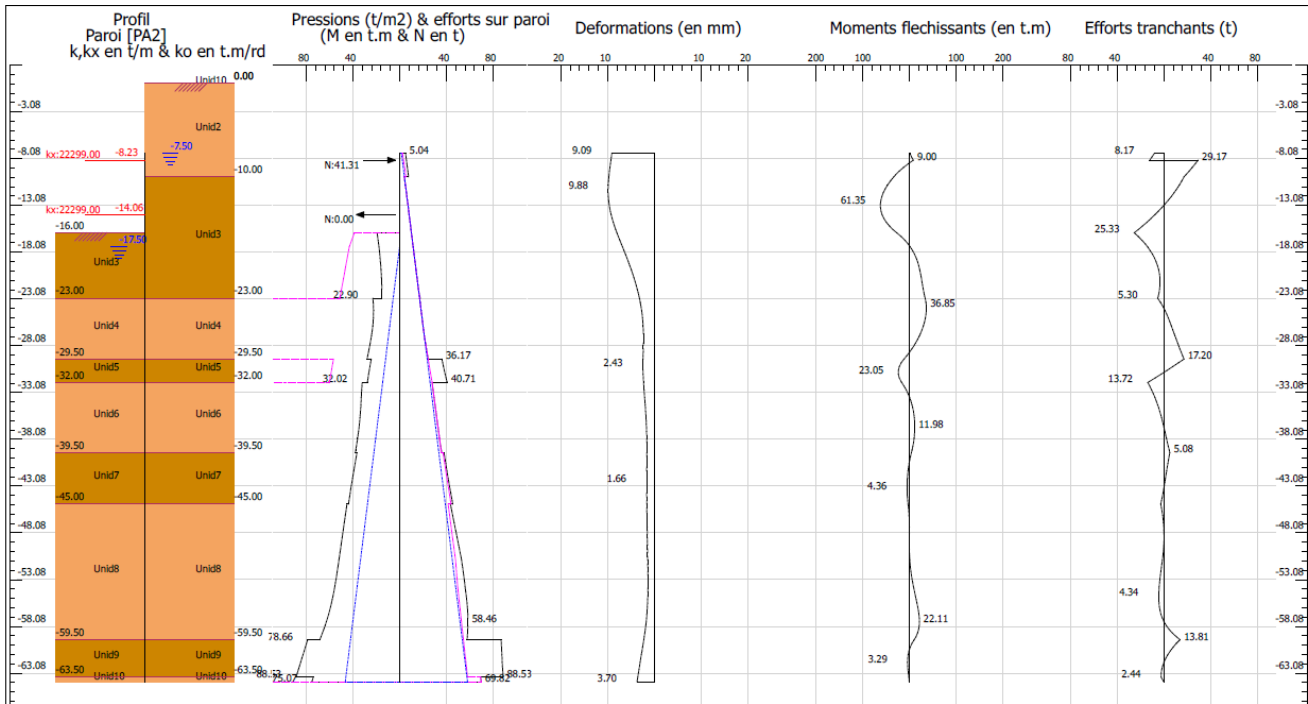
Anteriormente se realizó la excavación a este nivel, considerando una sobreexcavación para la colocación de una plantilla donde ira la cimbra de las losas a colar y si es necesario, colar los muñones de las pila para que el perfil metálico quede embebido en ellas y posteriormente se realice el colado de las pilas cuando el entrepiso este excavado en su totalidad con ambas losas construidas, superior e inferior. Esta losa de sótano 2, se construirá a -8.23 m.

Etapa – 5 Excavación hasta sótano 4



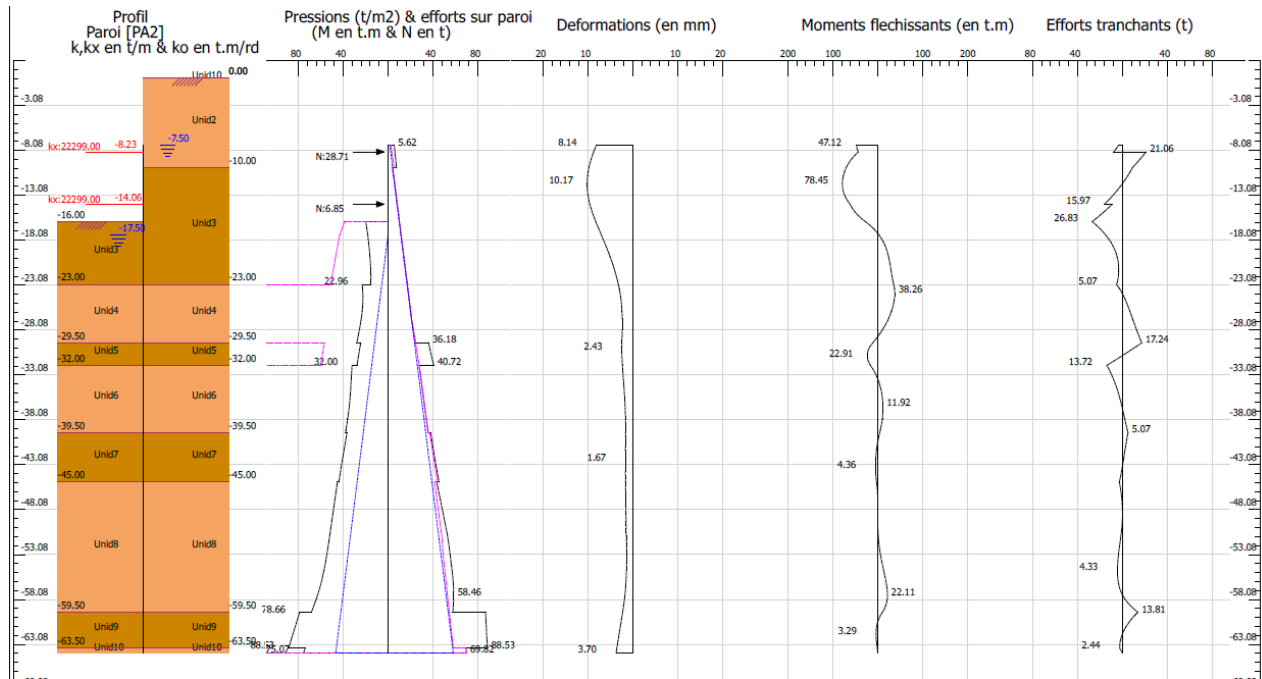
Se realiza la excavación hasta sótano 4 a una profundidad de -16 m, esto a una doble altura para acelerar la excavación ya que el empuje de los suelos aun es mantenido por el muro y permite descender a un mayor nivel con deformaciones permisibles.

Etapa – 6 Construcción de losa de sótano 4



De igual forma, se consideró una sobreexcavación para la colocación de andamios y una plantilla donde ira la cimbra de las losas a colar y si es necesario, colar los muñones de las pila para que el perfil metálico quede embebido en ellas y posteriormente se realice el colado de las pilas, cuando el entrepiso esté excavado en su totalidad con ambas losas construidas, superior e inferior. Esta losa de sótano 4, se construirá a -14.04 m.

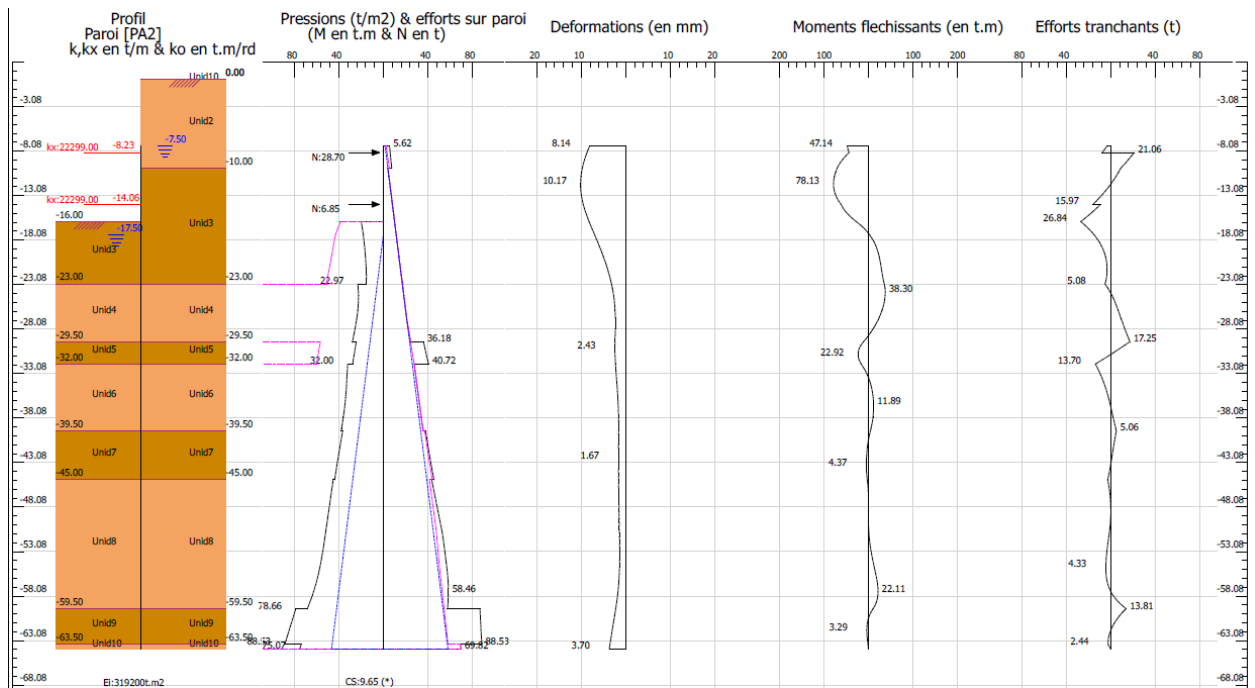
Etapa -7 Cierre de construcción de trabe de coronamiento



Es esta etapa se finaliza la construcción de la trabe de coronamiento, dicha trabe fue analizada y diseñada por la empresa DITEC, la cual se construirá a partir de sótano 2 hasta nivel de planta baja dejando perfiles para la continuación de la superestructura.

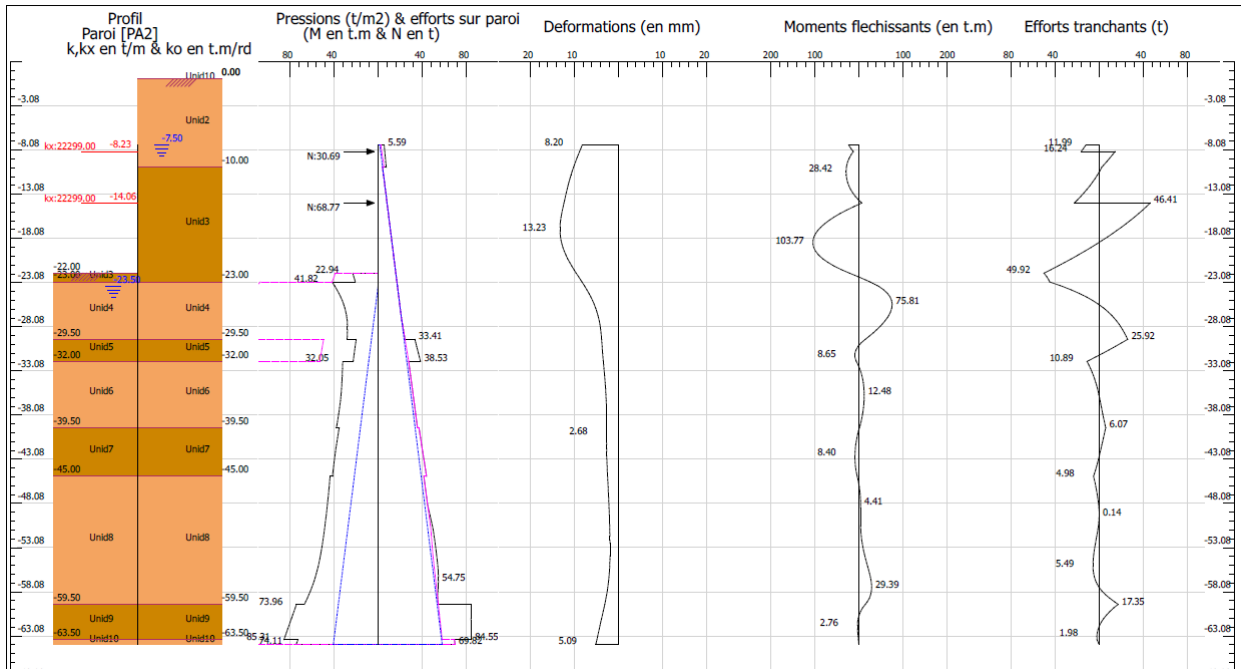
La trabe de coronamiento es la interfase entre superestructura y subestructura, su principal función es distribuir uniformemente las cargas del edificio al muro Milán.

Etapa – 8 Construcción de losa de sótano 1



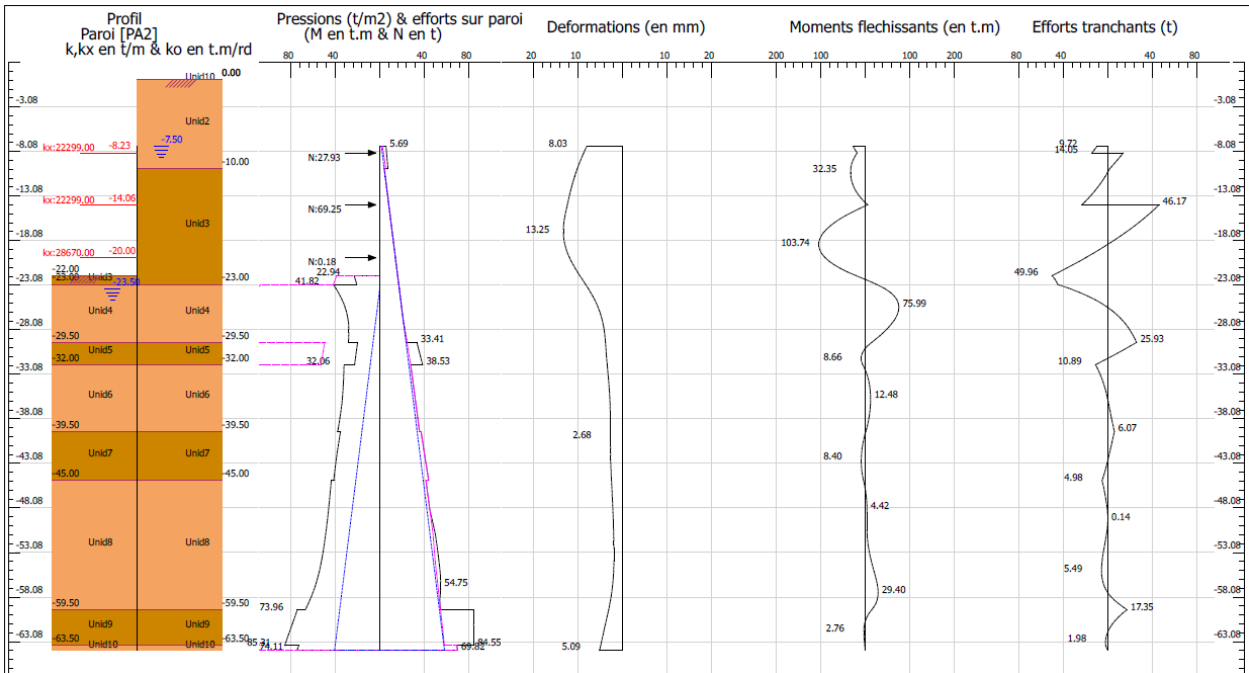
Se realiza la construcción de sótano uno para tener un apoyo más a este nivel que ayude al muro a contener los empujes del suelo, ya que al aumentar el nivel de excavación, los esfuerzos en el muro aumentan. Por lo anterior es necesario de una restricción a este nivel para mitigar estos esfuerzos. Esta losa de sótano, se construirá a -4.78 m.

Etapa – 9 Excavación hasta sótano 6



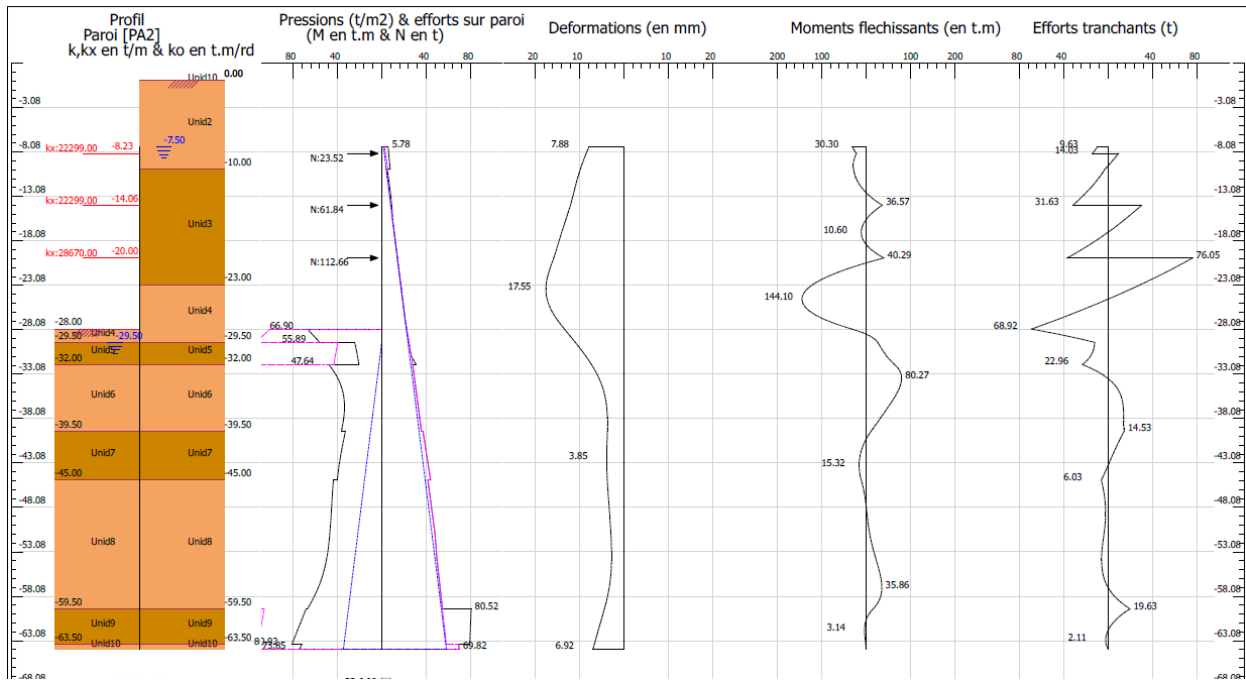
Se realiza la excavación hasta sótano 6 a una profundidad de -22.0 m, esto a una doble altura para acelerar la excavación ya que el empuje de los suelos aun es mantenido por el muro y permite descender a un mayor nivel con deformaciones permisibles.

Etapa – 10 Construcción de losa de sótano 6



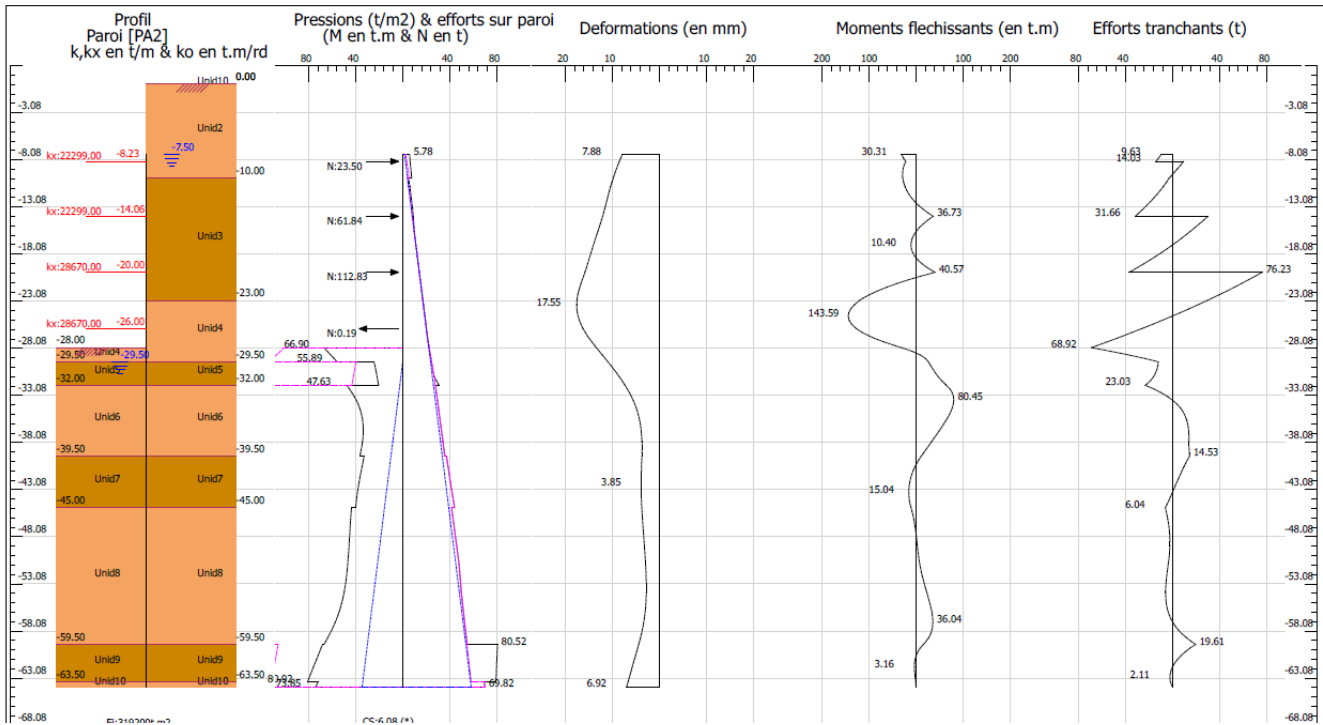
De igual forma, se consideró una sobreexcavación para la colocación de andamios y una plantilla donde ira la cimbra de las losas a colar y si es necesario, colar los muñones de las pila para que el perfil metálico quede embebido en ellas y posteriormente se realice el colado de las pilas cuando el entrepiso esté excavado en su totalidad con ambas losas construidas, superior e inferior. Esta losa de sótano, se construirá a -20.0 m.

