



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ACATLÁN**

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE MURO MILÁN  
PARA EXCAVACIONES PROFUNDAS  
MEDIANTE EQUILIBRIO LÍMITE  
EN SUELOS ARENO ARCILLOSOS**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA  
MARÍA FERNANDA CORTÉS**

**ASESOR: DR. RICARDO E. ORTIZ HERMOSILLO**

**SANTA CRUZ ACATLÁN, ESTADO DE MÉXICO**

**FEBRERO 2020**



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.

A MI MADRE

Por guiarme, apoyarme. Por su amor y apoyo incondicional. Por convertirme en una mujer feliz y de bien. Una vida no me alcanzará para agradecerle todo lo hecho por y para mí.

A MI ABUELA

Gracias por ser una gran mujer, enseñarme de la vida y nunca dejarme rendir. Gracias por ser un ejemplo de fortaleza y perseverancia.

A MI TÍA

Por su amor, comprensión. Por su apoyo incondicional. Por estar siempre. Por ser más que una tía, una segunda madre.

A MI HERMANO

Por su cariño. Por consentirme. Por estar en las buenas y en las malas. Por todos los momentos felices que hemos y seguiremos pasando siendo hermanos.

A VIRGILIO DOMÍNGUEZ

Por apoyarme en cada decisión académica y personal, por ser parte de cada uno de mis logros, por estar en las buenas y en las malas. Por todo su amor.  
Porque será para siempre.

A CARLOS, GUSTAVO, YESENIA Y DAVID

Por ser los mejores amigos en las buenas, en las malas, en la Universidad y después de ella; por todo lo vivido y lo que queda por vivir juntos.

A LEONARDO HERNANDEZ †

Gracias por ser un padre para mí, por cuidarme, por demostrarme un gran y verdadero amor. Donde quiera que estés, gracias totales.

UNAM

A la FES-Acatlán en especial por permitir desarrollarme académicamente durante cuatro años y medio; por proporcionarme las herramientas necesarias para desarrollarme no solo académicamente sino profesionalmente.

DR. RICARDO E. ORTIZ HERMOSILLO

Agradezco cada clase de mecánica de suelos, porque ahí confirmé mi vocación y encontré motivación para desarrollarme profesionalmente a esta área.

Por su gran dedicación a la ingeniería geotécnica, por su ética transmitida, por sus conocimientos compartidos.

Gracias por el apoyo y la paciencia para desarrollar esta tesis.

Mi total aprecio, admiración y respeto

ING. CARLOS ARCE LEÓN

Gracias por enseñarme a amar la ingeniería y por tanta sabiduría compartida.

## ÍNDICE

**CAPÍTULO 1 PRINCIPIOS DEL MURO MILÁN**

1.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS .....	2
1.2 PRINCIPIOS DEL MURO MILÁN.....	6
1.3 USOS DE LOS MUROS MILÁN .....	8
1.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL MUROS MILÁN.....	8

**CAPÍTULO 2 MÉTODOS DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DE MURO MILÁN**

2.1 GENERALIDADES.....	11
2.2 MÉTODO DR. ZEEVAERT.....	13
2.2.1 Presiones Horizontales Activas .....	13
2.2.2 Presiones Horizontales Pasivas .....	17
2.3 MÉTODO DR. TAMEZ.....	18
2.3.1 Apuntalamiento En Suelos Cohesivos-Friccionantes.....	21
2.4 MÉTODO DEL MANUAL DE DISEÑO GEOTÉCNICO (COVITUR) .....	23
2.4.1 Empujes Horizontales En Zona De Lago Y Transición.....	23
2.4.2 Sobrecargas Superficiales.....	26
2.5 REDES DE FLUJO PARA LA DETERMINACIÓN DE PRESIONES HIDRODINÁMICAS .26	
2.5.1 Cálculo De Presiones En La Red De Flujo.....	29
2.6 MÉTODO SÍSMICO PSEUDOESTÁTICO .....	30

**CAPÍTULO 3 ANÁLISIS Y DISEÑO DEL MURO MILÁN**

3.1 FALLA GENERAL POR FONDO.....	36
3.1.1 Consideración Del Ancho De La Excavación Y El Empotramiento Del Muro .....	39
3.1.2 Factores De Seguridad Aceptables Por Falla De Fondo.....	43
3.2 FALLA POR EMPOTRAMIENTO .....	44
3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO MILÁN .....	46
3.3.1 Revisión del Muro a Flexión.....	47
3.3.2 Revisión Del Muro A Cortante .....	48

**CAPÍTULO 4 USO DE EQUILIBRIO LÍMITE PARA EL ANÁLISIS DE MURO MILÁN**

4.1 MÉTODO DE LAS DOVELAS .....	54
4.1.2 Método De Las Dovelas En Términos Pseudoestáticos.....	55
4.2 CASO PRÁCTICO .....	58
4.2.1 Equilibrio Límite.....	58
4.2.2 Empujes Activos Redistribuidos .....	63
4.2.3 Empuje Pasivo .....	66
4.2.3 Falla Por Fondo .....	67
4.2.4 Falla Por Empotramiento.....	67
4.4 PRODISIS - SASID PARA EL CÁLCULO DEL COEFICIENTE SÍSMICO .....	69
4.3 PROCESO CONSTRUCTIVO.....	71

