



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

“ANÁLISIS Y PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA  
CIMENTACIÓN DEL TRAMO TLALTENCO - ZAPOTITLÁN, A  
BASE DE MUROS COLADOS EN SITIO”



T E S I S

PARA OBTENER EL TÍTULO DE :

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

NORA GRISEL MANCILLA RAMÍREZ

ASESOR DE TESIS:  
ING. GABRIEL RUIZ GONZÁLEZ





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.



## AGRADECIMIENTOS

### A DIOS Y A LA VIDA:

Gracias Dios por esos 86,400 segundos de cada día de mi vida. Por las experiencias, los valores y normas que hasta hoy han forjado mi carácter y por lo que viene. Por enseñarme el arte de vivir en compañía de mi familia y así enseñarme a florecer espiritualmente. Por enseñarme el valor de ser el protagonista de mi vida, por eso muchas cosas más GRACIAS.

### A MIS PADRES:

Con todo mi amor y ternura, doy gracias a estas dos grandes personas que con tanto cariño y entrega, no han soltado mi mano durante el camino de mi vida. Con ayuda de ustedes he creado un trampolín lleno de amor, valoración, normas y comunicación los cuales me acompañaran el salto a la vida adulta. A tí, Madre, que sacrificaste tu vida profesional durante mi niñez para poder forjar a una mujer de bien. Gracias por tu atención, tiempo, paciencia, educación, alegría, cariño y ayuda que me brindaste para madurar. A mi Padre, German, quien con perseverante personalidad nunca se ha rendido, sin importar cuan cansado esté. Por enseñarme que sentir no significa ser débil. Aunque no lo creas, el amor que emana de tí no solo para tu familia, si no para los demás, solo me inspira amor y ternura. Gracias, Pa, por tu sabiduría.

Hoy esta tesis significa para mí entregarles un pedacito de lo que me han dado en la vida, agradeciéndoles con todo mi corazón el amor que han depositado en mí.

Pueden estar tranquilos y seguros, pues hicieron un excelente trabajo como padres. LOS AMO.

### A MIS HERMANOS:

Omar, Hasam, Ángel y Marco, amo a mis hermanos, compañeros de infancia y de mi vida adulta, a veces basta verles la cara, para dibujarme una sonrisa en el rostro. Por inspirarme un poco de espíritu aventurero y por los momentos de aprendizaje GRACIAS.

Los amo hermanos.



## INDICE

INTRODUCION

JUSTIFICACION

OBJETIVO

CAPITULO I.-EL METRO EN MEXICO

CAPITULO II- ESTRUCTURAS DE CONTENCION

2.1.- TIPOS DE ESTRUCTURAS DE CONTENCION

2.2.- MURO MILAN

CAPITULO III.- IMPLEMENTACION DE MURO MILAN- VASO INVERTIDO EN ZONAS LACUSTRES DE  
TLAHUAC.

3.1.-ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS

3.1.1.-PRUEBA DE CONO ELECTRICO.

3.1.2.-PENETRACION ESTANDAR.

3.1.3.- COMPRESION AXIAL CONFINADA.

3.1.4.- GRANULOMETRIA.

3.1.5.- CONTENIDO DE HUMEDAD.

3.1.6.- LIMITES DE PLASTICIDAD O LIMITES DE ATTERBERG.

3.1.7.- PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA.

3.1.8.- CIRCULOS DE MHOR.

3.1.9.- CONSOLIDACION UNIDIMENCIONAL DE SUELOS.

3.2.-ANALISIS DE LA CIMENTACION POR METODO SIMPLIFICADO.

3.2.1.- CAPACIDAD DE CARGA DE UN VASO INVERTIDO POR METODO  
SIMPLIFICADO.



3.2.2.- CAPACIDAD DE CARGA DE CELDA ESTRUCTURADA ANTE MOMENTO DE VOLTEO ANÁLISIS SIMPLIFICADO.

#### CAPITULO IV.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE MURO MILAN – VASO INVERTIDO.

- 4.1.- UBICACIÓN DE LA LINEA 12 DEL METRO.
- 4.2.-TRAZO GEOETRICO.
- 4.3.-EXCAVACION DE BROCALES.
- 4.3.1-ARMADO, CIMBRA Y COLADO DE BROCALES.
- 4.3.2.-RELLENO ENTRE BROCALES.
- 4.4.- JUNTA PLASTICA. (ETAPA 1 )
- 4.5.-EXCAVACION PRIMERA FASE DEL MURO PARA CIMENTACION DE APOYO.
- 4.6.-COLOCACION DE JUNTA Y ACCESORIOS DE UNION, (PILOTE PREFABRICADO)  
(ETAPA 3)
- 4.7.- EXCAVACION DE MURO SUR. (ETAPA 4)
- 4.8.- COLOCACION DE JUNTA Y ACCESSORIO DE UNION MURO SUR (PILOTE PREFABRICADO) (ETAPA 5)
- 4.9.- EXCAVACION DE MURO PONIENTE.
- 4.10.- COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO DEL PRIMER MURO. (ETAPA 7).
- 4.11.- COLOCACION DE CONCRETO HIDRAULICO DEL PRIMER MURO. (ETAPA 8).
- 4.12.- EXCAVACION DEL MURO OTE. (ETAPA 9).
- 4.13.- RETIRO DE JUNTAS METALICAS DEL PRIMER MURO. (ETAPA 10).
- 4.14.- COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO DEL SEGUNDO MURO. (ETAPA 11).
- 4.15.- COLOCACION DE CONCRETO HIDRAULICO DEL SEGUNDO MURO. (ETAPA 12).
- 4.16.- EXCAVACION PARA DESCABECE DE MURO MILAN Y COLADO DE PLANTILLA.
- 4.17.- DESCABECE DE MURO MILAN.
- 4.18.- COLADO DE PLANTILLA SIMPLE.
- 4.19 .- ARMADO Y COLADO DE PLANTILLA ARMADA.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGON  
INGENIERIA CIVIL



4.20.- IZAJE Y MONTAJE DE COLUMNA PRECOLADA.

4.21.- ARMADO Y COLADO DE COMPLEMENTO ZAPATA DE LA COLUMNA.

4.22.- IZAJE Y MONTAJE DE TRABES.

4.23.- UNION DE TRABES MEDIANTE PERNOS.

4.24.- ARMADO Y COLADO DE BULBO CENTRAL.

CONCLUSIONES.

BIBLIOGRAFIA.



## INTRODUCCION

Esta tesis es la ilustración del desarrollo evolutivo del transporte urbano de pasajeros, aunado con los ingeniosos sistemas de construcción que en el estudio de la mecánica de suelos y las cimentaciones a lo largo de la historia, nos han proporcionado conocimientos indispensables para obtener la capacidad de enfrentarnos a los retos más ambiciosos de la ingeniería.

Se trata de dos arduos trabajos que han ido progresando simultánea y continuamente: El Sistema de transporte Colectivo (Metro) y la elaboración de muros colados en sitio.

Este proyecto está compuesto por cuatro aspectos fundamentales:

Primero nos enfocamos en la importancia del Metro en México, posteriormente en la definición y manejo de muros de contención, para así adentrarnos a los muros colados en sitio y así poder entender finalmente la necesidad de una ingeniosa cimentación tipo Vaso Invertido a base de Muro Milán.

En el primer capítulo abarcamos las problemáticas de una ciudad, que visualizándola a futuro, pronto se convertiría en una metrópoli, así como la dificultad de convencer a los altos mandos de una fuerte inversión como la que conlleva la realización de un proyecto de tales magnitudes, y así con esta labor poder llegar a la situación actual, en la que se sigue expandiendo aquel proyecto, que es vital en la vida diaria de millones de mexicanos.

El segundo capítulo se bifurca en dos importantes secciones, el primero formado por los conocimientos elementales de los muros de contención, cuya misión es soportar las acciones del terreno y el segundo por los muros colados en sitio, desde su invención hasta su aplicación actual.

Los capítulo tres y cuatro son el resultado base y más relevante en el presente proyecto, ya que nos enseñará la implementación del muro colado en sitio – vaso invertido, en la



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGON  
INGENIERIA CIVIL



sección elevada de la recientemente construida *Línea 12* del Metro de la CD. De México, enseñándonos así desde los tipos de exploraciones de laboratorios requeridos para una obra de este tipo, así como el análisis numérico basado en un método simplificado, hasta el proceso constructivo de este, tomando en cuenta que no existe basta teoría registrada bibliográficamente con respecto a este tipo de cimentación y que el metro fue el primer proyecto masivo en implementarlo en México y su tipo de suelo.

Y es así como los tópicos abordados en esta investigación nos adentra a una técnica transgresora que ayudaría a perfilar la ingeniería en el país hacia la vanguardia ingenieril alrededor del mundo.



## JUSTIFICACION

Cuando se dio a conocer la noticia referente a la construcción de la duodécima línea del Metro en el año 2008, que abarcaría de Mixcoac a Tláhuac, con veinte nuevas estaciones, el sector de la sociedad establecida en esa área geográfica, se vio enormemente beneficiada en diversos rubros de su vida con la aparición de este sistema de transporte pese a las complicaciones que conlleva la magnitud de este tipo de infraestructura durante su edificación.

Desde la perspectiva de la ingeniería civil también fue un parteaguas por las nuevas técnicas y procesos de construcción que se utilizarían para dar vida a un proyecto de tales proporciones y necesidades, como fue el caso de los tramos elevados a base del tipo de cimentación vaso-invertido; Tlaltenco- Zapotitlán, Zapotitlán, parte de Zapotitlán- Nopalera, Calle 11 y Lomas estrellas.

La tecnología desarrollada ingenierilmente hablando para la realización de esta infraestructura marco la innovación y avance en cuanto a la capacidad de adaptación y ejecución de nuestros constructores, pese a los riesgos que representaban el confeccionarla, sin embargo con la entrega, compromiso y tomando las medidas necesarias para implementarla, al final de este extraordinario trabajo ahora los ingenieros Mexicanos emprendemos la incursión en un nuevo método de cimentación.



## OBJETIVO

Desde la aparición del tren, antecesor de lo que ahora conocemos como Sistema de Transporte Colectivo, el muro colado en sitio *Muro Milán* fue implementado. Con el paso del tiempo ha ido evolucionando su procedimiento constructivo, sufriendo modificaciones que darían paso a otros métodos. Un ejemplo de esto, es el *Muro Milán-vaso invertido* que por primera vez ha sido utilizado en México en el tramo elevado de la línea 12 del metro.

Este proyecto obedece a la descripción y recopilación de diversos conocimientos de la Ingeniería Civil que con su evolución se recopilaron de tal manera que le dieron inicio al análisis y proceso constructivo del muro Milán-vaso invertido.

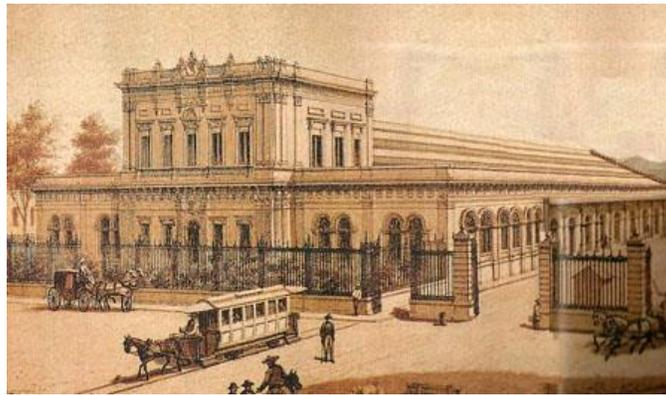
Con la finalidad de dar a conocer y brindar una fuente de información estrictamente fundamentada.



## CAPITULO I.- EL METRO EN MEXICO

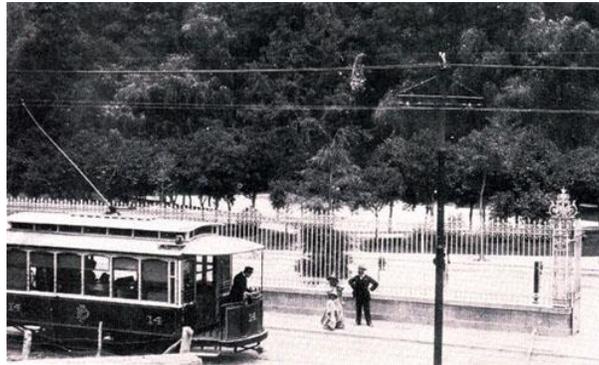
### Antecedentes

Desde 1869 existían en la ciudad una línea de ferrocarril movido con vapor que hacía unos 24 km de Tacubaya a Tlalpan, las locomotoras pesaban tanto que arruinaban constantemente las vías. Hacia 1875 se tomó la decisión por sustituirlas por carros de tracción animal caballos y mulas.



Las concesiones para este transporte fueron creciendo poco a poco, algunas ciudades europeas y norteamericanas ya habían incursionado en los subterráneos, el Undergroun Londines data del 1863 y el subway de Boston de 1897, el metro de Paris empezó a funcionar en 1900.

En 1898 cuando el nuevo siglo estaba a punto de caerles encima a todos, se formó aquí una Mexican Electric tramway subsidiaria de una compañía inglesa que se dio la tarea de cambiar vías y tender cables, había llegado la hora del servicio eléctrico. La primera ruta se inauguró en 1900.



En esa época la ciudad de México contaba con alrededor de 540,000 habitantes, no eran muchos, pero se movían en todas direcciones además de coches particulares, tranvías tirados por mulas, y tranvías eléctricos, carretas y burros, los vehículos de motor ya hacían de las suyas para 1906 eran alrededor de 802 automóviles que cruzaban como flechas las calles a la velocidad de unos 20 km\h.



En los años 50's seguía el creciente desarrollo de México, la ciudad ya era un lugar muy industrializado y como era de suponerse, atravesaba la problemática de cualquier metrópoli: transporte insuficiente, grandes congestionamientos viales; así como una gran necesidad por medios más modernos de trasporte urbano.



Fue obligatorio sustituir los viejos tranvías ingleses y se introdujeron además los trolebuses, en cambio lo que si creció con singular velocidad fue la población de la gran mancha urbana. En 1953 eran alrededor de tres millones y medio de almas en el Distrito Federal. Y en 1960 rebasaban cuatro millones y medio es decir casi se cuadruplico en treinta años.<sup>1</sup>

Los autobuses tranvías y trolebuses ya no eran suficientes para la creciente población de la ciudad. Había que recibir otros medios más eficientes, prácticos y económicos.

El ingeniero Bernardo Quintana Arrijoja, Presidente y fundador de I.C.A, Ingenieros Civiles Asociados S. A. de C. V., participó de manera activa en la concepción del metro a principios de los 50's elaboró estudios que permitieron la creación del proyecto, había imaginado un sistema de transporte subterráneo que cruzara toda la ciudad, similar a los existentes en Paris, New York y Londres. Él contemplaba la construcción de un sistema de transporte masivo en la Ciudad de México.

En 1958 teniendo listo su proyecto con diseños planos y presupuestos, lo presenta al Regente, Lic. Ernesto P. Uruchurtu quien había modernizado la ciudad como ningún otro lo había hecho antes, seguramente por tener fresco en su memoria el sismo de 7.7 grados en la escala de Richter ocurrido el año anterior y que daño diversos edificios en el centro de la ciudad, además que derribo la escultura de la columna de la independencia, hecho que provocó la desconfianza entre las autoridades para construir proyectos de grandes dimensiones como el presentado por el Ing. Quintana, el Regente Uchurrurtu desafortunadamente rechaza el magnífico proyecto por considerarla sumamente costosa y arriesgada.

Cualquier otro que no hubiese sido Bernardo Quintana, al recibir la negativa habría perdido el ánimo para seguir adelante, sin embargo prosiguió con su proyecto puliéndolo y mejorándolo para esperar así la mejor oportunidad.

---

<sup>1</sup> <http://www.youtube.com/watch?v=TWuL1979BhA>  
[Type text]



En la siguiente década Francia planeaba organizar una exposición en México, para promover un mayor intercambio comercial entre los dos países, apoyada con la asistencia de su presidente Charles De Gaulle.

Teniendo una amistad con María Félix desde antes de casarse con Alex Berger que era director de la empresa que construía los furgones del metro de París, Quintana supo conjugar hábilmente esas oportunidades, para así poder presentar una vez más su ambicioso proyecto.

Por medio de estos contactos de alto nivel, logró el apoyo francés para financiar toda la obra Electro-Mecánica, para presentarlo al Presidente Gustavo Díaz Ordaz y obtener la aprobación para que el Gobierno financiara la obra de Ingeniería civil.

Este era un plan perfectamente confeccionado y esta vez fue un rotundo éxito ya que el proyecto fue aprobado.



INGENIERO BERNARDO QUINTANA ARRIOLA



## La Evolución del metro.

Comparado con los históricos metropolitanos de otras grandes ciudades del orden, es apenas un joven nacido a fines de los 60's del siglo XX. Cuando fue planeado, muy pocos creían que sería posible la construcción de un subterráneo en México ya que este se encuentra enclavada en zona sísmica y con difíciles características de subsuelo.

El tabú técnico se pudo superar con los conocimientos ya obtenidos (para ese entonces) de obras establecidas en México, aptas para soportar estas características, excavaciones profundas, edificios compensados, largos pasos a desnivel, etc.



Llamado en ese entonces "Rápidos de México", fue el 17 de junio de 1967 cuando se inician las obras de la primera línea del metro, justo en el cruce de las avenidas Chapultepec y Bucarelli. En la primera etapa se construyeron tres líneas, y llegando el momento solo faltarían los trenes que vendrían de Francia y llegarían por Veracruz en barco, así, después de dos años, el 4 de septiembre de 1969 el entonces Presidente Díaz Ordaz inaugura la Línea 1 del metro Observatorio-Pantitlan.





La gente realmente estaba fascinada con esta nueva forma de transporte: rápido, limpio y seguro.



DÍAZ ORDAZ INAUGURA LA PRIMER LÍNEA DEL METRO.

Millones de cuerpos humanos, millones de necesidades, emociones, humores y oficios se entrecruzan, se tocan, chocan y tienen la necesidad de respetarse, en términos de espacio para el movimiento.

En la ciudad de México todavía flotaba en el ambiente el olor de ondas sociales encontradas aun no pasaba un año de la represión de estudiantes de 1968, ni se apagaba el recuerdo de los juegos olímpicos.

México esta fusionada con una mancha urbana que la desborda, es uno de esos monstruos que se han tragado tanta población y tanto territorio que las distancias que a veces se tienen que recorrer cotidianamente son abrumadoras.

Mención especial, es que gracias a la construcción del metro fueron hechos muchos descubrimientos arqueológicos. Por ejemplo cuando construyeron la estación Pino Suarez fue descubierta una pequeña pirámide dedicada al dios azteca del viento, Ehécatl-Quetzalcóatl. Ahora esta pirámide es el símbolo de la estación.



La planeación del metro se realizó sin el auxilio de ninguna computadora, sin embargo su construcción estableció un record extraordinario, un km por mes, así la Línea 2 Taxqueña-Cuatro Caminos se inauguró en agosto de 1970 y ya para el 20 de Noviembre de 1970 quedo concluida la primera etapa de la red con la Línea 3 Universidad-Indios Verdes, equivalente a los primeros 40 km.

En 1967 mientras se construía un tramo de la estación Isabela católica, un supuesto bloque de cemento fue mandado al tiradero, por fortuna alguien vio lo que era en realidad, una hermosa piedra basáltica labrada por los cuatro costados que representaba a la diosa Cuatlicue, así que especialistas del Instituto Nacional de Antropología e Historia tuvieron que estar al pendiente de las excavaciones.



DIOSA CUATLICUE



A los seis años del funcionamiento del metro se produjo la primera y la última catástrofe el 19 de octubre de 1975, un convoy de la estación No.2 le dio alcance al de adelante detenido en la estación viaducto, 27 muertos y decenas de heridos, de inmediato se responsabilizó al conductor sin embargo, mas tardes fueron halladas diversas deficiencias técnicas . Tras el accidente de 1975 se reforzaron las medidas de seguridad, con sistemas de pilotaje automático, una caja negra, puestos centrales con tableros de control óptico y semáforos en cada estación.



CATÁSTROFE DEL 19 DE OCTUBRE DE 1975.

Durante el sexenio de Luis Echeverría se suspendieron las obras del metro. La siguiente etapa de construcción se inició en 1977, desde entonces la red adquirió un mejor ritmo de extensión, con la línea 4 Martin Carera – Santa Anita, comenzó la solución del viaducto elevado, su inauguración fue en agosto de 1981 y cabe destacar que es la más corta de todas las líneas ya que cuenta con 10 estaciones.



Este tipo de construcción fue recurrida en las líneas:

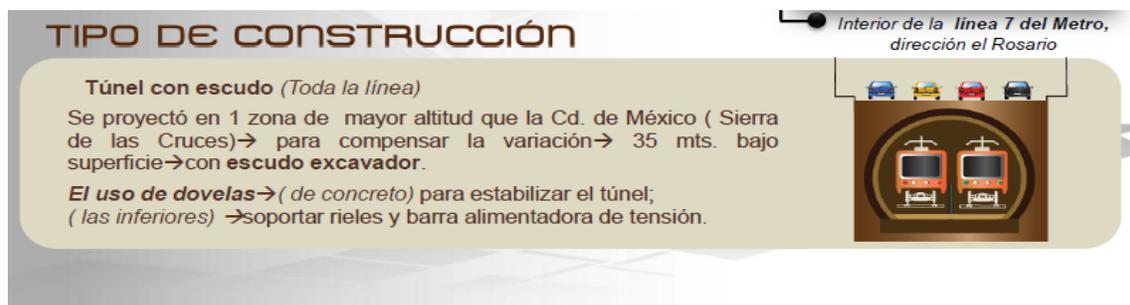
Línea 2 Taxqueña – Cuatro Caminos. Inaugurada en agosto de 1970.

Línea 3 Universidad – Indios Verdes. Inaugurada en noviembre de 1970

Línea 5 Politécnico - Pantitlán Inaugurada en diciembre de 1981.

Línea 6 El Rosario – Martín Carrera. Inaugurada en diciembre de 1983.

En cambio con la línea 7, El Rosario – Barranca del Muerto, la séptima línea en ser inaugurada, con 14 estaciones, terminada en 1985 se desfloraron las grandes profundidades.



Con la línea A Pantitlán – La Paz puesta en funcionamiento en agosto de 1991 el metro salió del distrito federal y llegó al estado de México hacia el sur, la impactante línea B Buenavista – Ciudad Azteca, cuyo primer tramo fue liberado en diciembre de 1999 y el segundo tramo de 2000 comunicó a la todavía impresionante zona conurbada y al noreste.



A lo largo de tres décadas el metro le fue cambiando el aspecto a la ciudad, la transformación incluyó pasos a desnivel, puentes peatonales y nuevas redes de transporte, paraderos de autobuses y colectivos.

Ya pasaron más de 45 años desde que se comenzaron las obras de construcción, hoy la gran red del metro es absolutamente vital para la capital, una de las concentraciones urbanas más numerosas de nuestro planeta.

Actualmente se ha incrementado la capacidad de servicio con 12 líneas y 195 estaciones.

La línea 12 Tláhuac – Mixcoac fue inaugurada el 30 de octubre del 2012, con 20 estaciones es la primera línea con 5 secciones tipos: superficial, elevado, cajón, subterráneo y túnel con escudo y convencional.



El metro de la ciudad de México trata de facilitar la transportación de 35 millones de habitantes y hacerse confiable, seguro y limpio en la ciudad más grande del mundo.<sup>2</sup>

<sup>2</sup><http://stc.com.mx/historia.html>



El llamado material rodante, es decir los trenes, son acicalados rehabilitados y reparados en los diversos talleres, los mantenimientos a los trenes se hacen cada 500,000.00 kilómetros, que equivalen a cada 5 años de la vida de la operación del tren.

Cada tren esta supervisado desde el puesto central de control de la Línea, con una representación gráfica de cada línea, vías, estaciones, vías auxiliares, etc. Se tiene comunicación directa a través de radiotelefonía de alta frecuencia, y se envían soluciones que se tienen que adoptar para solucionar los incidentes que se van presentando diariamente en relación con los trenes.

La mancha urbana desbordada de la capital ya ha llegado a albergar más de 20 millones de almas, alrededor del 18% viaja en metro y su viaje es económico, no contaminante y rápido.

El metro de la ciudad de México transporta diariamente alrededor de 4.5 millones de pasajeros (viene a ser toda la población de Nicaragua y un millón más que la de Irlanda) eso nos da más de 1500 millones al año.

Las estadísticas arrojan datos interesantes, se estima que el 50% de los pasajeros son jóvenes entre los 12 y los 25 años, las mujeres son mayoría entre el total de usuarios un buen 60 % resulta que predominan los empleados un 40% y enseguida vendrían los estudiantes un 20 %, los obreros solo representan el 6 %. Pero también en general los ciudadanos que rebasan apenas la clase media no toman el metro.

El metro de la ciudad de México ocupa el tercer lugar en el mundo, por su capacidad de transportación de pasajeros, solo después del de Moscú y el de Tokio.



## CAPITULO II.- ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Cuando el hombre trata de insertar sus obras en un terreno, es normal que algunas veces se encuentre con ciertas problemáticas a resolver, en el caso de una excavación cuyas paredes no pueden sostenerse por sí mismas, se tiene la necesidad de construir una estructura que permita mantener el equilibrio.

Estas estructuras las conocemos como muros de contención, cuya finalidad será soportar adecuadamente las presiones laterales o empuje producido por el material retenido detrás de ellos.

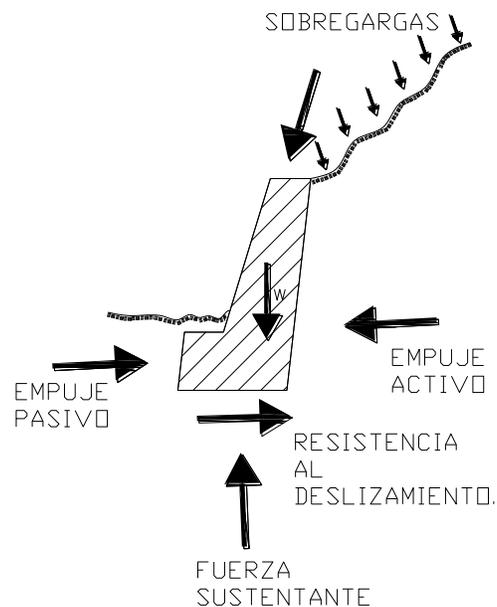


FIGURA NO.1.-MURO DE CONTENCIÓN Y FUERZAS QUE ACTUAN SOBRE EL MISMO.