Etapa – 11 Excavación hasta sótano 8



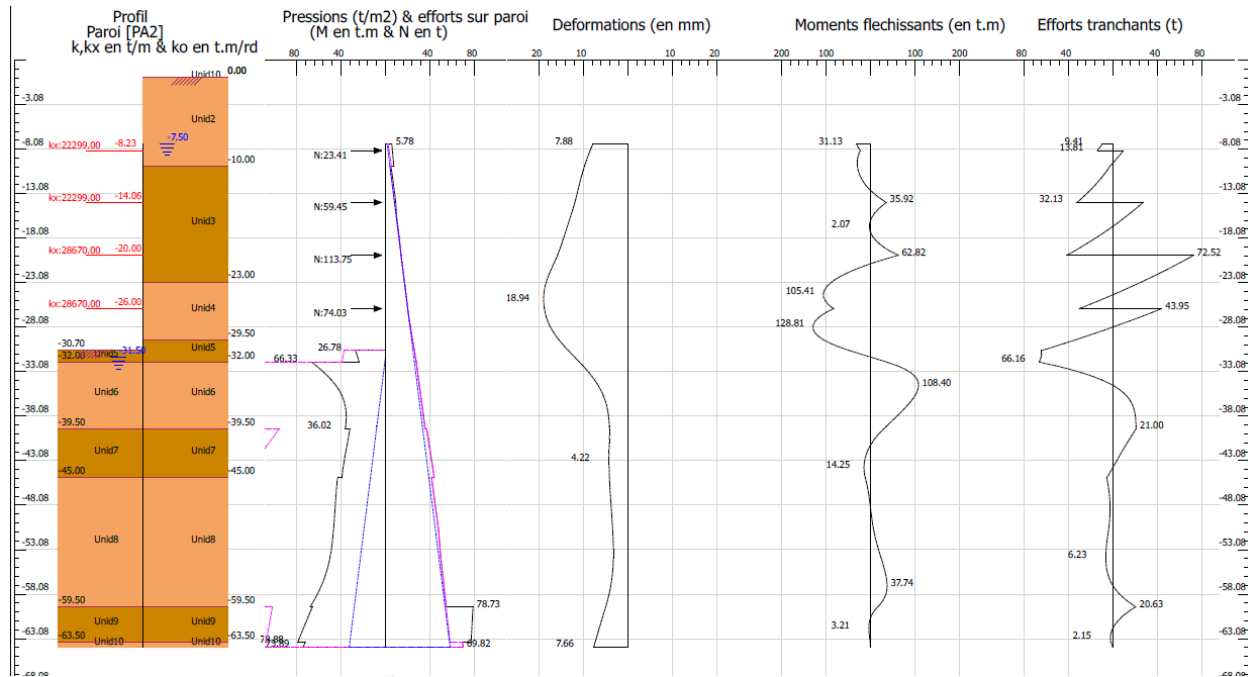
Se realiza la excavación hasta sótano 8 a una profundidad de -28.0 m, esto a una doble altura para acelerar la excavación ya que el empuje de los suelos aun es mantenido por el muro y permite descender a un mayor nivel con deformaciones permisibles.

Etapa – 12 Construcción de losa de sótano 8



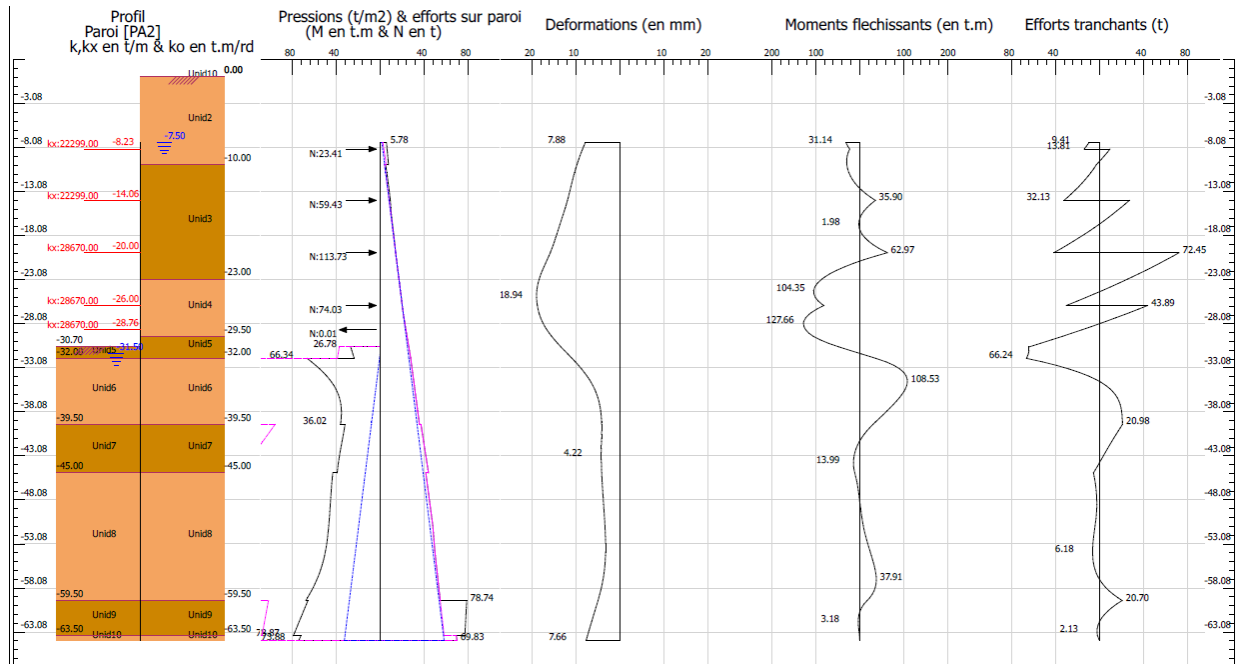
De igual forma, se consideró una sobreexcavación para la colocación de andamios y una plantilla donde ira la cimbra de las losas a colar y si es necesario, colar los muñones de las pila para que el perfil metálico quede embebido en ellas y posteriormente se realice el colado de las pilas cuando el entrepiso esté excavado en su totalidad con ambas losas construidas, superior e inferior. Esta losa de sótano, se construirá a -26.0 m.

Etapa – 13 Excavación hasta sótano 9



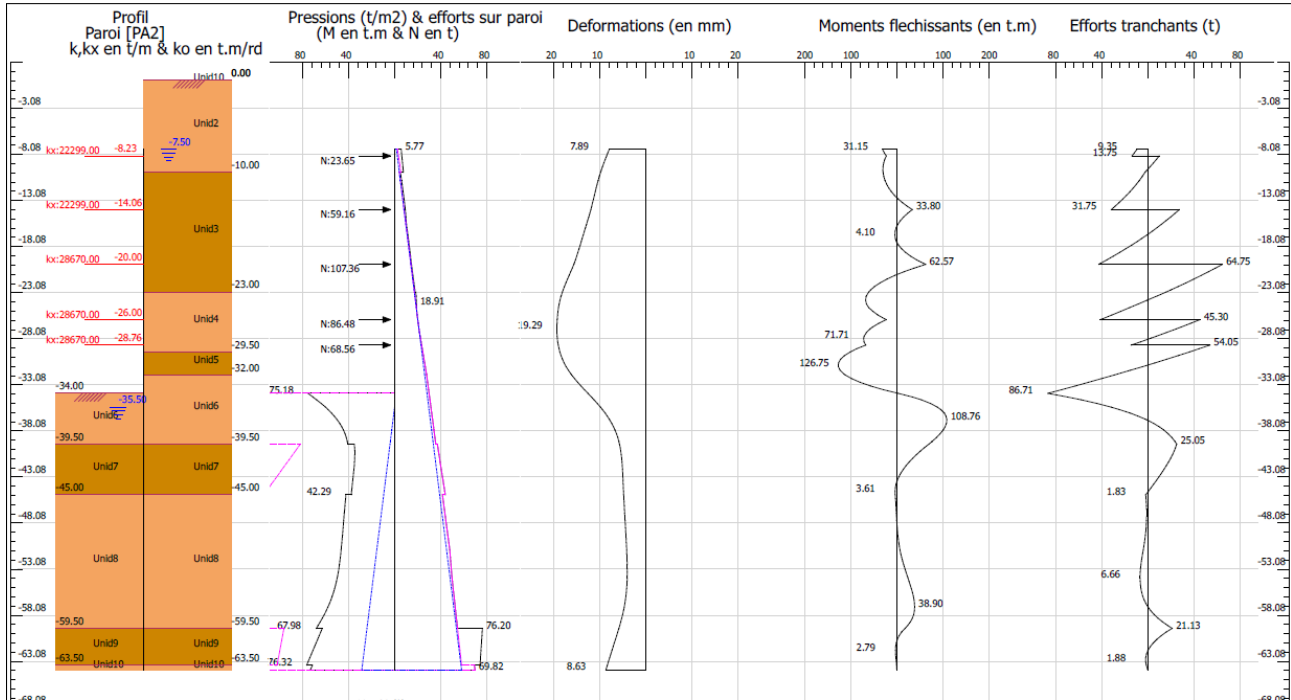
Se realiza la excavación hasta sótano 9 a una profundidad de -30.70 m, esto ya que si se realiza a una doble altura el muro presenta grandes deformaciones y elementos mecánicos que superan a los de diseño, esto se decidió así para poder conservar el muro a 1.20 m ya que si se deseara continuar a dobles alturas se tendría que incrementar el espesor de muro.

Etapa – 14 Construcción de losa de sótano 9



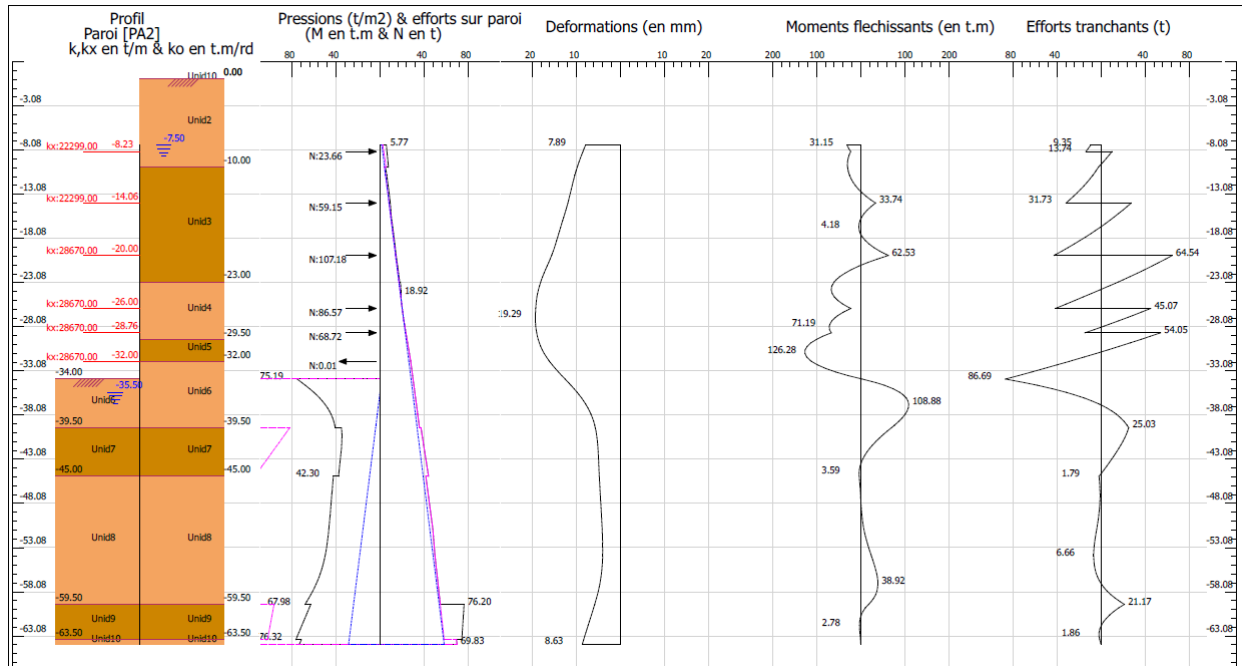
De igual forma, se debe de considerar una sobre excavación para la colocación de andamios y una plantilla donde ira la cimbra de las losas a colar y si es necesario, colar los muñones de las pila para que el perfil metálico quede embebido en ellas y posteriormente se realice el colado de las pilas cuando el entrepiso este excavado en su totalidad con ambas losas construidas, superior e inferior. Esta losa de sótano, se construirá a -28.76 m.

Etapa – 15 Excavación hasta sótano 10



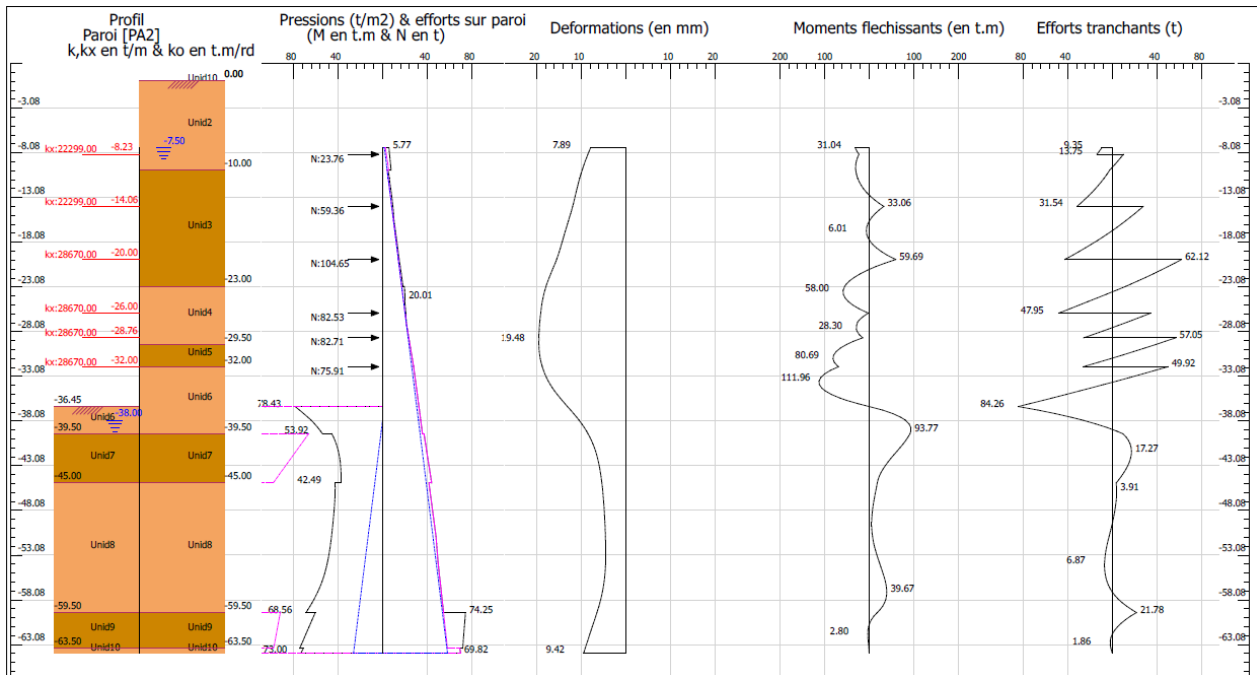
Se realiza la excavación hasta sótano 10 a una profundidad de -34.0 m, de igual manera para evitar grandes deformaciones y acciones mecánicas que superan a las de diseño.

Etapa – 16 Construcción de losa de sótano 10



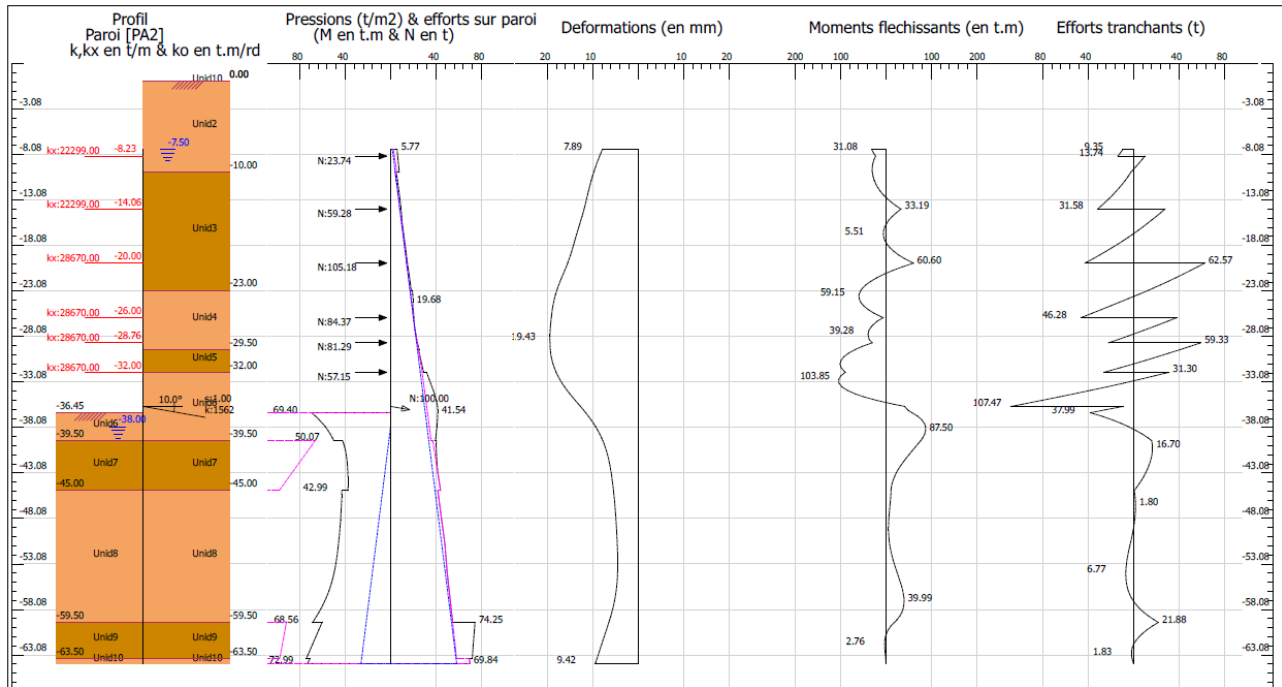
De igual forma, se debe de considerar una sobre excavación para la colocación de andamios y una plantilla donde ira la cimbra de las losas a colar y si es necesario, colar los muñones de las pila para que el perfil metálico quede embebido en ellas y posteriormente se realice el colado de las pilas cuando el entrepiso este excavado en su totalidad con ambas losas construidas, superior e inferior. Esta losa de sótano, se construirá a -32.0 m.

Etapa – 17 Excavación hasta nivel -36.45 m



Se realiza la excavación hasta nivel -36.45 m, esto para la colocación de anclas ya que a este nivel y en esta sección del muro, la losa no es constante por la existencia de cisternas, por tal motivo se requirió de anclas temporales para cumplir con el funcionamiento de la losa como apoyo para el muro.