4.5 COMPARACIÓN DE FACTORES DE SEGURIDAD.....	76
4.5.1 Falla De Fondo .....	76
4.5.2 Falla Por Empotramiento.....	76
<b>CONCLUSIONES.....</b>	<b>77</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>81</b>
<b>LISTA DE TABLAS.....</b>	<b>83</b>
<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>84</b>

## ***INTRODUCCIÓN***

El presente trabajo de investigación se desarrolla en una de las áreas de la ingeniería civil llamada geotecnia, que se encarga de estudiar a fondo las características de los suelos, sus mecanismos de falla y las soluciones para evitarlas para cada tipo de proyecto a desarrollarse, como son las cimentaciones, taludes, sistemas de contención, presas, carreteras, sistemas de reforzamiento, etc.

Es por esto, que este trabajo de tesis consiste en la investigación de los diferentes métodos para el análisis y diseño de estabilidad de un muro Milán. Dichos muros son utilizados para contener excavaciones profundas realizadas en suelos inestables.

El capítulo 1 nos introduce a la historia de los muros Milán; cuándo fue la primera vez que se utilizó y los resultados obtenidos; quién lo desarrolló; por qué su necesidad en la práctica; cómo ha ido evolucionando a través de los años, así como las ventajas y desventajas del uso del muro Milán en las excavaciones profundas. De igual manera se describe la primera vez que el muro Milán fue empleado en la geotecnia mexicana.

En subsecuencia, el capítulo 2 hace referencia a los métodos convencionales para realizar el análisis de un muro Milán para poder desarrollarse bajo un diseño económico, seguro y eficiente. Este análisis abarca el empuje de tierras en términos de esfuerzos efectivos o esfuerzos totales, a corto y/o largo plazo, todo esto a través de los métodos del Dr. Zeevaert, del Dr. Taméz (el cual toma en cuenta a las arcillas del Valle de México) y por último el manual del COVITUR, el cual hoy en día en la práctica de la ingeniería geotécnica es el método más utilizado para realizar el análisis de un muro Milán ya que la Comisión de Vialidad y Transporte fue quien elaboró un Manual de Diseño Geotécnico para poder entender todo el proceso de diseño y construcción del Metro de la Ciudad de México, tomando en cuenta que el principal problema de este fue el suelo en el que sería construido. Dicho capítulo incluye el método sísmico pseudoestático, el cual abarca los principios a considerarse para tomar en cuenta el efecto de un sismo en cualquier tipo de muro de contención.

Para poder desarrollar todo el proceso de análisis de un muro Milán, el capítulo 3 señala los criterios a seguir según las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México para Diseño y Construcción de Cimentaciones 2017, los mecanismos de falla a considerarse en dicho análisis, como son la falla por fondo y la falla por empotramiento. Adicionalmente, el capítulo 3 señala los puntos estructurales a tomar en cuenta para los análisis, mismos que dependerán de los empujes de tierras que se generarán. Cabe aclarar que esta no es una tesis de diseño estructural de muros Milán, pero dicha decisión es para tener siempre en cuenta que ambas áreas deben de trabajar en conjunto para lograr un diseño óptimo del que se puede llegar a tener sólo a partir del análisis geotécnico.

Las diversas características del suelo de la Ciudad de México han incitado a desarrollar nuevos métodos a partir de teorías ya establecidas para analizar la estabilidad de los muros Milán, por lo que el capítulo 4 desarrolla la teoría del equilibrio límite para poder comprobar que tan acertado resulta empezar a utilizar nuevas teorías para un diseño y análisis óptimo del muro en suelos areno arcillosos. Se llegaron a conclusiones satisfactorias, ya que se pudieron tomar en cuenta no sólo los métodos de diseño convencional sino también nuevos criterios que a futuro deben ser evolucionados para poder llegar a un método aún más conciso. De igual manera, se incluyó el proceso constructivo de muro Milán, debido a que, por experiencia en la práctica para llegar a obtener los resultados que arroja el análisis es necesario cumplir con los requerimientos estipulados a la hora de la construcción.

---

**CAPÍTULO 1**  
**PRINCIPIOS DEL MURO MILÁN**

### ***1.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS***

Los suelos son el elemento principal de soporte de cualquier estructura y en condiciones naturales presentan baja resistencia y mayor deformabilidad a comparación de la estructura en cuestión, por lo que es necesario que exista una cimentación que la soporte ya que esta recibe todas las cargas de la estructura y las transmite al suelo. Dicha cimentación normalmente se desplanta a una profundidad de la superficie del terreno resistente, provocando en la mayoría de las ocasiones el requerimiento de una excavación.

Las excavaciones son movimientos de la masa de suelo, las cuales provocan un desequilibrio en la estabilidad del terreno y esto se deja notar en los hundimientos o deslizamientos, por lo que se requiere de diferentes técnicas de construcción y en algunas ocasiones de sistemas de soporte.