Por lo tanto la estructura de contención ha de ser proyectada principalmente para:

**Soportar** los empujes de terreno y cargas exteriores con la integridad del material que lo constituye.

**Transmitir** la sumatoria de fuerzas generadas al pie del muro verificando que nuestro terreno acepte las condiciones de nuestra estructura.

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empujes de tierras, peso propio, peso de la tierra, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento, deslizamiento, presiones de contacto suelo-muro y resistencia mínima requerida por los elementos que conforman el muro.

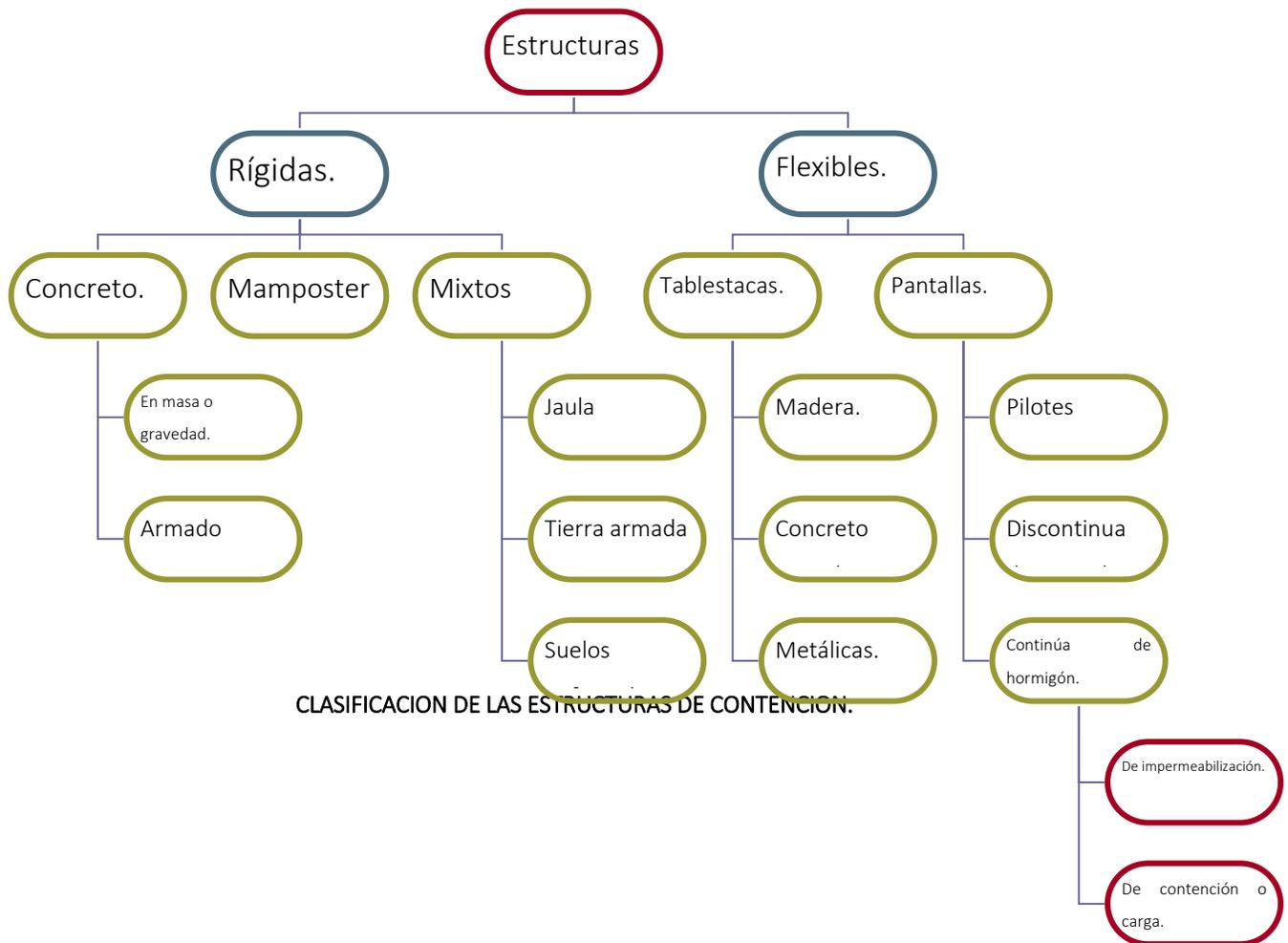
El peso propio del muro: esta fuerza actúa en el centro de gravedad de la sección y puede calcularse de manera fácil subdividiendo la sección del muro en áreas parciales sencillas geométricas conocidas.

La presión de la tierra que ejerce sobre el muro que la contiene mantiene una relación directa con el desplazamiento del conjunto, en el estado natural si el muro o se mueve se dice que existe presión en reposo; si el muro se mueve alejándose de la tierra o cede, la presión disminuye hasta la condición mínima denominada presión activa. Si el muro se desplaza contra la tierra, la presión sube hasta un máximo denominado presión pasiva.



## 2.1.-TIPOS DE ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN.

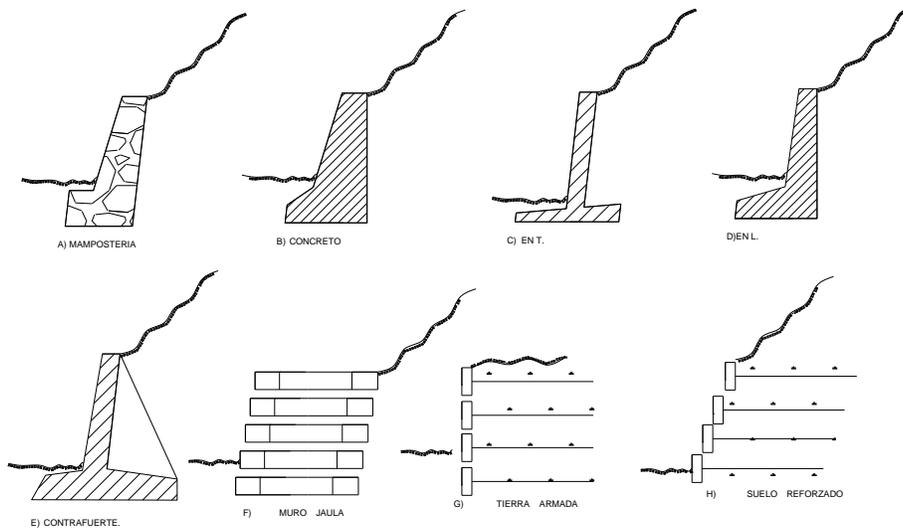
En el campo de la ingeniería se requiere mucho de la ayuda de elementos de retención estos se clasifican en rígidos y flexibles. Los rígidos son denominados muros y los flexibles tablestacas.



Las Rígidas, son las que por sus dimensiones contra resta el empuje exterior con el propio peso del material, cumplen su función sin cambiar de forma bajo las acciones de los empujes del terreno, de tal manera que sus movimientos serán prácticamente de giro y desplazamiento del conjunto, sin que aparezcan deformaciones apreciables de flexión y [Type text]

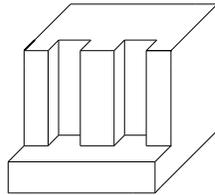


acortamiento. Pertenece a este grupo la mayoría de los tradicionalmente llamados muros. Son de gran espesor y volumen ya que la resultante entre el empuje – peso propio debe pasar por el tercio central de la base. El material empleado tiende a ser de mampostería y concreto, su aplicación es limitada por sus dimensiones y la lentitud de ejecución.

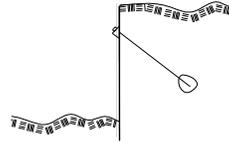


#### TIPOS DE ESTRUCTURAS RIGIDAS

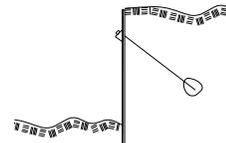
Las flexibles, que son aquellas en que por sus dimensiones y morfología cumplen su función experimentando deformaciones apreciables de flexión. Pertenecen a este grupo los tablestacados y las pantallas continuas de concreto armado.



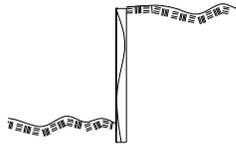
A) TABLESTACA EN VOLADIZO



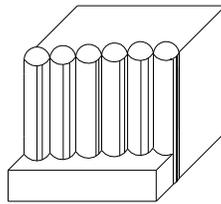
B) TABLESTACA ANCLADA



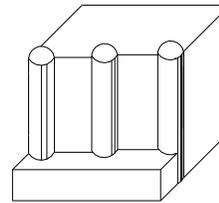
C) PANTALLA >>IN SITU>> ARMADA Y ANCLADA



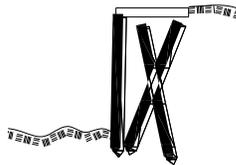
D) PANTALLA >>IN SITU>> PRETENSADA



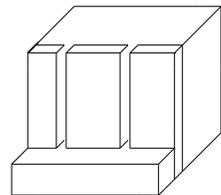
E) PILOTES TANGENTES.



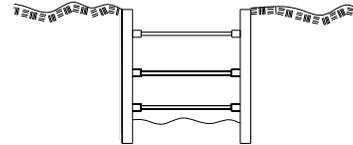
F) PILOTES INDEPENDIENTES.



G) MICROPILOTES.



H) PANELES PREFABRICADOS



I) ENTIBACIONES.

#### TIPOS DE ESTRUCTURAS DE CONTENCION FLEXIBLES

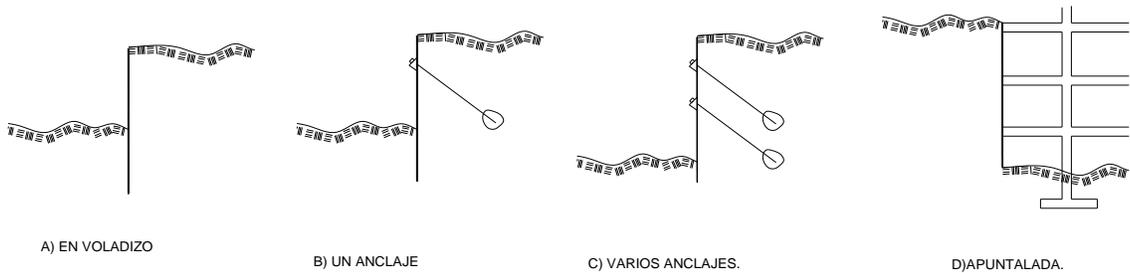
Tablestacas: constituidas generalmente por elementos metálicos, hincados los cuales quedan en contacto mediante juntas – guía, que sirven para guiar el hincado de los elementos siguientes y garantizan la estanquidad del conjunto.

Pantallas discontinuas in situ, pilotes independientes o micro pilotes: en ellas la proximidad de los elementos de concreto colados in situ , con una viga de unión les permite comportarse como una pantalla, gracias al efecto arco que se crea en el terreno.



Pantallas de paneles prefabricados: análogas a las continuas pero que están constituidas por elementos de concreto armado prefabricados que quedan unidos al fraguar una lechada de bentonita y cemento.

Entibaciones con varios niveles de apoyo: construidas por elementos de madera y/o metálicos, que funcionan como pantallas de tablestacas.



#### SISTEMA DE SOPORTE LATERAL DE PANTALLAS.

En estas estructuras flexibles, por lo general se introducen un elemento artificial en el terreno, fundamentalmente por que trabajan a tracción, sujetando el elemento por un extremo del terreno y por el otro se fija al elemento, asociando así el peso del terreno que le rodea.



## 2.2.-MURO MILAN

Históricamente hablando el hombre primitivo utilizó materiales que transformó en estructuras para dar solución a problemas y necesidades como resguardarse de las clemencias meteorológicas.

Las primeras estructuras flexibles fueron las tablestacas de madera cuyo origen se remonta hacia varios siglos atrás, producto de las desventajas que presenta la madera como material de construcción (dimensiones limitadas, bajas resistencias, alta deformabilidad, problemas frente a la acción del agua en caso de no encontrarse sumergida permanentemente y la acción de los agentes biológicos, entre otros).

Posteriormente se dio paso a las tablestacas de concreto armado las cuales presentan mayores ventajas comparándolas con las anteriores entre las cuales se puede citar la posibilidad de construir elementos prefabricados. Debido a que raramente se pueden recuperar y por lo tanto deben formar parte de la obra definitiva, surgió la idea de las tablestacas de acero o metal. Estas últimas presentan ventajas en cuanto a su bajo peso, mayor resistencia a flexión, mayor velocidad de colocación y otras características, pero su mayor desventaja es la oxidación que sufre en caso de formar parte de una obra definitiva y estar en contacto con el agua, además de no poderse hincar en partes de materiales duros.

Posteriormente surgieron las pantallas de pilotes secantes y tangentes (1934).

En Italia, en los años 50s Verder y Macorni descubrieron un nuevo procedimiento que dio origen a las pantallas continuas de hormigón también conocido como muro Milán o muro pantalla. Esta idea surgió debido a la necesidad de aprovechar mejor los espacios urbanos, por los problemas que plantean las excavaciones profundas cercanas a estructuras y por construcciones en los casos en el que el nivel freático se encuentra muy cerca de la superficie.



Me refiero a muro colado en sitio, Milán, Diafragma o Pantalla como un elemento vertical de concreto reforzado de sección rectangular, conformada en el subsuelo con una continuidad funcional a lo largo de su traza, en forma de paneles discontinuos sin el empleo de moldajes, que transmite los esfuerzos al terreno con una variedad de aplicaciones cada día más extensa e innovadora, pueden ser empleados en forma temporal para la contención y retención de terrenos o definitiva siendo usadas como cimentaciones profundas, en cajones para metros, cimentaciones de edificios, muros de protección contra inundaciones o muelles marginales en regiones sísmicas, etc.

Este método de construcción nos permite:

- Alcanzar grandes profundidades, con presencia o no del nivel freático.

- Continuidad

- Atravesar estratos donde no podemos hincar tablestacas.

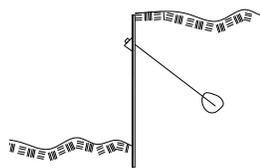
- Una menor descompresión del terreno.

- Menor ruido y vibración en su ejecución.

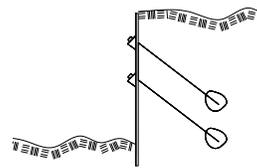
- Resiste empujes de terreno deformándose.

De acuerdo con la calidad de terreno y el proyecto de construcción podemos clasificar las pantallas como; Pantallas apoyadas y sin apoyo, o, auto estables y en voladizo.

Pantallas apoyadas o auto estables: Su estabilidad se debe por una o varias líneas de tirante y por otra parte al empuje pasivo del empotramiento.



PANTALLA CON UN NIVEL DE APOYO.

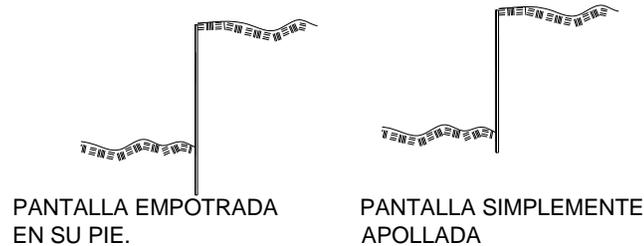


PANTALLA CON VARIOS NIVELES DE APOYO.

PANTALLAS ANCLADAS



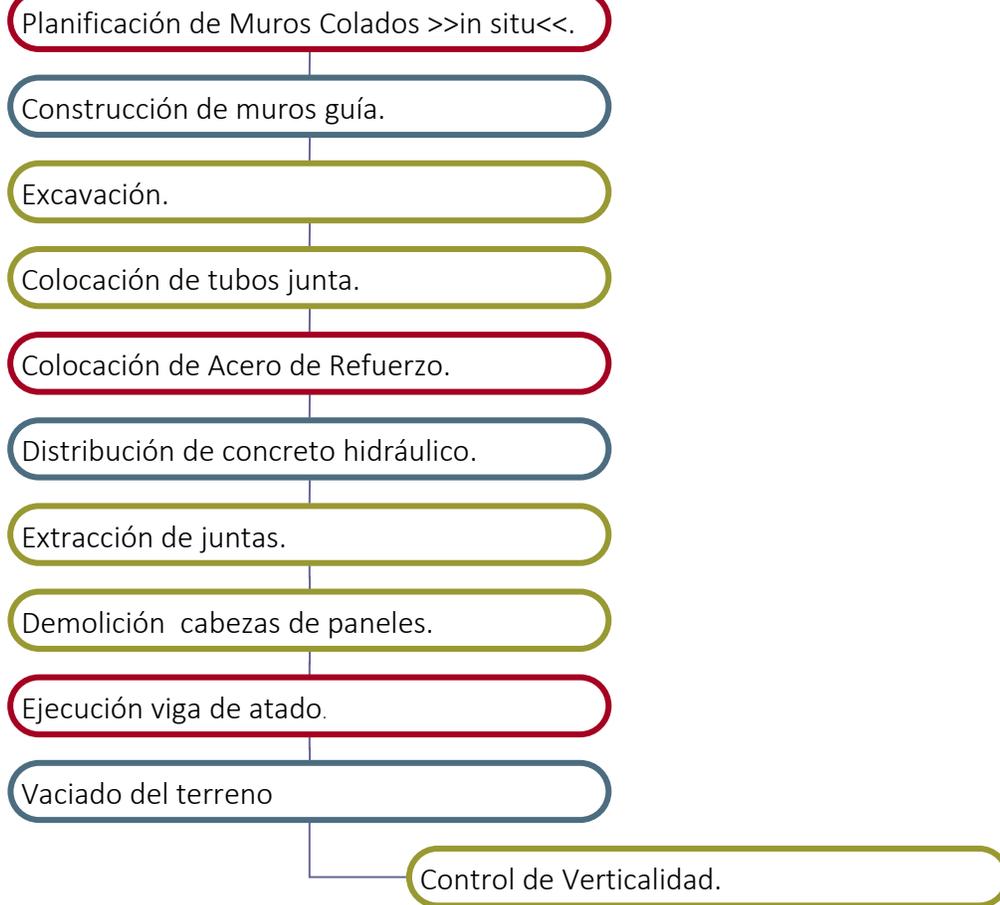
Pantalla sin apoyo o en voladizo: Se debe su estabilidad a las reacciones del suelo en la parte empotrada de la pantalla.



PANTALLAS AUTOESTABLES.

La flexibilidad de la pantalla y la profundidad del empotramiento juegan un rol importante en la determinación del empuje pasivo. De este modo dentro de las pantallas sin apoyo se encuentran las pantallas empotradas en su pie y las simplemente apoyadas. Estas últimas corresponden a un valor pequeño de empotramiento y en el caso de dicha longitud se acorte, por mínima que sea el empuje pasivo resulta insuficiente para garantizar la estabilidad de la pantalla, cediendo por su pie. La pantalla empotrada de su pie corresponde a un mayor valor de empotramiento.

La construcción de un muro pantalla se lleva a cabo en etapas por paneles verticales, los cuales son excavados en toda la profundidad del diseño. Durante la excavación se emplea un fluido toxiotrópico, el cual permite que las paredes se mantengan estables durante el proceso. Para llevar a cabo la excavación se emplea maquinaria especial, en función a las características del terreno, como son las cucharas bivalvas o sistema de hidrofresa. Posteriormente se introducen los tubos junta, las jaulas de armadura y a continuación se realiza el hormigonado bajo el lodo, utilizando una tubería tremie, la cual deposita el hormigón desde abajo hacia arriba.



#### PRINCIPALES FASES DE CONTRUCCION EN UN MURO COLADO EN SITIO.

En México el Muro Milán fue utilizado por primera vez al tener la necesidad de construir el Metro en la Ciudad en 1967, los Ingenieros de Grupo ICA (Ingenieros Civiles Asociados SA de CV), constructora encargada de la construcción del mismo, ayudaron a traer por primera vez el método de muro colado en sitio, Incluso, ingenieros especialistas de Italia. Asistieron a México a verificar si el método era apto para el tipo de suelo de la ciudad de México, desde entonces el Muro Pantalla ha sido fundamental en la construcción del Metro en la Ciudad de México.



### CAPITULO III .- IMPLEMENTACION DE MURO COLADO EN SITIO- VASO INVERTIDO EN ZONAS LACUSTRES DE TLAHUAC.

Un muro colado en sitio es una estructura de contención formada de concreto armado, cuya misión es soportar adecuadamente los terrenos con las menores deformaciones posibles, como ya sabemos con el paso del tiempo estos han sido adaptados para las necesidades del hombre.

En este caso analizaremos particularmente la adaptación del muro colado en sitio Tipo Vaso Invertido para la implementación del metro elevado en zonas lacustres de Tláhuac, en forma literalmente de un vaso invertido con el objetivo de apoyar en este las columnas que transmitirían las fuerzas de todo lo que conlleva este tipo de construcción.

Para poder determinar el tipo de cimentación de la obra y llegar a estas conclusiones fue necesario contemplar diversos factores, como las condiciones del subsuelo, la función de la obra, las cargas que debe soportar, y el costo de la cimentación comparado con el costo de la superestructura.

Para que un ingeniero pueda proyectar una cimentación inteligentemente, debe de tener un conocimiento razonable de las propiedades físicas y disposición de los materiales del subsuelo. Debido a lo complejo de los depósitos naturales, ningún método de exploración es el mejor para todos los casos.<sup>3</sup> De la misma manera la elección depende de la naturaleza del material. Y es así como veremos en este capítulo las razones de las decisiones de los diferentes tipos de exploración necesarios para esta construcción.

---

<sup>3</sup> Ingeniería de Cimentaciones, Limusa, Capítulo 5, pag 137.



### 3.1.- ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS.

#### 3.1.1.- PRUEBA DE CONO ELÉCTRICO.

Nos ayuda a definir con precisión cambios estratigráficos de un sitio, y estimar su resistencia al corte del mismo, interpretando sus variaciones con la profundidad de las resistencias a la penetración de punta y fricción del cono.

El cono eléctrico es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformómetros eléctricos (strain gages); usualmente tiene 2 ton de capacidad de carga y resolución de  $\pm 1$ kg, pero en caso de suelos duros podrá alcanzar una capacidad de 5 toneladas y resolución de  $\pm 2$ kg.

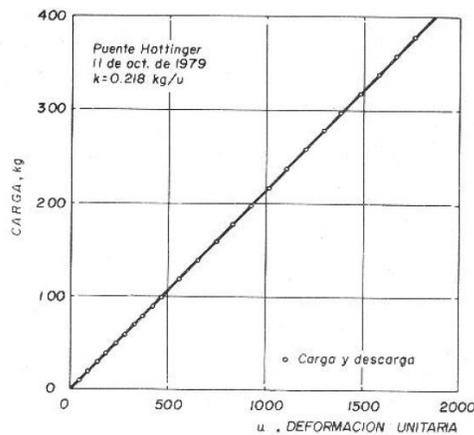
Tiene 3.6 cm de diámetro de exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado de hasta 7 cm.



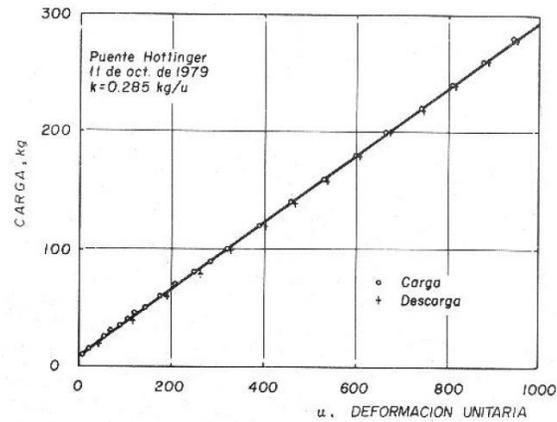
#### CONO ELECTRICO.

La fuerza que se desarrolla en la punta cónica se mide en la celda inferior, y la que se desarrolla en la funda de fricción se mide en la celda superior.

Se construyen también conos en los que la primera celda capta la fuerza y la segunda la sumatoria de punta y fricción.



a) Celda de punta



b) Celda de fricción

### CARGAS DE LAS CELDAS DE PUNTA Y DE FRICCION DE UN CONO ELECTRICO.

Calibración de celdas sensibles.

Las calibraciones de un cono eléctrico de 2 a 5 ton de capacidad: se deduce que la precisión de las mediciones del esfuerzo en la punta es  $.1 \text{ kg/cm}^2$  y  $0.01 \text{ kg/cm}^2$  para el de fricción, con sensibilidad de  $1/5$  de los valores anteriores. En las curvas se observa un comportamiento lineal en las celdas de punta, de 0 a  $49 \text{ kg/cm}^2$  en la fricción se muestra un comportamiento errático para esfuerzos menores de  $0.03 \text{ kg/cm}^2$ . Esta pérdida de sensibilidad se debe a la presencia de los arosellos, que impermeabilizan el dispositivo; Sin embargo en esfuerzos mayores y hasta de  $2 \text{ kg/cm}^2$ .

En los calibradores se comprobó que el cono no transmite carga a la funda de fricción, es decir que ambas celdas son independientes.

La señal de salida del cono se transmite con cables a la superficie, la recibe un aparato receptor y la transforma en señal digital, impresión numérica o directamente en una gráfica.

El cono se hincó en el suelo empujando con una columna de barras de acero, usualmente de  $3.6 \text{ cm}$  de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie.

La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico con velocidad de penetración controlada.



La velocidad hincada del cono es usualmente de 2 cm/s. Para las arcillas de la ciudad de México se han adoptado 1 cm/s porque así se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con 2 cm/s, sabiendo que se obtienen ligeramente más altos; sin embargo, es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere.