Etapa – 18 Construcción de series de anclas a nivel -35.75 m



De igual forma, se consideró una sobreexcavación para la colocación de las anclas, dichas anclas tienen la siguiente característica:

Tipo: 10T15 grado 1860 kN

No. de torones: 10

Sección por torón: $1.4 \times 10^{-4} \text{ m}^2$

Peso por torón: 1.102 kg/m

Carga de bloque: 150 t

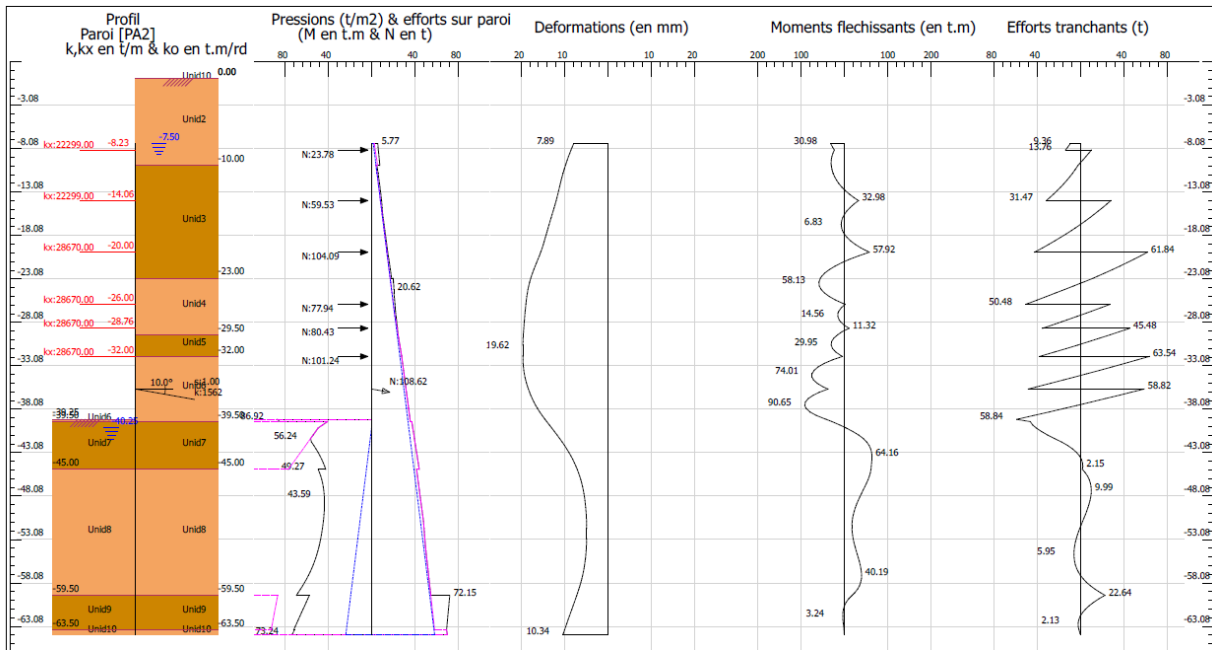
Longitud libre: 5 m

Longitud de bulbo: 15 m

Ángulo de inclinación: 10°

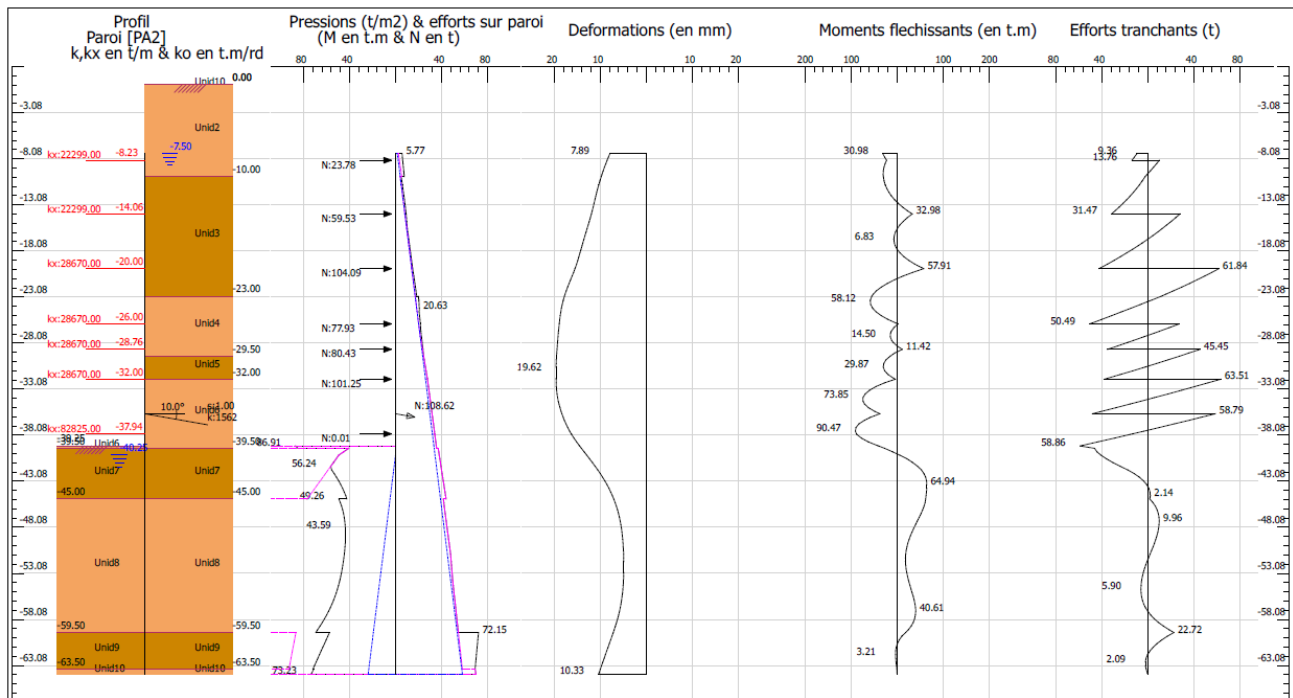
Separación: 1.5 m

Etapa – 19 Excavación hasta sótano 12 (máxima excavación)



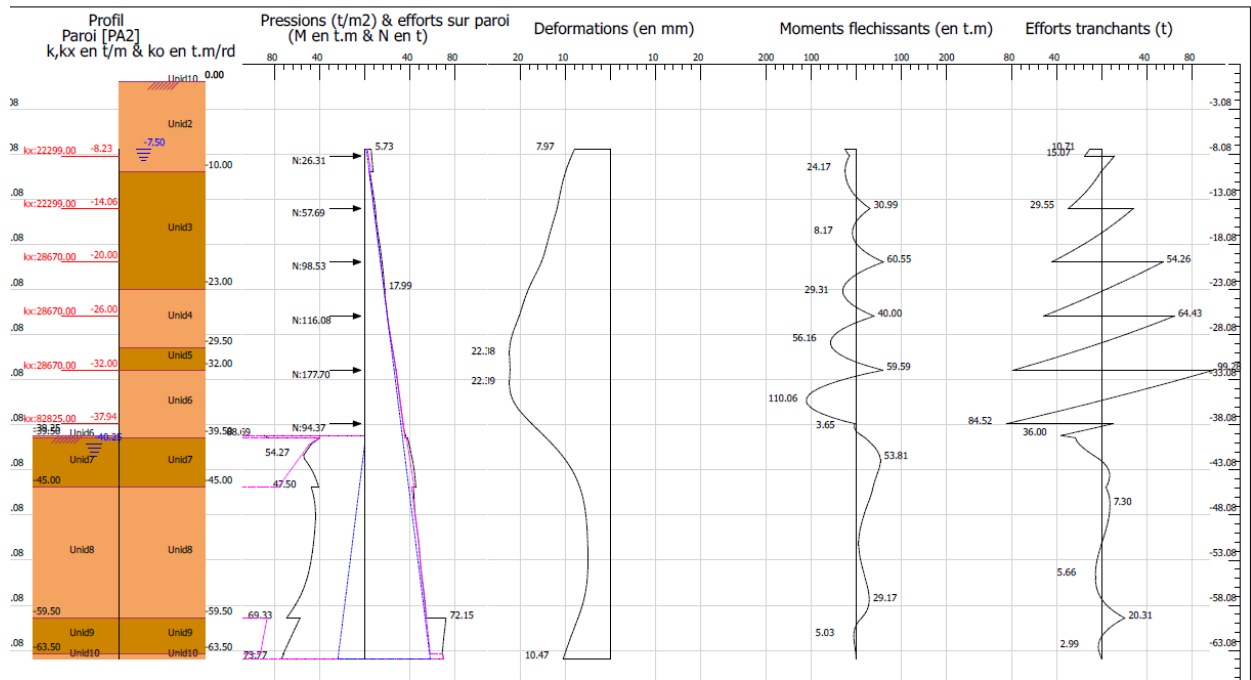
Se realiza la excavación hasta sótano 12 a una profundidad de -39.25 m, siendo esta la máxima profundidad de excavación.

Etapa – 20 Construcción de losa de sótano 12 (losa de fondo)



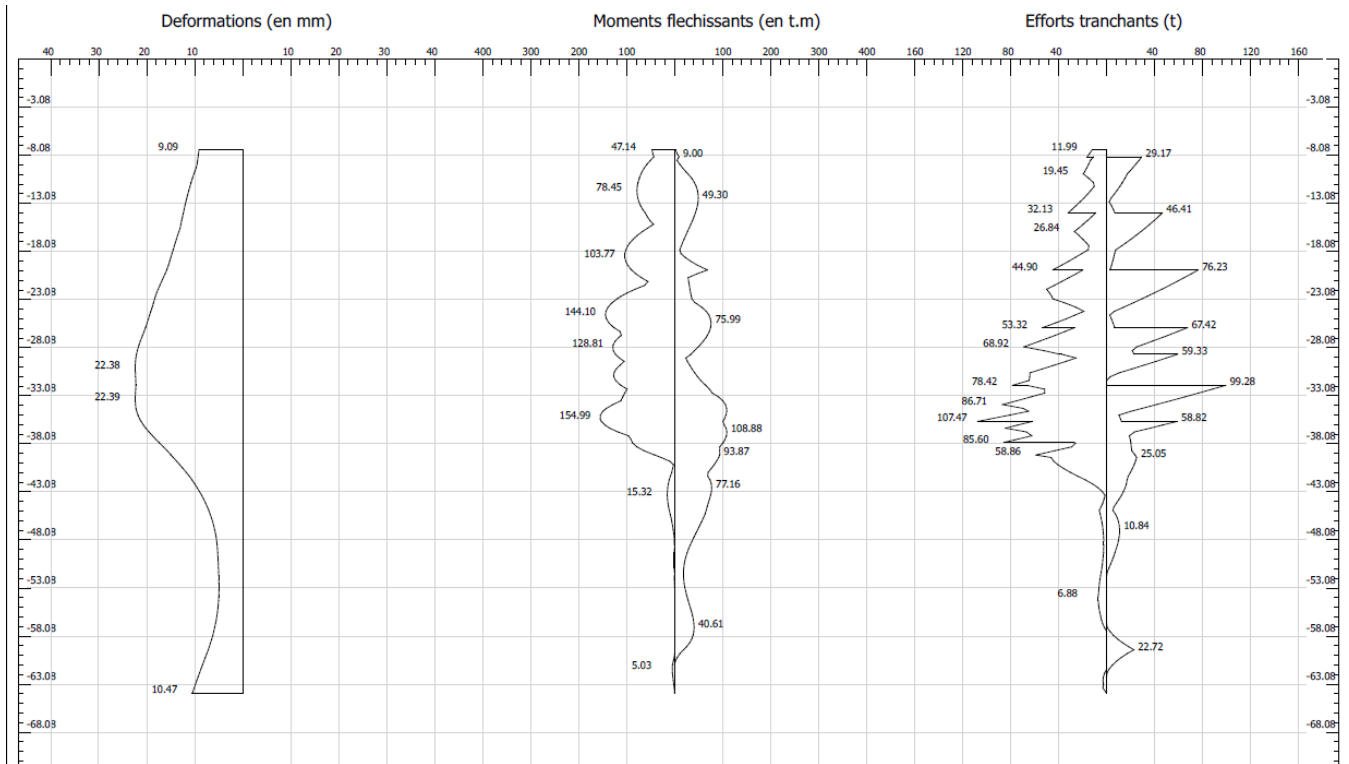
De igual forma, se consideró una sobreexcavación para la colocación de una plantilla donde ira la cimbra de las losas a colar. Esta losa de fondo se ubica a -37.94 m.

Etapa – 22 Fluencia a largo plazo



En esta etapa se realiza una revisión a largo plazo, la cual consiste en variar el módulo de elasticidad del concreto, reduciéndolo para simular el paso del tiempo.

A continuación se presenta la envolvente de los resultados de todas las etapas de excavación incluyendo la fluencia a largo plazo, la cual incluye la máxima deformación a lo largo de todo el muro en toda la excavación, así como los momentos flexionantes máximos y esfuerzos cortantes máximos que se pueden presentar a lo largo de la excavación.



3.4. Diseño estructural del Muro Milán

3.4.1 Diseño por flexión

La sección tipo de armado es para un panel de 6.00 m de longitud horizontal, con dos armados de longitud 2.45 m. En la Fig. 3.c, se muestra la mitad de un panel con su jaula correspondiente:

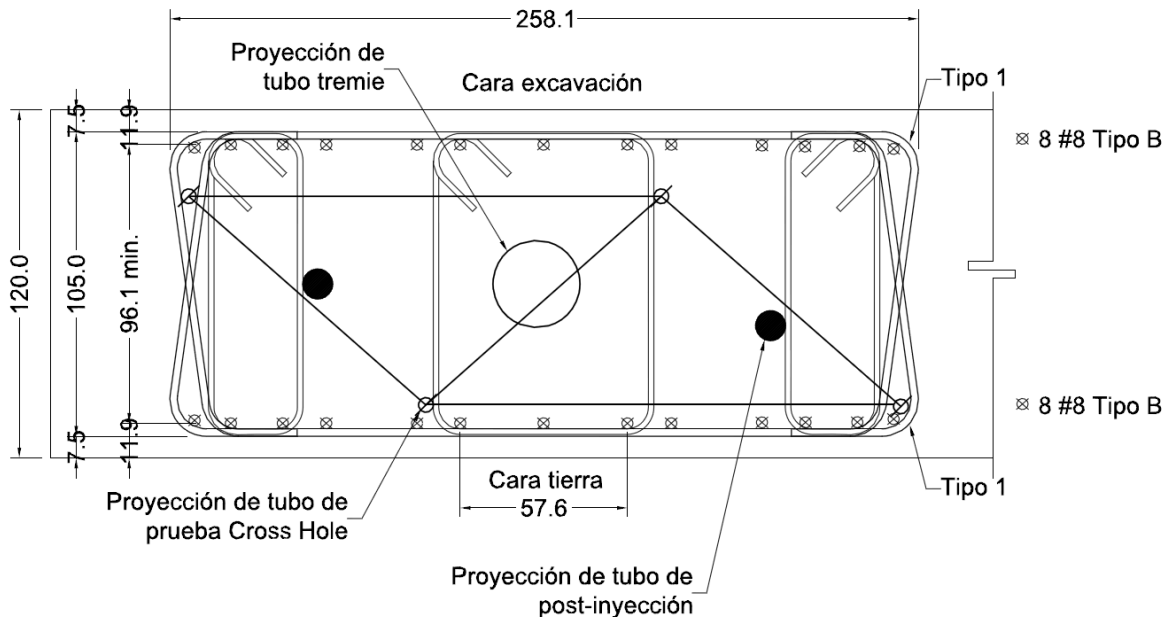


Fig. 3.c. Sección tipo de una panel con una jaula de 2.58 m como el panel analizado de la sección del muro en estudio

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 si se requiere. En la altura los estribos transversales serán de 3/8" de diámetro (E#3) de preferencia 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

Revisión por Momento flexionante.

Resumen de elementos mecánicos (por metro lineal)

De acuerdo al análisis del muro Milán realizado con el programa *PARIS*, para todas y cada una de las etapas de excavación se obtienen los elementos mecánicos máximos en

el muro Milán, como se mostró en los resultados y en la siguiente tabla de resumen con los valores más representativos para momento flexionante, usando un factor de resistencia igual a 0.9 como se menciona en las NTC Co.

Muro Milán		
Nivel (m)	M _s (+) Cara excavación (t-m/m)	M _s (-) Cara tierra (t-m/m)
-19.0	103.77	
-25.0		75.99
-26.0	144.10	
-28.0	128.81	
-35.0	154.99	
-36.0		108.88
-39.0		93.87
-43.0	15.32	

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)

Momento flexionante resistente de diseño

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

$$q = \frac{\rho f_y}{f'' c} \quad \text{NTC-Co 2.6}$$

Cuantía de acero de refuerzo a tensión

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

Acero mínimo de refuerzo

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

Acero máximo de refuerzo

$$A_{S,max} = \frac{f'c}{fy} \frac{6000 \beta_1}{fy+6000} bd \times 0.75$$

NTC-Co 2.3

Para evitar agrietamientos excesivos se limita el esfuerzo de trabajo a tensión en el acero de refuerzo en condiciones de servicio a $s_a = 2520 \text{ kg/cm}^2$ (60% de f_y), esto para la etapa de diseño. Se considera un recubrimiento libre al estribo de 7 cm.

Propiedades de los materiales

Concreto

- $f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$
- $E_c = 2800000 \text{ kg/cm}^2$

Acero

- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$

Propiedad de la sección

- $b = 100.00 \text{ cm}$ (largo unitario)
- $h = 120.00 \text{ cm}$ Espesor del muro
- $d = 113.00 \text{ cm}$ Distancia de la fibra más alejada en compresión al centroide del área de acero
- $r = 7.00$ recubrimiento mecánico

Como primer paso se obtiene la cuantía de acero mínimo y máximo

Acero mínimo

$$\rho_{min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} = \frac{0.7\sqrt{400}}{4200} = 0.00333$$

$$A_{S,min} = \rho_{min} \times bd = 0.00333 \times 100 \times 113 = 37.63 \text{ cm}^2$$

$$Var \# 12 = \frac{37.63 \text{ cm}^2}{7.92 \text{ cm}^2} = 4.75$$

$$\therefore 5 \text{ var \# 10}$$

Acero máximo

$$\rho_{max} = \frac{f'c}{fy} \frac{6000 \beta_1}{fy + 6000} bd$$

$$\text{donde } \beta_1 = 1.05 - \frac{f'c}{1400} \geq 0.65$$

$$\beta_1 = 1.05 - \frac{320}{1400} = 0.8214$$

$$\rho_{max} = \frac{272}{4200} \frac{6000 \times 0.8214}{4200 + 6000} \times 0.75 = 0.02347$$

$$A_{S,max} = \rho_{max} \times b d = 0.02347 \times 100 \times 110 = 265.18 \text{ cm}^2$$

Estos deben ser los límites del diseño a flexión en cantidad de acero, el diseño se empieza proponiendo el acero mínimo y si no cubre los momentos flexionantes de diseño, el área de acero se incrementa.

Resolviendo para 5 var #10

$$A_S = 5 \times 7.92 = 39.6 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_S}{b d} = \frac{39.6}{100 \times 113} = 0.00350$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f'_c} = \frac{0.00350 \times 2520}{272} = 0.03246$$

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5q)$$

$$M_R = 0.9 \times 100 \times 113^2 \times 272 \times 0.03246 (1 - 0.5 \times 0.03246)$$

$$M_R = 9981835.09 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_R = 99.81 \text{ t} - \text{m}$$

Se observa que el momento resistente cubre una gran parte de los momentos generados, por tanto este diseño se acepta para los tramos con menores momentos flexionantes.

Se proponen bastones de varilla del # 3 para cubrir tramos con un mayor momento.

Resolviendo para 5 var #10 y 3 bastones # 4 para la cara tierra

$$A_S = 5 \times 7.92 + 3 \times 1.27 = 43.41 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_S}{bd} = \frac{43.41}{100 \times 113} = 0.0038416$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f''c} = \frac{0.0038416 \times 2520}{272} = 0.03559$$

$$M_R = F_R b d^2 f'' c q (1 - 0.5q)$$

$$M_R = 0.9 \times 100 \times 113^2 \times 272 \times 0.03559 (1 - 0.5 \times 0.03559)$$

$$M_R = 10926936.75 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_R = 109.26 \text{ t} - \text{m}$$

Se observa que el momento resistente ya es mayor que el momento último para el lado tierra por tanto se acepta el diseño. Sin embargo aún no cumplimos para el lado de excavación, así que se propone el cambio de varilla al #12 y bastones del #4.

Resolviendo para 5 var #10 y 5 bastones # 4 para cara excavación

$$A_S = 5 \times 11.4 + 5 \times 1.27 = 63.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_S}{bd} = \frac{63.35}{100 \times 113} = 0.005607$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f''c} = \frac{0.005607 \times 2520}{272} = 0.051947$$

$$M_R = F_R b d^2 f'' c q (1 - 0.5q)$$

$$M_R = 0.9 \times 100 \times 113^2 \times 272 \times 0.051947 (1 - 0.5 \times 0.051947)$$

$$M_R = 15816371.55 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_R = 158.16 \text{ t} - \text{m}$$

Se observa que el momento resistente ya es mayor que el momento último para el lado excavación, por lo tanto se acepta el diseño.