El tipo de excavación depende del tipo de estructura a cimentar, del tipo de suelo, de las colindancias al predio en estudio y también de las circunstancias existentes en que se encuentre el terreno en cuestión.

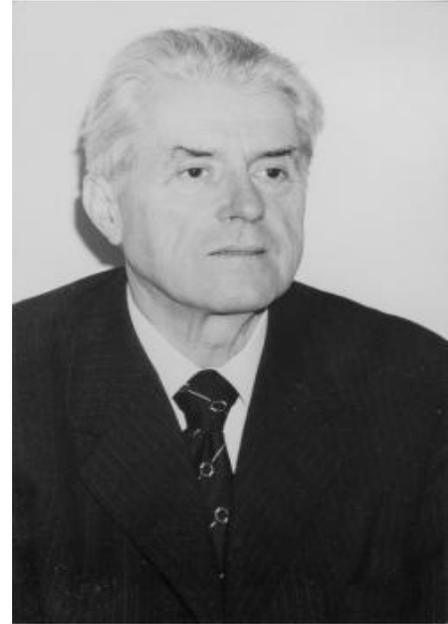
- ***Excavaciones a cielo abierto:*** Este tipo de excavaciones se presentan cuando existe poca profundidad de desplante y se pueden crear taludes donde su ángulo de inclinación dependerá del tipo de suelo en que se esté trabajando y de que exista espacio suficiente para su creación. El máximo talud al que se puede llegar depende de la resistencia al esfuerzo cortante del mismo suelo. La ventaja de este tipo de excavaciones es que se pueden llegar a hacer sin tener que sostener el material colindante, aquí la razón por la cual se puede trabajar con taludes.
- ***Excavaciones ademadas:*** Estas excavaciones se presentan cuando existen estructuras colindantes al terreno de trabajo, por lo que sus paredes deben ser excavadas verticalmente lo que provoca emplear algún tipo de soporte, como pueden ser los muros colados in situ, mejor conocidos como muros Milán. También se dan cuando el tipo de suelo a excavar presenta muchas condiciones de inestabilidad. Normalmente este tipo de excavaciones se presentan en túneles, pozos y en cajones. Para este tipo de excavaciones se necesita revisar las condiciones de estabilidad del fondo y también es necesario tomar en cuenta el peso de las estructuras adyacentes a la obra y sus tolerancias de deformación, las dimensiones de las etapas de excavación y la secuencia de apuntalamiento (Silva, 2001).

Los muros Milán también conocidos como muros diafragma o muros pantalla son muros colados in situ que tienen como principal objetivo el de confinar las zonas de excavación y al mismo tiempo resistir los empujes laterales de la masa de suelo producto de las cargas laterales de las estructuras colindantes, y llegan muchas veces a ser utilizados como una cimentación compensada o como sótanos.

Los inicios del Muro Milán datan de 1938, cuando se propuso usar bentonita en las zanjas excavadas con el objetivo de mantener su estabilidad; esta idea se empezó a plantear con el Ingeniero Christian Veder, a partir de explorar las arcillas y encontrar que una de sus propiedades es la capacidad de ejercer temporalmente funciones de apoyo. El Ingeniero Geotecnista, de nacionalidad Austriaca, Christian Veder Kolloquium (1907-1984) (Fig. 1.1) realizó sus estudios de ingeniería civil en la Universidad Tecnológica de Viena y en 1964 se incorporó a la Universidad Tecnológica de Graz en Austria para impartir clases y se le nombró primer director del recién fundado Instituto de Mecánica de Suelos.

Con lo que a la práctica respecta, en 1948 llega a establecerse en Milán, Italia, en la Empresa Especializada en Obras de Construcción (ICOS, por sus siglas en italiano), donde obtuvo la posibilidad de desarrollar su tecnología de los muros Milán en muchas construcciones, pero la primera en usar esta nueva tecnología fue la del Metro de Milán, de ahí que a estos muros se les diera el nombre de “muro Milán”.

El metro de Milán desde sus inicios sufrió dificultades al encontrarse situado en suelo de tipo aluvial con limos y arenas saturadas, el cual provocó un cúmulo de dificultades a la hora de excavar, por esto mismo fue que se decidió implementar la idea del ingeniero Veder.



*Figura 1.1 Ing. Christian Veder Kolloquium (1907-1984)*

El éxito de emplear los muros Milán fue notable al punto de no solo usarse en países europeos sino también en E.U.A, donde su primera aplicación se da en 1962 en un rascacielos en la ciudad de Nueva York. Es hasta con el World Trade Center (WTC) que su uso destaca con mayor éxito en aquel país.

La primera piedra del WTC fue colocada el 5 de agosto de 1966 (Mc Allister, 2002). Una de las peculiaridades del terreno utilizado para su construcción se presenta en que anteriormente este era un relleno sanitario y la base rocosa se encontraba a 20 metros por debajo del nivel de terreno natural.