Tipo de Suelo	Qc	Prueba	
		Triaxial UU	Compresión Simple
Costra seca	$5 < q_c < 10$	$q_c/14$	$q_c/20$
Arcillas blandas	$q_c > 5$	$q_c/13$	$q_c/16$
Limos arcillosos duro.	$q_c > 10$	$q_c/24$	$q_c/54$

Los parámetros de la resistencia de suelos son:

Suelos cohesivos: La resistencia al corte de suelo cohesivo en condiciones no drenadas se puede obtener aproximadamente con la expresión.

$$CUU = q_c / N_k$$

CUU= resistencia al corte no drenada, en  $t/m^2$

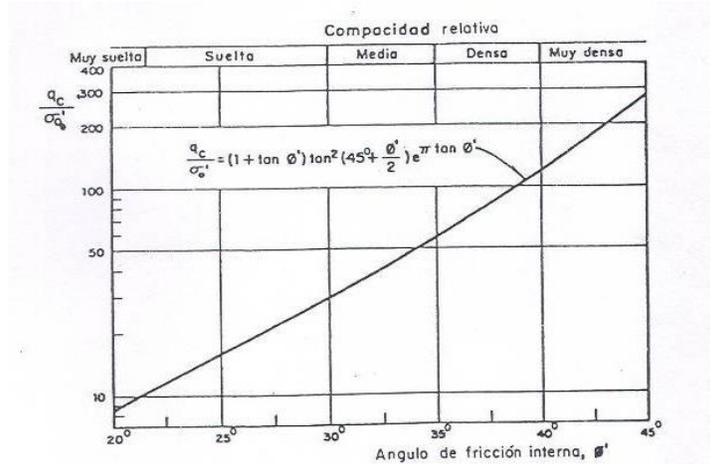
$q_c$ =resistencia de punta de cono, en  $kg/cm^2$

$N_k$ = coeficiente de correlación

B) Suelos friccionantes: La correlación entre la resistencia de punta del cono y la compacidad relativa de arenas finas se muestra en la sig figura, en la cual se presenta la



solución grafica para determinar el valor de  $\phi$  en función de  $q_c$  y de  $\sigma'_v$ , donde  $\sigma'_v$  es el esfuerzo vertical activo.



CORRELACION DE LA RESISTENCIA DE PUNTA Y EL ANGULO  $\phi$  DE ARENAS.

### 3.3.2.- PENETRACIÓN ESTÁNDAR.

La prueba de penetración estándar (STP, por sus siglas en inglés) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesarios para hincar el penetrometro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se pueden conocer las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice: usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia, y estimando la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes.

Esta prueba es útil para suelos granulares, en los que el muestreo inalterado es casi imposible, en suelos cohesivos blandos, como los de la Cd. De México no es recomendable por que las correlaciones con el número de golpes son poco confiables.



EQUIPO PARA STP O PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR.

Es un tubo de acero con extremos afilado, el tubo debe de estar cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestra. La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida de azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo.

El procedimiento de STP consiste en hincar el penetrometro 60 cm con la masa de 64 kg deja caer desde 75 cm de altura; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponde a cada uno de los 3 avances de 15 cm, 30 cm y 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define como el número de golpes, N, para penetrar.

En caso de que el número de golpes llegue a 50 y ya no penetre, la muestra se suspende.

En la operación del martinete debe vigilarse que su altura de caída sea constante y que el cable de manila tenga un máximo de dos veletas en la cabeza de gato, para lograr el efecto de caída libre sin fricción.

Una vez terminada un prueba se procede a perforar el tramo muestreado hasta alcanzar la profundidad a la que se realizara la siguiente prueba; el diámetro de perforación más recomendable es 10 cm.

Las muestras deben conservarse en frascos o en bolsas herméticas que mantengan constante el contenido de agua; los envases se colocaran en un lugar fresco, protegidos de los rayos del sol.



La información de campo debe recopilarse en un registro para posteriormente poder determinar su consistencia.

### 3.1.3.- COMPRESIÓN AXIAL NO CONFINADA.

La resistencia a la compresión no confinada de suelos cohesivos, mediante la aplicación de una carga axial con control de deformación nos da un valor aproximado de la resistencia de suelos cohesivos en términos de esfuerzos totales. El método solo se aplica a suelos cohesivos que no expulsan agua durante la etapa de carga del ensayo y que mantienen su resistencia intrínseca después de remover las presiones de confinamiento, como las arcillas y los suelos cementados.

Los suelos secos friables, los materiales fisurados, laminados o barbados, los limos, las turbas, y las arenas no pueden ser analizados por este método para obtener valores significativos de la resistencia a la compresión no confinada.

**Resistencia a la compresión no confinada ( $q_u$ ):** mínimo esfuerzo compresivo necesario para romper una muestra no confinada de suelo, de forma cilíndrica, en condiciones normalizadas.

En este método la resistencia a la compresión no confinada se toma como la máxima carga alcanzada por unidad de área durante el ensayo, o la carga por unidad de área cuando se alcanza el 15% de deformación axial, lo que ocurra primero durante la ejecución de un ensayo.

*Resistencia al corte ( $s_u$ ):* la resistencia al corte puede estimarse a partir de la resistencia a la compresión, sometiéndola a la siguiente ecuación.

$$S_u = 0.5q_u$$

Se coloca el espécimen en el aparato de carga de tal manera que quede centrado en la platina inferior ajustando el instrumento de carga cuidadosamente de tal manera que la platina superior apenas haga contacto con el espécimen. Observe que el indicador de

[Type text]





deformación este en ceros. Aplique la carga de tal manera que se produzca una deformación axial a una velocidad de 2 a 2.5% por minuto. Registre los valores de carga, deformación y tiempo a intervalos suficientes para definir la curva esfuerzo-deformación (normalmente son suficientes 10 a 15 puntos).

La velocidad de deformación debe escogerse de tal manera que el tiempo sea el necesario para que la falla no exceda de 15 minutos.

Continúe aplicando carga hasta que los valores de carga decrezcan al aumentar la deformación o hasta que se alcance una deformación igual a 15%. La velocidad de deformación utilizada para ensayar muestras selladas puede disminuirse si se considera deseable para obtener mejores resultados en el ensayo. Registre la velocidad de deformación en el informe de los datos de ensayo.

Determine el contenido de agua de la muestra de ensayo utilizando todo el espécimen a menos que se hayan obtenido cortes representativos para este fin, como en el caso de las muestras inalteradas. Indique en el informe del ensayo si la muestra para contenido de humedad fue obtenida antes o después del ensayo de compresión.

Los materiales blandos que presentan grandes deformaciones en la falla, deben ser ensayados con una mayor velocidad de deformación. Por el contrario, los materiales rígidos o frágiles que presentan pequeñas deformaciones en el momento de la falla deben ser ensayados con una menor velocidad de deformación.

Haga un diagrama o tome una fotografía de la muestra en las condiciones de falla, mostrando el ángulo de inclinación de la superficie de rotura, si dicho ángulo es mensurable



ESPECÍMENES DESPUÉS DE LA FALLA EN COMPRESIÓN SIMPLE

Calcule la deformación axial,  $\epsilon_1$ :

[Type text]



$$\varepsilon_1 = \Delta L / L_0$$

donde:

$\Delta L$ : Cambio de longitud del espécimen (mm).

$L_0$ : Longitud inicial de la muestra para el ensayo (mm).

Calcule el área transversal media,  $A$ , para una carga aplicada dada, como sigue:

$$A = A_0 / (1 - \varepsilon_1)$$

donde:

$A_0$ : Área transversal media inicial de la muestra (mm<sup>2</sup>)

$\varepsilon_1$ : Deformación axial para una carga dada, %

Calcule el esfuerzo compresivo,  $\sigma_c$ , con tres cifras significativas o con una precisión de 1 kPa (0.01 kg/cm<sup>2</sup>), para cada carga de interés así:

$$\sigma_c = P / A$$

donde:

$P$ : Carga aplicada, kPa (kg/cm<sup>2</sup>)

$A$ : Área transversal media correspondiente (mm<sup>2</sup>)

*Gráfica:* Si se desea puede dibujarse un gráfico que muestra la relación entre los esfuerzos de compresión (en las ordenadas) y la deformación axial (en las abscisas).

Seleccione el valor máximo del esfuerzo de compresión, o el esfuerzo de compresión al 15% de deformación axial, lo que se alcance primero, y regístrelo como la resistencia a la compresión inconfiada,  $q_u$ . Cuando se considere necesario para una adecuada interpretación, incluya el gráfico de los datos esfuerzo-deformación como una parte de los datos del informe.



Si se determina la resistencia a la compresión no confinada de materiales inalterados y materiales remoldeados, la sensibilidad,  $S_t$ , se calcula como sigue:<sup>4</sup>

$$S_t = \frac{Q_u(\text{Material Inalterado})}{Q_u(\text{Material Alterado})}$$

#### 3.1.4.-GRANULOMETRIA

Este ensayo tiene por objeto determinar la granulometría de los áridos de origen natural o artificial incluidos los áridos ligeros con una dimensión de hasta 90 mm, mediante su división y separación con una serie de tamices en fracciones granulométricas de tamaño decreciente.

Es necesarios para esta prueba contar con juego de tamices de ensayo (90-80-63-32-16-8-4-2-1-0,5-0,25-0,125-0,063) con tapa y fondo herméticos, estufa ventilada a  $(110 \pm 5) ^\circ\text{C}$ , un dispositivo de lavado, una balanza de precisión  $\pm 0,1 \%$  de la masa de la muestra de ensayo, las bandejas de diferentes tamaños, cardas y brochas y la tamizadora.

Principalmente seleccionaremos la cantidad mínima de masa seca de árido necesaria según la siguiente tabla para áridos de densidades entre 2 t/m<sup>3</sup> y 3 t/m<sup>3</sup>.

---

<sup>4</sup> <http://www.unalmed.edu.co/~geotecni/GG-16.pdf>



TAMAÑO MAXIMO D(mm)	MASA MINIMA SECA DE MUESTRA EN (KG)
90	80
63	40
32	10
16	2.6
8	0.6
< 4	0.2

CANTIDAD DE MASA SECA NECESARIA PARA ARIDOS ENTRE 2 t/m<sup>3</sup> y 3 t/m<sup>3</sup>.

Para áridos de densidades distintas a las indicadas deberá aplicarse a la masa mínima un factor corrector basado en la relación de las densidades. Para áridos de otros tamaños, la masa mínima de la muestra puede obtenerse por interpolación de las masas de la tabla.

Se debe tomar una masa mínima superior en un 5-10 % a la indicada en la tabla para que la masa seca mínima sea al menos la de ésta. Esta masa se registra como M1. (Masa seca total). Cuando el lavado pueda alterar las propiedades físicas del árido se deberá hacer el tamizado por vía seca. En caso contrario, el lavado de los áridos no es necesario, pero permite una mayor precisión en los resultados obtenidos, eliminando previamente los finos introduciendo la muestra en un recipiente, agitándola con fuerza para conseguir la completa suspensión de los finos portantes.

Colocar el tamiz de 0,063 mm con otro de protección encima (4, 1, 0,125 mm, ...), vertiendo el contenido del recipiente en pequeñas cantidades en el tamiz superior, evitando que obturen los tamices. Se eliminan las partículas inferiores a 0,063 mm lavando hasta que el agua que fluya por el tamiz de 0,063mm no arrastre más finos (agua clara).

La determinación de la masa de árido que pasado por el tamiz de 0,063 mm se efectúa por diferencia de pesadas entre la masa inicial seca total (M1) y la masa del árido una vez lavado y secado a una temperatura de (110 ± 5) °C hasta obtener masa constante (M2)



Se vierte el material lavado y secado (o directamente la muestra seca) en el juego de tamices previamente ensamblados y dispuestos, de arriba abajo, en orden decreciente de tamaños de abertura con el fondo y la tapa. Es necesario incorporar el tamiz de 0,063 mm, ya que el proceso de lavado no elimina todos los finos.

Aplicar un movimiento de planetario sobre la columna en la tamizadora o, en caso



contrario, de forma manual, comenzando con el de mayor tamaño de abertura. El tamizado siempre debe finalizarse manualmente, dándose por terminado cuando la masa de árido retenida en cada tamiz no varíe en más de un 1 % en un minuto de tamizado manual. Pesar el material retenido por el tamiz de mayor tamaño de abertura y registrar su masa como R1, continuando en orden decreciente hasta llegar al tamiz de 0,063 mm registrando las masas de las diferentes fracciones de material retenido como R2, R3,...Rn. Pesar el material tamizado que quede en la bandeja del fondo, y registrando su masa como P.



La masa de las partículas retenidas en los diferentes tamices se expresa como porcentaje respecto de la masa. Los porcentajes acumulados que pasan por cada tamiz se presentan en forma numérica y, si es necesario, en forma gráfica.

### 3.1.5.-CONTENIDO DE HUMEDAD.

El contenido de humedad de una masa de suelo, está formado por la suma de sus aguas libre, capilar e higroscópica. La importancia del contenido de agua que presenta un suelo representa junto con la cantidad de aire una de las características más importantes para explicar el comportamiento.

La determinación de la humedad del suelo en laboratorio es por medio del secado al horno, donde la humedad a un suelo es la relación expresada en porcentaje entre el peso del agua existente en una determinada lasa de suelo y el peso de las partículas solidas.<sup>5</sup>

Es decir :

$$w = ( Ww / Ws ) * 100 ( \% )$$

donde:

w= contenido de humedad expresado en %

Ww= Peso dl agua existente en la masa de suelo.

Ws=Peso de las partículas solidas

### 3.1.6.- LOS LIMITES DE PLASTICIDAD O LIMITES DE ATTERBERG.

Etimológicamente “consistencia” equivale a capacidad de mantener las partes del conjunto integradas, es decir, estabilidad y coherencia. En mecánica de suelos, sólo se utiliza para los suelos finos que, dependiendo del contenido de agua y su mineralogía, fluyen sin

---

<sup>5</sup> [http://icc.ucv.cl/geotecnia/03\\_docencia/02\\_laboratorio/manual\\_laboratorio/humedad.pdf](http://icc.ucv.cl/geotecnia/03_docencia/02_laboratorio/manual_laboratorio/humedad.pdf)



romperse. Puede definirse la plasticidad como la propiedad de un material que permite resistir deformaciones rápidas, sin cambiar de volumen y sin agrietarse ni desagregarse.

Los suelos que poseen algo de cohesión según su naturaleza y cantidad de agua, pueden presentar propiedades que lo incluyan en el estado sólido, semi – solido, plástico o semi-liquido.

En la ingeniería geotécnica, la medición de la resistencia a la deformación de un suelo de grano fino (arcillas y limos), expresada en su grado de cohesión y adhesión, se conoce como la consistencia del suelo que está gobernada por la relación suelo-agua, y es una de sus propiedades índice geotécnicas más importantes, por cuanto involucra:

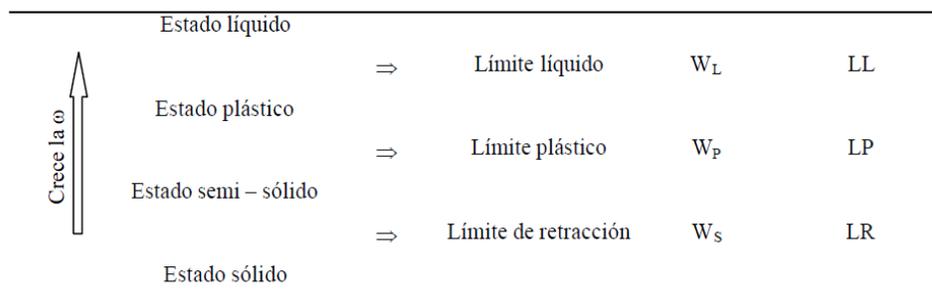
Su resistencia a la ruptura

Su resistencia a la penetración

Su plasticidad, firmeza y dureza.

Su comportamiento bajo esfuerzos de compresión.

El resultado de la medición de la consistencia del suelo en términos de su grado de humedad, brinda una gran cantidad de información al ingeniero geotécnico respecto de las características de resistencia y comportamiento del material, su mineralogía y posición en un grupo de clasificación técnica :



**LIMITES PARA LOS CUATRO ESTADOS DE LOS SUELOS FINOS ATTERBERG 1911.**

Un suelo está en estado líquido (arcilla o limo muy húmedos) cuando se comporta como un fluido viscoso, deformándose por su propio peso y con resistencia a la cizalladura casi nula. Al perder agua, ese suelo pierde su fluidez, pero continúa deformándose plásticamente; dado que pierde su forma, sin agrietarse. Si se continúa con el proceso de secado (de la [Type text]



arcilla o limo), el suelo alcanza el estado semi – sólido, si al intentar el remoldeo se desmorona. Si se saca más agua, a un punto en el cual su volumen ya no se reduce por la pérdida de agua, y el color toma un tono más claro, el estado del suelo se define como sólido.

Esquemáticamente:

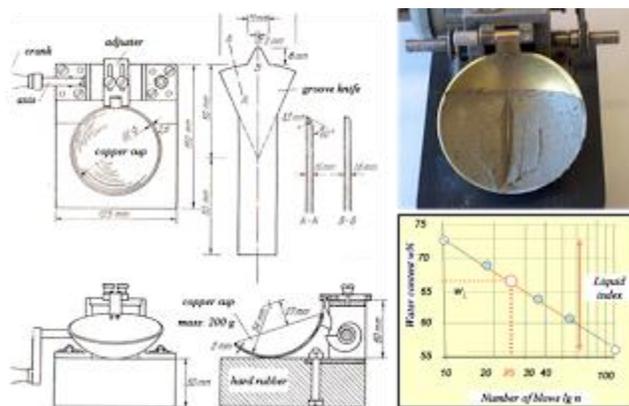
Sólido	Semi - sólido	Plástico	Semi - Líquido	Líquido
LC	LP	LL		

LC= LIMITE DE RETRACCION, LP= LIMITE PLASTICO, LL=LIMITE LIQUIDO.

Casagrande (1938) sugirió que el responsable de la plasticidad de los suelos es el agua de adsorción, cuya viscosidad es semejante a la de una goma líquida.

En mecánica de suelos se define la plasticidad como la propiedad de un material por la cual es capaz de soportar deformaciones rápidas, sin rebote elástico, sin variación volumétrica apreciable y sin desmoronarse ni agrietarse.

El limite liquido es el contenido de agua, expresado en porcentaje respecto al peso del suelo seco, que delimita la transición entre el estado líquido y plástico de un suelo remoldeado o amasado. Se define como el contenido de humedad necesario para que la masa de suelo colocado en un recipiente en forma de cuchara (aparato de Casagrande) se separe con una herramienta patrón ranurador, y al dejarlo caer desde una altura de 1 cm sufre el cierre de esa ranura en 1cm, después de 25 golpes de cuchara contra una base de caucho dura o similar.



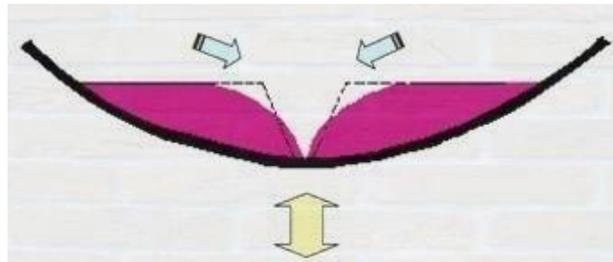
TAZA DE CASAGRANDE.



El límite líquido se estableció como el contenido de agua de un suelo cuando para 25 golpes ejercidos por la caída de la taza (a razón de 2 golpes por segundo) desde la altura de 1 cm., dos secciones determinadas de suelo separadas por una ranura normalizada de 2 mm de espesor en su parte inferior y 11 mm en su parte superior y una altura de 8 mm, cerraran en una distancia de  $\frac{1}{2}$  pulgada a lo largo de la parte inferior de la ranura.

Podemos decir que para golpes secos, la resistencia al corte dinámica de los taludes de la ranura se agota, generándose una estructura de flujo que produce el deslizamiento.

La fuerza resistente a la deformación puede considerarse como la resistencia al corte de un suelo. La resistencia al corte de todos los suelos en el límite líquido es constante y tiene un valor aproximado de 22 g/cm.



DESlizamiento DE UN SUELO EN EL LIMITE LIQUIDO

Casagrande observó que el número de golpes necesarios para cerrar la ranura dependía del contenido de agua del suelo y que cuando una serie de resultados de un suelo se representa en un gráfico donde el eje de la humedad es aritmético y el eje del número de golpes es logarítmico, esos resultados forman una línea recta. Esa curva fue llamada curva de flujo.

### 3.1.7.- PRUEBA TRIAXIAL RÁPIDA

La principal finalidad de una prueba triaxial es obtener parámetros del suelo y la relación esfuerzo – deformación a través de la determinación del esfuerzo cortante de una muestra cilíndrica de suelo cohesivo. Esta prueba es la más representativa del esfuerzo cortante que sufre una más del suelo al ser cargada.

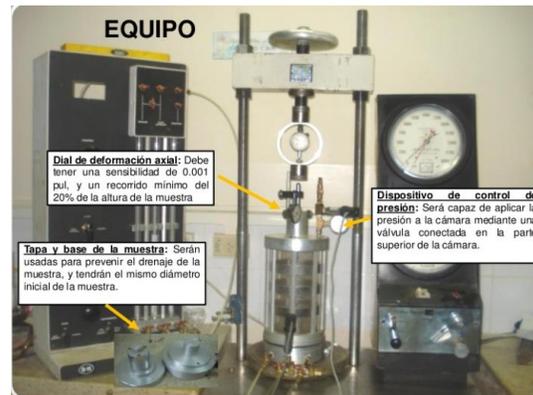
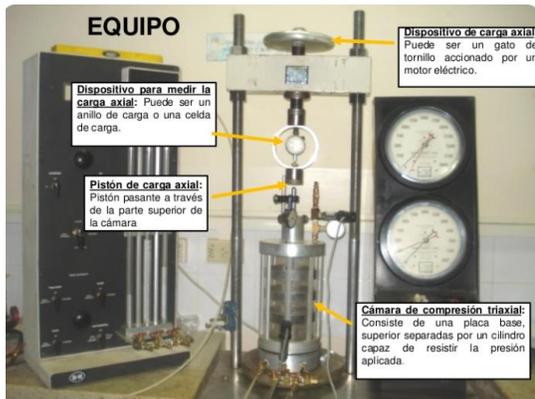


Perfilador de muestras.



Compactación de la muestra.

Para esta prueba se requiere probar 3 especímenes a diferente presión confinante, aunque se preparan 4 por si se necesita verificar algún resultado. . Los especímenes podrán obtenerse de muestras inalteradas, labrándose en el torno especial, o de muestras alteradas, que en este caso se remoldean, utilizando un molde y un pisón, compactando el suelo y reproduciendo un cierto peso volumétrico. Estos se harán de 3.6 cm de diámetro y la altura será de 2 a 3 veces el diámetro. Si las muestras son labradas se medirán los diámetros: superior ( $D_s$ ), central ( $D_c$ ) e inferior ( $D_i$ ). Es importante obtener la densidad, peso y la humedad del suelo en estudio.



**EQUIPO PARA LA REALIZACION DE UNA PRUEBA TRIAXIAL.**

Ya preparado el espécimen la prueba consiste en colocar una muestra cilíndrica del suelo en un recipiente hermético para que este no pierda humedad, y aplicarle vacío de 5 in Hg hasta que todo

[Type text]



Sellado de la tapa y base de la muestra



el aire sea expulsado, dentro de una membrana de caucho o goma que se conduce a la cámara triaxial, se le coloca el cabezal encima, se cubre la muestra con una membrana de látex, ligada perfectamente para evitar que penetre el agua que se utiliza para dar confinamiento al suelo, y se le aplica una presión igual en todo sentido y dirección.

Se aplica la carga, tomándose lecturas de unidades de carga y unidades de deformación a cada 30 seg. o cada minuto, hasta que se registren 2 unidades de carga iguales. También se dejan de tomar lecturas o se suspende el ensayo, si la muestra de suelo presenta una deformación del 20% con respecto a la altura inicial.

Realizando por lo menos 3 pruebas, con presiones laterales diferentes, en un grafico se dibujan los círculos de Mohr que representan los esfuerzos de falla de cada muestra y trazando una tangente o envolvente a estos se determinan los parámetros  $\phi$  y  $c$  del suelo. Dependiendo del tipo de suelo y las condiciones en  $q$  este trabajara las alternativas para realizar el ensayo serán consolidado no drenado (CU), no consolidado no drenado (UU) o consolidado drenado (CD).

### 3.1.8.- CÍRCULOS DE MHOR

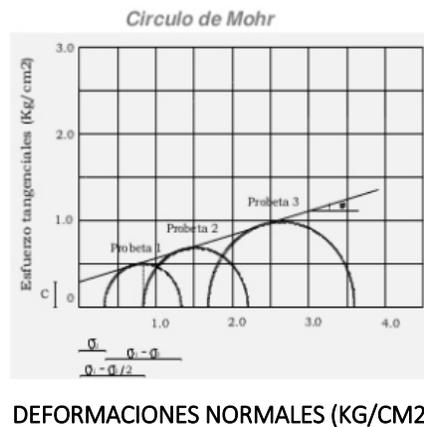
Cuando ya se probaron todos los especímenes, se calculan los esfuerzos en los diferentes intervalos de tiempo, para cada espécimen. Se toma el mayor esfuerzo obtenido en cada espécimen y es este el que se grafica; se le conoce como esfuerzo desviador.

Para obtener la Cohesión (C) y el Ángulo de fricción interna del suelo ( $\phi$ ), se usan los círculos de Mohr; en donde el diámetro del círculo será el esfuerzo desviador. Para el trazo de los círculos se utiliza un eje vertical y otro horizontal. En el vertical van los esfuerzos tangenciales y en el horizontal van los esfuerzos normales. Para poder graficar lo anterior se debe fijar una escala de esfuerzos; por ejemplo:

Ya que se trazaron los círculos, se traza una tangente a estos hasta cortar el eje vertical; la distancia que existe a partir del origen hasta el corte antes descrito y medida en la escala previamente fijada, se le conoce como Cohesión del suelo.



Para obtener el Ángulo de fricción interna del suelo; se traza una horizontal que corte la tangente antes descrita; el ángulo formado por la horizontal y la tangente será el de fricción interna del suelo, que puede ser medido con un transportador u obtenido con la función tangente.



### 3.1.9.-CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL DE SUELOS.

Todos los materiales al ser sujetos a cambios en las condiciones de esfuerzos, experimentan deformaciones, que pueden o no ser dependientes del tiempo. Las relaciones entre los esfuerzos, las deformaciones y el tiempo, varían según el material a analizar. Las relaciones más sencillas se producen en los materiales elásticos lineales donde el esfuerzo y la deformación son proporcionales e independientes del tiempo.