3.4.2 Diseño por cortante

Revisión por fuerza cortante

Resumen de elementos mecánicos (por metro lineal)

De acuerdo al análisis del muro Milán realizado con el programa *PARIS* para todas y cada una de las etapas de excavación, se obtienen los elementos mecánicos máximos en el muro Milán, como se mostró en los resultados y en la siguiente tabla de resumen con los valores más representativos para cortante, usando un factor de resistencia igual a 0.8 como se menciona en las NTC Co.

Muro Milán	
Nivel (m)	V_s (t/m)
-14.00	46.41
-20.00	76.23
-28.00	68.92
-32.00	99.28
-36.00	107.47
-38.00	85.60
-39.00	58.86

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)

Fuerza cortante resistente de diseño que toma el concreto

Las expresiones para V_{CR} que se presentan enseguida para distintos elementos son aplicables cuando la dimensión transversal, h , del elemento, paralela a la fuerza cortante, no es mayor de 700 mm. Cuando la dimensión transversal h es mayor que 700 mm, el valor de V_{CR} deberá multiplicarse por el factor obtenido con la siguiente expresión:

$$1 - 0.0004 (h - 700) \quad \text{NTC-Co 2.18}$$

$$\text{si } \rho < 0.015$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^* c} \quad \text{NTC-Co 2.19}$$

si $\rho > 0.015$

$$V_{cR} = 0.5F_Rbd\sqrt{f^*c} \quad \text{NTC-Co 2.20}$$

Separación del refuerzo trasversal

$$S = \frac{F_R A_s f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_{sR}} \quad \text{NTC-Co 2.23}$$

En ningún caso se permitirá que V_u sea superior a:

$$2.5F_Rbd\sqrt{f^*c} \quad \text{NTC-Co 2.5.2.4}$$

Para la separación de estribos se tiene el límite:

Si V_u es mayor que V_{cR} pero menor o igual que:

$$1.5F_Rbd\sqrt{f^*c} \quad \text{NTC-Co 2.5.2.3}$$

La separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.5 d.

Como primer punto se deben de revisar los paramentos anteriores

$$2.5 \times 0.8 \times 100 \times 113 \sqrt{320} = 404.28 \text{ t} > V_{u_{max}} \quad \therefore \text{Cumple}$$

$$1.5 \times 0.8 \times 100 \times 113 \sqrt{320} = 242.56 \text{ t} \geq V_{u_{max}} \rightarrow \text{Separación máx} = 0.5 \times 113 = 56.5 \text{ cm}$$

Enseguida se debe de revisar la resistencia a fuerza cortante que toma el diseño, para ello se toma en cuenta el acero propuesto en el diseño por flexión.

Resolviendo para 10var #12 para la fuerza cortante resistente de diseño que toma el concreto, esto porque, para el análisis por cortante se considera toda la sección del elemento.

$$A_s = 10 \times 11.4 = 114.0 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{114}{100 \times 113} = 0.01009$$

$$V_{cR} = F_Rbd(0.2 + 20\rho)\sqrt{f^*c}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 100 \times 113 \times (0.2 + 20 \times 0.01009) \times \sqrt{320}$$

$$V_{CR} = 64976.05 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 64.97 \text{ t}$$

A esto se le agregan 2 ramas de acero de refuerzo de varilla del #3 @ 25, por la configuración del panel propuesto, como se muestra en la Fig.3.d, cabe mencionar que este diseño se sigue manteniendo por ancho unitario.

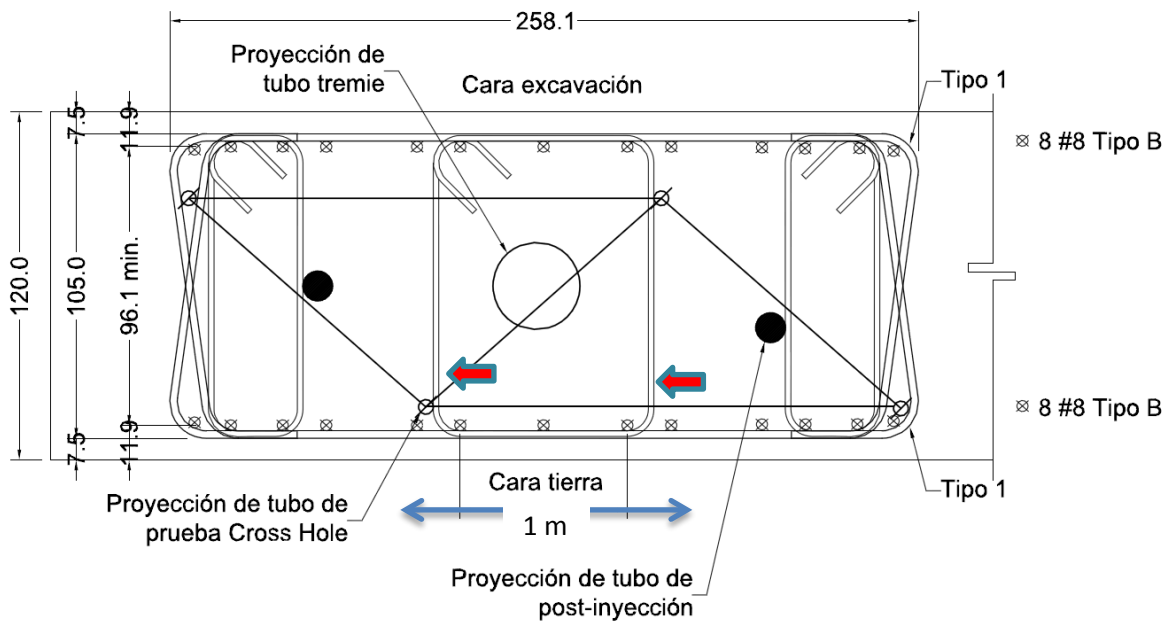


Fig. 3.d. Sección transversal del armado de un panel para el diseño por cortante

Para 2 ramas de varilla #3

$$V_{SR} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 2520 \times 113 (\text{sen } 90 + \text{cos } 90)}{25}$$

$$V_{SR} = 12939.39 \text{ kg}$$

$$V_{SR} = 12.94 \text{ t}$$

$$\therefore V_T = V_{CR} + V_{SR}$$

$$V_{RT} = 64.97 + 12.94 = 77.91 \text{ t}$$

Cuando la dimensión transversal h es mayor que 700 mm, el valor de V_{cR} deberá multiplicarse por el factor obtenido con la siguiente expresión:

$$1 - 0.0004(h - 700)$$

$$1 - 0.0004(1200 - 700) = 0.8$$

$$V_{RT} = (0.8)77.91 = 62.32 \text{ t}$$

Se observa esta configuración rige en la mayor parte del p nel, sin embargo, en algunos tramos este acero no cumple, por tanto se propone aumentar el número de varilla y respetar la separación.

Resolviendo para 10var #12 y 8 var #4 para la fuerza cortante resistente de diseño que toma el concreto

$$A_S = 10 \times 11.4 + 8 \times 1.27 = 124.16 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_S}{bd} = \frac{124.16}{100 \times 113} = 0.01098$$

$$V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^* c}$$

$$V_{cR} = 0.8 \times 100 \times 113 \times (0.2 + 20 \times 0.01098) \times \sqrt{320}$$

$$V_{cR} = 67879.15 \text{ kg}$$

$$V_{cR} = 67.88 \text{ t}$$

Para 2 ramas de varilla #3

$$V_{sR} = \frac{0.8 \times 1.42 \times 2520 \times 113 (\text{sen } 90 + \text{cos } 90)}{25}$$

$$V_{sR} = 12939.49 \text{ kg}$$

$$V_{sR} = 12.94 \text{ t}$$

$$\therefore V_T = V_{cR} + V_{sR}$$

$$V_{RT} = 0.8(67.88 + 12.94) = 64.65 \text{ t}$$

Se observa que el cortante resistente total es menor al último, por tanto se propone el aumento de número de varilla y la disminuir la separación a 16 cm.

Para 2 ramas de varilla #6

$$V_{SR} = \frac{0.8 \times 5.7 \times 2520 \times 113 (\text{sen } 90 + \text{cos } 90)}{18}$$

$$V_{SR} = 72139.2 \text{ kg}$$

$$V_{SR} = 72.14 \text{ t}$$

$$\therefore V_T = V_{CR} + V_{SR}$$

$$V_{RT} = 0.8 \times (67.88 + 72.14) = 112.01 \text{ t}$$

Se observa que ya se cumple con el acero de refuerzo para actuar ante la fuerza por cortante sobre el p nel, por lo que se acepta el diseño.

Resolviendo para 10var #12 y 5 var #4 para la fuerza cortante resistente de diseño que toma el concreto

$$A_S = 10 \times 11.4 + 5 \times 1.27 = 120.35 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_S}{bd} = \frac{120.35}{100 \times 113} = 0.01065$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^* c}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 100 \times 113 \times (0.2 + 20 \times 0.01065) \times \sqrt{320}$$

$$V_{CR} = 667886.67 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 66.78 \text{ t}$$

Para 2 ramas de varilla #4

$$V_{SR} = \frac{0.8 \times 2.54 \times 2520 \times 113 (\text{sen } 90 + \text{cos } 90)}{16}$$

$$V_{SR} = 32146.24 \text{ kg}$$

$$V_{SR} = 32.14 \text{ t}$$

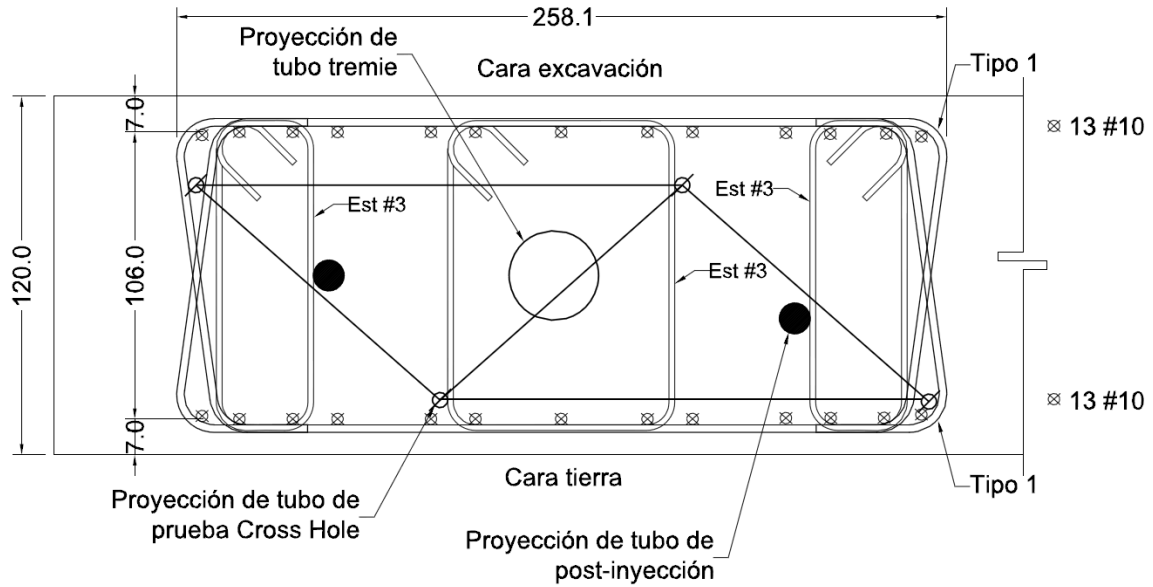
$$\therefore V_T = V_{CR} + V_{SR}$$

$$V_{RT} = 0.8(66.78 + 32.14) = 79.13 \text{ t}$$

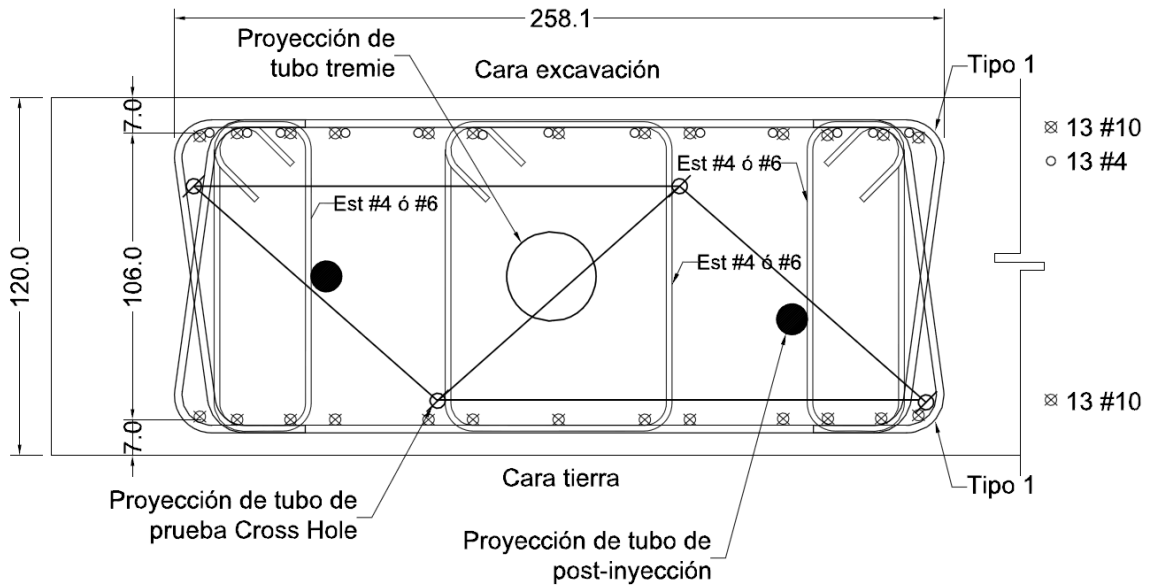
Tabla de resumen.

Nivel (m)	Cara excavación			Cara tierra			V_U (t/m)	V_{TR} (t/m)	Est # @ /m
	MR (+) (t-m/m)	MU (+) (t-m/m)	Var # /m	MR (-) (t-m/m)	MU (-) (t-m/m)	Var # /m			
-8	47.40	99.81	5#10	9.00	99.81	5#10	29.17	62.32	3 est #3 @25
-14.00	35.00	99.81	5#10	25.00	99.81	5#10	46.41	62.32	3 est #3 @25
-19.00	103.77	158.16	5#10+5#4	18.00	99.81	5#10	39.00	79.13	3 est #4 @18
-20.00	90.00	158.16	5#10+5#4	85.00	99.81	5#10	76.23	79.13	3 est #4 @18
-21.00	30.00	158.16	5#10+5#4	25.00	99.81	5#10	70.00	79.13	3 est #4 @18
-25.00	144.10	158.16	5#10+5#4	75.99	99.81	5#10	35.00	79.13	3 est #4 @18
-28.00	128.81	158.16	5#10+5#4	25.00	99.81	5#10	68.92	79.13	3 est #4 @18
-32.00	115.00	158.16	5#10+5#4	88.00	109.26	5#10+3#4	99.28	108.72	3 est #6 @18
-35.00	154.99	158.16	5#10+5#4	108.88	109.26	5#10+3#4	95.00	108.72	3 est #6 @18
-37.00	120.00	158.16	5#10+5#4	108.88	109.26	5#10+3#4	107.47	108.72	3 est #6 @18
-38.00	95.00	158.16	5#10+5#4	95.00	109.26	5#10+3#4	85.60	108.72	3 est #6 @18
-39.00	20.00	158.16	5#10+5#4	93.87	109.26	5#10+3#4	58.86	108.72	3 est #3 @25
-43.00	15.32	99.81	5#10	70.00	99.81	5#10	20.00	62.32	3 est #3 @25
-64.00	0.00	99.81	5#10	0.00	99.81	5#10	0.00	62.32	3 est #3 @25

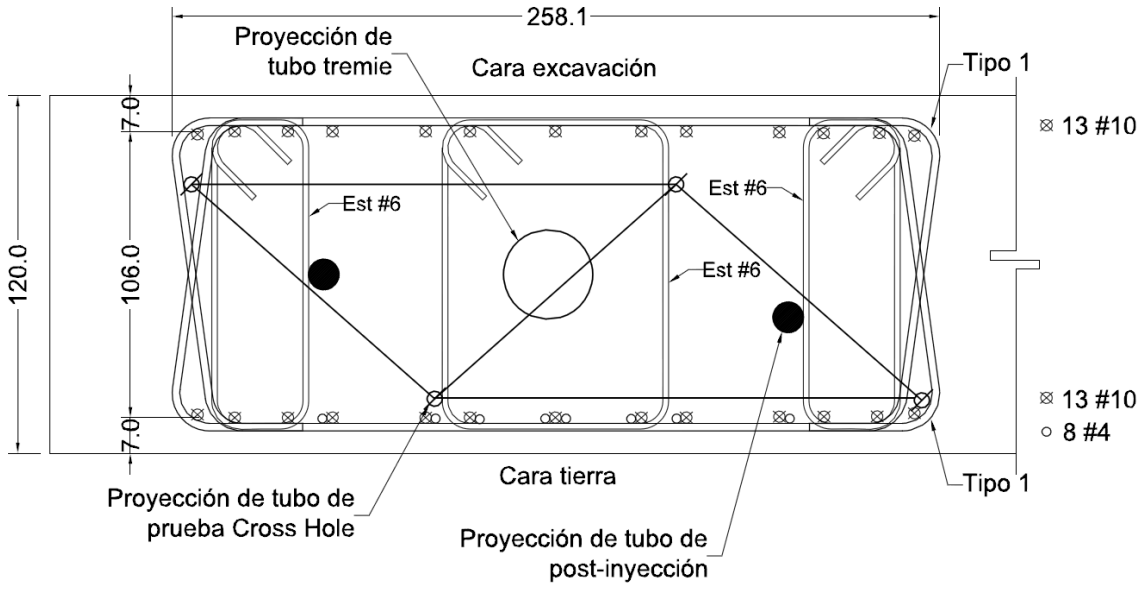
Cortes en planta en el diseño del panel



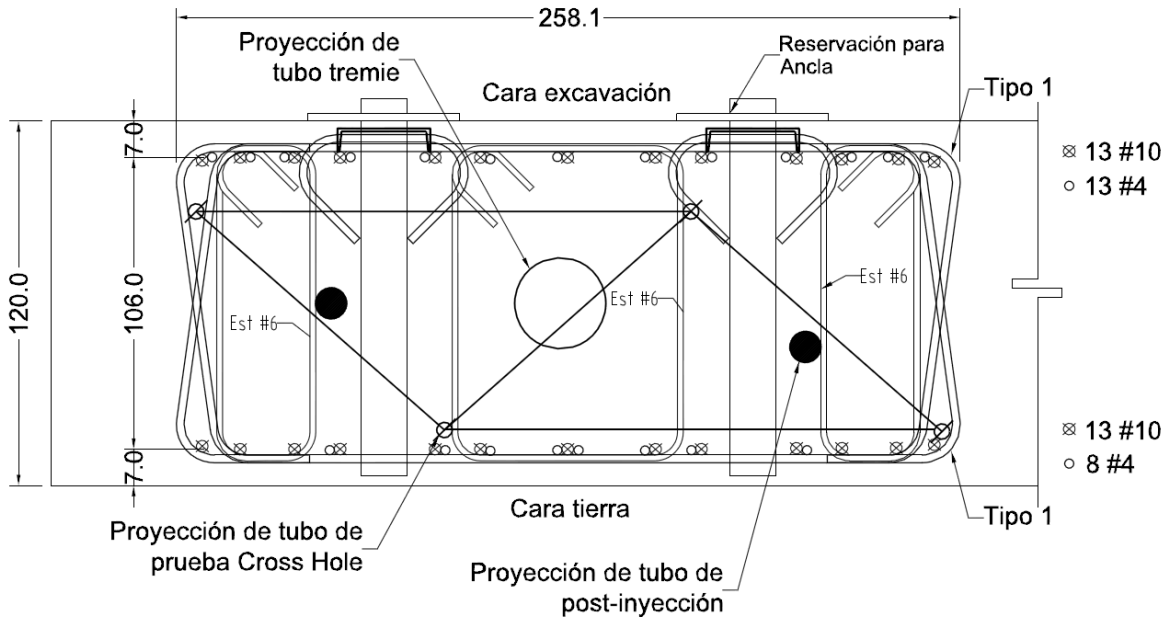
Armado propuesto para los niveles de -8.0 m a -14.0 m y de -43.0 m a -64.0 m



Armado propuesto para los niveles de -14.0 m a -39.0 m



Armado propuesto para los niveles de -32.0 m a -39.0 m



Armado propuesto para el nivel de -35.75 m (Nivel de anclas)

Capítulo 4 Construcción

4.1 Secuencia Constructiva

4.1.1. Preparación del sitio

La preparación del terreno tiene como objetivo permitir la construcción de la infraestructura, así como facilitar las obras complementarias de ésta. En el terreno se debe preparar un área que sirva de base o suelo de soporte para los diversos procesos de construcción que se realicen.