El Río Hudson representaba un problema más para la construcción del WTC y esto generó la necesidad de hacer uso del muro Milán con la finalidad de mantener afuera el agua albergada por dicho río por lo que aproximadamente se construyó 1 km de muro Milán (Ronald, 2002). El muro Milán en este proyecto fue distinguido como un método de contención, el cual se basaba en una excavación de una zanja la cual fue rellena con una mezcla bentonítica y al momento de colocar el armado del muro Milán éste obliga a la mezcla a salir. Todo este proceso llevó alrededor de 14 meses para poder ser culminado con éxito. La figura 1.2 muestra el proceso de construcción de dicho muro.

Uno de los grandes daños que el muro Milán sufrió en esta construcción fue el 26 de febrero de 1993, día que un coche bomba explotó en uno de los sótanos del rascacielos por lo que el muro quedó en gran riesgo al perder las losas del suelo las cuales proporcionaban el apoyo lateral contra la presión del lado opuesto que el Río Hudson ejercía (Fire Engineering, 1993).



*Figura 1.2 Construcción del muro Milán para el WTC-NYC (<http://collections.mcny.org>)*

En México también fue de gran relevancia el uso del muro Milán y en 1967 se empleó para la construcción de la primera línea de metro en el Distrito Federal, ahora Ciudad de México, no sin antes realizar las pruebas necesarias, ya que el uso de los muros en Europa se dio en suelos arenosos donde su contenido de agua rondaba en el 30%, caso contrario de las arcillas de la Ciudad de México donde su contenido de agua va del 300 al 400% (Schmitter, 2002; Díaz, 1997).

El metro de la Ciudad de México consta en toda su extensión del llamado “cajón”, el cual es una estructura rectangular que cuenta con gálibos internos de forma horizontal y vertical y es ahí donde se decide usar la tecnología del muro Milán, por lo que se dan dos tipos de cajón (Díaz, 1997):

- **Cajón pesado:** Se describe así cuando al muro se le utiliza para lograr la compensación entre excavación y estructura, de inicio trabaja como una tablaestaca y posterior a la construcción de la estructura trabaja como lastre para esta última. También son llamados muros de acompañamiento (Fig. 1.3).

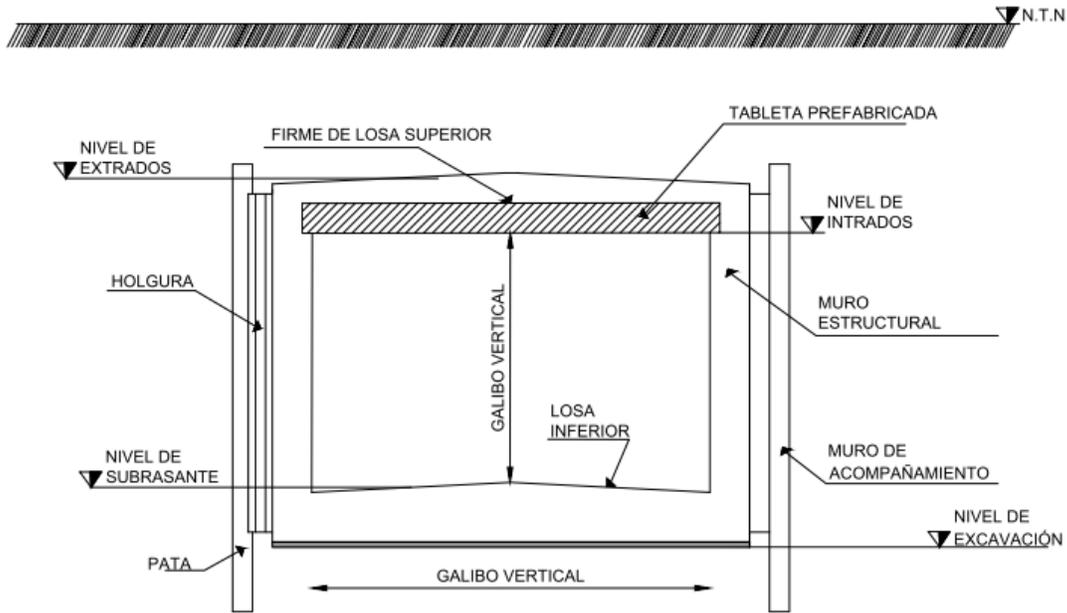


Figura 1.3 Cajón pesado (Díaz, 1997)

- **Cajón ligero:** Para este caso, no se necesita que el muro sirva de lastre para minimizar la sobrecompensación, por lo que se denomina como un elemento más del cajón y a consecuencia de esto se requiere continuidad en los nodos inferiores y superiores del muro (Fig. 1.4).