Las características esfuerzo–deformación–tiempo de un suelo dependerán, no solo del tipo de suelo y su estado de consistencia, sino también de la forma en que es cargado, de su ubicación y estratigrafía etc. Es necesario estudiar estas características del suelo debido a que en general estos sufren deformaciones superiores a las de la estructura que le transmite la carga y no siempre se producen instantáneamente ante la aplicación misma de la carga.

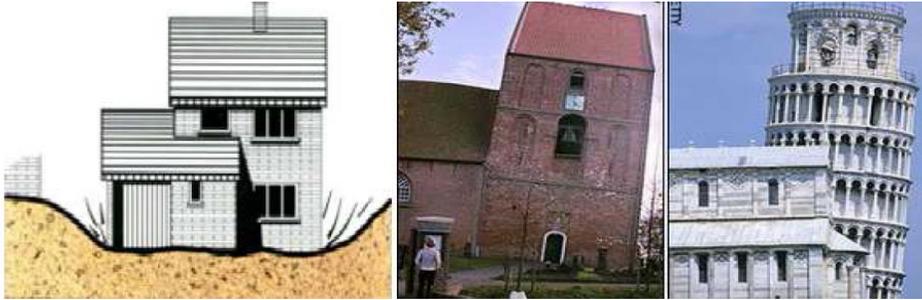


Ilustración 1 ESQUEMA ILUSTRATIVO -CAPILLA DE SUURHUSEN- TORRE DE PISA, ITALIA.

Una masa de suelo está compuesta por la fase sólida que forma un esqueleto granular y los vacíos que la misma encierra los cuales algunos pueden estar llenos de gas/aire y otros de líquido agua.

Como ya se ha expuesto el proceso de consolidación se traduce en una disminución de volumen a medida que se aplica una carga. Dicha reducción de volumen es debido a la expulsión del agua que se encuentra a los poros del suelo y por lo tanto en una reducción de altura lo que implica el asentamiento del estrato. El ensayo de consolidación brinda la información suficiente para poder calcular la magnitud de dicho asentamiento mediante la curva de compresibilidad que se puede dibujar mediante diferentes relaciones ( $e$  vs  $\log \sigma'$ ;  $e$  vs  $\log \sigma'_v$ ;  $\varepsilon$  vs  $\log \sigma'_v$ ) aunque en general se expresa como relación de vacíos en escala natural contra la carga ( presión efectiva ) en escala logarítmica.

De acuerdo a los resultados del ensayo, se obtiene la curva de consolidación. Esta curva representa el fin de la transferencia de cargas desde los excesos de presión neutra a la estructura de suelo, o en otras palabras, el fin del proceso de consolidación primaria. A partir de esta curva – siempre que ella sea representativa del estrato de suelo, por lo que suele ser el resultado de varios ensayos de consolidación sobre diferentes muestras inalteradas del mismo estrato -se puede calcular el asentamiento final de un estrato de arcilla saturada normalmente consolidada sometida a un incremento de carga  $\Delta q$  . El asentamiento está dado por:

Donde:

$$S = \frac{H \cdot C}{1 + e_o} \cdot \text{Log} \left[ \frac{\sigma'_{vo} + \Delta \sigma'}{\sigma'_{vo}} \right]$$

[Type text]



S: asentamiento del estrato de suelo (arcilla o suelo fino saturado)

H: espesor del estrato de suelo

$e_0$ : índice de vacíos inicial

$\sigma'_{v0}$ : tensión vertical efectiva inicial (antes de la aplicación de sobrecarga)

$\Delta\sigma'$ : incremento de tensión efectiva (o sobrecarga), la cual producirá la consolidación

C =  $C_c$  índice de compresibilidad que es la inclinación de la recta virgen de la curva de consolidación en escala semi-logarítmica

Para el caso de un estrato de arcilla preconsolidada, existirán dos casos posibles:

(a) El primero corresponde a un incremento de carga tal, que sumado a la tensión vertical efectiva existente (a la profundidad que se obtuvo la muestra) no supera la presión de preconsolidación. En este caso se utiliza la misma fórmula anterior, pero con el valor de  $C = C_r$  (índice de recompresión)

(b) El segundo caso se refiere a un incremento de carga que sumado a la tensión vertical efectiva existente (a la profundidad de la muestra), supera la presión de preconsolidación. En este caso la fórmula contendrá dos términos, uno que corresponde a la deformación según la curva de recompresión y el otro a la deformación según la curva virgen.



### 3.2.- ANALISIS DE LA CIMENTACION POR EL METODO SIMPLIFICADO.

En el diseño de toda cimentación, para verificar su seguridad, de acuerdo al Reglamento de Construcción para el Distrito Federal es indispensable considerar los estados límite de falla (por carga vertical) y de servicio (por momento de volteo).

Es así como analizaremos la celda estructurada o “vaso invertido” por el método propuesto por los Ingenieros Sergio A. Martinez Galvan y Miguel P. Romo Organista del Instituto de Ingeniería, UNAM, México en el 2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference.

Para el análisis de este y de cualquier tipo de cimentación es indispensable tener ordenados, correctos, y simplificados los principales datos obtenidos de las pruebas de laboratorio de Mecánica de Suelos, para así llevar a cabo el correcto cálculo de en base a los datos arrojados.



Estrato (m)	h	SUCS	WH%	Ss	e	$\gamma$	$\Gamma$	No.	qu	C	Txx	$\sigma$	
						ton/m3		Golpes					
0	1.2	1.2	MS	144.83	2.3	3.6	1.25				3.75	√	0.95
1.2	1.6	0.4	CS	75	2.5	1.4	1.63				4.2	√	2.86
1.6	3.75	2.15	CS	77	2.6	2	1.5				3.8	√	0
3.75	4.05	0.3	MS	54	2.6	1.4	1.68				0.7	√	8.81
4.05	5.5	1.45	CS	72.5	2.4	1.7	1.44	0.32	2	0.25	0.125		1
5.5	10	4.5	CH	68	2.3	5.8	1.2	0.4	50	6.25	3.125		14
10	12	2	CENISA VOLCANICA	26	2.7	0.75	1.94				3.1	√	7.97
12	14.8	2.8	CH	230	2.3	6.5	1.15	0.3	PP		2.5		0
14.8	17.25	2.45	CH	289	2.4	6.7	1.19				1.65	√	10.35
17.25	17.62	0.37	CH	258.7	2.3	6	1.19				7.6	√	0
17.62	18	0.38	CH	255.4	2.3	5.7	1.22				2.4	√	10.62
18	19	1	CH	230	2.3	5.6	1.15	0.3	PP		2.5		0
19	22.3	3.3	CH	286.6	2.4	3	1.3	0.65	PP		2.5		0
22.3	25.1	2.8	CH	230	2.3	5.3	1.2	0.35	PP		2.5		0
25.1	28.15	3.05	CH	100	2.4	5.3	1.2				0.4	√	0
28.15	29	0.85	CH	128.8	2.3	2.9	1.34				5.6	√	18.78
29	30	1	CH	250	2.3	6.1	1.45	0.3	PP		2.5		0



### 3.2.1.-CAPACIDAD DE CARGA DE UN VASO INVERTIDO POR MÉTODO SIMPLIFICADO.

El método de análisis simplificado es el resultado de la combinación de los métodos de análisis numérico y de análisis límite, para determinar la capacidad de carga de las celdas estructuradas.

Sabemos que con el paso del tiempo se ha incrementado, la necesidad de cimentar estructuras en suelos difíciles, de baja resistencia y alta deformabilidad, que requieren de ingenio para sustituir las cimentaciones convencionales.

Nosotros como ingenieros ante este tipo de cimentación en la Zona de Lago de la ciudad de México, nos enfrentaremos a una serie de problemas ocasionados por los potentes depósitos de arcillas blandas, los abatimientos piezométricos, y la amplificación de los movimientos sísmicos.

Para calcular la capacidad de carga de esta celda estructurada o como coloquialmente la conocemos “vaso invertido”, tendremos que tomar en cuenta su estratigrafía, las propiedades del suelo (Tabla) y la geometría de este.

Esta celda estructurada cuenta con un  $B$ =ancho=6.5.  $L$ =largo= 6.5, y  $D$ = profundidad de desplante= 16m espesor de muro=60cm y de losa tapa=1.70



Estratigrafía.

Estrato	Profundidad (m)	Espesor (m)	$\gamma$ ton/m <sup>3</sup>	C ton/m <sup>2</sup>
MS	0	1.2	1.25	3.75
CS	1.2	1.6	1.63	4.2
CS	1.6	3.75	1.5	3.8
MS	3.75	4.05	1.68	0.7
CS	4.05	5.5	1.44	0.125
CH	5.5	10	1.2	3.125
CENISA VOLCANICA	10	12	1.94	3.1
CH	12	14.8	1.15	2.5
CH	14.8	17.25	1.19	1.65
CH	17.25	17.62	1.19	7.6
CH	17.62	18	1.22	2.4
CH	18	19	1.15	2.5
CH	19	22.3	1.3	2.5
CH	22.3	25.1	1.2	2.5
CH	25.1	28.15	1.2	0.4
CH	28.15	29	1.34	5.6
CH	29	30	1.45	2.5

Para calcular la capacidad última a la compresión vertical de celdas estructuradas consideremos que:

$$q_u = q_p + q_{ae} + q_{aa} + q_0$$

donde:

[Type text]



$q_p$  = resistencia a la penetración de la celda,

$q_{ae}$  = resistencia por adherencia lateral de las caras externas de los muros perimetrales y

$q_{aa}$  = resistencia por adherencia lateral de las caras internas de los muros perimetrales.

$q_0$  = Esfuerzo vertical a la profundidad de desplante.

Resistencia a la penetración de la celda ( $q_p$ ).

La resistencia a la penetración de la celda ( $q_p$ ) considera el efecto combinado de la penetración de los muros perimetrales, la rigidez infinita de la losa y la deformación del suelo confinado por la celda, se calcula con:

Cohesión del suelo de desplante de los muros de la celda. ( $C_p$ )

Estrato	Profundidad (m)		Espesor (m)	C ton/m <sup>2</sup>	E*C
CH	16	17.25	1.25	1.65	2.0625
CH	17.25	17.62	0.37	7.6	2.812
CH	17.62	18	0.38	2.4	0.912
			2		5.7865

$C_p=2.89$

$$q_p = c_p F_c N_c F_f F_p$$

donde:

$c_p$  = cohesión del suelo de desplante de los muros de la celda, ( $C_p=2.89$  ton/m<sup>2</sup>)

$N_c$  = factor cohesivo de capacidad de carga, igual a 5.14,

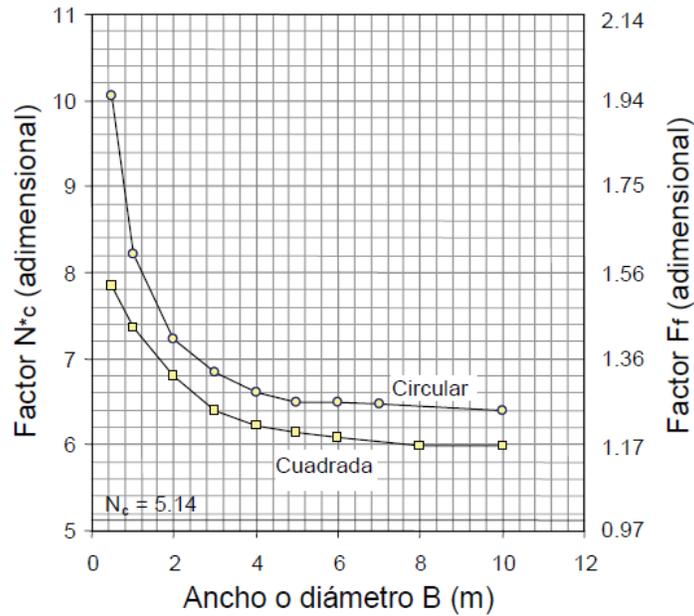
$F_c$ =Factor de corrección ( $F_c=1$ )

$F_f$  = factor de forma en planta de la celda. ( $F_f=1.17$ )

$F_p$  = factor por profundidad de desplante de la celda.



Al considerar el factor  $N_c = 5.14$  (deformación plana), se determinaron los factores de forma  $F_f$  de losas circulares y cuadradas resultantes, se grafican en función de su diámetro o ancho en la figura .

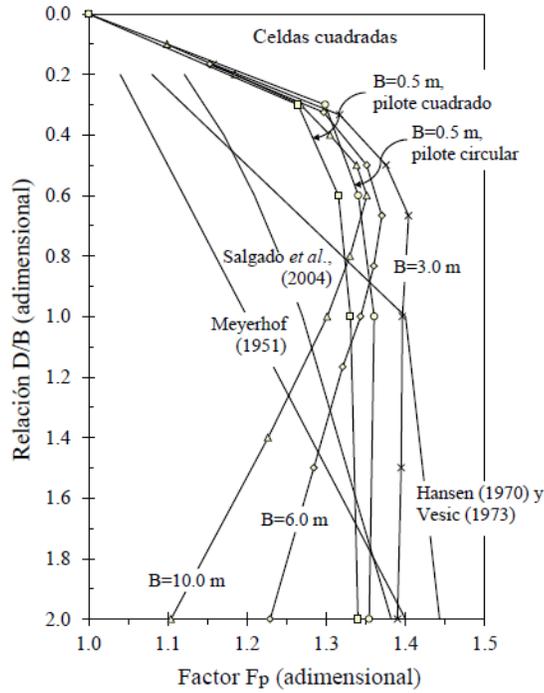


FACTORES  $N_c^*$  Y  $F_f$  DE LOSAS DE CIMENTACIÓN CIRCULARES Y CUADRADAS DESPLANTADAS SUPERFICIALMENTE EN LOS PURAMENTE COHESIVOS.

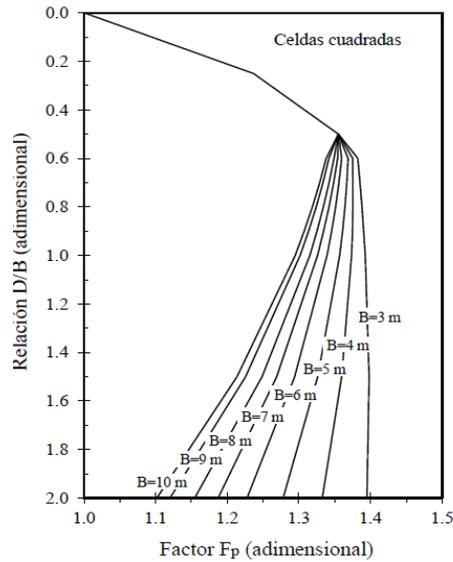
Por lo tanto: Si el ancho (B) de nuestra celda estructurada es de 6.5, considerando una  $N_c^*$  de 5.14 calculamos que el factor de forma es igual a 1.17.

Factor de profundidad,  $F_p$ , de las celdas estructuradas.

La tendencia del factor  $F_p$  de las celdas cuadradas (figura sig), es similar al de las celdas circulares, los valores de  $F_p$  se incrementan hasta la profundidad de  $D/B \approx 0.5$ . Para relaciones  $D/B$  mayores que 0.5: cuando  $B = 3$  m el valor de  $F_p$  se mantiene constante y para  $B \geq 6$  m los valores de  $F_p$  disminuyen. Asimismo para los anchos  $B = 3, 6$  y  $10$  m, y mediante interpolación, se calculara el factor requerido.



FACTORES DE PROFUNDIDAD ( $F_p$ ) DE CELDAS CUADRADAS DE CIMENTACIÓN APOYADA EN SUELO PURAMENTE COHESIVO.



INTERPOLACIÓN DE LOS FACTORES DE PROFUNDIDAD ( $F_p$ ) DE CELDAS CUADRADAS DE CIMENTACIÓN APOYADAS EN SUELO PURAMENTE COHESIVO.



Asimismo si consideramos una profundidad de desplante  $D=16$  y  $B=6.5$  de acuerdo a las tablas de  $F_p$ ,  $16/6.5=2.46$  esta relación  $D/B$  nos dará un  $F_p$  de 1.16.

Por lo tanto

$$q_p = c N_c F_f F_p \dots$$

$$q_p = (2.89)(5.14)(1.17)(1.16) = 20.16 \text{ t/m}^2$$

La resistencia por adherencia lateral de las caras externas de los muros perimetrales ( $q_{ae}$ ) se calcula con:

$$q_{ae} = \alpha_p (\rho/A_c) c_{p1} D_e$$

donde:

$\alpha_p$  = factor que considera el comportamiento de la interfaz muro-suelo, depende del procedimiento y calidad de la instalación del muro y del tipo de suelo, para contacto concreto-suelo, varía de 0.6 a 1.0 y para arcilla del Valle de México es común utilizar 0.7,

$p$  = perímetro externo de la sección de la celda, ( $6.5 \times 4 = 26\text{m}$ )

$A_c$  = área en planta de la celda, ( $6.5\text{m} \times 6.5\text{m} = 42.25\text{m}^2$ )

$c_{p1}$  = resistencia al corte no-drenada promedio ponderada por el espesor de los estratos de arcilla a lo largo en profundidad de la cara externa de los muros perimetrales.

( $2.67\text{ton/m}^2$ )

$D_e$  = longitud en profundidad de la cara externa de los muros de la celda. ( $16\text{m}$ )

Cohesión del suelo ponderada de los estratos de arcilla a lo largo de la profundidad en las caras externas de los muros. ( $C_{p1}$ )



Estrato	Profundidad (m)		Espesor (m)	C ton/m <sup>2</sup>	E*C
CS	1.2	1.6	0.4	4.2	1.68
CS	1.6	3.75	2.15	3.8	8.17
MS	3.75	4.05	0.3	0.7	0.21
CS	4.05	5.5	1.45	0.125	0.18125
CH	5.5	10	4.5	3.125	14.0625
CENISA VOLCANICA	10	12	2	3.1	6.2
CH	12	14.8	2.8	2.5	7
CH	14.8	16	1.2	1.65	1.98
			14.8		39.48375

$$Cp1 = 2.66782095$$

$$q_{ae} = .7(26m/42.25 m^2)(2.67ton/m^2)(14.8m) = 17.022 ton/m^2$$

La resistencia por adherencia lateral de las caras internas de los muros perimetrales ( $q_{aa}$ ) se calcula con:

$$q_{aa} = \alpha_p F_{aa} (P_a / A_c) c_{p2} D_a$$

donde

$p_a$  = perímetro interno de la sección celda, (5.3m\*4=21.2)

$A_c$  = área en planta de la celda, (6.5m\*6.5m=42.25m<sup>2</sup>)

$c_{p2}$  = resistencia al corte no-drenada promedio ponderada por el espesor de los estratos de arcilla a lo largo en profundidad de la cara interna de los muros perimetrales, (2.51ton/m<sup>2</sup>)

Cohesión del suelo ponderada de los estratos de arcilla a lo largo de la profundidad de la cara interna de los muros perimetrales.  $C_{p2}$

[Type text]



Estrato	Profundidad (m)	Espesor (m)		C ton/m <sup>2</sup>	E*C
CS	2.9	3.75	0.85	3.8	3.23
MS	3.75	4.05	0.3	0.7	0.21
CS	4.05	5.5	1.45	0.125	0.18125
CH	5.5	10	4.5	3.125	14.0625
CENISA VOLCANICA	10	12	2	3.1	6.2
CH	12	14.8	2.8	2.5	7
CH	14.8	16	1.2	1.65	1.98
			13.1		32.86375

Cp2=2.51

Da = longitud en profundidad de la cara interna de los muros de la celda.

A diferencia del cálculo de la adherencia externa, Da se reduce debido al espesor de la losa, por lo tanto, Da = 16m-1.7m-1.2(suelo natural)=13.1m.

αp = 0.7.

Faa = factor por adherencia interna que depende de la separación de los muros y de la profundidad de desplante, considera la deformación del suelo confinado por los muros perimetrales de la celda.(.25)

La deformación del suelo enclaustrado es muy pequeña en comparación con la deformación del suelo que circunda la celda, por lo tanto, este factor es menor que la unidad. En condiciones de suelo homogéneo y para celdas circulares y cuadradas con diámetro o ancho entre 3 y 10 m, este factor varía entre 0.25 y 0.36 en función de B y D; se recomienda usar el límite bajo, 0.25, con lo cual se está del lado de la seguridad en el diseño geotécnico de la celda de cimentación.

$$q_{aa} = \alpha_p F_{aa} (P_a / A_c) c_{p2} D_a$$



$$q_{aa} = (0.7)(.25)(21.2/42.25m^2)(2.51 \text{ ton}/m^2)(13.1m) = 2.89 \text{ ton}/m^2$$

Resistencia por sobrecarga del suelo vecino de la celda, ( $q_0$ ).

En el diseño geotécnico de cimentaciones desplazadas en suelos cohesivos, la presión vertical total ( $q_0$ ) ejercido por el peso del suelo vecino a la profundidad de desplante ( $D_f$ ) de la celda, se calcula con:

$$q_0 = \gamma_p D_f$$

donde

$\gamma_p$  = peso volumétrico promedio, ponderado por los espesores de los estratos de suelo que confinan a la celda. ( $\gamma_p = 1.45 \text{ ton}/m^3$ )  $D_f$  = Profundidad, (16m).

$$q_0 = 1.417 \text{ ton}/m^3 * 16m = 22.6 \text{ ton}/m^2$$

Por lo tanto:

$$q_u = q_p + q_{ae} + q_{aa} + q_0$$

Penetración ( $q_p$ )	20.16 t/m <sup>2</sup>
Adherencia externas ( $q_{ae}$ )	17.022
Adherencia internas ( $q_{aa}$ )	2.89 ton/m <sup>2</sup>
Esfuerzo vertical del suelo vecino ( $q_0$ )	22.6 ton/m <sup>2</sup>
Carga ultima ( $q_u$ )	62.672 ton/m <sup>2</sup>

Peso total de cada punto de apoyo.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
 FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGON  
 INGENIERIA CIVIL



Elemento	wo	Area	Largo	wt	por	Unid.
				elemento		
Trabe W	2.5	4.23	22	232.65		ton
Capitel	2.5	19.5	1.17	57.0375		ton
Columna	2.5	6	9.25	138.75		ton
Zapata	2.4	42.25	1.8	182.52		ton
Muro Milan	2.4	14.16	16	543.744		ton
Balasto	1.7	2.27	22	84.898		ton
Durmientes	0.23	58.66 pz	22	13.4918		ton
Riel	0.06	4 piezas	22	5.28		ton
Tren *	50.45		22	50.45		ton
			Wtot=	1308.8213		ton

TREN DE 9 CARROS (M-R-N-N-PR-N-N-R-M)\*

Largo:	147.6 m	Pasajero	349
		sentados:	
Peso promedio vacío:	231.4	Pasajero	1,181
		Toneladas de pie:	
Peso promedio a 4/4 de carga (70kg/PAS):	338.5	Total de	1,530
		Toneladas pasajeros:	

Presión total

$$q = W_{tot} / A_c = 1308.8213 / 42.25 = 30.98 \text{ ton/ m}^2$$



Factor de Seguridad

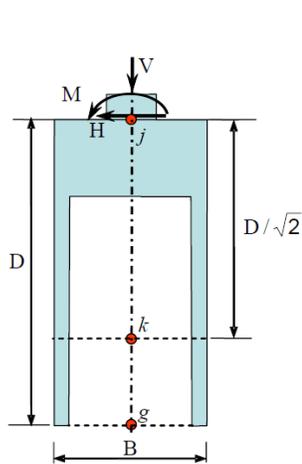
$$F.S = q_u/q = (64.6 \text{ ton/m}^2) / (30.98 \text{ ton/m}^2) = 2.085$$

### 3.2.2.-CAPACIDAD DE CARGA DE CELDA ESTRUCTURADA ANTE MOMENTO DE VOLTEO. ANÁLISIS SIMPLIFICADO.

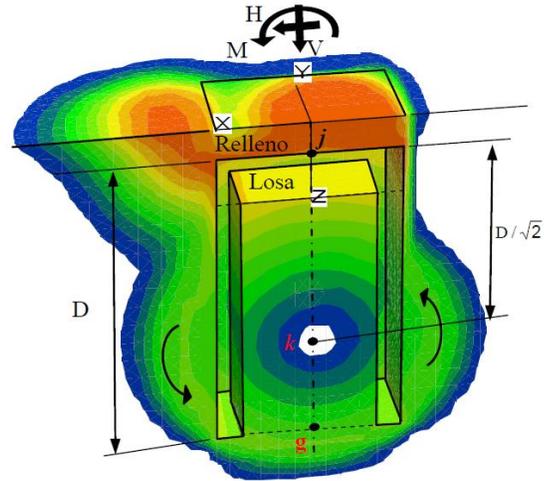
Con la ayuda de este método de análisis simplificado se calculara la capacidad última ante momento de volteo de la celda estructurada en cuestión de la presente tesis.

Veremos como este método considera la geometría tridimensional de la celda, la resistencia al suelo puramente cohesivo y la continuidad entre losa y muros a lo largo de estos y en los contactos entre los mismos. Teniendo como prioridad la complejidad que provoca la carga que ejerce la estructura a la cimentación cuando se combinan las fuerzas verticales, horizontales y el momento de volteo.

La combinación de cargas simula un evento sísmico, donde el cortante basal (punto k) y el momento de volteo tienen la misma dirección, y se mantienen constantes hasta llegar a la falla, además de que la estructura soporta una carga vertical a compresión.



COMBINACION DE CARGAS.



COMPORTAMIENTO DE FALLA POR MOMENTO DE VOLTEO.

El momento último resistente al volteo ( $M_u$ ) de la celda cuadrada de cimentación se calcula con la ecuación:

$$M_{ru} = M_{rp} + M_{rae} + M_{raa} + M_{rff} + M_{rEp} - M_{ea}$$

donde:

$M_{rp}$  = momento resistente a la penetración de la punta de la celda, considerando el efecto de la rigidez combinada de los muros y de la losa de cimentación,

$M_{rae}$  = momento resistente por adherencia externa de los muros perimetrales,

$M_{raa}$  = momento resistente por adherencia interna de los muros perimetrales,

$M_{rff}$  = momento resistente generado por la falla plana frontal en la dirección del cortante basal,



$M_{rEp}$  = momento resistente generado por el empuje pasivo del suelo vecino a la celda y

$M_{Ea}$  = momento generado por el empuje activo del suelo vecino a la celda.