Trazo - El nivel de piso terminado debe decidirse antes de empezar el trazado, tomando en cuenta la inclinación del terreno y el gradiente suficiente para los drenajes, se deben identificar los límites de la propiedad colocando marcas en los ángulos límite. Adicionalmente se deben colocar tapias alrededor del predio para proteger la obra.

Despalme y Desmonte - Consiste en el retiro de basura, escombros y desperdicios que existan en los terrenos en que se construirá.

El desmonte o desyerbe consiste en el retiro de maleza, plantas de campo, en general toda la vegetación (sin incluir árboles) que exista en los terrenos donde se construirán los edificios. Previo al desmonte, se identificarán los árboles que deban respetarse conforme al proyecto, tomando las previsiones necesarias para no dañarlos.

El despalme del terreno consiste en retirar la capa superficial (tierra vegetal) que por sus características mecánicas no es adecuada para el desplante de los edificios. El espesor de la capa a despalmar por lo general será de 20 cm o el que especifique el proyecto para cada caso.

Los trabajos de desmonte y despalme se ejecutarán con maquinaria siempre y cuando la topografía y las condiciones del terreno así lo permitan.

Nivelación – Se realiza mediante proyecto donde se puede colocar un relleno con mejores características y compactar si este lo requiere, en algunos de los casos se coloca una plancha de concreto para trabajar sobre de ella.

Se deben construir desagües para evitar las inundaciones, así como de casetas para guardar materiales, oficinas, vigilancia, comedor, almacén de herramienta entre otros, donde no se estorbe a la construcción,

Se deben colocar sanitarios para el personal de obra, así como la conexión de agua y energía eléctrica.

4.1.2. Construcción del muro

4.1.3. Trazo y construcción de brocales

Se realiza el trazo para la construcción del muro como se indique en los planos de proyecto, tomando en cuenta una guía para su construcción, generalmente esto es mediante una zanja con brocales, la cual es una ranura en la superficie del terreno de ancho igual al muro más la tolerancia que permita el paso de la almeja de excavación. Esta zanja se protege con un revestimiento de concreto que se le conoce como brocal, reforzando la parte superior de la excavación; las funciones de la zanja guía con brocal son (Fig. 4.a.):

- Precisar la posición topográfica de los muros incluyendo los ángulos y las curvas necesarias.
- Controlar la operación de excavación obligando a que la almeja entre en la posición correcta.
- Estabilizar la parte superior de la excavación y evitar caídos locales.
- Confinar el lodo y facilitar el control de su nivel durante la excavación.
- Facilitar la colocación de la junta y en caso necesario servir de apoyo para sostenerla.
- Soportar la jaula del acero de refuerzo en posición fija para la colocación de una jaula adicional para cumplir con la profundidad deseada para evitar que penetre durante su colado.

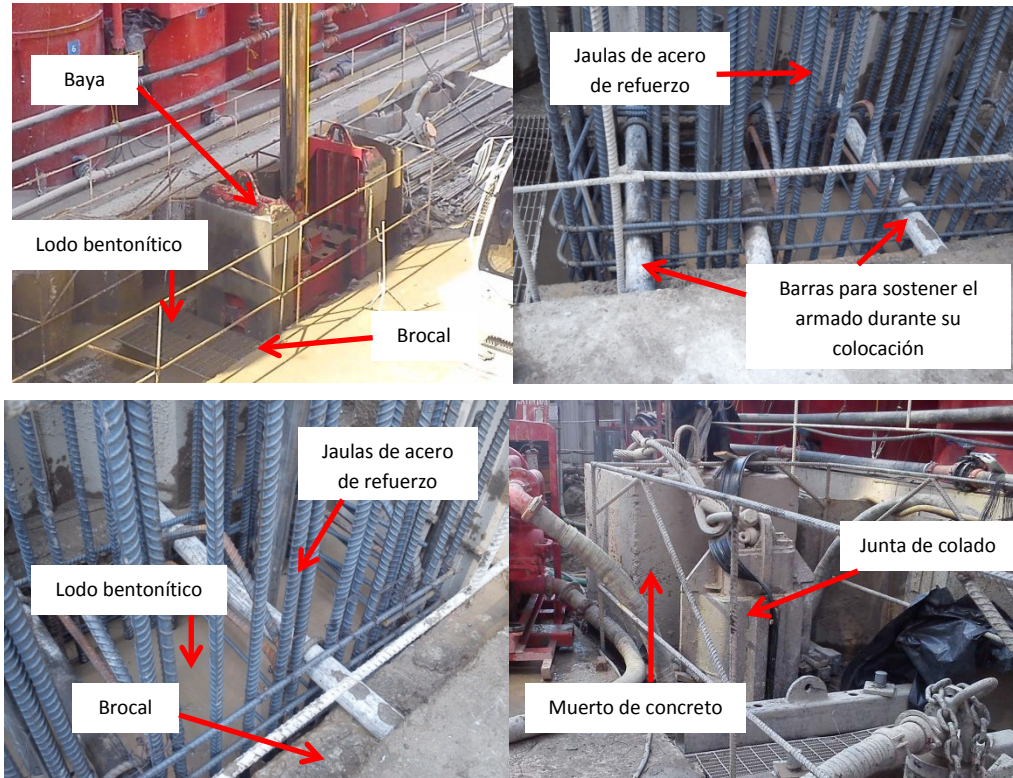


Fig. 4.a. Zanja guía con brocal de concreto, soportando la jaula de acero y la junta de colado.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Generalmente, la estabilidad de los brocales se refuerza con puntales de madera cada 2 m para evitar que se muevan horizontalmente y se rellenan con el mismo material de excavación (Fig 4.b.), estos puntales se retiran durante la excavación y de ser necesario se vuelven a colocar hasta que se inicie el vaciado del concreto y se rellena si es necesario.

En la Fig. 4.c. se ilustra un brocal, de concreto reforzado con malla electrosoldada.



Fig. 4.b. Zanja con brocal de concreto, rellena con material de excavación.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

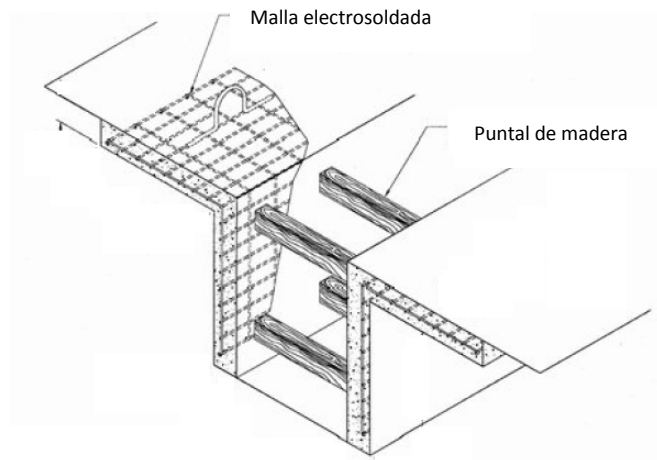


Fig. 4.c. Brocal de concreto, reforzado con malla electrosoldada y puntales de madera.

Referencia: Manual de construcción geotécnica, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, a.c. .

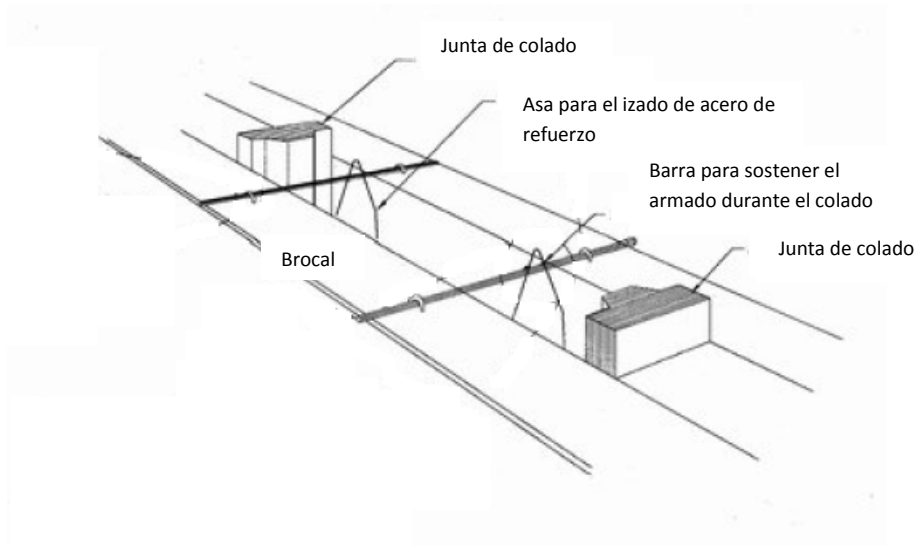


Fig. 4.d. Elementos que conforman el sistema de brocales.

Referencia: Manual de construcción geotécnica, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, a.c. .

Los brocales de colindancia se ilustran en la Fig. 4.e, donde, si se requiere, se propone agregar anclas cortas verticales o inclinadas para evitar un volteo.

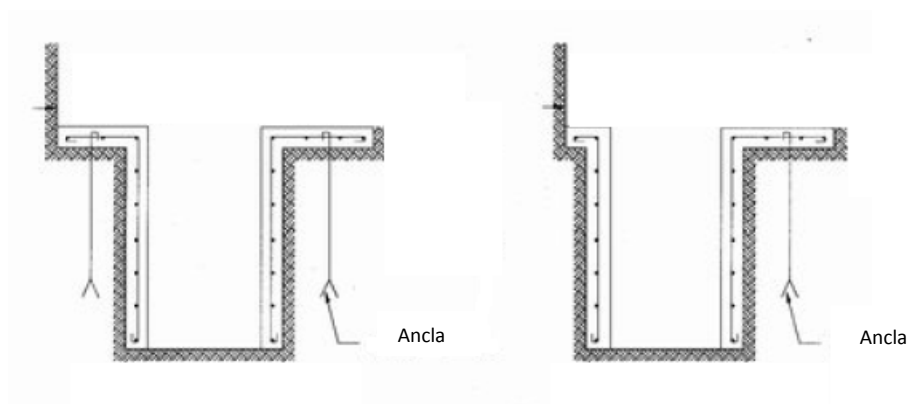


Fig. 4.e. Brocales de colindancia con anclas cortas.

Referencia: Manual de construcción geotécnica, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, a.c. .

Cuando se necesita levantar el muro o se requiere sobre elevar el nivel del lodo para incrementar la presión y asegurar la excavación se realiza un sobrerrelleno, Fig. 4.f.

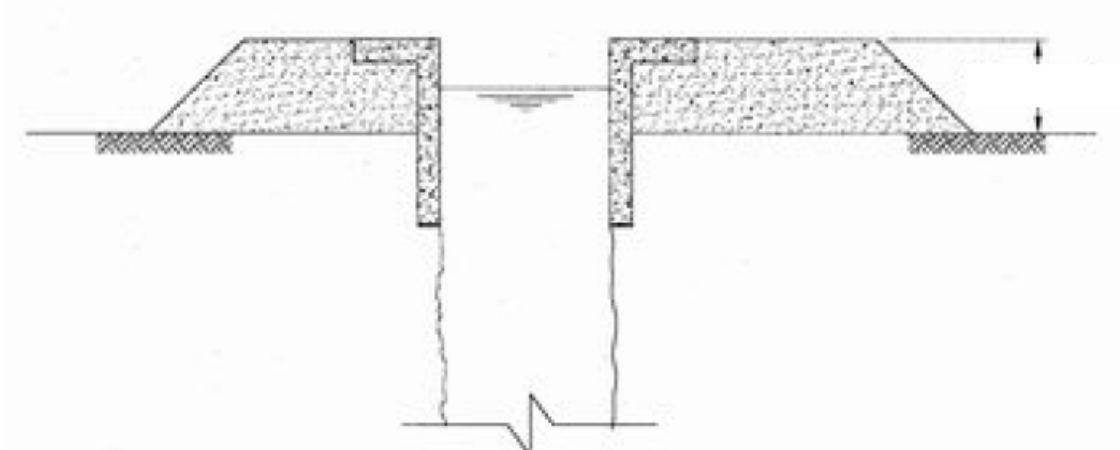


Fig. 4.f. Sobreelevación del brocal.

Referencia: Manual de construcción geotécnica, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, a.c. .

4.1.4. Excavación de zanjas

4.1.4.1. Equipo de excavación

Para la perforación de la zanja guía se emplea un equipo guiado especializado, comúnmente se utiliza una Baya montada en una grúa sobre orugas, la cual está equipada con una almeja de 2.7 x 0.60, 0.80, 1.0 ó 1.20 m de sección. Fig. 4.g.

Durante la excavación, el operador de la Baya así como el técnico, están al pendiente de la verticalidad del descenso de la almeja, esto se explicará a detalle más adelante.



Fig. 4.g. Baya con almeja hidráulica.

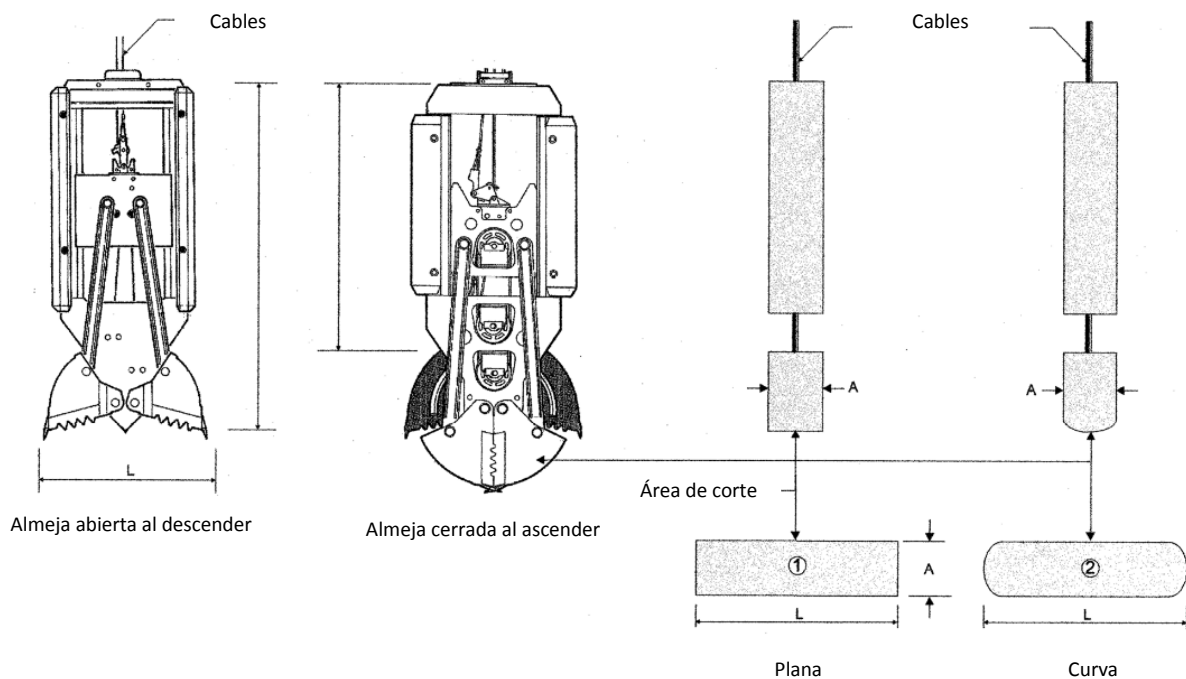


Fig. 4.h. Vista frontal y lateral de la almeja.

Referencia: Manual de construcción geotécnica, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, a.c. .

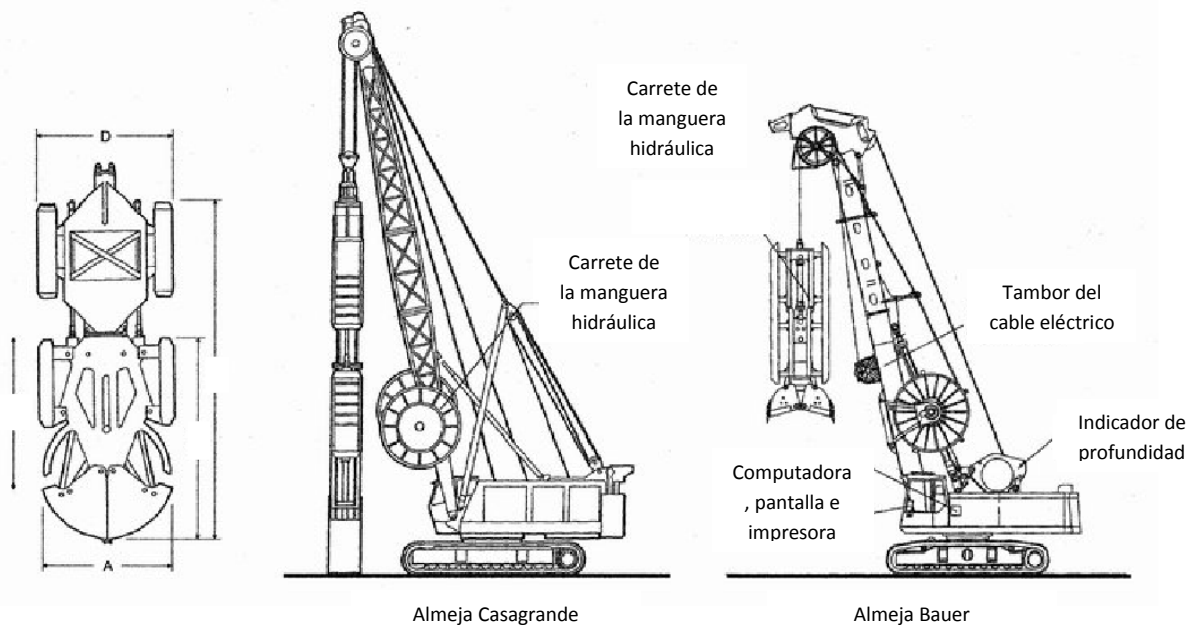


Fig. 4.i. Vista frontal y lateral de la almeja.

Referencia: Manual de construcción geotécnica, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, a.c. .

Almejas hidráulicas guiadas con Kelly

Estas máquinas excavadoras cuentan con almejas unidas a la punta inferior de una barra vertical de acero que guía la caída de la almeja y facilita la penetración en el suelo. En estas máquinas el cierre de la almeja puede ser mecánico o con un mecanismo de un gato hidráulico vertical cuya central de potencia se ubica en la grúa y el aceite a presión se conduce con largas mangueras.

Estas excavadoras son ahora las más eficientes porque el Kelly permite alinear la almeja al inicio de su caída para penetrar en la zanja con precisión y después opera con mayor velocidad gracias al cable, tanto en el descenso como en la extracción. El centrado de la almeja se logra con los largos esquíes laterales de las almejas hidráulicas. Además el Kelly es casi siempre giratorio, lo cual facilita la instalación de la máquina, que puede estar en cualquier ángulo con respecto a la dirección de la zanja. Fig. 4.j.

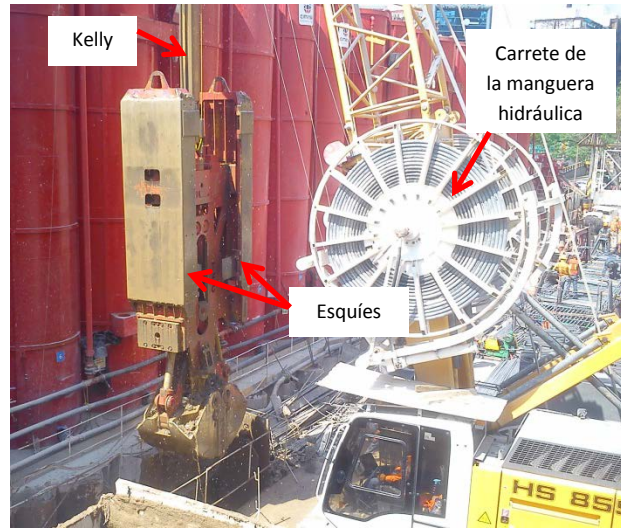
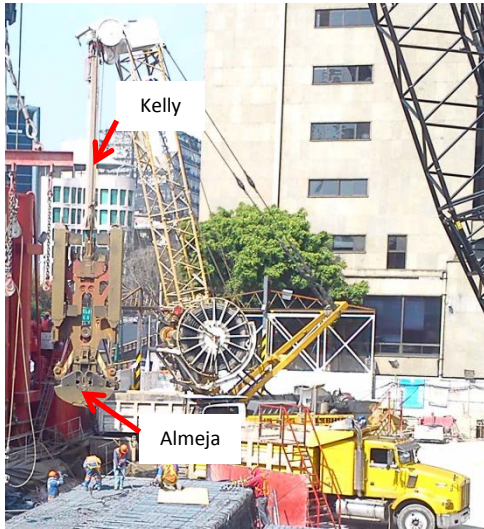


Fig. 4.j. Baya con almeja hidráulica con Kelly corto.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Se han desarrollado accesorios electrónicos de control, así el operador desde su cabina puede verificar la verticalidad de la almeja y con toda precisión la profundidad a la que está operando.