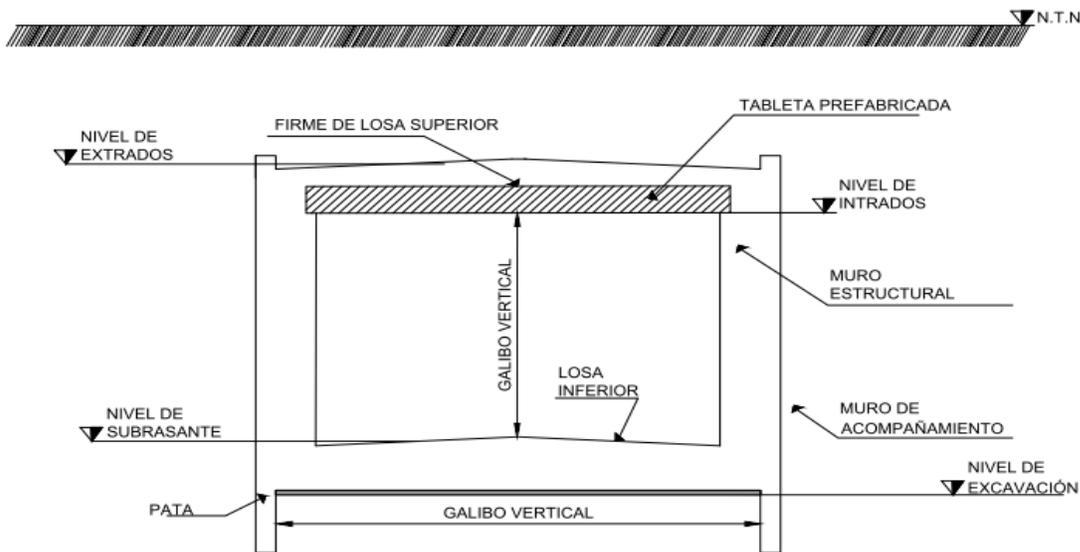


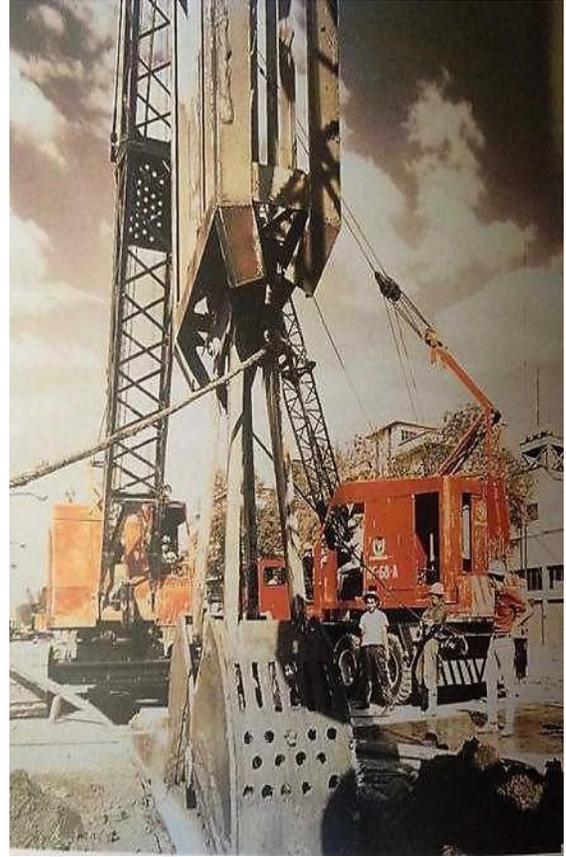
Figura 1.4 Cajón ligero (Díaz, 1997)

Para la construcción del cajón se requirió que la profundidad de excavación para la zanja del muro se mantuviera alrededor de 9 metros, para lo cual se hizo uso del lodo bentónico (mezcla

de agua y bentonita libre de arenas) el cual proporciona el efecto de un ademe y así mismo logra estabilizar las paredes de la zanja (Díaz, 1997) (Fig. 1.5)

Su éxito fue tan grande que el método no sólo se usó en el metro de la Ciudad de México, sino también, por mencionar las estructuras más sobresalientes: en la siderúrgica SICARTSA y también en la Torre Mayor.

Hoy en día es uno de los métodos de contención más utilizados en excavaciones profundas y pasa muchas veces a convertirse en un elemento definitivo de la estructura, aunque su método de análisis sigue siendo basado en el criterio de cada ingeniero.



*Figura 1.5 Excavación de la zanja para muro  
Díaz,1997)*

## **1.2 PRINCIPIOS DEL MURO MILÁN**

Los sistemas de contención no sólo deben soportar las presiones ejercidas por el suelo sino también deben soportar los esfuerzos que generan las cimentaciones colindantes, sobrecargas y en caso de convertirse en un elemento definitivo debe de analizarse también de forma estructural, lo cual implica que se realice un análisis más detallado para obtener un diseño viable, aunque hoy en día, dicho análisis en el aspecto geotécnico presenta bastantes parámetros tomados en cuenta a partir del criterio de cada ingeniero.

El análisis de un muro Milán debe evaluarse desde el proceso de excavación hasta el momento en que éste se vuelve parte definitiva de la estructura por lo que se deben tomar en cuenta las fuerzas ejercidas por el suelo contenido, así como las ejercidas por los efectos ambientales. (Segovia, 2002).