Momento resistente por penetración de la celda ( $M_{rp}$ ).

Considera el efecto combinado de la penetración de los muros perimetrales, la rigidez infinita de la losa y la deformación del suelo confinado por los muros de la celda.

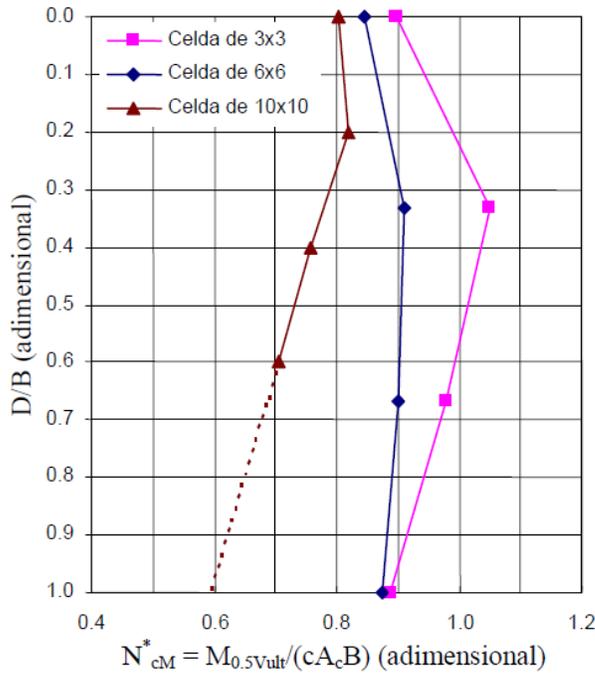
$$M_{RP} = CN^*_{CM} B A_c$$

Donde:

$c$  = cohesión, si esta varía con la profundidad  $c_p$  se determina ponderando los valores de ella con respecto a los espesores de los estratos de arcilla, en el intervalo que va desde el desplante de los muros hasta una profundidad adicional de 0.7 B. ( $0.7 * 6.5 = 4.55$  por debajo del desplante de los muros).

Estrato	Profundidad (m)		Espesor (m)	C ton/m <sup>2</sup>
CH	16	17.25	1.25	1.65
CH	17.25	17.62	0.37	7.6
CH	17.62	18	0.38	2.4
CH	18	19	1	2.5
CH	19	22.3	3.3	2.5
			6.3	16.65
			$C_p =$	2.64

$N^*_{CM}$  = Varía en función del ancho y de la profundidad de la celda. ( $N^*_{CM} = 0.88$ )



FACTOR  $N^*_{CM}$  EN FUNCION A LA PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO.

B= ancho de la celda (6.5m).

Ac= Área de la planta de la cimentación, B\*L. (6.5\*6.5= 42.25)

Por lo tanto:

$$M_{RP} = (2.64)(.88)(6.5)(42.25) = 638.0 \text{ t-m}$$

El momento resistente por adherencia lateral externa de los muros perimetrales se calcula con:

$$M_{rae} = \alpha_p (BL + B^2/2) \sum (c_{1i} D_{ei}) (D)$$

donde:

$\alpha_p$  = factor que considera el comportamiento de la interfaz muro-suelo, depende del procedimiento y calidad de la instalación del muro y del tipo de suelo, para contacto



concreto-suelo, varía de 0.6 a 1.0 y para arcilla de la ciudad de México es común utilizar 0.7;

$c_{1i}$  y  $D_{ei}$  son respectivamente la cohesión y el espesor del estrato de suelo  $i$  que confina a la celda,

$D$ = longitud de profundidad de la celda.

$N$  = número de estratos de suelo en torno a la celda.

Estrato	Profundidad (m)		Espesor (m)	C ton/m <sup>2</sup>	E*C
CS	1.2	1.6	0.4	4.2	1.68
CS	1.6	3.75	2.15	3.8	8.17
MS	3.75	4.05	0.3	0.7	0.21
CS	4.05	5.5	1.45	0.125	0.18125
CH	5.5	10	4.5	3.125	14.0625
CENISA VOLCANICA	10	12	2	3.1	6.2
CH	12	14.8	2.8	2.5	7
CH	14.8	16	1.2	1.65	1.98
			14.8		39.48375

$$C_{p1} = 2.66782095$$

$$M_{rae} = 0.7 * 2.67 * (42.25 + (6.5^2/2)) * (14.8) = 1753.02855$$

El momento resistente por adherencia lateral interna de los muros perimetrales se calcula con:

$$M_{rat} = \frac{F_{ai} \alpha_p (c_2 D_a) [(L-2s_m)(B-2s_m) + \frac{(B-2s_m)^2}{2}]}{2}$$

donde:



$c_2$  y  $D_a$  = son respectivamente la cohesión y el espesor del estrato de suelo  $i$  dentro de la celda,

Estrato	Profundidad (m)	Espesor (m)		C ton/m <sup>2</sup>	E*C
CS	2.9	3.75	0.85	3.8	3.23
MS	3.75	4.05	0.3	0.7	0.21
CS	4.05	5.5	1.45	0.125	0.18125
CH	5.5	10	4.5	3.125	14.0625
CENISA VOLCANICA	10	12	2	3.1	6.2
CH	12	14.8	2.8	2.5	7
CH	14.8	16	1.2	1.65	1.98
			13.1		32.86375

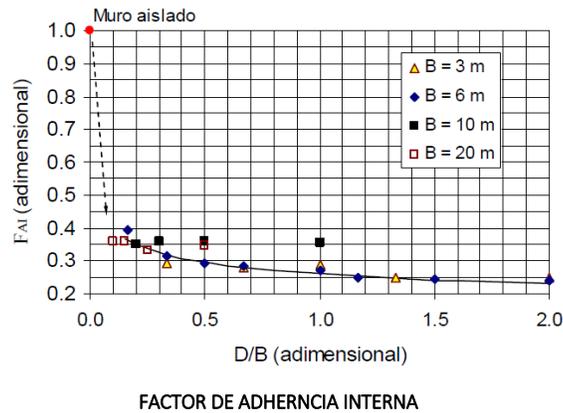
$C_p=2.51$

$N_a$  = número de estratos de suelo dentro de la celda,

$S_m$  = espesor de los muros (.60m)

$F_{ai}$  = factor por adherencia interna que depende de la separación de los muros, de la profundidad de desplante y de la deformación del suelo confinado por los muros de la celda.

Variación del factor de adherencia interna  $F_{AI}$  en función del ancho y profundidad de desplante de celdas cuadradas.



$$M_{rat} = (.190)(.7)(2.51) [(6.5-(2*.6))(6.5-(2*.6)) + \frac{(6.5-2.6)^2}{2}] = 14$$

2

El momento resistente generado por la falla plana frontal a la dirección del cortante basal se calcula con:

$$M_{rff} = c_f D L (.354 B)$$

donde:

$c_f$  = cohesión a lo largo de la superficie plana de falla, se calcula como el promedio ponderando los valores de ella con respecto a los espesores de los estratos de arcilla ubicados desde la superficie hasta 2/3 de la profundidad de desplante.

Estrato	Profundidad (m)	Espesor (m)		C ton/m <sup>2</sup>	e*c
MS	0	1.2	1.2	3.75	4.5
CS	1.2	1.6	0.4	4.2	1.68
CS	1.6	3.75	2.15	3.8	8.17
MS	3.75	4.05	0.3	0.7	0.21



CS	4.05	5.5	1.45	0.125	0.18125
CH	5.5	10	4.5	3.125	14.0625
CENISA VOLCANICA	10	10.7	0.7	3.1	2.17
		$\Sigma e =$	10.7	$\Sigma e * c =$	30.97375
				Cf =	2.894743

$M_{rff} = (2.9)(14.8)(6.5)(.354 * 6.5) = 625.97 \text{ t-m}$

Empujes

La presión es un punto dado bajo la superficie de un líquido en estado de equilibrio hidrostático, (es decir, sin flujo) es igual a todas direcciones y aumenta linealmente con la profundidad. La presión del terreno sobre un muro esta fundamentalmente constituida por la deformación de este.

La tabla (siguiente) muestra las distribuciones de presiones laterales del terreno en estudio contra una cara de la cimentación tipo Vaso Invertido.

Calculo de Presiones Efectivas						
Z	$\gamma \text{ ton/m}^3$	NAF 3m ↓	$\gamma + \text{NAF}$	h	$P_o = (\gamma + \text{NAF}) * h$	$\Sigma p_o$
0	0	0	0	0	0	0
1.2	1.25	0	1.25	1.2	1.50	1.50
1.6	1.63	0	1.63	0.4	0.65	2.15
3	1.5	0	1.5	1.4	2.10	4.25
3.75	1.5	-1	0.5	0.75	0.38	4.63
4.05	1.68	-1	0.68	0.3	0.20	4.83
5.5	1.44	-1	0.44	1.45	0.64	5.47

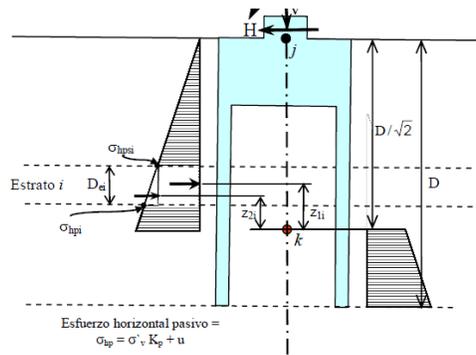


10	1.2	-1	0.2	4.5	0.90	6.37
12	1.94	-1	0.94	2	1.88	8.25
14.8	1.15	-1	0.15	2.8	0.42	8.67
17.25	1.19	-1	0.19	2.45	0.47	9.13
17.62	1.19	-1	0.19	0.37	0.07	9.20
18	1.22	-1	0.22	0.38	0.08	9.29
19	1.15	-1	0.15	1	0.15	9.44
22.3	1.3	-1	0.3	3.3	0.99	10.43
25.1	1.2	-1	0.2	2.8	0.56	10.99
28.15	1.2	-1	0.2	3.05	0.61	11.60
29	1.34	-1	0.34	0.85	0.29	11.89
30	1.45	-1	0.45	1	0.45	12.34

Para la evaluación del empuje de tierras deben tomarse en cuenta diferentes factores como la configuración y las características de deformabilidad del muro, las propiedades de relleno, las condiciones de fricción suelo - muro, la compactación del relleno, del drenaje así como la posición del nivel freático.

La magnitud del empuje de tierras varía entre activo y pasivo dependiendo de la deformabilidad del muro.

El momento resistente generado por el empuje pasivo del suelo vecino a la celda se calcula con:



Esquema para calcular empuje pasivo.

$$M_{rEp} = L \sum [(\sigma_{hpsi} \cdot z_{1i} + (\sigma_{hpfi} - \sigma_{hpsi}) \cdot z_{2i}) \cdot D_{ei}]$$

Donde:

$\sigma_{hpsi}$  y  $\sigma_{hpfi}$  : esfuerzos horizontales pasivos en la parte superior e inferior del estrato i, respectivamente, se calculan como,  $\sigma_{hp} = \sigma_v \cdot K_p + u$  ;

$z_1$ = brazo de palanca medido de la mitad del estrato i con respecto al eje de rotación que pasa por el punto k,

$z_2$ =brazo de palanca medido del tercio bajo del estrato i con respecto al punto k, y

$D_{ei}$ = espesor del estrato i .

De esta forma el cálculo del empuje pasivo no considera efecto de resistencia al corte que es considerado en la cuña plana frontal y no se duplican resistencias.

El momento resistente generado por el empuje activo del suelo vecino a la celda se calcula con:

$$M_{Ea} = L \sum [(\sigma_{hasi} \cdot z_{1i} + (\sigma_{haf_i} - \sigma_{hasi}) \cdot z_{2i}) \cdot D_{ei}]$$

Donde:

$\sigma_{hasi}$  y  $\sigma_{haf_i}$  : esfuerzos horizontales activos en la parte superior e inferior del estrato i respectivamente, se calculan como,  $\sigma_{ha} = \sigma_v \cdot K_a + u - 2c \cdot \sqrt{K_a}$  ,Si el empuje activo es negativo por efecto de la resistencia al corte, se recomienda considerarlo nulo.



Estrato	Z	c	$\sigma_v$	Kp	Ka	$\sigma_p$	$\sigma_a$	z1	z2	MREP	MEA
A-MS	1.2	3.75	1.5	0.8	1	1.20	-6	10.27	10.2	45.88	55.98
	1.6		2.152	0.8	1	1.72	2.152				
B-CS	1.6	4.2	2.152	0.8	1	1.72	-6.248	9.37	9.13	286.38	339.62
	3		4.252	0.8	1	3.40	4.252				
C-CS	3	3.8	4.252	0.8	1	3.40	-3.348	8.3	8.17	149.59	182.17
	3.75		4.627	0.8	1	3.70	4.627				
D-MS	3.75	0.7	4.627	0.8	1	3.70	3.227	7.77	7.72	58.54	73.04
	4.05		4.831	0.8	1	3.86	4.831				
E-CS	4.05	1.5	4.831	0.8	1	3.86	1.831	6.9	6.65	283.33	347.09
	5.5		5.469	0.8	1	4.38	5.469				
F-CH	5.5	1.875	5.469	0.8	1	4.38	1.719	3.92	3.17	568.42	628.26
	10		6.369	0.8	1	5.10	6.369				
G-CENISA VOLCANICA	10	3.1	6.369	0.8	1	5.10	0.169	0.67	0.33	50.83	36.14
	12		8.249	0.8	1	6.60	8.249				
H-CH	12	2.5	8.249	0.8	1	6.60	3.249	1.73	2.2	221.24	319.31
	14.8		8.669	0.8	1	6.94	8.669				
I-CH	14.8	1.65	8.669	0.8	1	6.94	5.369	3.73	3.93	207.36	264.35
	16		8.897	0.8	1	7.12	8.897				
Suma										3743.11	575.89

CALCULO DEL MOMENTO RESISTENTE.

	UNIDAD ( t-m)	PARTICIPOCION (%)
MRP	638.0	8.7
MRAE	1753.03	23.9
MRAA	0	0
MRFF	625.97	8.4
MREP	3743.11	51.02
MEA	575.89	7.8
MRU	7336	



## CAPITULO IV.- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL MURO MILAN – VASO INVERTIDO EN EL TRAMO ELEVADO TLALTENCO – ZAPOTITLAN DE LA LINEA 12 DEL METRO.

### 4.1.- UBICACIÓN DE LA LÍNEA 12.

El trazo de la línea 12 del Metro inicia en los predios baldíos denominados Terromotitla de la Delegación Tláhuac, corre paralela al Canal Acalote incorporándose en el cruce de la calle Luis Delgado con la Av. Tláhuac desarrollándose a lo largo de ésta, hasta la Calz. Ermita Iztapalapa siguiendo al poniente por la Av. Popocatepetl y toma a la derecha en la Av. División del Norte retomando el poniente por las Avenidas Municipio Libre, Félix Cuevas, Extremadura y la calle Benvenuto Cellini en Mixcoac en la Delegación Miguel Hidalgo.

La construcción inicialmente seria en dos etapas, la primera desde la Nave de Depósito y Talleres de Trenes en Tláhuac hasta la Estación Atlalilco y la segunda de ésta hasta el Depósito Mixcoac, debido a problemas en la expropiación de predios particulares y afectar las vialidades se presentó, la oposición de algunos vecinos, lo que motivo el atraso de la etapa inicial, por lo que la construcción se concluyó en una sola etapa. Contará con las siguientes estaciones:

- |                       |                           |
|-----------------------|---------------------------|
| 1. Terminal Tláhuac   | 10. San Andrés Tomatlán   |
| 2. Tlaltenco          | 11. Pueblo Culhuacán      |
| 3. Zapotitlán         | 12. Atlalilco             |
| 4. Nopalera           | 13. Mexicaltzingo         |
| 5. Olivos             | 16. Parque de los Venados |
| 6. San Lorenzo        | 17. Zapata                |
| 7. Periférico Oriente | 18. 20 de Noviembre       |
| 8. Calle 11           | 19. Insurgentes Sur       |
| 9. Lomas Estrella     | 20. Terminal Mixcoac      |



#### 4.2.-TRAZO DEL APOYO

Para iniciar los trabajos es necesario apoyarse con poligonales topográficas con el fin de identificar, alinear, y marcar en el terreno los ejes principales, paralelos y perpendiculares señalados en el plano del proyecto así como los linderos del mismo.

##### 4.2.1.- TRAZO GEOMETRICO.

Este trazo es muy importante, es parte fundamental del proyecto ejecutivo ya que de este depende de la información técnica del material rodante (trenes), de esta se obtienen las pendientes máximas y curvas mínimas que pueden transitar estos, por lo que es el origen del trazo geométrico de la vía y por ende de las estructuras. Además se deben conocer los cadenamientos de los apoyos (columnas) para que el tren corra sobre estructuras con nivelaciones normales en los tramos de interestación ya que además se deben de cuidar los gálibos verticales por abajo del viaducto para permitir el paso de camiones de carga, para el caso de la ciudad de México la altura mínima entre la cinta asfáltica y la parte inferior de una estructura elevada es de 5.50m.



Por esto último es necesario conocer la diferencia de alturas de todos los apoyos con respecto al banco de nivel, con el fin de lograr un viaducto con curvas verticales mínimas, es importante mencionar que las

estaciones se construyen a nivel ya que a los trenes no se les aplica freno alguno con lo que se logra mayor ahorro de tiempo en la llegada y salida de una estación.

Una vez previsto el trazo y la nivelación por el equipo de topografía adecuado, tendremos las referencias necesarias para ubicar nuestro proyecto en el terreno, espacio y de acuerdo a las dimensiones y niveles preestablecidos.

Ya sea un trazo con equipo topográfico o manual este se señala en el terreno con cal o pintura de esmalte y clavos para concreto, según el tipo de suelo donde se efectúa el trazo.

La topografía tiene un papel importante en el procedimiento constructivo ya que de este depende que a partir del inicio de la construcción de la cimentación del viaducto a base de muros Milán queden en su posición correcta y conserve su alineación, gálibos, pendientes y distancias entre apoyos que el proyecto indica.

Por ejemplo: Si el proyecto indica que la separación de los ejes de cada apoyo tendrán una separación de 30m y por un error de topografía quedara una separación entre dos apoyos de 29m, esto daría como resultado que de no darse cuenta a tiempo de esto, se construirían las traveses para una distancia de 30 m, lo que equivaldría en un remoto caso a fabricar una trabe para separación de 29m y otra de 31m con la consecuencia de tener que adaptar el molde de 30m para una trabe de 31m.

#### 4.3.-EXCAVACION DE BROCALES.

La construcción del brocal corresponde a la primera etapa de la cimentación del viaducto elevado.

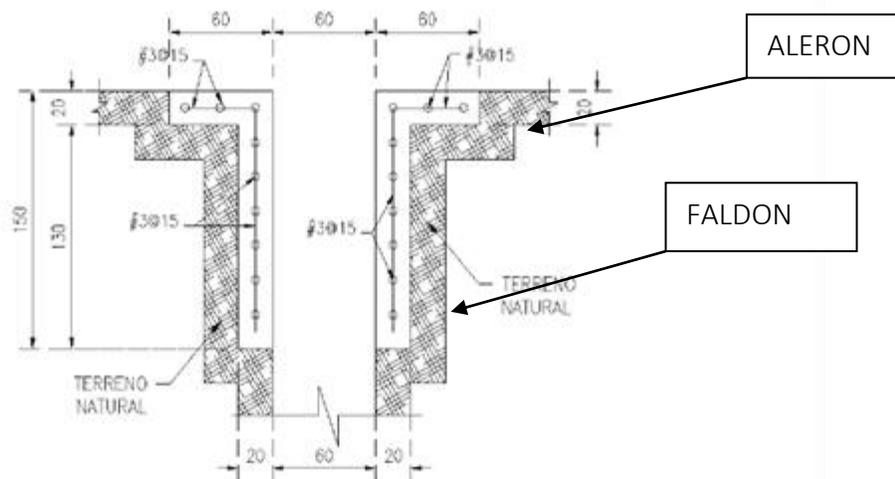
El brocal es una estructura de contención de concreto armado, alojado en una zanja trazada por el equipo de topografía, cuya excavación obligadamente es realizada a mano con el fin de detectar posibles interferencias con instalaciones municipales (ductos de teléfonos, CFE, líneas de gas, drenajes, agua potable, redes de riego, etc.).



La finalidad de la construcción, obedece a la necesidad de contar con una guía que permita garantizar la posición y verticalidad correctas del equipo guiado durante el proceso de excavación del tramo de muro Milán en cuestión.

Esta estructura se realiza a ambos lados de la zanja donde se construirá la pantalla y la profundidad requerida en esta obra fue de 1.50 m para el brocal, con un espesor de 10 cm.

Existen diversas técnicas, para la construcción de estos muros, pueden ser de concreto hidráulico, planchas metálicas, muros de ladrillo o tableros de madera. Lo esencial es que se produzca una buena adherencia con el terreno para evitar no solo el desprendimiento si no también la infiltración del lodo. En nuestro país se utiliza de concreto.



CORTE DE UN BROCAL DE CONCRETO



#### 4.3.1.- ARMADO, CIMBRA Y COLADO DE BROCALES

Una vez terminada la excavación se limpia y se procede a colocar la parrilla previamente armada.



ARMADO DE BROCAL

Se coloca la cimbra de madera y se procede a la colocación con su vibrado respectivo de concreto hidráulico.



CIMBRA Y COLADO DE BROCAL



El colado de brocales se realizará a través de un canalón metálico a fin de que se acerque el concreto a una distancia mínima de su lugar de colocación con el fin de evitar su segregamiento.



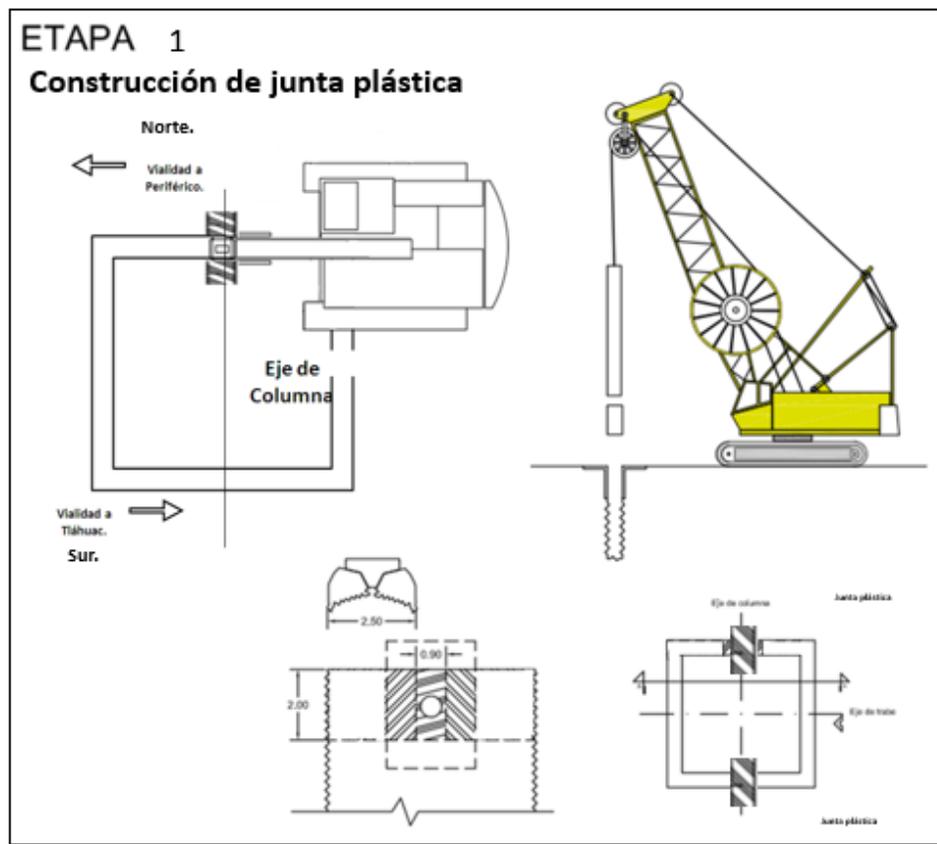
BROCAL COLADO

#### 4.3.2.-RELLENO ENTRE BROCALES.

Con el material producto de la excavación del brocal se debe realizar un relleno entre los faldones, además de la colocación de puntales de madera con el fin de evitar que se cierre la separación entre estos ya que en caso de suceder ya no entraría la almeja guiada para realizar la excavación del muro.

#### 4.4.- JUNTA PLASTICA (ETAPA 1)

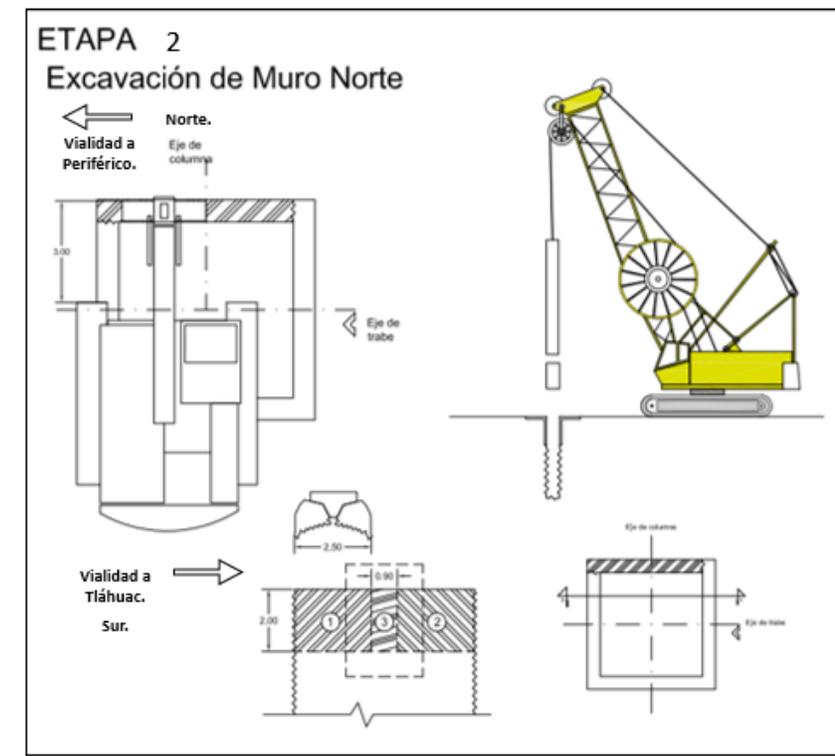
En caso de presentarse fugas de concreto durante el colado de la primera etapa del vaso invertido a la segunda etapa, será necesario construir en los muros faltantes una junta plástica que se haría a base de bentonita y cemento gris. Las dimensiones deben ser mínimo de un metro de ancho y de 2.5 metros de largo y de la profundidad máxima de excavación.