En cuanto a las almejas, las más modernas tienen cilindros o gatos hidráulicos que corrigen su posición, controlados con sensores electrónicos, giroscopios, acelerómetros e inclinómetros; en la Fig. 4.k, se muestra un esquema de ese sistema, así la almeja puede dar automáticamente giros correctivos en sus ejes vertical y horizontal; el sistema le permite alcanzar las siguientes precisiones:

- Medición de la profundidad de operación ± 10 cm
- Precisión de la desviación de la vertical ± 2 cm
- Precisión de la desviación transversal ± 2 cm
- Precisión de la desviación azimutal $\pm 0.3^\circ$

Este sistema tiene su mayor importancia en suelos duros y heterogéneos que tienden a desviar a las almejas, en cambio en los suelos blandos las almejas pesadas tienen sólo pequeñas desviaciones.

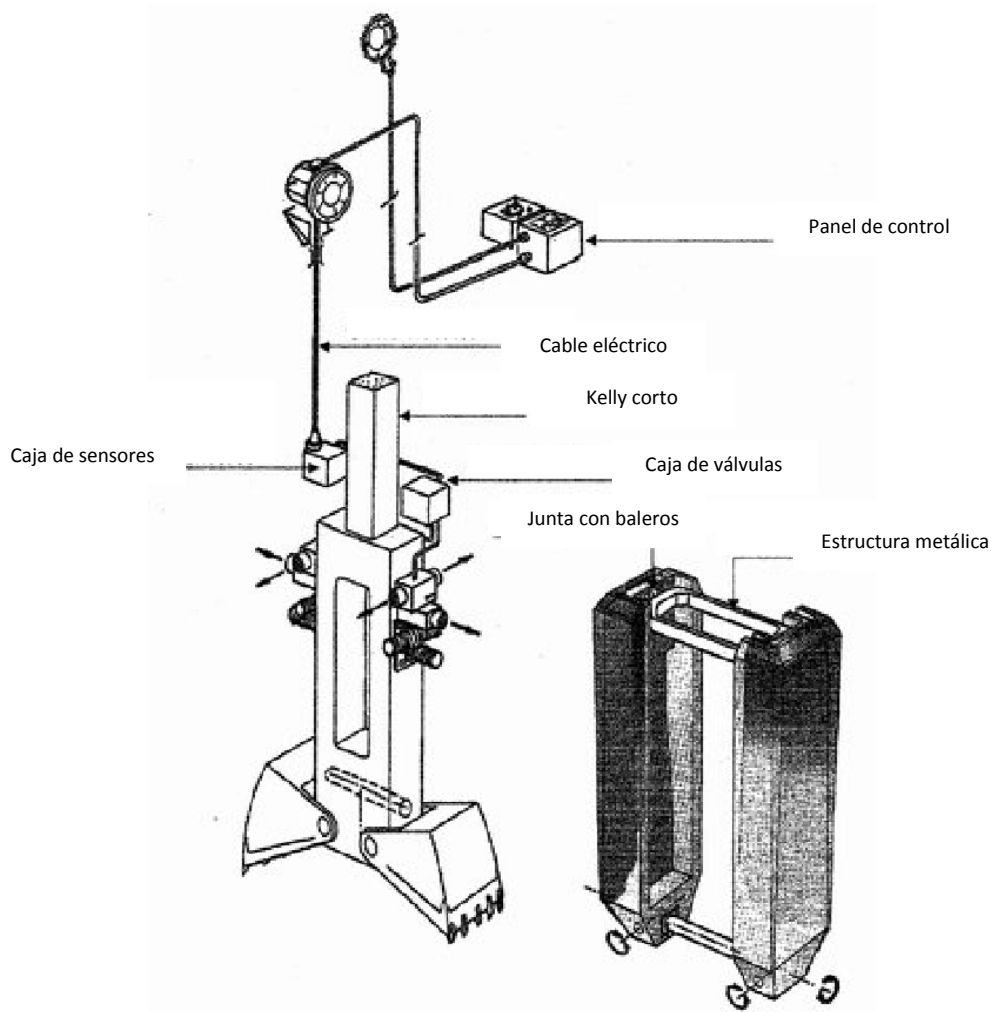


Fig. 4.k. Elementos del sistema de una almeja hidráulica

Referencia: Manual de construcción geotécnica, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, a.c. .

Aunque los equipos de control de la Baya ya indiquen la profundidad de excavación esta debe de ser verificada con plomada y nivel, esto para estar completamente seguros de la profundidad excavada, durante el proceso de perforación el nivel de lodo bentonítico nunca deberá estar a menos de 0.50 m debajo del nivel de los brocales (Fig. 4.l.) ya que si esto no es así, existe la posibilidad de un derrumbe o desplazamiento de material.

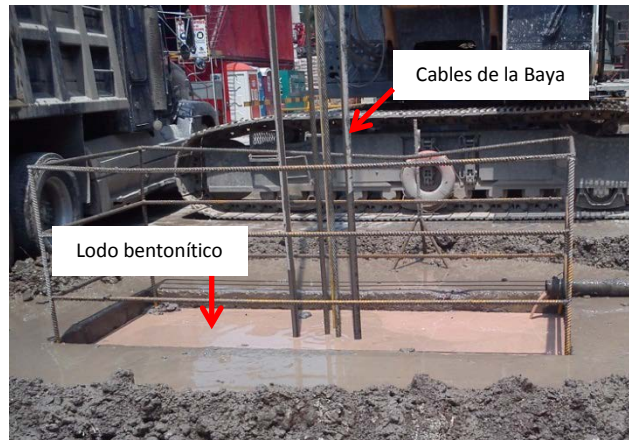


Fig. 4.l. Excavación de pila con lodo bentonítico.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

El material obtenido de la excavación, será cargado directamente en camiones de volteo para su traslado a un lugar de descarga autorizado. Fig. 4.m.



Fig. 4.m. Cargado de camión con material de excavación.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Como se dijo anteriormente el proceso de excavación para paneles tiene una secuencia, la primera posición es del lado contrario de la junta, en seguida, la segunda posición corresponde a la junta con el objetivo de dejar al final el merlo.

Es muy importante verificar que el total de la longitud de excavación cuente con las juntas metálicas, ya que estas también sirven de guía para el descenso de la almeja. Fig. 4.n.

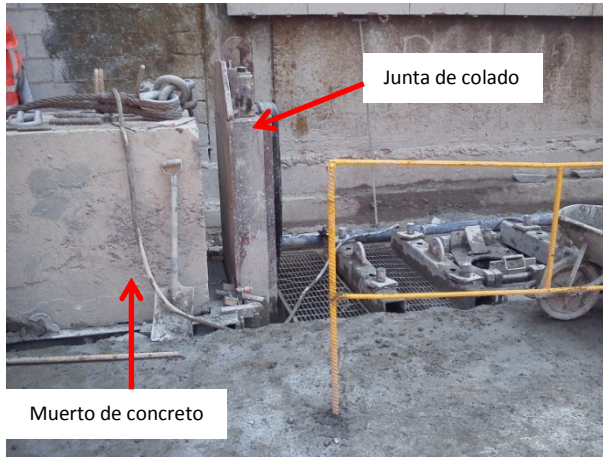


Fig. 4.n. Junta de acero de colado sostenida por bloque de concreto.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

4.1.5. Lodo de perforación (Bentonítico)

4.1.5.1. Objetivo

- Mantener estables las paredes de perforación, gracias a la formación del cake en las mismas paredes mediante la aplicación de la presión hidrostática del lodo sobre estas.
- Mantener en suspensión las partículas más finas del terreno reduciendo su sedimentación.
- Equilibrar el empuje horizontal del suelo.
- Actuar como una barrera impermeable para prevenir el flujo de agua o mantener su nivel en los suelos excavados.
- Soportar al menos una parte de la carga vertical que puede ser originada por la maquinaria o por construcciones cercanas.

4.1.5.2. Control de calidad

El lodo de perforación es una mezcla de base de agua y bentonita o algún polímero, cuya dosificación dependerá del tipo de terreno para la elaboración del lodo de perforación.

El lodo se fabrica en un mezclador de alta turbulencia de 1200 litros de capacidad, la bentonita es suministrada en sacos y su dosificación esta entre 30 a 50 kg en cada m³, para llegar a una viscosidad Marsh (v) de 33 a 40 seg. en lodo nuevo y 33 a 50 seg. en lodo usado y una densidad (ρ) de 1.02 a 1.05 en lodo nuevo y hasta 1.15 en lodo usado.

Los controles de calidad de las propiedades básicas del lodo son:

- PH
- Viscosidad
- Densidad
- Cake
- Contenido de arenas

Estos controles deben tener estrictos procedimientos y frecuencias ya que estas propiedades son muy importantes para la estabilidad d la perforación y la calidad del muro.

En el proceso de perforación las propiedades de viscosidad y densidad (v, ρ) cambiarán, cuando en el terreno haya materias orgánicas, sulfato de calcio o cemento, todas las características del lodo cambiarán, por lo que se tendrá que dar tratamientos mecánicos (desarenado) y químicos con algunos aditivos (bentocryl, carbonato y bicarbonato de sodio o polímeros) según sea el caso. Los controles mínimos son los siguientes:

Potencial Hidrógeno:

Representa el grado de acidez o alcalinidad (PH 0 a 14) y se determina a partir del color que adquiere el papel indicador al entrar en contacto con el agua y el lodo. Si el agua no es neutra (PH=7), tendremos un sobre consumo de bentonita para alcanzar la viscosidad deseada, por lo tanto se debe rechazar.

Por otro lado el PH en combinación con otras características del lodo es un indicador en su tratamiento.

Viscosidad Marsh

Esta propiedad es una medida de la resistencia interna de la mezcla, a mayor viscosidad mayor resistencia, se acostumbra definirla con el cono de Marsh como el tiempo en segundos que transcurre durante el escurrimiento de 946 cm³ (un cuarto de galón) de lodo, a través de un orificio calibrado ubicado en el extremo inferior del cono Marsh, la viscosidad correcta garantiza una suspensión mayor de sedimentos. Fig. 4.o.



Fig. 4.o. Prueba de viscosidad con el cono de Marsh.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Densidad:

Expresa la masa por unidad de volumen de los lodos. Es la propiedad a la que se deberá tener mayor control, porque es la que define la magnitud de la presión horizontal que se podrá ejercer a la pared de la zanja.

Para determinarla se emplea una balanza de lodos (Balanza Baroid), la cual consiste en un depósito cilíndrico de 150 cm³ de capacidad donde se vacía cuidadosamente una muestra de lodo, en el otro extremo se encuentra la balanza cuyo equilibrio marca la densidad. Los valores de la densidad 1.02 a 1.05 para lodo nuevo y como límite 1.15 para lodo usado, estos rangos se tienen que respetar puesto que la densidad juega un papel muy importante en la presión sobre las paredes de la excavación por medio del cake, lo cual equilibra la presión del agua contenida en el terreno, por otro lado, si se pasa del límite superior se corre el riesgo de tener contaminación en el concreto. Fig. 4.p.



Fig. 4.p. Prueba de densidad con la balanza Baroid.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Cake:

Parte del agua que se emplea en la elaboración de un lodo permanece libre entre los granos sólidos. Esta prueba permite conocer la capacidad que tiene un lodo para formar una película impermeable (cake) en las paredes de las perforaciones. Al final del ensaye se mide el volumen de agua filtrada en mL y se mide el espesor de cake en mm que ha quedado en el papel filtro. El rol del cake es esencial en la estabilidad de la perforación. Fig. 4.q. y Fig. 4.r.



Fig. 4.q. Prueba de película impermeable (cake).

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509



Fig. 4.r. Medición de película impermeable sobre un papel filtro (espesor).

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Contenido de arenas:

En excavaciones o perforaciones una pequeñísima cantidad de arena es deseable, en cambio una excesiva cantidad resulta inadecuada ya que forma una costra o cake de mayor espesor lo que la hace quebradiza.

El contenido de arena de un lodo se determina observando el volumen de arena que se deposita en un tubo de precipitados de 500 cm³.

Es el porcentaje en volumen de arena mayor a 75 µm, con respecto al volumen de la bentonita, no se admite tener un contenido mayor al 3% antes del colado. Fig. 4.s.



Fig. 4.s. Prueba de contenido de arenas.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Otros aspectos importantes que se deben de considerar en obra son:

Volumen necesario. Es esencial considerar que el consumo de lodos en campo casi siempre es superior al volumen teórico de la excavación debido a las siguientes causas:

- Perforación irregular con exceso de sobrecancho por la herramienta.
- Penetración del lodo en el terreno.
- Lodo que envuelve al material excavado y por ello incluido en el material de desechado.
- Lodo endurecido y excavado al realizar el panel colindante.
- Volumen estancado en el sistema de tuberías, entre otras.

Se debe también tomar en cuenta que las condiciones y métodos de mezclado en el laboratorio son muy diferentes a los que prevalecen en la obra.

Mezclado e hidratado. Se inicia en un tanque de preparación utilizando un mezclador, se vacía la bentonita en la tolva y se va incorporando el agua que sale a presión por el chiflón ubicado en la parte inferior; esta mezcla se hace circular durante 15 minutos por una tubería en circuito cerrado utilizando una bomba de lodos. Una vez que se tiene un lodo homogéneo, se deja hidratar durante un tiempo mínimo de 24 hrs. Fig. 4.t.



Fig. 4.t. Tolla para elaborar el lodo bentonítico.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Proceso de batido. Una vez que el lodo bentonítico ha sido hidratado se envía a un tanque mezclador donde se le adiciona el cemento, debiendo realizar un batido enérgico para facilitar el mezclado correcto y homogéneo, pudiendo realizarse con agitadores de paletas movidos por un motor. El cemento debe agregarse justo antes de la utilización.

Fig. 4.u.



Fig. 4.u. Silos para almacenamiento de lodo bentonítico.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Transporte y colocación. El envío de lodo hacia la zanja se realiza con mayor eficiencia por medio de una tubería, a mayor o menor presión según la viscosidad y distancia de bombeo, vaciándolo conforme la excavación progresa, de tal forma que su nivel se mantenga igual o mayor al del agua freática o a la profundidad que el proyecto indique.

Fig. 4.v.



Fig. 4.v. Sistema de tuberías para el transporte del lodo bentonítico.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

4.1.5.3. Desarenado

Los lodos se pueden utilizar para controlar la excavación de varios módulos y por ello se suelen contaminar de partículas sólidas durante la excavación o cuando se coloca el concreto. Cuando el lodo no reúne las condiciones requeridas de densidad, viscosidad y contenido de arena debido a una contaminación, se bombea a un depósito de regeneración de lodos donde se le agrega agua y se hace circular a través de desarenadores.

Para la preparación del colado de un panel, se realiza la limpieza del fondo de la perforación la cual consiste en limpiar con el equipo de excavación el fondo de la perforación para prepararlo para el colado del panel. De esta manera todos los depósitos de tamaño grande que hay en el fondo de la excavación son retirados así como las partículas finas del lodo ya depositadas al fondo son extraídas. Posteriormente se recicla o sustituye el lodo que fue utilizado para la perforación, para cumplir con las características, como se dijo anteriormente las características de un lodo de perforación deben ser distintas a las de un lodo durante el colado. Esta operación se realiza con una bomba sumergible (Fig. 4.w.) colocando en el fondo de la excavación mediante la tubería tremie, en seguida se procede al desarenado por medio de equipos especializados tipo Caviem o Sotres, el lodo sano se incorpora al mismo flujo en la parte alta del panel. Fig. 4.x.



Fig. 4.w. Bomba sumergible para desarenar el lodo bentonítico.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509



Fig. 4.x. Desarenador tipo Caviem y tubería para la extracción de lodo para su desarenado.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Eliminación del lodo. Una vez que los lodos no se puedan reutilizar debido a que resulte antieconómica su regeneración, se deberán eliminar, depositándolos en sitios que reduzcan el riesgo de contaminación. Las normas norteamericanas y europeas han sido muy rigurosas con respecto a la bentonita y por ello los lodos con polímeros están ganando mayor campo de aplicación.

4.1.6. Control de verticalidad

SAKSO 3

Es un software instalado en el equipo de excavación el cual permite al operador verificar la profundidad de excavación, la verticalidad (Desviación: izquierda/derecha y atrás /adelante) y el ángulo de torsión y corregir si es necesario.

Dicha información se observa gráficamente en una pantalla donde se puede realizar las correcciones necesarias para que la excavación se mantenga dentro de los límites de verticalidad. Fig. 4.y.

Durante la excavación el operador debe de verificar en cada mordida de la almeja las desviaciones izquierda/derecha, atrás/adelante y la torsión, el operador puede utilizar las aletas del rectificación ubicadas en las guías de la Baya para garantizar que la excavación está dentro de la tolerancia permitida.

Al llegar el nivel máximo de excavación, se debe de realizar un control de verticalidad con la almeja abierta, esto para verificar que la excavación se encuentra dentro de los límites.



Fig. 4.y. Pantalla del Software SAKSO 3 presentando propiedades de la excavación.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Cabletas Manuales

Esta herramienta permite conocer la desviación izquierda/derecha, atrás/adelante y la torsión en la parte superior de almeja y esta información es importante para conocer la desviación en la parte inferior de la almeja que es la que tiene mayor interés. Fig 4.z.

Para realizar las mediciones con las Cabletas, se debe de tomar en cuenta los siguientes parámetros:

- Ancho de la herramienta (almeja abierta)
- Altura de la herramienta
- Distancia entre ejes de la herramienta y cabletas

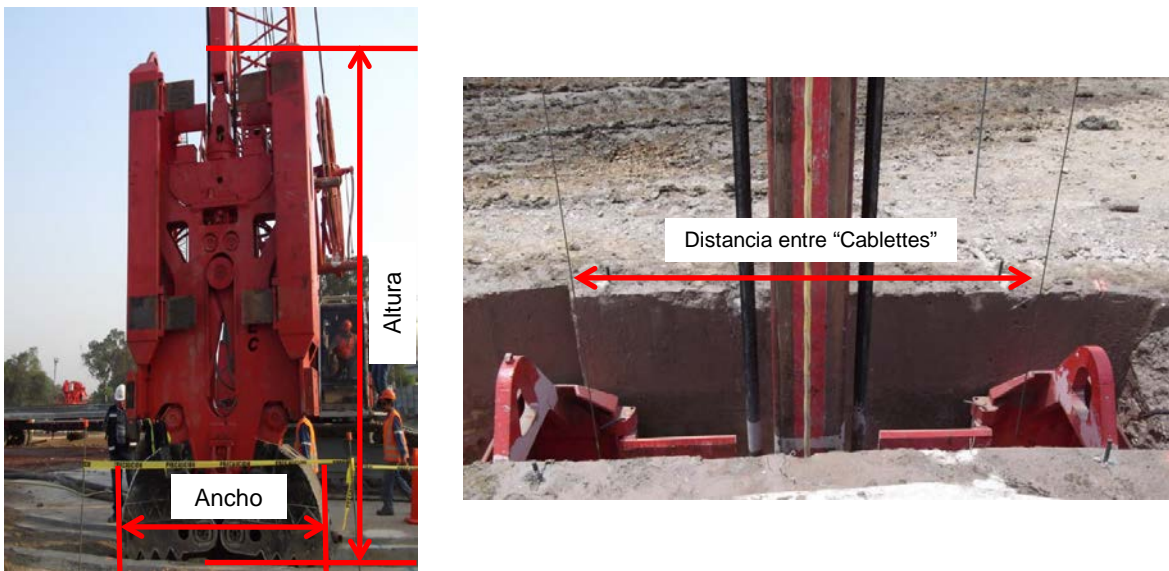


Fig. 4z Parámetros que se deben tomar en cuenta para utilizar las cabletas .

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Una vez teniendo estos datos, se deben de colocar las regletas de forma transversal al brocal, de tal forma que el cero de la regleta debe de coincidir con el eje longitudinal del panel, dichas regletas se fijan al brocal mediante una varilla para que esta no se mueva durante el proceso de medición. Fig. 4.a.1.

Para realizar la medición la almeja debe de entrar completamente dentro de la zanja, en este momento se realiza la colocación de regletas ya que las guías se encuentran totalmente dentro de la excavación permitiendo un mejor control de la verticalidad.

Para cada una de las cabletas se fija un nivel sobre el cable, buscando que la burbuja del nivel este al centro. Se registra la desviación At/Ad y la desviación Izq/Dr . Dichas mediciones se realizan cada 5 m.