En primera instancia el muro Milán debe funcionar como un muro de contención; es decir, debe mantener estables las paredes de la excavación, con ayuda de un lodo tixotrópico (presencia de resistencia al corte en estado de reposo). Este lodo se da a partir de una mezcla de bentonita y agua.

La bentonita es un tipo de arcilla generada por la descomposición química de las cenizas volcánicas y está catalogada en el grupo de las arcillas montmorilloníticas con un alto porcentaje de límite líquido y que aún con grandes cantidades de agua, no pierde estabilidad o consistencia, pero se debe controlar su contenido de agua y al mismo tiempo su viscosidad y densidad, donde esta última no debe ser mayor que la densidad del agua en la mezcla, para evitar que el empuje hidrostático que se genera por acción de las agua freáticas rebase dicha densidad (Juárez & Rico, 2014 ; Sanhueza, 2008).

El éxito de este método es el uso del lodo bentónico durante el proceso de excavación de la zanja, ya que el lodo se vierte dentro de la zanja conforme se realiza, buscando alcanzar un nivel mayor al Nivel de Aguas Freáticas (NAF) con el fin de que el lodo pueda generar el empuje actuante en las paredes de la excavación para lograr su estabilidad (Fig. 1.6)



*Figura 1.6 Colocación de refuerzo del Muro Milán en la zanja de excavación*

Si bien el muro Milán tuvo en su inicio la función de un muro de contención para poder soportar empujes existentes, presiones provocadas por construcciones vecinas y al mismo tiempo evitar que la estabilidad del terreno fuera alterada por factores como el agua, la vibración o las sobrecargas, hoy en día el muro Milán también funciona como parte definitiva de la estructura.

Dicha situación hace que el muro Milán también se analice de forma estructural, ya que al ser un muro flexible sus deformaciones provocan cierto efecto en los empujes que actúan sobre él, afectando no solo su estructura sino también al terreno adyacente debido a que los asentamientos están ligados con el grado de deformación del muro y con la profundidad de la excavación.

Es por esto que gran parte del comportamiento estructural del muro Milán se debe a la longitud de empotramiento, sección que se encuentra en función tanto de los esfuerzos máximos, como de las condiciones de apoyo del muro y de desplazamientos que se generen en este (Sanhueza, 2008).

### ***1.3 USOS DE LOS MUROS MILÁN***

Los muros Milán se construyen con la finalidad de poder mantener la seguridad de la excavación, pero en la actualidad se consideran como parte definitiva de la estructura.

Los usos convencionales para el muro Milán según lo descrito anteriormente son:

- Obras subterráneas
- Túneles urbanos (Metro)
- Sótanos
- Cajones de cimentación de edificios
- Estacionamientos subterráneos
- Muelles



*Figura 1.7 Línea 12 del metro de la CDMX*



*Figura 1.8 Muro Milán para una Cimentación en la Ciudad de México*

### ***1.4 VENTAJAS Y DESVENTAJAS DEL MURO MILÁN***

El muro Milán ha sido de gran ayuda para poder resolver de manera eficaz y económica el problema de la estabilidad en excavaciones, superando a los métodos con más demanda como el tablestacado metálico.

Gran parte de su éxito se basa en las grandes ventajas que proporciona:

- El muro Milán genera una buena adherencia con el terreno y a su vez evita infiltraciones de cualquier líquido que se encuentre a su alrededor.
- Sirve como soporte de cargas verticales y también ayuda a contrarrestar empujes de tierras.

- A comparación del tablestacado metálico, el cual produce vibraciones en su fase de ejecución debido a que es hincado mediante golpes, el muro Milán no produce acciones dinámicas en esta fase lo que evita asentamientos en las estructuras colindantes.
- Pueden ser utilizados a grandes profundidades con o sin presencia del nivel freático y ser moldeados a cualquier tipo de geometría del predio.
- No sólo puede ser utilizado como un muro de contención para poder estabilizar grandes excavaciones, sino que hoy en día llega a formar parte definitiva de la estructura en cuestión.

Sin embargo, así como tiene muchas ventajas también cuenta con ciertas desventajas, mismas que se presentan a la hora de excavar debido al tipo de suelo o la geometría del predio, ya que impide el ingreso de la maquinaria necesaria.

Una de las grandes desventajas, es que no siempre se puede tener la longitud de panel de muro propuesta al inicio, ya que, si la naturaleza del terreno genera problemas al lodo bentónico al no permitirle mantener estables las paredes de la excavación, dicha longitud del panel debe de ser reducida o se deben de inyectar estabilizantes al terreno (Departamento de Construcciones y Estructuras, 2001).

---

## **CAPÍTULO 2**

### **MÉTODOS DE CÁLCULO PARA EL DISEÑO DEL MURO MILÁN**

## 2.1 GENERALIDADES

Los muros Milán son elementos que tienen como principal objetivo estabilizar las paredes de una excavación, por lo que su diseño y el de sus sistemas de apuntalamiento se deben basar principalmente en los empujes de tierras sobre el muro, el peso propio del muro, las sobrecargas existentes y en algunas ocasiones, según la zona de estudio, las fuerzas sísmicas.