#### 4.5.- EXCAVACION PRIMERA FASE DEL MURO PONIENTE PARA CIMENTACION DE APOYO.(ETAPA 2).

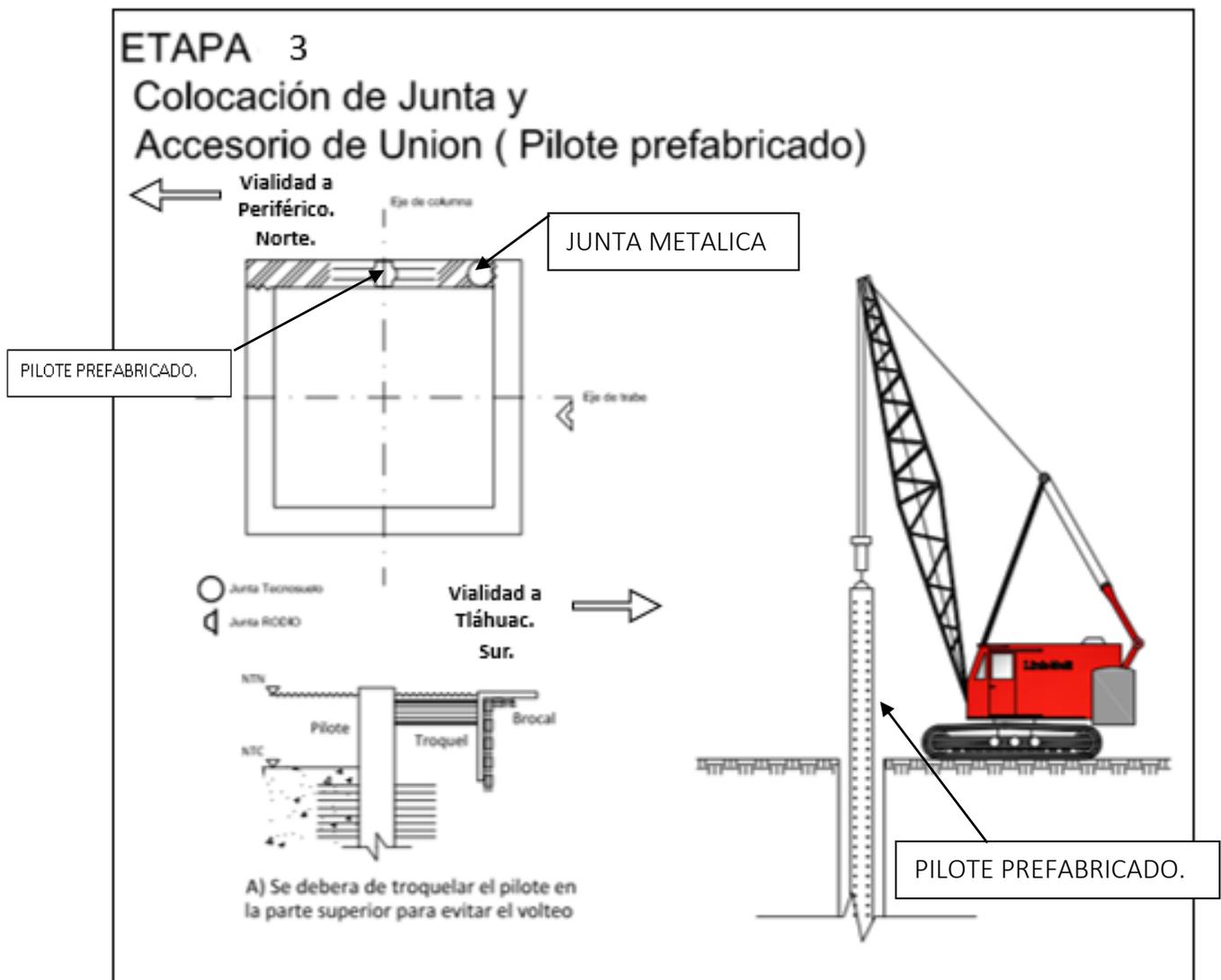
Debido a que la cimentación a utilizar en los apoyos en el tramo de interestaciones Tlaltenco - Zapotitlán es a base de Vasos Invertidos formados con dos muros Milán en forma de “U” y dos pilotes con acero lateral adicional para garantizar la continuidad del vaso, se inicia la excavación de la primera fase (muro nte), con el llenado de bentonita en la zona del brocal y se rellenara continuamente durante el proceso de excavación, para este caso le llamaremos Muro Poniente y los otros muros a excavar norte y sur. es necesario excavar el muro en tres fases completas, ya que la longitud de la parrilla más la mitad del pilote que queda en los muros nte y sur es de 4.75 m de longitud, por lo que es necesario excavar los 6.50 m, ya que de no hacerlo solo restarían 1.75 m por excavar y en caso de no excavar en la etapa del muro ote, ya no se podrían excavar, debido a que la almeja guiada al extenderse no abriría ya que estás miden de 2.5 a 2.6 m.

Como medida de precaución se deberá contar con aserrín de madera, yeso, trapos, estopa que servirán para taponar en caso necesario fugas por tuberías no detectadas o fisuras por desecación.



#### 4.6.- COLOCACION DE JUNTA Y ACCESORIO DE UNION (Pilote prefabricado). (ETAPA 3)

Debido a la forma del vaso invertido (cuadrada), la dimensión de la parrilla y el pilote prefabricado, terminada la excavación de la fase del muro norte, se procede a colocar primero la junta del muro y después el pilote prefabricado.

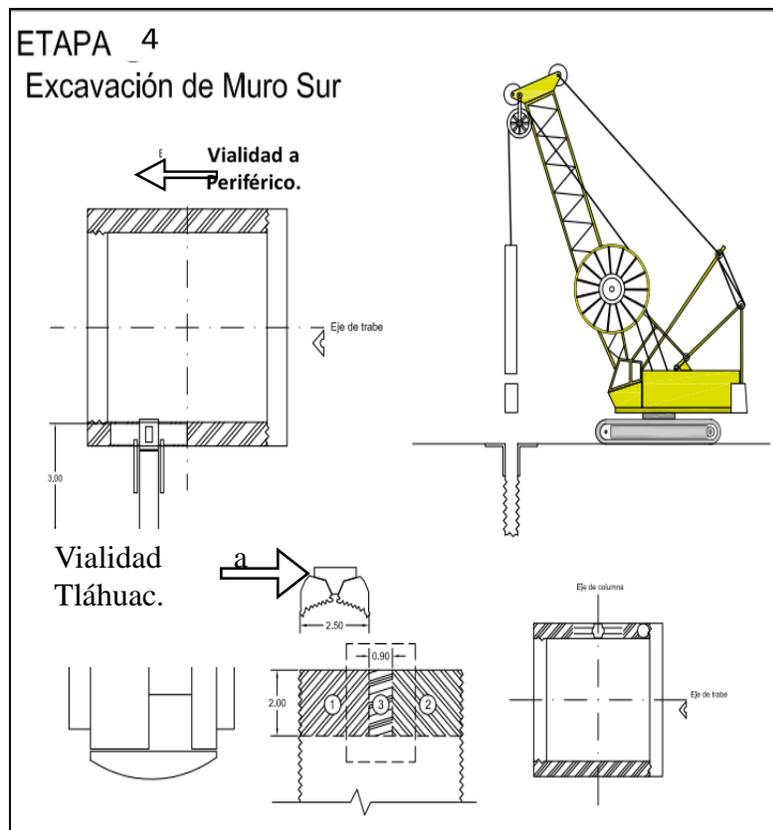


#### 4.7.- EXCAVACION DEL MURO SUR. (ETAPA 4)

Debido a la posición de los vasos invertidos formados con dos muros Milán en forma de “U” y dos pilotes con acero lateral adicional para garantizar la continuidad del vaso, se inicia la excavación del muro

Sur, mismo que cuenta por el procedimiento de excavación en tres fases, por lo que solo se excavara la cara sur, se inicia con el llenado de bentonita en la zona del brocal y se rellenara continuamente durante el proceso de excavación, ya que la longitud de la parrilla más la mitad del pilote que queda en el muro sur sería de 4.75 m de longitud, de los 6.50 m de la longitud del muro que es necesario escavar, por lo que solo restarían 1.75 m que en caso de no excavarse, ya no se podrían escavar, debido a que la almeja guiada al extenderse no abriría ya que éstas miden de 2.5 a 2.6 m.

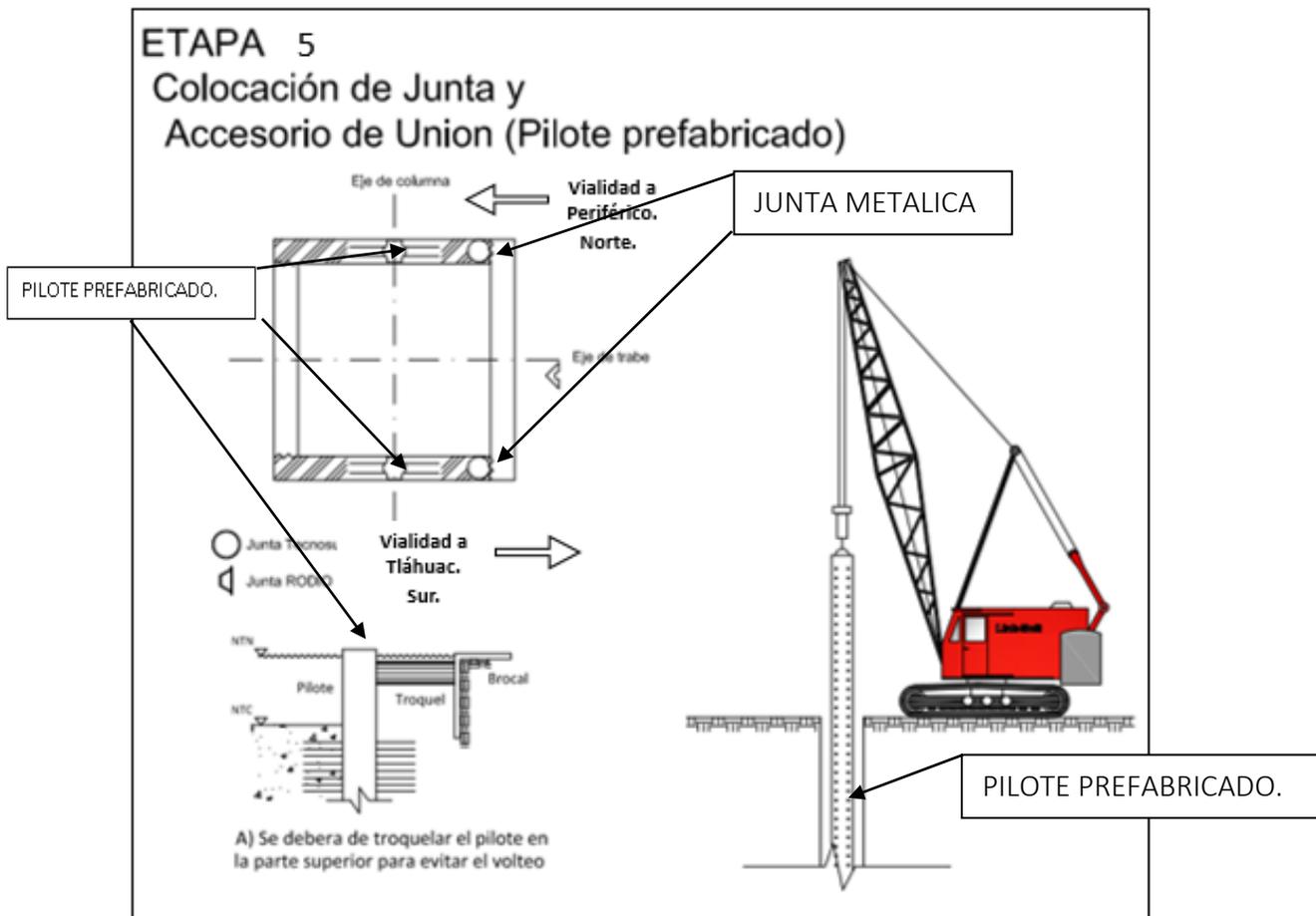
Como medida de precaución se deberá contar con aserrín de madera, yeso, trapos, estopa que servirán para taponear en caso necesario fugas por tuberías no detectadas o fisuras por desecación.



#### 4.8.- COLOCACION DE JUNTA Y ACCESORIO PILOTE PREFABRICADO DE UNION MURO SUR.

(ETAPA 5)

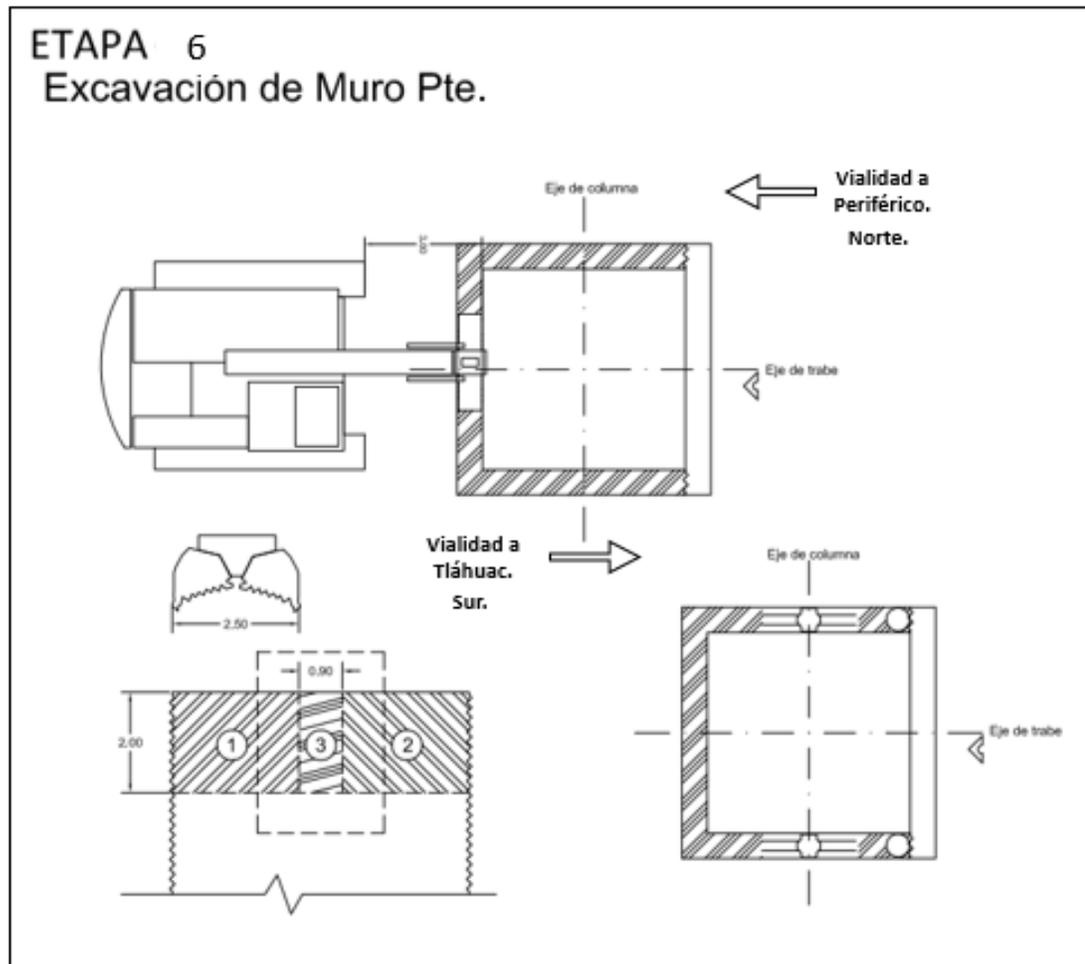
Debido a la forma del vaso invertido (cuadrada), la dimensión de la parrilla y el pilote prefabricado, terminada la excavación de las tres fases del muro sur, se procede a colocar primero la junta del Muro Ote. y posteriormente el pilote prefabricado.



#### 4.9.- EXCAVACION DEL MURO PTE. (ETAPA 6)

Con la excavación del tercer muro que da forma de “U”, se inicia la excavación del muro poniente en tres fases, iniciando con el llenado de bentonita en la zona del brocal y se rellenara continuamente durante el proceso de excavación.

Como medida de precaución se deberá contar con aserrín de madera, yeso, trapos, estopa que servirán para taponar en caso necesario fugas por tuberías no detectadas o fisuras por desecación



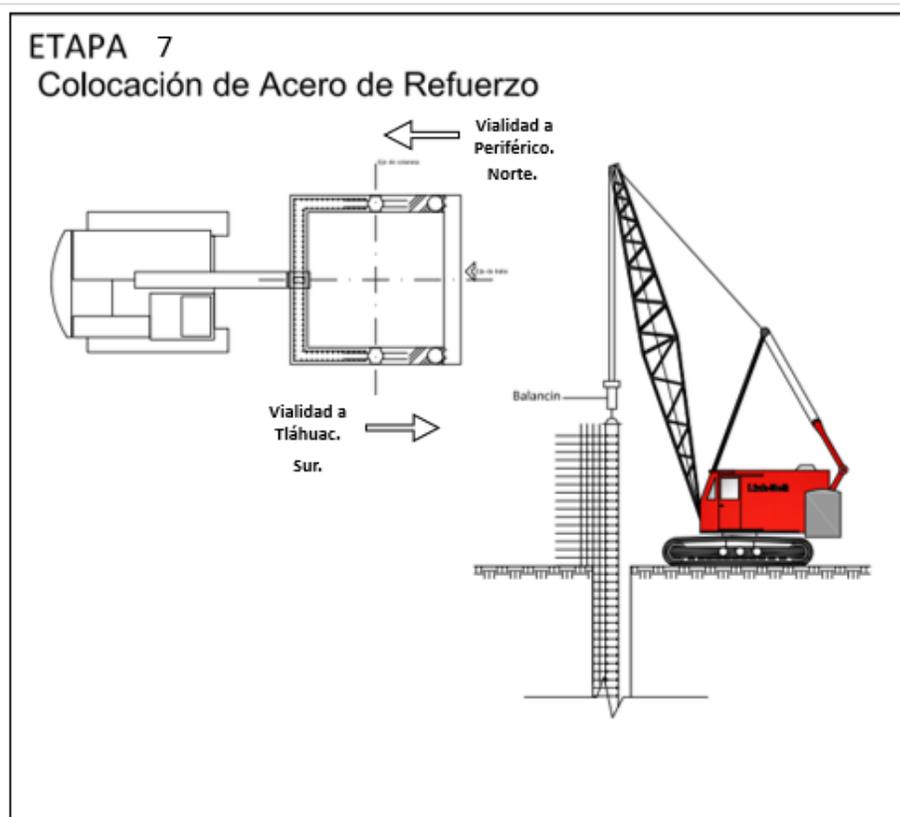


#### 4.10.- COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO DEL PRIMER MURO. (ETAPA 7)

Previo a la terminación de la excavación del tercer muro que da forma a la “U”, se inicia la actividad de carga y acarreo del acero de refuerzo, previamente habilitado y armado de acuerdo a las dimensiones especificadas, con el fin de acercarlo al muro por colar.

Se inicia con la elevación de la parrilla con la ayuda de un balancín y una excavadora montada sobre orugas, está actividad se realiza lentamente para no deformar la parrilla, una vez ya elevada se presenta en la sección excavada, se verifica su plomeo en dos lados con la ayuda de tripies con plomos y se inicia la introducción del acero lentamente, se debe revisar que el acero del pilote este en su posición de proyecto, con el fin de evitar que se atore el acero de la parrilla al entrar y esto provoque roces que dificulten la maniobra de colocación.

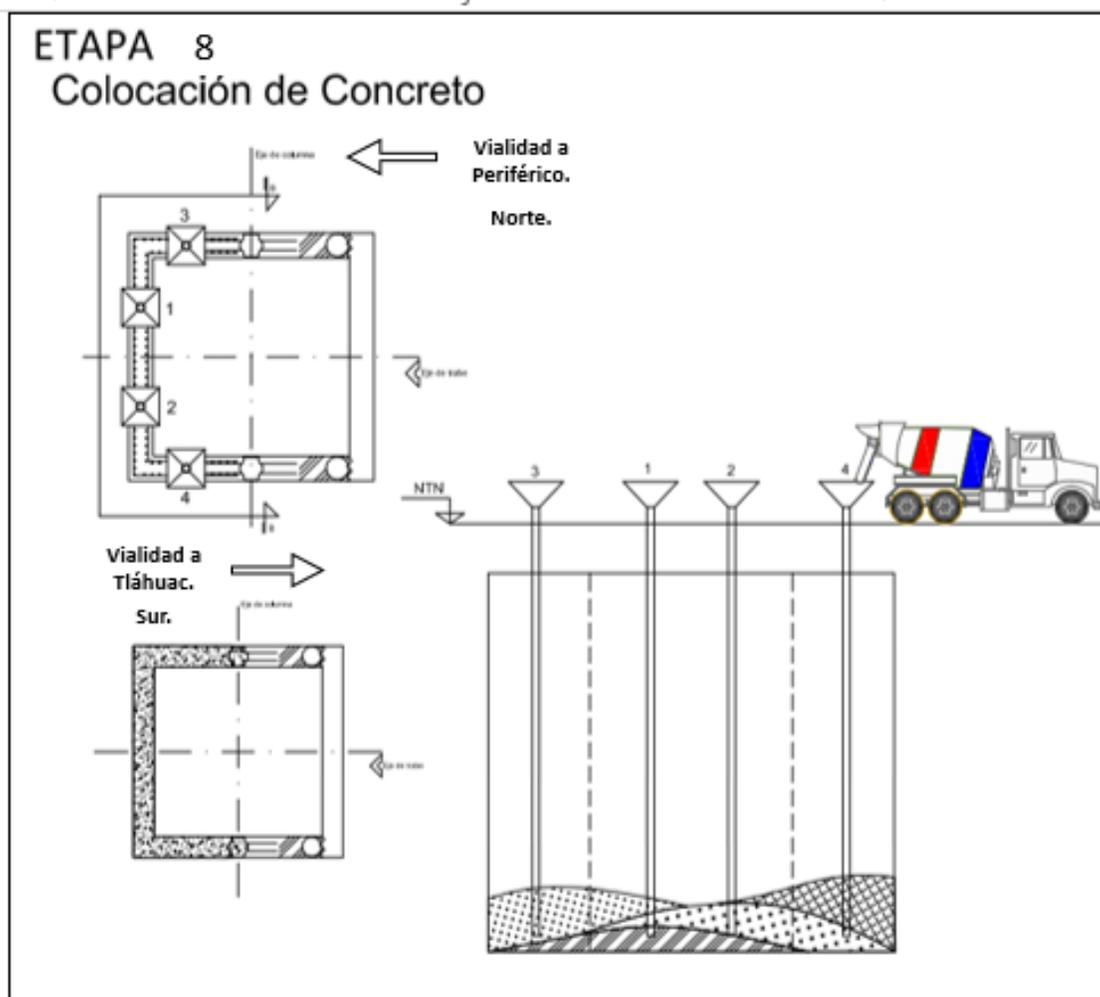
Terminada la maniobra de introducción – colocación de la parrilla se deberá asegurar la parrilla contra el brocal con el fin de evitar que está llegue a flotarse-



#### 4.11.- COLOCACION DE CONCRETO HIDRAULICO DEL PRIMER MURO. (ETAPA 8)

Colocada la parrilla del acero de refuerzo se procede a la instalación del equipo de bombeo de lodos junto al muro por colar, para iniciar el bombeo del lodo a camiones tanque de acuerdo al volumen de concreto que se va colocando.

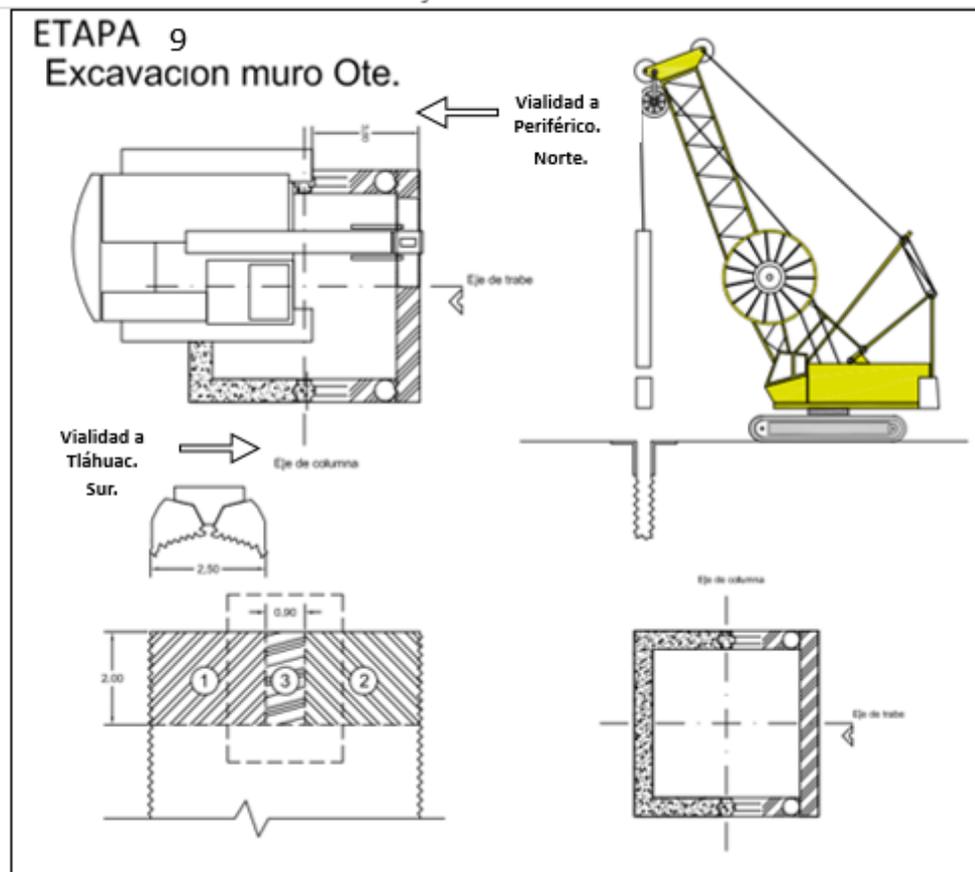
Además se procede a la instalación de las tolvas con tubería de acero (tremie) del tipo acoplamiento por medio de cople y cuerda, al iniciar el colado se deberá de colocar una cámara de balón inflada del diámetro de la tubería que servirá para verter el concreto en la tolva y este no se contamine con la bentonita. Se deberá troquelar la parrilla de acero con el fin de evitar el fenómeno de flotación del acero que en ocasiones se presenta.