Fig. 4.a.1. Regletas en forma transversal al brocal con nivel de burbuja en ambos sentidos.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

KODEN

Es un aparato de control vertical para perforaciones, donde la densidad relativa del flujo utilizado debe ser igual o menor a 1.2.

Se coloca el equipo sobre el brocal en el sitio del trabajo con una grúa o equipo que se tenga en obra adecuado para realizar la maniobra de sobreposición, el punto final de medición se ajusta en forma manual, tomando medidas con un flexómetro en el eje longitudinal se toma centro de la sonda una medida de referencia a 50 cm del panel adyacente.

- Se llena el brocal casi hasta el borde con bentonita
- Se baja la sonda a media altura del brocal
- Se inicia la lectura de datos
- Se selecciona una velocidad constante para su medición
- Los datos se imprimen en un papel por medio de una línea vertical



Fig. 4.b.1. Consola y carrete del KODEN.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

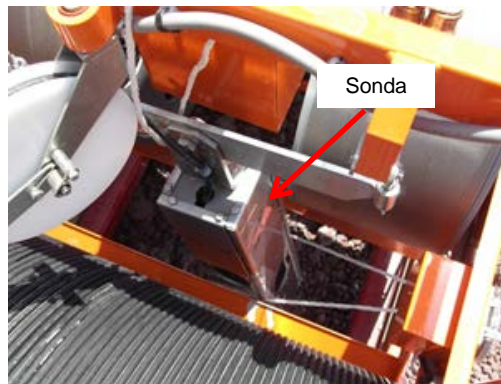


Fig. 4.c.1. Sonda del KODEN.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509



Fig. 4.d.1. Toma de lectura y resultados impresos.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

4.1.7. Colocación de acero de refuerzo

El acero será cortado y habilitado en una zona específica dentro de la obra, esto de acuerdo a los planos de logística para una mayor seguridad. Fig. 4.e.1.



Fig. 4.e.1. Zona de corte y habilitado de acero.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Para la elaboración del armado se realiza una limpieza en dicha zona. Se inicia con la colocación de los elementos verticales y horizontales (Fig. 4.f.1.) que están previamente preparados con roscado en sus extremos para la unión por medio de conectores (Fig. 4.g.1.), por otro lado, se realizará un traslape de varilla dependiendo en lo que se indique en los planos estructurales.

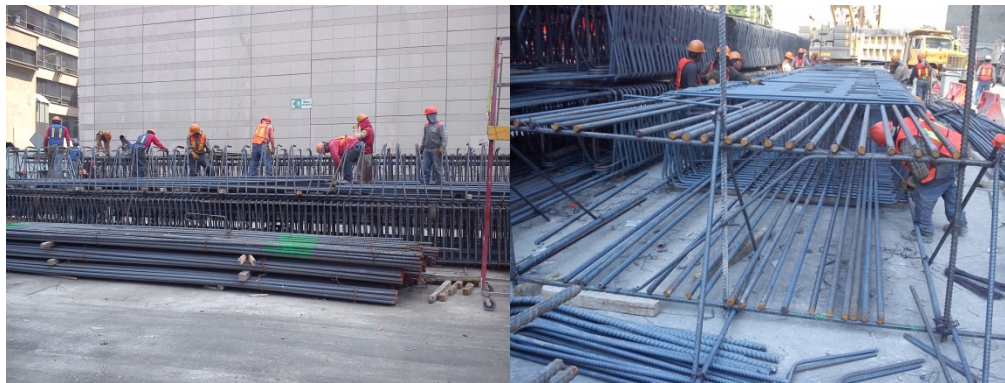


Fig. 4.f.1. Elaboración de armados verticales como son las jaulas del panel del muro Milán.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509



Fig. 4.g.1. Conectores de varilla con roscado.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Estas uniones con rosca o traslape se deben a que las varillas vienen en tramos de 12 m y la mayoría de las veces los armados superan esta longitud, tanto así, que hay casos donde el armado se debe de dividir en diferentes cuerpos ya que podemos alcanzar longitudes de hasta 64 m de profundidad como es el caso de la obra de Reforma 509, donde el armado se dividió en 3 cuerpos y estos se fueron uniendo mediante traslapes durante su descenso en la zanja.

Antes de colocar los elementos de acero de los armados principales se deberán de habilitar y colocar los estribos correspondientes según indique el proyecto estructural, si se requiere de grapas, estas se integraran al armado posteriormente de los estribos.

El acero de refuerzo colocado, se alcanzará por medio de separadores y/o calzas de plástico o polipropileno. El acero de refuerzo se amarra por medio de alambre recocido #18. En el diseño del armado también se tiene en cuenta los elementos necesarios para rigidizar, izar y suspender los armados de los brocales. Fig. 4.h.1.



Fig. 4.h.1. Elementos para izar el armado.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Los armados deben de cumplir con las especificaciones de separación, longitud de traslape, número de calibre de la varilla, número de varillas, calidad de soldadura entre otros, todo esto respetando los reglamentos vigentes.

Terminando el armado se solicitará su verificación para obtener la autorización de los colados de cada elemento.

4.1.7.1. Izado

El descenso o ascenso de acero de refuerzo habilitado se ejecutará por medios mecánicos, a través de los espacios previamente considerados para esta actividad y cumpliendo con todas las normas de seguridad y calidad.

Generalmente para este proceso se utiliza una grúa móvil con una pluma rígida (Fig. 4.i.1.), así como un balancín acorde a los puntos de izaje de la jaula, poleas (Fig. 4.j.1), líneas de estrobos para el izaje y manipulación de la jaula. Estos elementos son de gran importancia. El balancín se encarga de que la jaula baje lo más vertical posible, esto debe de ser con mucho cuidado ya que a la hora del descenso de la jaula, si esta no baja de forma vertical, puede rozar las paredes de la excavación ocasionando un derrumbe, provocando la contaminación del lodo y por tanto se debe de realizar de nuevo el desarenado para que existan las condiciones para el colado. Las poleas son necesarias para el cambio de posición de la jaula, ya que ésta se elabora de forma horizontal y en principio el izado es horizontal, al ya tener altura suficiente el balancín sigue elevándose para obtener una posición vertical, es aquí donde las poleas contribuyen dejando toda la carga el gancho principal de la grúa junto con el balancín. Fig. 4.k.1.



Fig. 4.i.1. Grúa con orugas y gancho para el izaje de la jaula.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509



Fig. 4.j.1. Grúa con poleas y balancín para el izaje de la jaula.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509



Fig. 4.k.1. Izado de armado de una posición horizontal a vertical.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Las secciones de las jaulas se dejarán suspendidas por medio de perfiles tubulares de acero de 4" colocados en las asas de anclaje o similar y se mantendrán en esta posición mientras se realiza la unión con otra sección de la jaula. Fig. 4.l.1.



Fig. 4.I.1. Asas para el izado y sostén del armado durante la unión de jaulas y colado.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

4.1.7.2. Unión

Como se dijo anteriormente se iza y se traslapa la siguiente sección de la jaula, este traslape se realiza mediante una soldadura entre los elementos de acero de refuerzo longitudinal (Fig. 4.m.1.), una vez terminado el traslape se procede a la colocación de estribos, estos elementos se van incorporando uno a uno y se fijan a la jaula mediante soldadura o alambre recocido. Fig. 4.n.1.

Este proceso es un poco tardado ya que generalmente el traslape tiene una longitud entre 1.5 m y 2 m y la separación de los estribos varía entre 15 cm y 20 cm dependiendo el diseño de la sección en construcción. Al finalizar la colocación de estribos, se retiran los tubos de acero que sostenían parte de la sección de la jaula, esta desciende hasta el siguiente nivel y se realiza el mismo procedimiento si aún existen secciones por añadir, al estar completa la jaula ésta se desciende hasta nivel de proyecto. Durante el colado el armado se mantiene suspendido con los tubos de acero para respetar el nivel de proyecto.

En caso de unión de varillas con soldadura, esta deberá cumplir con todos los elementos y especificaciones de seguridad (calibre, temperatura, humedad, guardado y ejecución) el procedimiento de ejecución de bulbos de soldadura deberá contemplar el empleo de tubo de cobre como respaldo y cada bulbo se someterá a las pruebas de laboratorio que se marcan en cada proyecto.



Fig. 4.m.1. Descenso de una sección de la jaula y traslape de acero longitudinal mediante soldadura.
Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509



Fig. 4.n.1. Colocación de estribos uniéndolos mediante una soldadura a la jaula.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

4.1.8. Juntas CWS

Una banda tipo *water stop* de neopreno se coloca a través de una junta metálica de sección trapezoidal la cual se posiciona en el extremo de la perforación (extremo del panel) un momento antes de la colocación del concreto, la banda de neopreno debe de ser completamente continua. La junta metálica y la banda de neopreno forma la junta tipo CWS® y sirve para cimbrar los extremos de los paneles colados en el terreno natural y para posicionar la banda impermeable que logra la estanqueidad entre los paneles del muro Milán. La preparación de esta junta se realiza paralelamente la excavación del panel a construir. Fig. 4.o.1. La junta tipo CWS® se coloca en los extremos del panel enseguida del desarenado.

El perfil metálico se baja por medio de una grúa y se mantiene suspendido en los brocales, su posición es definida con tolerancia de ± 10 cm, se coloca perpendicularmente al brocal y en el eje del muro.

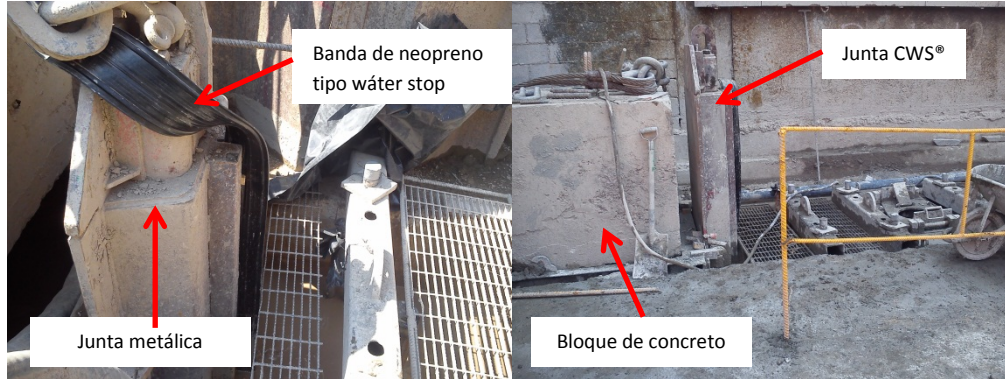


Fig. 4.o.1. Junta CWS® colocada a un extremo del panel apoyada sobre un bloque de concreto para restringir su movimiento. Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Este tipo de juntas tiene un mecanismo de macho y hembra el cual ayuda a unir diferentes tramos de esta junta para alcanzar la profundidad que indique el proyecto. Fig. 4.p.1.



Fig. 4.p.1. Junta metálica con sistema de macho y hembra.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Un proceso importante es el descimbrado de las juntas, ya que se debe de esperar a que el concreto obtenga una resistencia de por lo menos 100 kg/cm^2 , de esta forma la banda *wáter stop* se quedará embebida en el concreto del panel que fue colado.

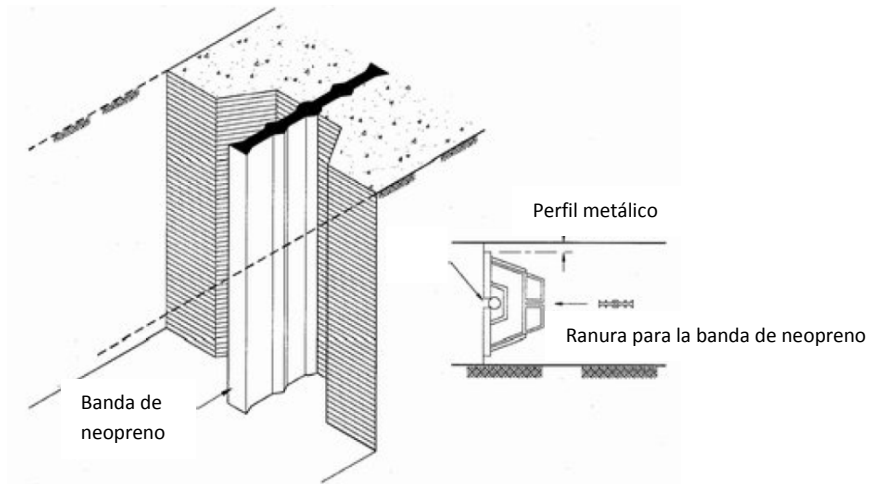


Fig. 4.q.1. Banda wáter stop embebida en el panel.

Referencia: Manual de construcción geotécnica, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, a.c. .

4.1.9. Colocación de concreto

Como se mencionado anteriormente, para el proceso de colado se debe de preparar la zanja con el desarenado y que las jaulas de acero de refuerzo se encuentren ubicadas en posición correcta, en seguida se baja la tubería Tremie hasta el fondo de la excavación la cual servirá para vaciar el concreto.

4.1.9.1. Características del concreto

El concreto a utilizar para un muro Milán, debe de tener ciertas características, este no puede ser convencional, ya que muchas veces las características del concreto dependerán de las condiciones del proyecto y características del muro.

La homogeneidad del mezclado debe de ser una de las primeras características a revisar del concreto, ya que se necesita que las propiedades del concreto ya fraguado sean uniformes en todo el panel y en todo el muro.

Otra característica a considerar es la permanencia del concreto, la cual consiste en el tiempo que tarda en empezar el fraguado enseguida que sale de la planta concretera, por

lo general puede ser de 4h, 6h u 8h como se requirió en este proyecto, esto considerando la distancia entre la planta y la obra pero sobre todo el tiempo que estará en espera la olla de concreto para ser vaciada en el panel, así como el tiempo en que tarda en colarse.

La consistencia del concreto es muy importante, esta dependerá del porcentaje de agregados que contenga, si se usa una herramienta para su colocación como es la tubería Tremie, la consistencia debe de ser ligera, ya que el concreto debe de fluir a través de ella y de todo el panel, si se tiene una consistencia pesada el concreto tardará en fluir en la tubería y tardará en acomodarse en todo el panel teniendo el riesgo de alcanzar la permanencia del concreto sin que se haya acabado de colar.

Se debe de tener cuidado con el tamaño de la grava a utilizar, generalmente ésta es de $\frac{3}{4}$ ", ya que si se utiliza una de mayor calibre esta puede dañar la tubería.

El diseño del concreto es una característica muy importante, se sabe que se tiene un diseño teórico pero a éste se le deben de realizar varios ajustes, el primero de ellos es un ajuste por humedad, si bien se sabe la relación agua cemento es muy importante y ésta puede variar por el contenido de agua que tengan los agregados, una segunda corrección es por contaminación de los agregados, estos ajustes se deben de considerar si se quiere llegar a obtener la resistencia requerida, sin embargo por condiciones de mezclado, ambiente y otras, se consideran porcentajes de diferencia con la dosificación ajustada de planta y la cargada que llega a obra, esta diferencia es de $\pm 3\%$ de agregado, $\pm 2\%$ de agua y $\pm 1\%$ de cemento.

Una vez llegada la olla a obra, se debe de verificar en la remisión de cada olla la resistencia, permanencia y revenimiento solicitado, para esto sólo se realiza la prueba de revenimiento antes del vaciado de la olla y se toman muestras del concreto para la prueba de resistencia en cilindros metálicos

Para realizar esta prueba se necesita de un cono estándar para pruebas de revenimiento (10 cm de diámetro en la parte superior y 20 cm en la parte inferior con una altura de 30 cm), una varilla con punta redondeada (60 cm de largo y 16 mm de diámetro), placa de acero (50 cm x 50 cm), un cucharón y un flexómetro. Fig. 4.r.1.



Fig. 4.r.1. Equipo estandarizado para la prueba de revenimiento y resistencia.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

La prueba consiste en tomar una muestra del concreto premezclado que sea representativa de toda la olla, se vierte en un recipiente con el cucharón, se mezcla perfectamente, en seguida se limpia y humedece el cono con agua colocándolo sobre la placa de acero, se debe de parar sobre las dos pestañas del cono para sostenerlo firmemente, se vierte concreto al cono $1/3$ del volumen y se realizan 25 golpes utilizando una barra de acero distribuyendo uniformemente los golpes sobre la sección de la capa, nuevamente se vierte concreto a $2/3$ y $3/3$ realizando el mismo procedimiento, al finalizar se remueve el exceso de concreto del tope del cono con la varilla de acero, una vez nivelado el concreto en el cono este se retira verticalmente, se coloca el cono de forma inversa cercano a la muestra de concreto colocando la varilla en la parte superior y se realiza la medición de la distancia desplazada del concreto la cual se debe de mantener entre los rangos de 18 cm y 22 cm considerado como optimo 20 cm. Una corroborada esta prueba y verificando que la resistencia, permanencia y revenimiento se el indicado, se procede al colado. Fig. 4.s.1.



Fig. 4.s.1. Prueba de revenimiento, el rango para muro Milán convencional será de 18 cm a 22 cm.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

4.1.9.2. Tubo Tremie

Esta herramienta se emplea para la colocación del concreto en presencia de nivel freático o de lodos de estabilización, para que el concreto llegue sin contaminarse hasta la profundidad de desplante del elemento a colar. Consiste en una tubería de acero en tramos de 1 m, 2 m, 3 m y 4 m de longitud, un diámetro entre 20 cm y 30 cm, con juntas especiales que permitan acoplar los distintos tramos y una tolva con rejilla al inicio de la tubería que facilite la penetración del concreto a esta. Fig. 4.t.1.



Fig. 4.t.1. Tubería Tremie.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Una vez teniendo las condiciones de lodo bentonítico y ubicada la jaula dentro de la zanja, se procede al ensamble de la tubería Tremie, la cual consisten en llegar al fondo de la excavación usando distintos tramos. Una vez corroborada la profundidad de la tubería, se le coloca la tolva al inicio junto con un tapón unido a un estrobo, se empieza a verter el concreto sobre la tolva, cuando el concreto llena la tolva a media altura, el tapón es retirado de forma rápida con ayuda del estrobo haciendo que el concreto baje rápidamente, durante este proceso, no se debe de interrumpir el vaciado de concreto pues lo que se busca es que el concreto llegue al fondo de la excavación de forma continua dentro de la tubería. Fig. 4.u.1. El lapso entre el vaciado de ollas no debe exceder el minuto, es una maniobra inmediata para evitar la aparición de juntas frías en el concreto.



Fig. 4.u.1. Vaciado del concreto sin interrupción.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

Durante el proceso de vaciado, se debe de dejar ahogando en el concreto al menos 3 m de la tubería tremie, esta medida de seguridad se realiza ya que si el final de la tubería llega a estar en contacto con el lodo, después del primer vaciado, el concreto se contamina y se alteran todas sus características, haciendo que este ya no sea apto para resistir las cargas de diseño, por tal motivo se debe de tener cuidado al realizar los cortes de tubo tremie pues este no puede quedar ahogado en el concreto más de 5 m ya que puede quedar atrapado por la presión que ejerce el concreto o porque este ya empezó a fraguar. Por tal motivo se realizan curvas de colado, donde se indica el volumen que se va suministrando contra el nivel que el concreto va alcanzando en la excavación para tener un control de los cortes del tubo. Fig. v.1.

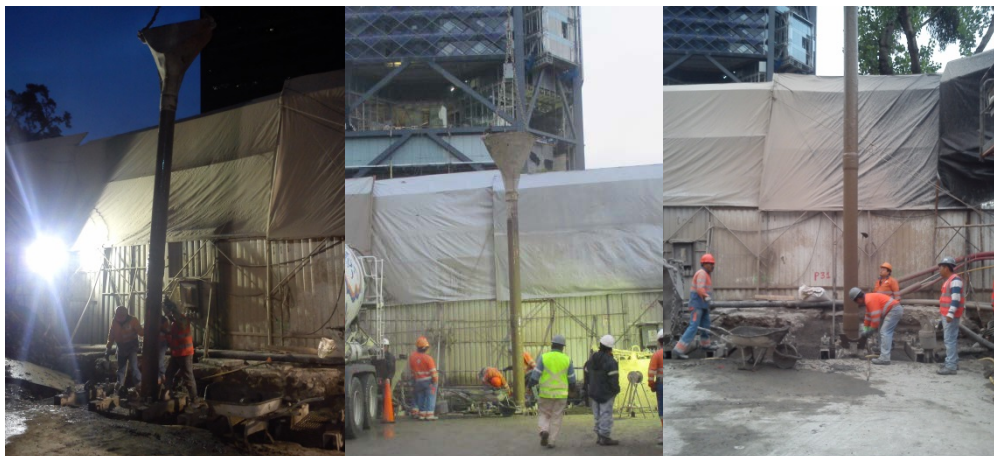


Fig. 4.v.1. Izado de tubería Tremie para realizar el corte.