El empuje de tierras es la fuerza por unidad de área que ejerce el suelo sobre un elemento estructural y para el diseño de muros Milán estos empujes no dependerán sólo del tipo de suelo sino de la interacción que exista entre éste y el muro (Segovia, 2002).

Una de las características del muro que más debe cuidarse a la hora del diseño es su rigidez, ya que ésta da como resultado que los empujes no sean de gran magnitud. A pesar de eso, estos empujes no pueden ser controlados totalmente por la rigidez por lo que es necesario colocar puntales en cada nivel de excavación, los cuales son colocados conforme sea excavado cada nivel (Zeevaert, 1982), o en su defecto el diseño del muro, por lo tanto, el número de puntales dependerá de la rigidez del muro; es decir, a mayor rigidez menor número de puntales a colocar. Hay que recordar que tanto los puntales como el empotramiento del muro son los que le proporcionarán estabilidad a éste.

Muchas veces los muros Milán no sólo son utilizados como elementos de contención sino también son parte definitiva de la estructura, ya que éstos no se pueden recuperar para usarlos nuevamente, debido a la deformación generada por los desplazamientos horizontales de la masa del suelo; esto conlleva a determinar la distribución de presiones laterales ejercidas sobre el muro (Zeevaert, 1982).

En la masa de suelo se desarrollan estados de esfuerzo los cuales son reflejados en el empuje de tierras y como se mencionó, su cálculo deberá desarrollarse bajo un diseño económico, seguro y eficiente. Estos esfuerzos son denominados como: de reposo, activo y pasivo (Segovia, 2002).

- **Estado de esfuerzos en reposo:** Se refiere al estado natural en el que se encuentra el suelo; es decir, no hay empujes actuantes que le provoquen algún desplazamiento.
- **Estado de esfuerzos activo:** Este estado se desarrolla por empuje del suelo; es decir, cuando el muro se desplaza hacia su frente y deja que el suelo se desplace en dirección del movimiento del muro. En este caso, el muro está cediendo lo suficiente para lograr que la presión del suelo llegue a valores mínimos al correspondiente en estado de reposo.
- **Estado de esfuerzos pasivos:** Este estado se da cuando el muro intenta apoyarse en el suelo y se deforma su respaldo; es decir, comprime al suelo horizontalmente alcanzando valores máximos correspondientes al estado de reposo, lo cual, si se alcanza este máximo valor, el muro debe ser diseñado bajo las condiciones de máxima resistencia del suelo.

El cálculo de estos empujes fue desarrollado con dos teorías: Teoría de Rankine (1857) y Teoría de Coulomb (1776), donde la única discrepancia entre ambas teorías era el efecto que se produce por el contacto que hay entre el respaldo del muro y el suelo. Rankine afirmó que la interacción entre el muro y el suelo no provoca ningún cambio en el estado de esfuerzos cortantes del suelo, por lo que con su método se desprecia completamente la fricción entre muro-suelo.

Contrario a Rankine, Coulomb afirmó la presencia de fricción entre el respaldo del muro y el suelo lo cual provoca un cambio en el estado de esfuerzos cortante del suelo y como consecuencia de esto, la magnitud y dirección de los empujes sufre un cambio (Juárez, 2013).

Es así cómo se obtienen las fórmulas básicas tanto de la presión activa y pasiva, como del empuje activo y pasivo en suelos friccionantes y cohesivos-friccionantes (ec. 2.1 a 2.8).

***Ecuaciones de presión activa y pasiva para suelos friccionantes***

$$P_a = \gamma z K_a \quad (ec\ 2.1)$$

$$P_p = \gamma z K_p \quad (ec\ 2.2)$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (ec\ 2.3)$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 \quad (ec\ 2.4)$$

***Ecuaciones de presión activa y pasiva para suelos cohesivos- friccionantes***

$$p_a = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (ec\ 2.5)$$

$$p_p = \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (ec\ 2.6)$$

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 - 2c\sqrt{K_a} H \quad (ec\ 2.7)$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2c\sqrt{K_p} H \quad (ec\ 2.8)$$

Dónde:

$P_a$       Presión activa

$P_p$       Presión pasiva

$E_a$	Empuje activo
$E_p$	Empuje pasivo
$K_a$	Coefficiente de presión de tierras en condición activa
$K_p$	Coefficiente de presión de tierras en condición pasiva
$c$	Cohesión del suelo
$\gamma$	Peso volumétrico del suelo
$z$	Profundidad del suelo en estudio
$H$	Altura del muro

Como bien se sabe, existen más factores que intervienen a la hora de diseñar el muro Milán (sobrecargas, sismo, etc...), por lo que se presentan distintos métodos de cálculo, los cuales toman en cuenta diferentes parámetros para lograr un diseño más seguro. Estos parámetros se irán mostrando a lo largo de este capítulo con la finalidad de concluir qué método resulta, no sólo más seguro, sino también más eficiente a la hora de diseñar y también de construir.