#### 4.12.- EXCAVACION DEL MURO OTE. (ETAPA 9)

Después de terminado el colado del primer muro en forma de “U”, se debe esperar 24 hrs como mínimo para iniciar la excavación del segundo muro con forma de “U”, se inicia la excavación del muro en tres fases, iniciando con el llenado de bentonita en la zona del brocal y se rellenara continuamente durante el proceso de excavación, ya que la longitud de la parrilla en este lado es de 6.5 m es necesario excavar, en tres fases la primera de 2.5, del lado del terreno, la segunda de 2.5 m del lado opuesto y al final la del centro

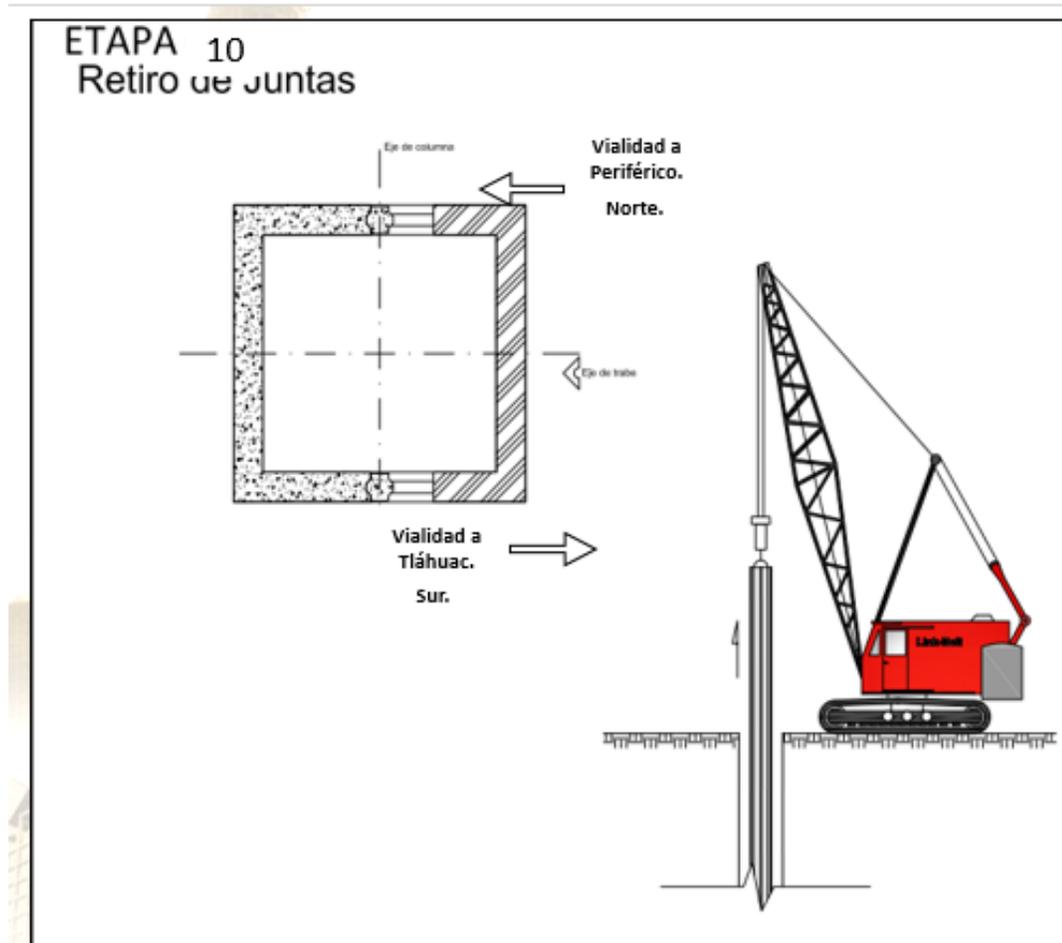
Como medida de precaución se deberá contar con aserrín de madera, yeso, trapos, estopa que servirán para taponar en caso necesario fugas por tuberías no detectadas o fisuras por desecación.





#### 4.13.- RETIRO DE JUNTAS METALICAS DEL PRIMER MURO. (ETAPA 10)

Terminada la excavación del cuarto muro se procede con la ayuda de una Excavadora sobre orugas al retiro de las juntas metálicas colocadas previamente con el fin de proceder a la colocación de la segunda parrilla de acero de refuerzo en forma de “U”, como medida de precaución se procederá a revisar de manera manual la excavación de las secciones excavadas previamente para el colado del primer muro, con el fin de verificar que no haya caídos del terreno.



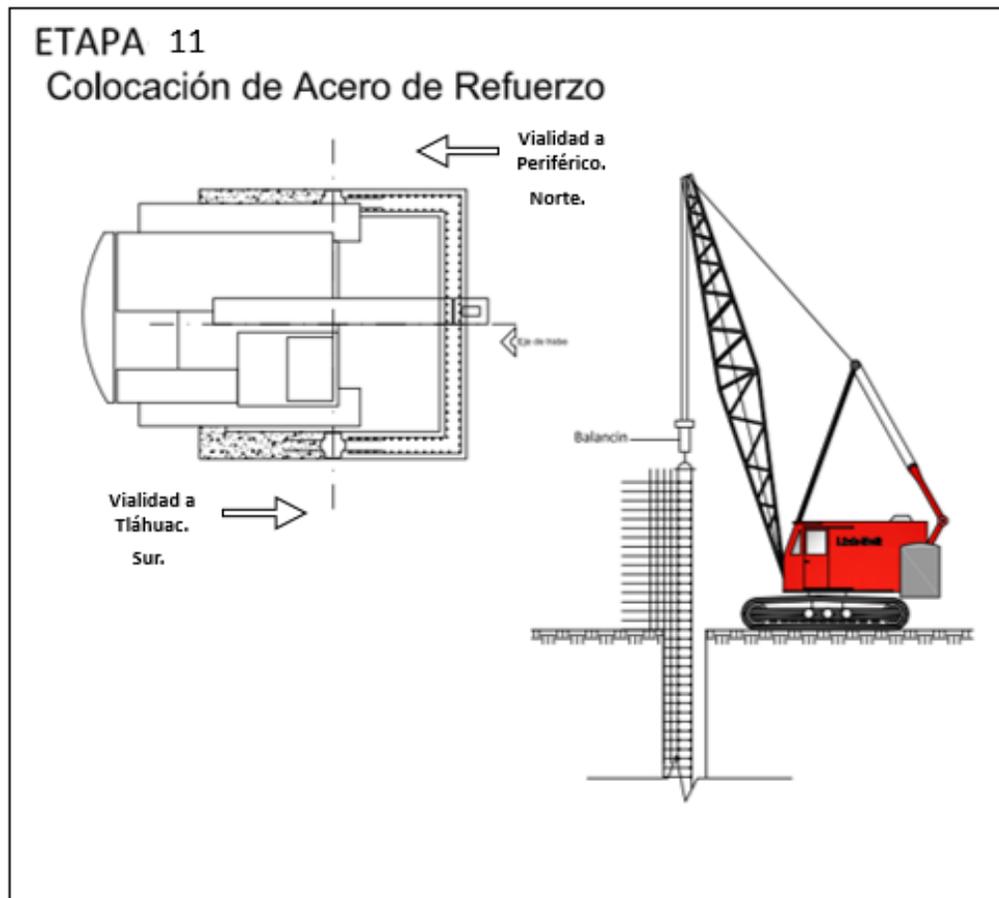


#### 4.14.- COLOCACION DE ACERO DE REFUERZO DEL SEGUNDO MURO. (ETAPA 11)

Previo a la terminación de la excavación del segundo muro con forma de “U”, se inicia la actividad de carga y acarreo del acero de refuerzo, previamente habilitado y armado de acuerdo a las dimensiones especificadas, con el fin de acercarlo al muro por colar.

Se inicia con la elevación de la parrilla con la ayuda de un balancín y una excavadora montada sobre orugas, está actividad se realiza lentamente para no deformar la parrilla, una vez ya elevada se presenta en la sección excavada, se verifica su plomeo en dos lados con la ayuda de tripies con plomos y se inicia la introducción del acero lentamente, se debe revisar que el acero del pilote este en su posición de proyecto, con el fin de evitar que se atore el acero de la parrilla al entrar y esto provoque roces que dificulten la maniobra de colocación.

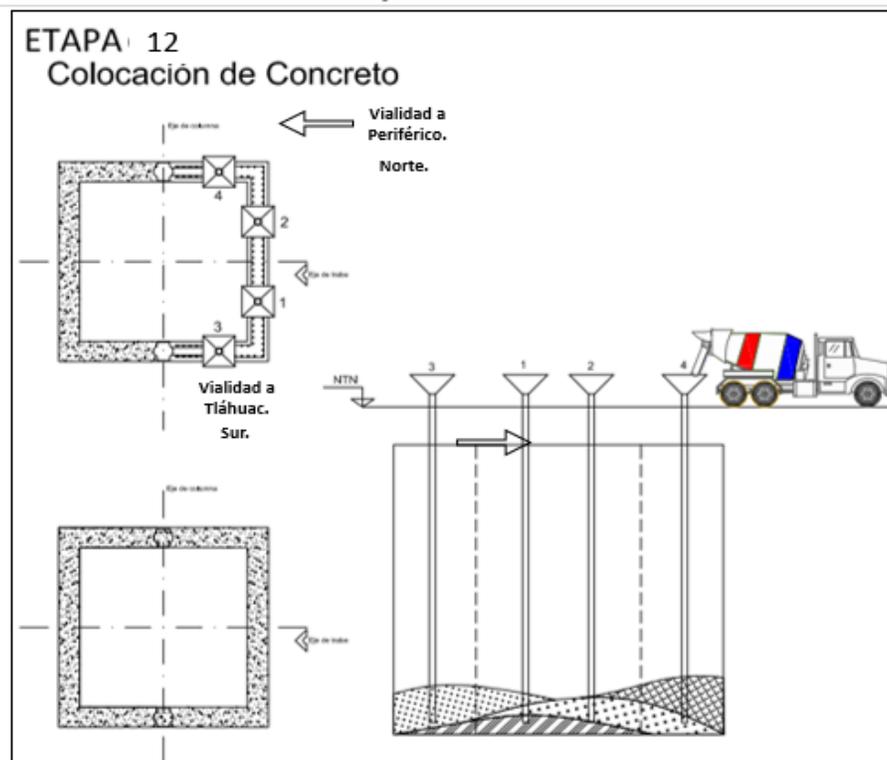
Terminada la maniobra de introducción – colocación de la parrilla se deberá asegurar la parrilla contra el brocal con el fin de evitar que está llegue a flotarse.



#### 4.15.- COLOCACION DE CONCRETO HIDRAULICO DEL SEGUNDO MURO. (ETAPA 12)

Se procederá al colado cuando la perforación este limpia, la parrilla de refuerzo se encuentre en la posición prevista en los planos estructurales. Antes de iniciar el colado será necesario llevar a cabo la sustitución o desarenado de los lodos tixotrópicos para evitar posibles decantaciones durante el proceso y facilitar la puesta en obra. Una vez que se haya alcanzado el nivel máximo de excavación dentro de la zanja, no deberá de transcurrir más de seis horas (6hrs) sin haber iniciado el colado.

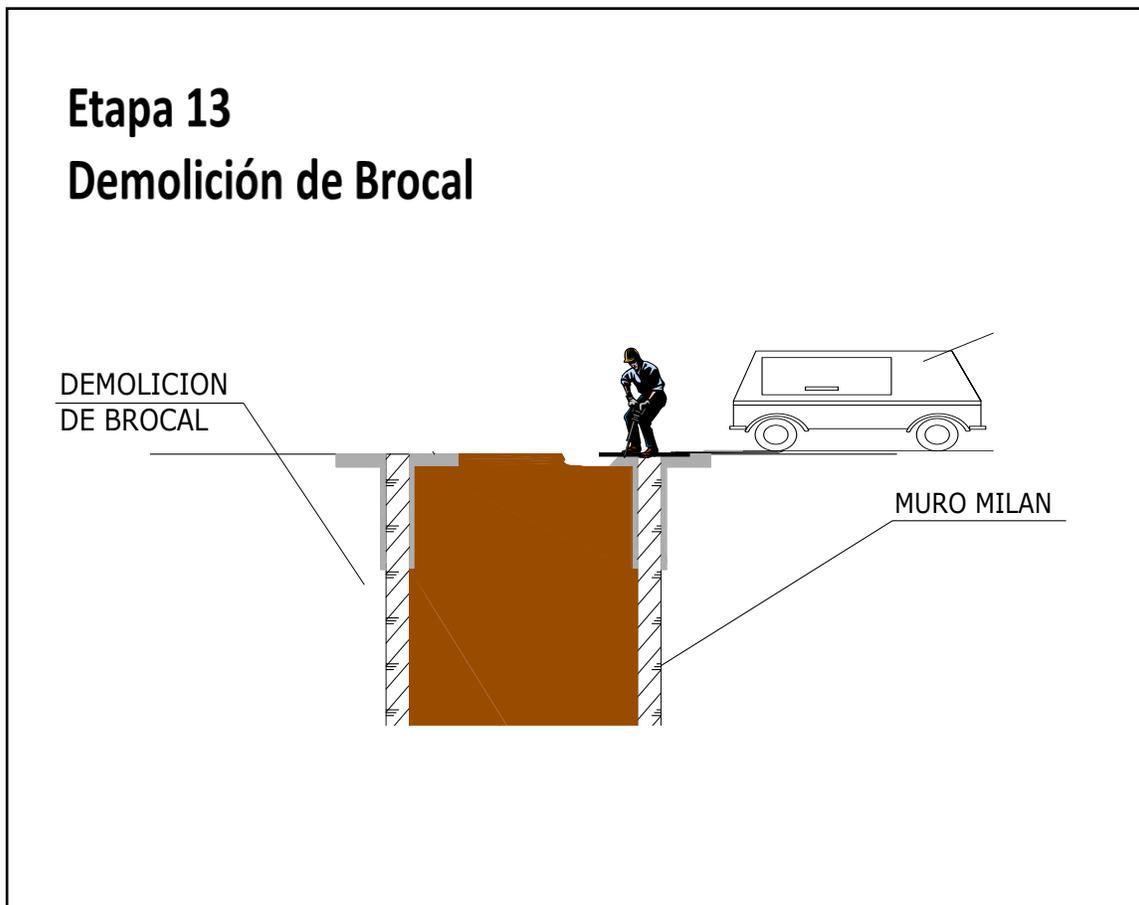
El colado se efectuará en diferentes tiros (1, 2, 3, 4) de acuerdo a la etapa número 12, mediante el método de tubería Tremie, colocando tubos al inicio del colado sobre el fondo de la excavación y después de levantarlos a diez o veinte cm (10 a 20 cm) colocando en la tubería un tapón constituido por un balón de latex para evitar la segregación y contaminación del concreto.





#### 4.16.- DEMOLICION DE BROCAL. (ETAPA 13)

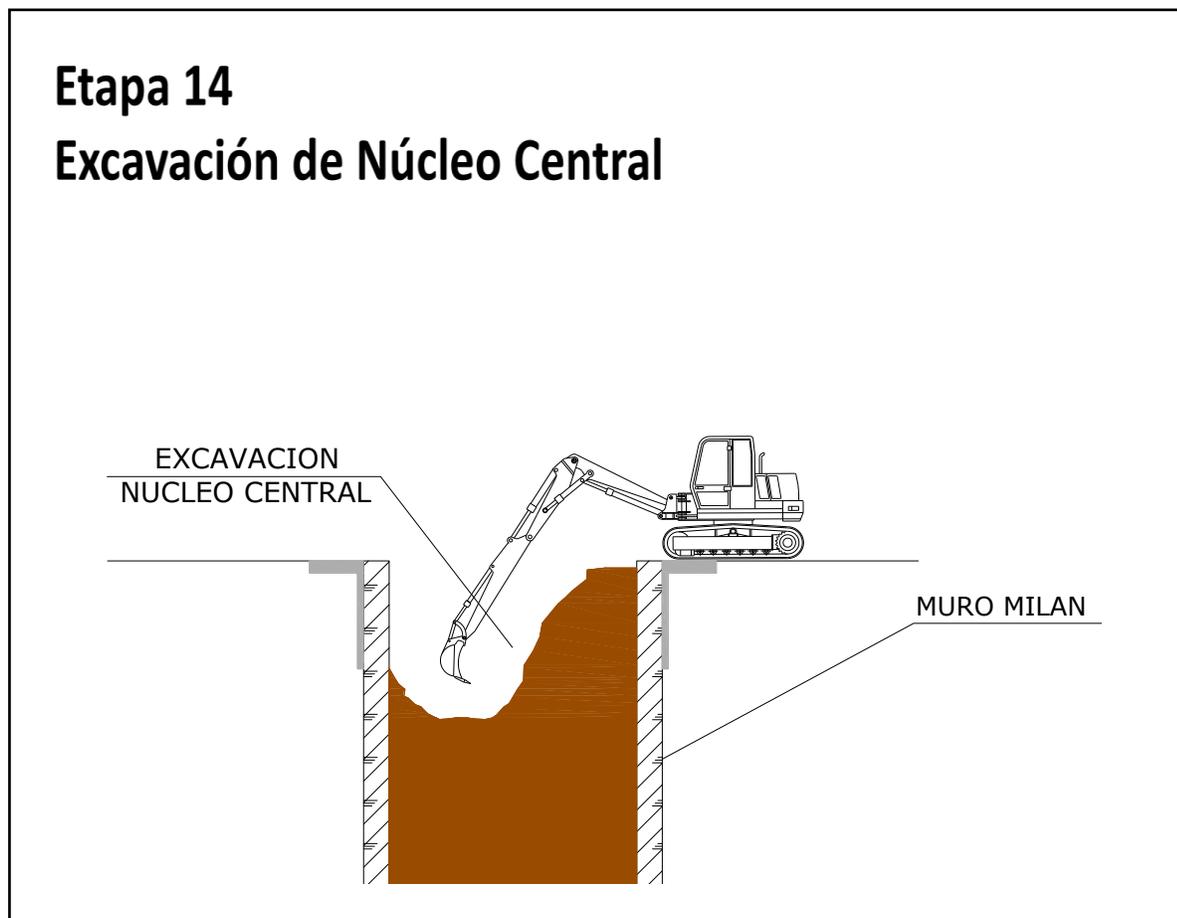
Después de 24 hrs de haberse colado el segundo muro, se podrá iniciar la demolición del brocal de concreto que funciono como guía para la excavación del núcleo y con esto dar paso a la excavación del núcleo. Este trabajo es opcional se puede realizar hasta el final de los rellenos.





#### 4.17.- EXCAVACION DEL NUCLEO CENTRAL ENTRE MUROS MILAN. (ETAPA 14)

**Excavación del núcleo central:** Terminado el segundo colado de la zapata, la excavación se realizará con equipo mecánico, en una sola etapa y con la geometría de proyecto hasta la profundidad de desplante, más una sobre excavación de 30 cm, 5 cm para la plantilla simple y 25 cm para la construcción de la plantilla armada, se podrá realizar de forma manual para evitar remoldeos excesivos en el terreno o con equipo mecánico con especial cuidado en la excavación para no sobre excavar, afinando mel fondo de la excavación a mano. La excavación ocupará en este caso un área cuyos lados serán los delimitados por el faldón del brocal hasta el nivel de desplante de proyecto.

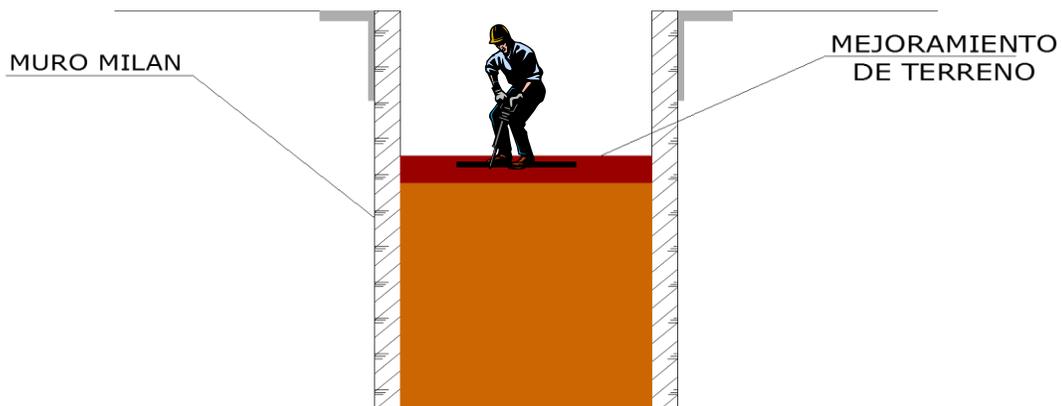




#### 4.18.- MEJORAMIENTO DEL FONDO DE EXCAVACION. (ETAPA 15)

Se podrá realizar una excavación adicional de 60 cm de espesor en caso de ser indicado en el proyecto, el material de relleno será con material de tezontle de hasta 3" de espesor, compactado en capas de 20 cm con equipo mecánico ya sea con compactadoras de placa manuales de gasolina o compactadores de rodillo manuales.

## Etapa 15 Mejoramiento de Núcleo

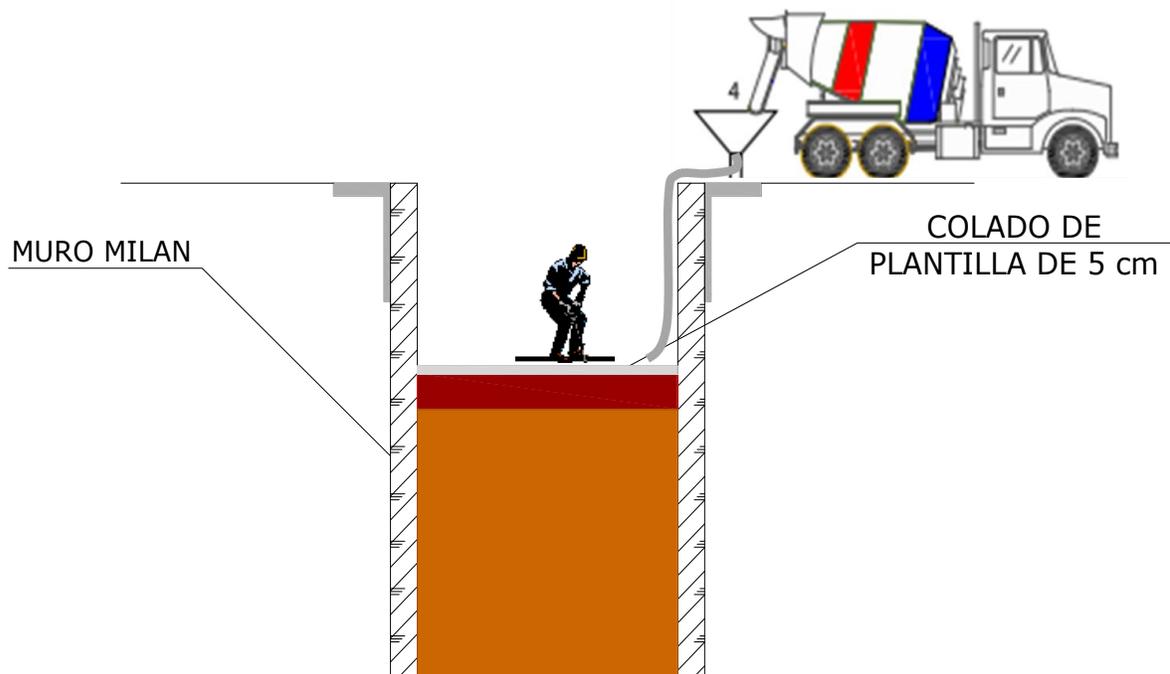




#### 4.18.- COLADO DE PLANTILLA SIMPLE DE 5 CM. (ETAPA 16)

Terminada la demolición del concreto del muro Milán, se terminara la excavación al nivel indicado en proyecto, para proceder a colar una plantilla simple de concreto de 5 cm de espesor.

## Etapa 16 Colado de Plantilla de 5 cm



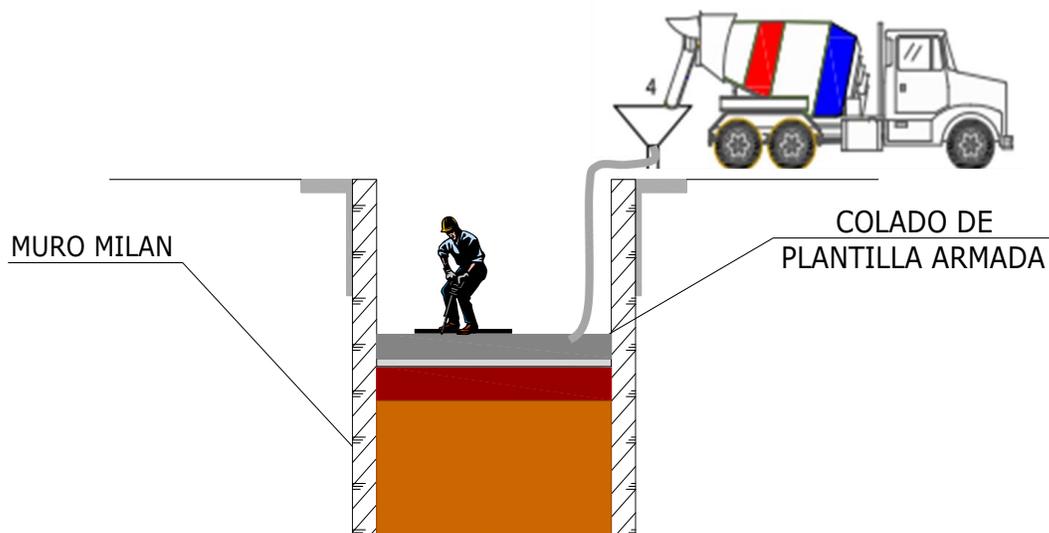


#### 4.19.- COLADO DE PLANTILLA ARMADA. (ETAPA 17)

Terminada la demolición del concreto del muro Milán, se terminara la excavación al nivel indicado en proyecto, para proceder a colar una plantilla simple de concreto de 5 cm de espesor

Posteriormente se procede con el descabece de pilas mediante equipo neumático (compresor de aire), y con la terminación de la excavación hasta llegar al desplante de la zapata, excavada en su totalidad, al nivel de desplante de proyecto, y fraguado el concreto para mejoramiento del fondo de la excavación, si fuera el caso, se colocará al armado de la plantilla, para posteriormente colocar el concreto  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  que cubra el área de la zapata mas los sobre anchos.