Referencia: Obra CIMESA, Reforma 509

4.1.10. Trabe de coronamiento

Este elemento estructural es el encargado de distribuir las cargas en todo el muro, siendo la interface entre subestructura y la súperestructura, de igual forma, une todos los paneles del muro Milán para que funcionen en conjunto. Por su importancia y esfuerzos que presenta, esta debe de ser muy robusta y con una gran cantidad de acero pues este elemento debe de soportar el cortante basal generado por sismo. Este proyecto cuenta con diferentes secciones de trabe de coronamiento, para la sección en estudio se tiene una sección de 7.40 m de altura y 1.40 m de ancho, iniciando en el nivel -0.60 m (nivel de planta baja) y finalizando a la -8.0 m, 30 cm arriba de sótano 2.

Cuenta con estructura metálica adicional al acero de refuerzo, una viga horizontal continúa con remaches embebida en la parte superior de la trabe, así como de vigas verticales en diferentes puntos de la trabe de coronamiento pues en ellos estarán las reservaciones para las columnas de la súperestructura. Fig. 4.w.1.

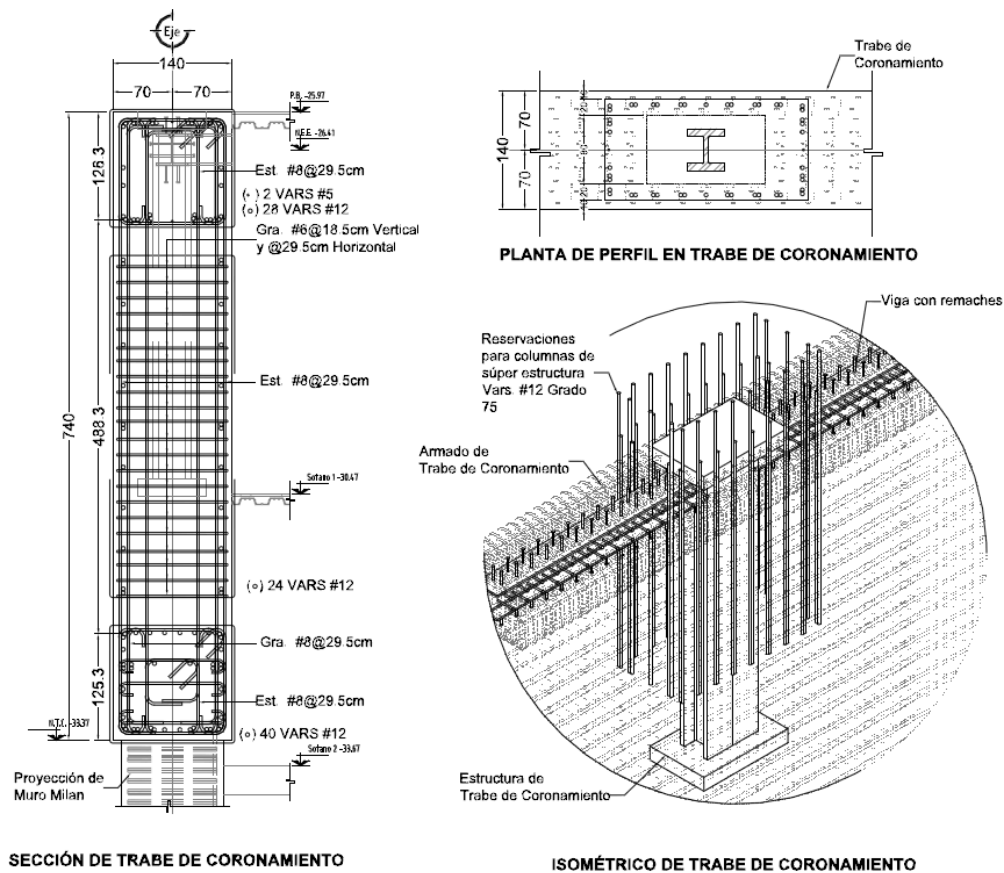


Fig. 4.w.1. Sección, planta e isométrico de trabe de coronamiento

Referencia: Planos obra CIMESA, Reforma 509

4.2. Instrumentación

La instrumentación es muy importante, ya que permite conocer diversos parámetros que ayuden a evaluar la calidad, como se mencionó anteriormente, durante la excavación de la zanja se instrumenta mediante Sakso, cabetas manuales y KODEN, para conocer la desviación vertical y horizontal así como la torsión si ésta se presenta en la excavación, de igual forma se debe de realizar una instrumentación después del colado, para conocer la posición real del muro, para esto se dejaron reservaciones en el armado de la jaula con tubos de 2 pulgadas para inclinómetros y 2 pulgadas para pruebas de integridad tipo sónicas. Fig. 4.x.1.

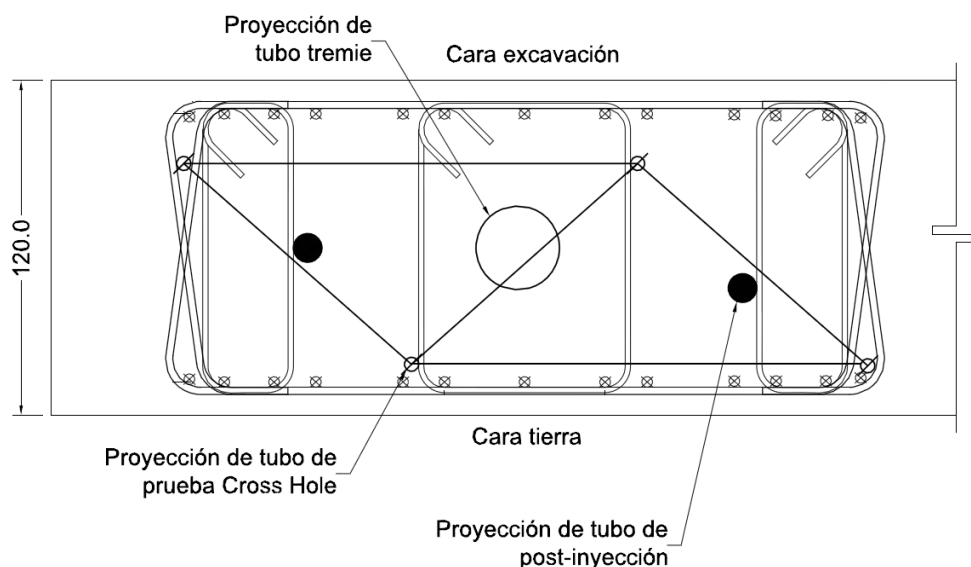


Fig. 4.x.1. Reservaciones para la instrumentación.

Referencia: Planos obra CIMESA, Reforma 509

4.2.1. Pruebas de integridad tipo sónicas (Cross Hole)

Este tipo de pruebas permite verificar la homogeneidad e integridad del concreto en elementos como muro Milán y pilas. La prueba consiste en medir la velocidad de propagación a través del concreto con un pulso ultrasónico entre tubos de acero colocados previamente al colado. Estos tubos deben estar en forma de zig-zag preferentemente, para tener un mejor panorama sobre la constitución del elemento.

La integridad y consistencia del concreto, consiste en el tiempo de llegada del pulso de un tubo a otro. Si existe un retraso de señal puede existir un defecto en el muro, posiblemente su integridad no sea la correcta. Antes de realizar la prueba, es necesario asegurarse que el concreto del elemento de prueba haya alcanzado la resistencia específica.

Para realizar la prueba, se deben de limpiar los tubos con agua, dejándolos completamente llenos de agua para realizar la prueba, se debe de verificar la profundidad real de los tubos por medio de una sonda metálica graduada y colocar tapas en los tubos para evitar que entre basura u objetos extraños.

Para iniciar con la prueba, se desciende por los tubos llenos de agua dos probetas ultrasónicas, una funciona como trasmisor y la otra como receptor.

Al llegar al fondo, las dos probetas son elevadas al mismo tiempo de manera uniforme y continua, durante el elevación una de ellas genera pulsos ultrasónicos con intervalos de tiempos (definidos) que son recibidos en la otra probeta.

Los cables que transmiten la señal a la superficie pasan por una polea que cuenta con un dispositivo que determina la profundidad de la sonda en un momento dado.

Las señales provenientes del trasmisor, receptor y polea, se transmiten a los equipos en la superficie, desplegando en forma gráfica un perfil ultrasónico representativo del concreto entre los tubos.

La información procesada es desplegada en forma gráfica como la profundidad entre la velocidad de llegada y la energía.

4.2.2. Inclínómetros

El control de desplazamientos horizontales en profundidad, se realiza mediante la instalación de inclinómetros. Por medio de estos dispositivos se puede obtener información sobre la existencia de desplazamientos en profundidad de elementos como pilas y muros por medio de una tubería. En base a las lecturas, podemos estimar las desviaciones ocurridas con la vertical.

El inclinómetro está constituido por los siguientes elementos (Fig. 4.y.1.):

- Tubería inclinométrica.
- Sonda inclinométrica.
- Unidad de lectura.

La tubería inclinométrica cuenta con canales en dos ejes perpendiculares, su función es la de hacer de guía de la sonda durante el proceso de lectura, y garantizar que en las sucesivas tomas de datos, la posición de la sonda de lectura es siempre la misma respecto a la tubería inclinométrica. La tubería puede ser de aluminio de alta resistencia o plástico.

La sonda inclinométrica está equipada con un acelerómetro que garantiza resultados de alta precisión de las medidas, esta sonda cuenta con dos pares de ruedas que se acoplan a los canales guías de la tubería para poder descender y ascender por medio de una cable línea graduado cada 50 cm para poder corroborar las distintas profundidades de medición.

La unidad de lectura está conectada a la sonda vía bluetooth y en ella se registra la información en intervalos de 50 cm.



Fig. 4.y.1. Sección, planta e isométrico de trabe de coronamiento

Antes de bajar la sonda por el tubo, se debe de verificar que éste se encuentra libre de obstrucciones que puedan impedir el descenso y ascenso de la sonda, esto se realiza mediante el descenso y ascenso de una sonda metálica con un diámetro ligeramente menor al de la tubería al mismo tiempo se verifica la profundidad real.

La tubería puede estar seca o llena de agua, la sonda puede trabajar en ambos casos, el remate del tubo debe ser horizontal y estar protegido contra daños físicos.

Para el descenso de la sonda, se debe colocar en el remate de la tubería un seguro, el cual puede sostener la sonda para realizar las mediciones, el descenso se hace lentamente hasta llegar a la profundidad máxima, es necesario que el descenso se realice siguiendo las ranuras de la tubería guía.

Una vez ubicada la sonda en posición correcta a la profundidad máxima, se realiza la toma de lecturas, éstas se hacen cada 50 cm. Este proceso se debe de realizar 2 veces, tomando en cuenta que a la segunda vez la sonda se debe de girar 180°. Fig. 4.z.1.

Cuando la sonda se encuentra en reposo dentro de la tubería guía los acelerómetros dentro de ella registran la inclinación en dos planos, esta es mostrada en términos de desviación angular, la cual es guardada para cada profundidad en particular: A+, A-, B+ y B-. Al final las lecturas se registran en una hoja de cálculo donde proporciona 5 columnas, la primer columna indica profundidad la segunda y tercera las desviaciones según el eje "A" y la cuarta y quinta las desviaciones según el eje "B"



Fig. 4.z.1. Descenso de la sonda para la toma de lecturas.

Referencia: Planos obra CIMESA, Reforma 509

Capítulo 5 Conclusiones

La elaboración de este trabajo dejó en mi gran enseñanza y formación tanto laboral como en mi persona, no solo fue una investigación en la literatura, sino una vivencia, una reflexión sobre la ingeniería. En el tiempo que empleé en realizar esta tesis reafirme y aprendí diversos conocimientos, observe como la ingeniería requiere de diversos conocimientos, no solo de una área en específico puesto que todas sus áreas se complementan para así ofrecer una solución integral y creativa a los diversos problemas que se suscitan en los distintos proyectos.

Como se mencionó a principios de este trabajo, la demanda por los espacios físicos va en aumento, por tal motivo se ha vuelto una necesidad de recurrir a grandes edificaciones con varios sótanos para albergar las necesidades de los usuarios, por las condiciones que se presentan en la Ciudad de México es requerido un elemento de contención y un eficiente proceso constructivo los cuales conllevan a una extensa y detallada evaluación para proponer un diseño y tiempo de ejecución convincente al cliente. Una vez aceptado el proyecto como diseño, se debe de detallar el proceso constructivo atendiendo de manera precisa las recomendaciones especificadas por el proyectista, puesto que dentro del diseño están contempladas las actividades de construcción y realizarlas de diversa manera podrían afectar la estabilidad del proyecto, como son las grandes excavaciones que requieren estas edificaciones así como a las edificaciones aledañas.

Las nuevas tecnologías implementadas para este tipo de obra hacen más eficiente y segura su ejecución ya que se ha logrado reducir el tiempo de excavación y construcción utilizando por ejemplo métodos como el *top down*, así como de maquinaria especializada para dichos trabajos, las cuales cuentan con tecnología para asegurar la verticalidad de la excavación así como la profundidad requerida y la capacidad necesaria para un alto rendimiento, por otro lado la utilización de lodo bentonítico de alta calidad ayuda a reducir los caídos en las excavaciones así como de mantener la excavación abierta por el empuje que genera en las paredes de ésta, logrando así una mayor seguridad tanto para la obra como para el personal que la ejecuta. Es importante la innovación tanto en la construcción, con herramientas y secuencias de construcción, como en el diseño con software que realicen un análisis aproximado a la realidad como es el Módulo de Reacción, pues esto ofrecerá una mejor solución y reducción de tiempos.

Algo que me quedó muy claro durante esta experiencia es siempre ver por la seguridad, la seguridad no solo en la construcción, también al momento de diseñar y proponer soluciones factibles. El diseño en ingeniería contempla muchos factores tanto de seguridad, de carga y de reducción de resistencia entre otros, puesto que no podemos arriesgar vidas, no solo durante el servicio que ofrecerá dicho proyecto sino también a lo largo de toda su construcción, por ello es necesario ser prudentes y no por el hecho de ganar una licitación se debe de bajar los costos subdiseñando u ocupando materiales de menor calidad.

Al buscar una solución, ésta debe de ser práctica, económica y viable. Es importante ver siempre por la seguridad de quien ejecute la obra como para los usuarios que requieran sus servicios, por ello la importancia de revisar a detalle todo el procedimiento constructivo durante su ejecución ya que es posible que en etapas intermedias los elementos estén sometidos a un mayor esfuerzo y pueda fallar en condiciones de ejecución y no de servicio. Como se mencionó anteriormente el software PARIS realiza los cálculos contemplando todas las etapas de construcción a realizar con un detallado análisis por medio del método de módulo de reacción, donde se puede ver la interacción entre suelo y estructura y así conocer mejor su comportamiento durante todas las etapas para proponer un diseño que contemple todos estos detalles.

Muchas veces se critica un sobrediseño en diversas estructuras, esto se hace introduciendo diferentes factores, ya que la mayor parte de los trabajos se realiza en campo y no existe un control de calidad o precisión a la hora de ejecutar como se tiene en un taller, este sobrediseño llega a aumentar el precio, sin embargo es preferible estar cubierto previniendo algún percance que se pueda suscitar en obra.

La solución siempre debe contemplar el caso más crítico en un proyecto, sin embargo se debe de idealizar una solución que abarque todos los casos, siempre yendo de lo general a lo particular, para poder dar una solución eficiente. Es necesario elaborar varias alternativas de solución y escoger entre ellas la mejor teniendo en cuenta la factibilidad en obra, el costo de ésta y su funcionamiento, con esto me refiero a que si en una excavación el elemento de contención puede ser un elemento estructural definitivo en la cimentación de la superestructura, como es el caso de un muro Milán estructural definitivo, será más atractivo que optar por un elemento de contención provisional y después una estructura definitiva.

En excavaciones profundas se debe de tener algún elemento de contención, no sólo para que resguarde la excavación sino a las edificaciones aledañas, es necesario conocer las condiciones en que se encuentran dichas edificaciones ya que de eso dependerá el elemento de contención a proponer y por tanto su diseño. De igual modo se debe de conocer las instalaciones hidráulicas, eléctricas, gas entre otras que estén cercanas al proyecto ya que no podemos dañarlas o interrumpir su función, puesto que si estas se dañan no sólo afectará a nuestro proyecto sino a los existentes alrededor de éste en el peor de los casos.

Estar en una empresa que construye este tipo de obras, me hizo reflexionar sobre esta maravillosa carrera, ya que se necesita de un fuerte compromiso y gusto por ella puesto que se vuelve un estilo de vida. Se debe de contar con fuertes bases como las que ofrece la Facultad de Ingeniería de la UNAM, ya que, aunque son mundos diferentes la vida académica y la laboral, los principios conceptos y teorías son los mismas pero las aplicaciones varían y es en campo, en la vida laboral donde realmente acabas de comprender el uso y aplicación de cada una de estas en los distintos problemas que surgen en los proyectos.

También he de decir que la forma de enseñanza es muy distinta y me atrevo a decir que lo que aprendí durante mi estancia en la empresa donde laboré, comprendí conceptos y procedimientos de manera más rápida y clara por que lo estuve viviendo, lo vi físicamente, no sólo plasmado en un esquema como se realiza en el ámbito académico, con esto no quiero decir que la enseñanza académica es ineficiente, todo lo contrario, es indispensable ya que sería muy difícil poder comprender los problemas y las soluciones a proponer si no se cuenta con esos antecedentes. Esto lo comprendí al momento de usar softwares como herramientas, cualquiera puede realizar trazos, introducir valores etc., pero lo difícil de esto es saber que valores meter, como representar el problema mediante elementos en un software y aún más difícil comprender e interpretar los valores que se obtienen para lograr un buen diseño. A todo esto se le conoce como criterio y creo que estar de becario durante la culminación de me tesis extendió mi panorama sobre la ingeniería y ahora comprendo mejor lo que ésta significa.

Referencias

- Gaceta oficial del Distrito Federal, Administración Pública del Distrito Federal, Secretaría de protección civil del gobierno del Distrito Federal, Norma Técnica Complementaria al reglamento de la ley de protección civil del Distrito Federal ntc-002-spcdf-pv-2010 que establece los lineamientos técnicos para la aprobación, utilización, operación y funcionamiento de instrumentos de alertamiento sísmico en inmuebles del Distrito Federal.
- Mecánica de suelos del proyecto
- Manual de construcción geotécnica I, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C.
- Mecánica de suelos, Tomo 2 Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos, Juárez Badillo Rico Rodríguez
- Fundamentos de ingeniería geotécnica, Braja M Das
- Mecánica de suelos y cimentaciones, Crespo Villalaz
- Ingeniería de cimentaciones, Conceptos Básicos de la Práctica Enrique Tamez González tgc geotecnia
- La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres, Carreteras, Ferrocarriles y Aeropistas, Volumen 1, Rico Rodríguez Alfonso, México Limusa 2005, Mecánica de suelos
- E Tamez, E Santoyo, F. Mooser – “Manual de Diseño Geotécnico para el Metro”;
- Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, DDF, 1987.
- Manual de diseño geotécnico, Volumen 1, Estudios geotécnicos y Diseño del Metro en cajón. Departamento del Distrito Federal, Secretaria general de obras, Comisión de vialidad y transporte urbano, Covitur, México agosto de 1987
- Dodel E., et al (2002) “Active and passive earth pressure: A new approach for an old concept”, Soletanche-Bachy, Paris. Fifth European Conference on "Numerical Methods in Geotechnical Engineering" - NUMGE, Paris, France, 4-6 september.
- Monnet A. (1994), Sif Bachy, “Module de réaction coefficient de décompression, au sujet des paramètres utilisés dans la méthode de calcul elasto-plastique des soutènements”, Revue Française de Géotechnique, 1er trimestre
- <http://www.metro.df.gob.mx/organismo/construccion1.html>

- http://cardi.igeofcu.unam.mx/card/bibliografia/Papers_Cuenca_Mexico_2013/EnriqueTamez_Ejemplo_2005_SMMS.pdf
- http://www.anech-chapingo.org.mx/Docs/PDF/Semblanzas/Enrique_Tamez_Gonzalez.pdf
- <http://www.obrasweb.mx/construccion/2013/09/01/top-down-el-metodo-que-reduce-costos-y-tiempos>
- <http://books.google.com.mx/books?id=36efjY5YOZAC&pg=PA18&lpg=PA18&dq=hipotesis+de+winkler&source=bl&ots=v9hQsZOJv7&sig=FCfayZleCd85KTHAoeew3UbrSjE&hl=es&sa=X&ei=k6niU92XCISTvYGYDA&sqi=2&ved=0CCAQ6AEwAQ#v=onepage&q=hipotesis%20de%20winkler&f=false>
- <http://cuentame.inegi.org.mx/monografias/informacion/DF/Poblacion/default.aspx?tema=ME&e=09>
- <http://www2.inecc.gob.mx/publicaciones/libros/652/vallemexico.pdf>
- <http://www.ordenjuridico.gob.mx/Documentos/Estatal/Distrito%20Federal/wo51977.pdf>