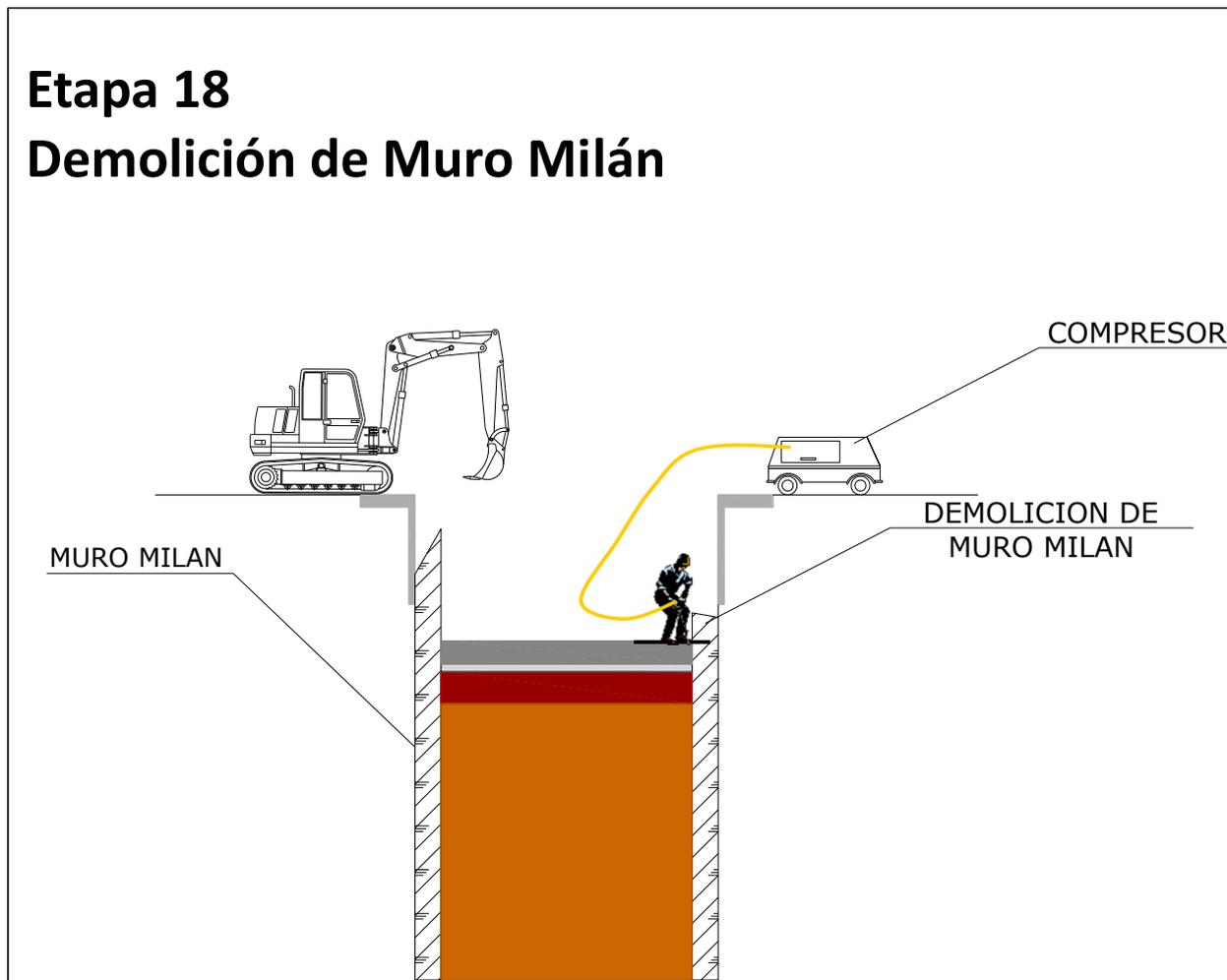
## Etapa 17 Colado de Plantilla Armada



#### 4.20.- DESCABECE (DEMOLICION) DE MURO MILAN. (ETAPA 18)

En cuanto exista el espacio suficiente para poder realizar la demolición del concreto contaminado por el proceso del colado del muro, se realizara este por medios mecánicos (rompedoras neumáticas), con el cuidado suficiente de no dañar el acero del refuerzo del muro, hasta el nivel de proyecto.

En caso de que una o más varillas del acero de refuerzo, resultaran dañadas se podrán reponer de dos maneras, una por demolición de la longitud de traslape y recolar la zona y otra por medio de perforación de la longitud de traslape utilizando aditivo RD-500 de la marca Hilti.





#### 4.20.- IZAJE Y MONTAJE DE COLUMNA PRECOLADA. (ETAPA 19)

**Montaje de la columna PREFABRICADA.** Tomadas las posiciones del equipo de montaje e ingresado el elemento sobre una plataforma especial que carga grandes toneladas al sitio de colocación, uno de los equipos de montaje con su personal de maniobristas, estrobarán la columna sobre el capitel en los ganchos colocados exprefeso para la maniobra, mediante estrobos y grilletes que contarán con la capacidad necesaria para soportar la carga. Para colocarla en vertical, se podrá utilizar una segunda grúa hidráulica con el que se estrobará sobre la zona de la zapata de la columna para amadrinar el elemento y poner este en vertical.

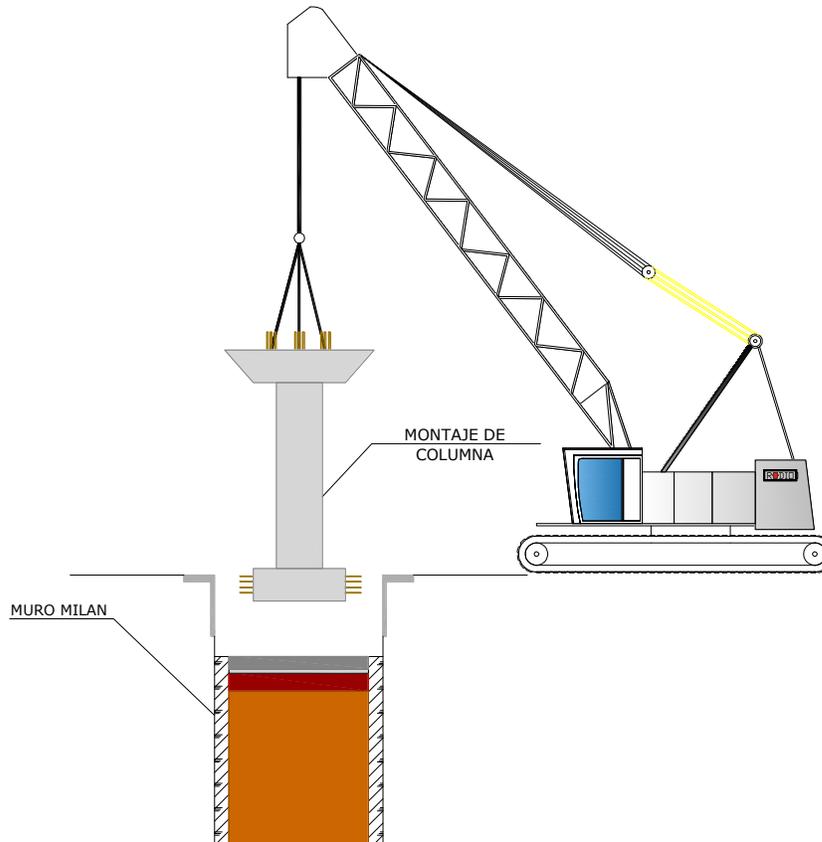


Después se retira el estrobo de la zapata para que el equipo pueda terminar el recorrido a su posición final.



Colocado el elemento en su posición final, previamente alineado y fijado mediante la colocación de cuñas de acero, se dispone a liberar el elemento y retirar los equipos del sitio de montaje. Quedando la columna perfectamente montada, verificada por la topografía. Una vez alineada la columna se procede a cimbrar el perímetro de la base de la zapata y se cuela con una mezcla a base un grout de  $f'c = 600 \text{ Kg/cm}^2$ , con el fin de que se reciba perfectamente la zapata de la columna con la plantilla armada.

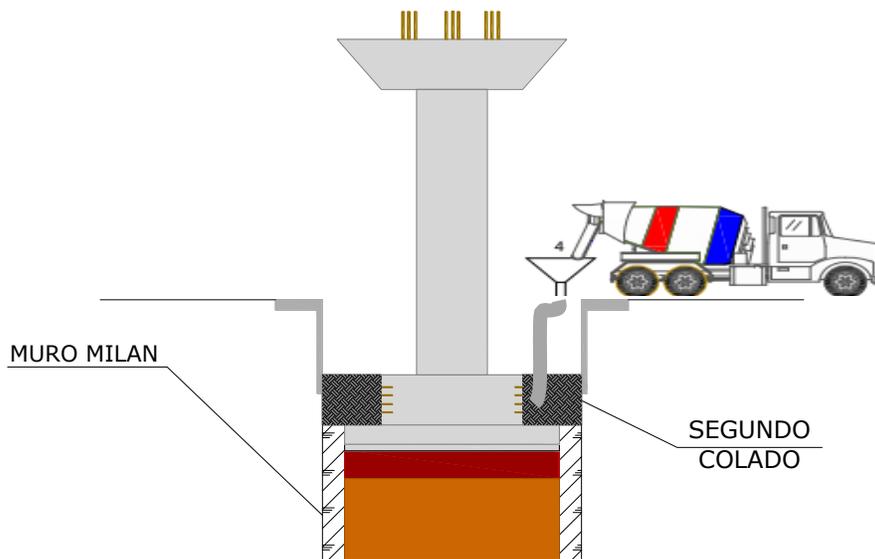
## Etapa 19 Montaje de Columna



#### 4.21.- ARMADO Y COLADO DE COMPLEMENTO ZAPATA DE LA COLUMNA. (ETAPA 20)

**Colado de la segunda parte de la zapata (Segundo colado)** Quedando la columna perfectamente montada y recibida sobre la zapata armada, se verifica por la topografía la dimensión total de la zapata, para proceder a unir el armado de la zapata prefabricada con el resto de la zapata del segundo colado, si es necesario se colocara cimbra en el perímetro de la zapata, para nuestro caso se coloca el concreto contra el faldón del brocal y terreno natural. Una vez terminado el armado de la zapata se procede a colar la zona del segundo colado con concreto de 600 kg/cm<sup>2</sup> con concreto con el 80% del  $f'c$  a 24 horas con una temperatura ambiente superior a los 13 °C.

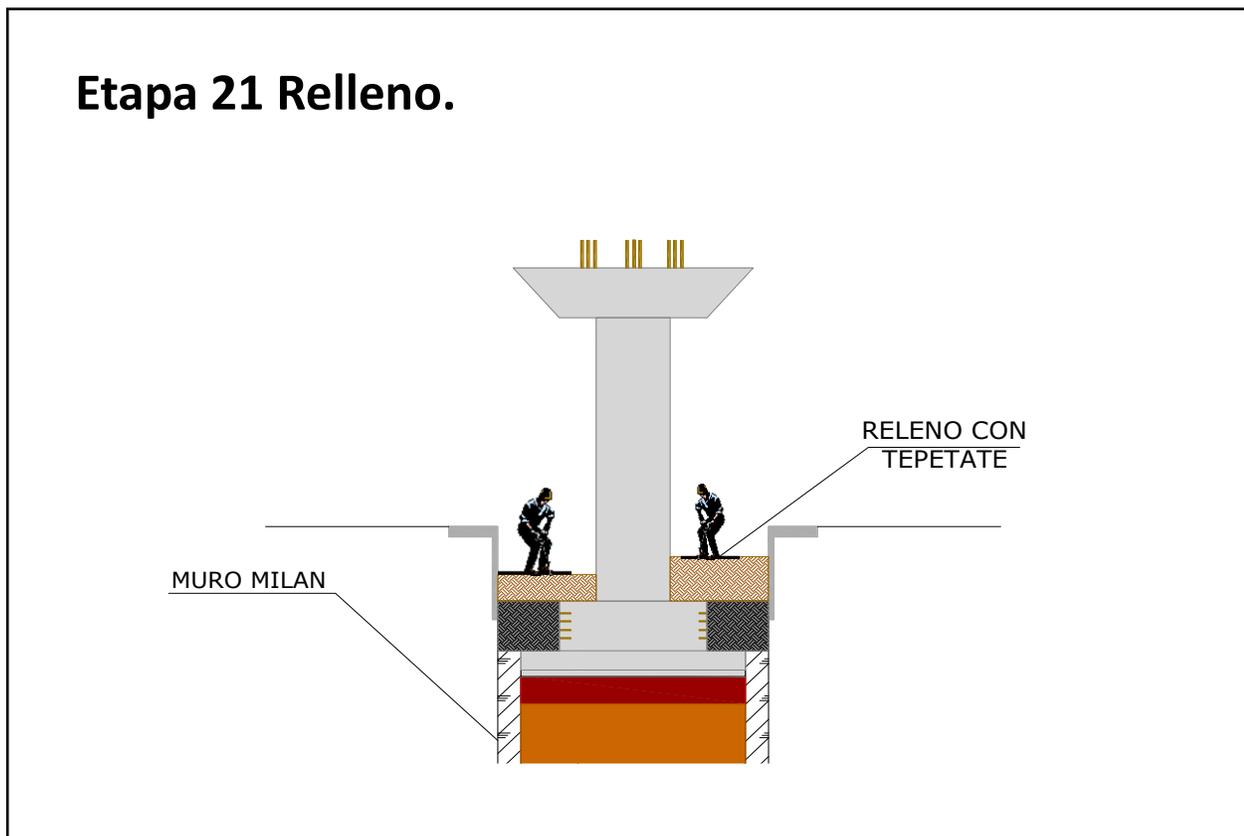
### Etapa 20 Segundo Colado (Cimentación–Columna)





#### 4.22.- RELLENO SOBRE ZAPATA. (ETAPA 21)

**Rellenos locales sobre zapatas:** Una vez colocada la pieza zapata-columna y realizado el segundo colado para su conexión a la zapata armada en obra, se rellenará la parte superior con material de tepetate en capas de 20cm con un grado de compactación de 90% del PVSM, hasta llegar a la sub base formada con grava controlada que se compactara al 95 % de su PVSM, se procede a colocar la capa de base formada con grava controlada compactada al 100 % de su PVSM, posteriormente se colocara la carpeta asfáltica correspondiente.



#### 4.22.- COLOCACION DE APOYOS DE NEOPRENO E IZAJE Y MONTAJE DE TRABES. (ETAPA 22)

Previo al izaje y montaje de las traves precoladas se deben colar las bases de los apoyos ubicadas sobre los capiteles, son 4 piezas 2 para cada trabe que apoya en los capiteles de las columnas y sobre estos se colocan los encapsulados o apoyos de neopreno indicados en proyecto, según lo indicado a continuación:

PROCEDIMIENTO PARA LA INSTALACION DE ENCAPSULADO:

1. Limpieza del acero de refuerzo colocado antes del colado de las columnas – zapata.



2. Habilitado del acero de refuerzo para formar el apoyo.



3. Colocar la base metálica del encapsulado aplicando 2 capas de primario.



- Colocación de cimbra para colar la base del encapsulado.
- Colado de base a base de un grout estabilizador de volumen, en polvo libre de hierro, formulado técnicamente y de granulometría perfectamente definida. Basta con mezclarlo con agua limpia para producir un grout sin contracciones y de alta resistencia 600 Kg/cm<sup>2</sup>.



- Colocar grasa a todo el interior del plato y anillo.



7. Colocar teflón bien asentado.
8. Colocar el neopreno.



9. Colocar segundo teflón.



10. Colocar Orrin anillo de acero acomodado sobre el segundo teflón.
11. Colocar la tapa de acero con el bisel que tiene un lado hacia abajo.



12. Se coloca el guardapolvo con la parte gruesa para abajo.

Nota: El apoyo móvil lleva tapa de acero con teflón pegado, hacia arriba, sin pintar y con la placa inoxidable de acero soldada a la trabe.

13. Se aplica una capa final de pintura dejando listo para el montaje de las trabes.



**Traslado de la trabe:** Debido a los gálibos horizontales de la Av. Tlahuac las trabes “W” se fabricaron en 2 partes mismas que unirán ya colocadas para formar la trabe “W” el traslado se realizara mediante equipo especializado con la capacidad para soportar el peso de las trabes, acompañado de equipo piloto debidamente señalizado para realizar el traslado, contando con el apoyo del personal de seguridad vial para realizar cortes y desvíos del trafico vehicular y paso peatonal.



**Colocación de traves W, PREFABRICADA.-** Terminada la colocación de los apoyos de neopreno se revisa físicamente el área de montaje, así como los espacios o longitudes donde se colocará el elemento para asegurarse de que corresponden a las medidas físicas del mismo. En caso de que exista diferencia entre las medidas físicas del lugar a donde será montado el Elemento, se notifica a la Supervisión del Cliente verificando la estabilidad de la estructura con el fin de acordar la causa de la desviación y solicitar autorización y realizar los ajustes necesarios.

**Izaje:** El izaje de la trabe se realizara con la ayuda de dos grúas con la capacidad necesaria para realizar la maniobra, colocadas estratégicamente previo estudio de los obstáculos que se pudieran presentar al giro de los equipos.



Las maniobras se realizan de noche evitando en la medida de lo posible las molestias a la ciudadanía en general, ya sea peatonal, en vehículos particulares o en transporte público, estos montajes se realizan mediante desvíos vehiculares y peatonales.



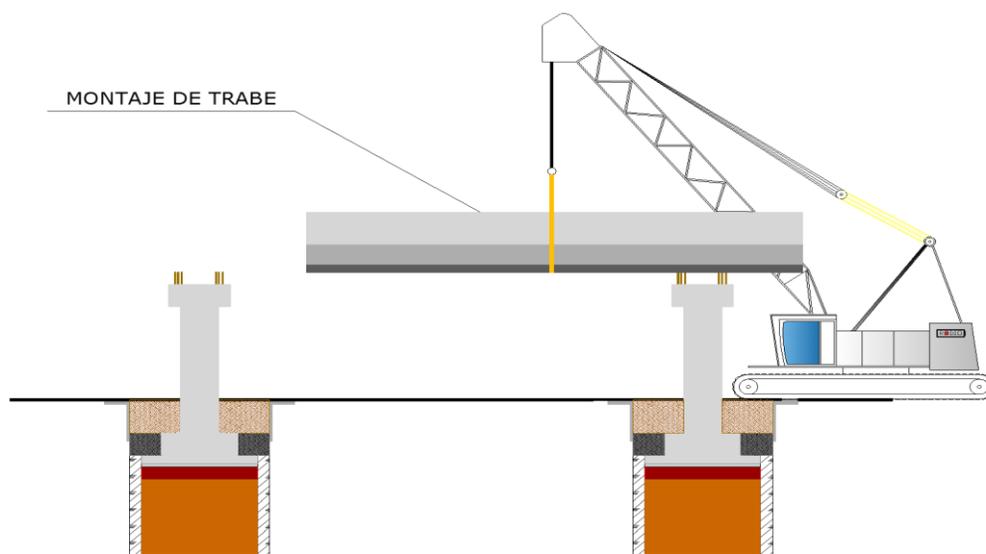


**Montaje de la trabe:** debidamente montada la trabe sobre los apoyos de neopreno, se procederá a fijar provisionalmente la trabe mediante accesorios metálicos y tuercas colocadas en los pernos colocados ex profeso para este evento.



Accesorios metalicos para fijación provisional

## Etapa 22 Colocación de trabe





#### 4.23.- UNION DE TRABES MEDIANTE PERNOS.

Después de realizada la fijación provisional de las trabes a los pernos de fijación ubicados en los capiteles de las columnas, se procede a unir las 2 trabes para formar la trabe W mediante pernos colocados de muro a muro central.



COLOCACION DE PERNOS PARA UNION DE TRABES.



#### 4.24.- ARMADO Y COLADO DE BULBO CENTRAL.

Después de colocados los pernos a la presión indicada en proyecto, se procede a la colocación de placas de unión denominadas “H” que unen las aristas de cada trabe mediante soldadura a un ángulo de acero colocado mediante anclaje antes del colado, se procede a colocar un armado en la parte inferior y el armado del bulbo central, terminada la colocación del acero de refuerzo, se procede al cimbrado y colado del bulbo central que unirá definitivamente las dos trabes, con lo que se da la forma de trabe “W”.



ARMADO DE BULBO CENTRAL.



CIMBRA Y ARMADO TERMINADO DE BULBO CENTRAL.



CIMBRA DE BULBO CENTRAL EN LA PARTE INFERIOR DE LA TRABE.



PERNOS DE UNION DE TRABES COLOCADOS Y BULBO CENTRAL COLADO.



#### CONCLUSIONES:

Con objetivo de documentar información difícil de encontrar y comprender en su análisis y procedimiento constructivo por su innovadora ejecución en México, esta tesis nos detalló en el desarrollo de sus capítulos, la perspectiva de uso y evolución de los muros colados en sitio.

La celda estructurada o vaso invertido, analizado en el presente trabajo, compone un elemento de apoyo de los que conformaron el tramo elevado Tlaltenco – Zapotitlán, de la Línea 12 del Metro de la Ciudad de México.

En la construcción de estas celdas estructuradas fue importante establecer un proceso minucioso de ejecución, de tal manera que garantizara la calidad de esta y la seguridad de muebles e inmuebles que se encontraban a la redonda de la obra.

Cabe mencionar, que esta no es la primera vez que se utiliza el Muro Milán en los proyectos del Sistema de Transporte Colectivo de la Ciudad de México, sin embargo si es la primera vez que se utiliza en su versión de vaso invertido. Haciendo una comparación entre cimentaciones propuestas en los tramos elevados, el tramo elevado asignado a Grupo Carso fue erigido a base de pilas apoyadas en el manto rocoso, empotrados de 50 cm a 2 m en el mismo.

Si comparamos esta cimentación con la desarrollada en este trabajo de tesis, podemos concluir que para el vaso invertido no es necesario llegar a un manto rocoso, lo cual requiere de mayores insumos en todo sentido para su ejecución; es el caso del concreto armado y excavaciones requeridas.

Otro de los factores que influyeron en la toma de decisiones para la implementación de este tipo de cimentación, fue la petición por parte del ayuntamiento que consistía en dejar libre la circulación vehicular de la Avenida Tláhuac, debido a la gran demanda que tiene día a día, lo cual implicó sumarle complejidad al proyecto.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGON  
INGENIERIA CIVIL



Por este motivo el personal que estuvo involucrado en dicha construcción, desde las dependencias hasta los constructores, tenían que ser altamente calificados para ser capaces de plasmar en concreto armado sobre suelo lacustre, la innovadora idea de una cimentación en forma de vaso- invertido, con el principio de muro colado en sitio, considerando así, la construcción del mismo un gran avance tecnológico de los últimos años de la Ingeniería en México.

A través del tiempo, este tipo de muro de contención ha ido evolucionando de tal modo que se ha adaptado a diversos contextos, escenarios, situaciones y condiciones, que en la actualidad permite continuar con la función de ser usado en la contención de suelos así como de estructuras, esto mismo nos permite vislumbrar un desarrollo constante que indudablemente facilitará la erección de estructuras con mayor complejidad constructiva en un futuro.

La información de este trabajo servirá a futuras generaciones de la Ingeniería Civil para la consulta del procedimiento constructivo del Muro Milán- Vaso Invertido.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGON  
INGENIERIA CIVIL



BIBLIOGRAFIA:

Mecanica de Suelos , Tomo 1, Juarez Badillo, Rico Rodriguez.

Mecanica de Suelos, Tomo 2, Eulalio Juarez Badillo, Rico R.

Fundamentos de Mecanica de Suelos, Segunda Edicion, Roy Whitlow.

XXV Reunion Nacional de Mecanica de Suelos e Ingenieria Geotecnica, Acapulco Guerrero,  
Volumen III, Sociedad Mexicana de Ingenieria Geotecnica A.C.

Analisis y diseño de muros de contencion de concreto armado, Volumen II, Rafael Angel Torres  
Belandria.

Mecanica de Suelos y Cimentaciones, Crespo Villalaz, LIMUSA, 2004.

Vector de la ingenieria civil, Revista Infraestructura, ICA y Alstom Casrso.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Arnal, Trillas.

Programa de Maestria y Doctorado en ingenieria, Metodo de Analisis Simplificado para un nuevo  
tipo de cimentacion en suelos blandos, Doctor en Ingenieria: Sergio Antonio Martinez Galvan.

Capitulo 7, Empujes de tierras y estructuras de contencion, Carlos S. Oteo Mazo.

El terreno, Matilde González Caballero, AULA DE ARQUITECTURA 44

<http://www.oocities.org/mx/onest307/Chapter2.pdf>

<http://stc.com.mx/historia.html>

<http://albatros.uis.edu.co/eisi/ArchivosProfesores/U9186/COMPRESION.pdf>

<http://www.bdigital.unal.edu.co/1864/6/cap5.pdf>

<http://www.unalmed.edu.co/~geotecni/GG-16.pdf>

<http://www.abc.es/estilo/viajes/20121125/abci-mejor-metro-mundo-201211222144.html>

<http://www.unalmed.edu.co/~geotecni/GG-16.pdf>