## ***2.2 MÉTODO DR. ZEEVAERT***

Las arcillas de la Ciudad de México han resultado ser suelos que presentan dificultad para la construcción de cualquier tipo de cimentación, aunque usualmente las cimentaciones mayormente usadas son, losas de cimentación y/o pilas, por lo que, para las excavaciones para la construcción de éstas se recurre a sistemas de soporte que contengan al suelo para evitar su falla; es así como el Dr. Leonardo Zeevaert comienza con el uso de tablaestacas Wakefield que alcanzaban alturas hasta de 16 m, con las que obtiene resultados satisfactorios. Pero el uso de las tablaestacas no fue suficiente, por lo que el Dr. Zeevaert desarrolló un método para el diseño de los muros Milán (Sheet- Pile Wall).

### **2.2.1 Presiones Horizontales Activas**

Dicho método se basa en la Teoría de Rankine para suelos cohesivos-friccionantes para evaluar la distribución de presión tanto activa como pasiva que se desarrolla a lo largo del muro debido a la masa de suelo.

Estas presiones no solo dependen del tipo de suelo o de la altura del muro, sino que también van a depender de la magnitud de la deformación del muro (Terzaghi, 1936); es decir, si el muro

no sufre ninguna deformación, cabe la probabilidad de que el valor de la presión sea siempre muy cercano al valor correspondiente al suelo en reposo.

Para el cálculo de la distribución de la presión activa ejercida en el muro, se utiliza la ecuación 2.9, donde una de las principales características es que el análisis se realiza en condiciones de **esfuerzos efectivos**, lo que conlleva a que la resistencia al esfuerzo cortante sea determinada por medio de una prueba triaxial consolidada-no drenada (TxCU):

$$P_z = \frac{1}{N_{\phi z}} \left( \sum_1^z \gamma_i \Delta z_i + q - u_z \right) - \frac{2c_z}{\sqrt{N_{\phi z}}} \quad (\text{ec. 2.9})$$

La ecuación 2.9 se simplifica hasta su mínima expresión como se muestra en la ecuación 2.9.2, la cual es empleada para cada uno de los estratos del suelo:

$$P_z = K_a (\gamma z - u) - 2c' \sqrt{K_a} + qK_a \quad (\text{ec. 2.9.1})$$

$$P_z = \sigma' K_a - 2c' \sqrt{K_a} + qK_a \quad (\text{ec. 2.9.2})$$

$$K_a = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{ec. 2.10})$$

Donde:

$P_z$	Presión de tierras activas para cada estrato
$\sigma'$	Profundidad del suelo en estudio
$c'$	Cohesión del suelo en términos efectivos
$q$	Sobrecarga en la superficie
$u$	Presión de poro
$\gamma$	Peso volumétrico de cada estrato de suelo
$z$	Espesor de estrato
$\phi$	Angulo de fricción interna

Ahora bien, el hecho de hablar de una excavación ademada obliga a estudiar el comportamiento de los puntales colocados a lo largo del muro, por lo que Zeevaert concluye que al colocar el puntal más superficial (Fig. 2.1, punto A) se restringen los desplazamientos horizontales en ese

punto y conforme avanza la excavación se colocan puntales intermedios hasta llegar al más profundo, el cual se desplaza girando alrededor del punto de apoyo del puntal superior (Zeevaert, 1982).

Para poder realizar el cálculo de los puntales, Zeevaert propuso utilizar un **diagrama de presión de tierras redistribuida**, usando el criterio desarrollado por Terzaghi y Peck para arcillas blandas a medias (Fig. 2.2), el cual es una envolvente de diagramas de presiones reales, los cuales son resultado de mediciones de cargas puntuales y deformaciones en los puntales, así mismo este diagrama redistribuido toma en cuenta la variabilidad del peso volumétrico en el suelo, el efecto de la sobrecarga y la condición de la presión en condiciones hidrostáticas.

El diagrama de presiones redistribuidas se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$P_d = 1.14 \frac{E'_A}{D} \quad (ec. 2.11)$$

Donde:

$D$  Distancia del N.T.N. (Nivel de Terreno Natural) al N.M.E. (Nivel Máximo de Excavación)

Dicho empuje se afecta por un factor de carga, por lo cual el nuevo empuje activo se calcula por:

$$E'_A = 1.1 \sum_0^D \left[ \frac{1}{N_{\phi z}} \left( \sum_1^z \gamma_i \Delta z_i + q - u_z \right) - \frac{2c_z}{\sqrt{N_{\phi z}}} \right] \Delta z \quad (ec. 2.12)$$

Sustituyendo la ecuación 2.12 en la ecuación 2.11, la ecuación para el cálculo de la presión redistribuida queda de la siguiente manera:

$$P_d = 1.25 \frac{E'_A}{D} \quad (ec. 2.13)$$

Dicha redistribución de presiones se representa gráficamente en la figura 2.1, donde también se visualiza la comparación con el diagrama de presiones debido a Rankine. Se observa que las presiones en la parte superficial son mayores con el diagrama de redistribución de presiones que con la Teoría de Rankine.

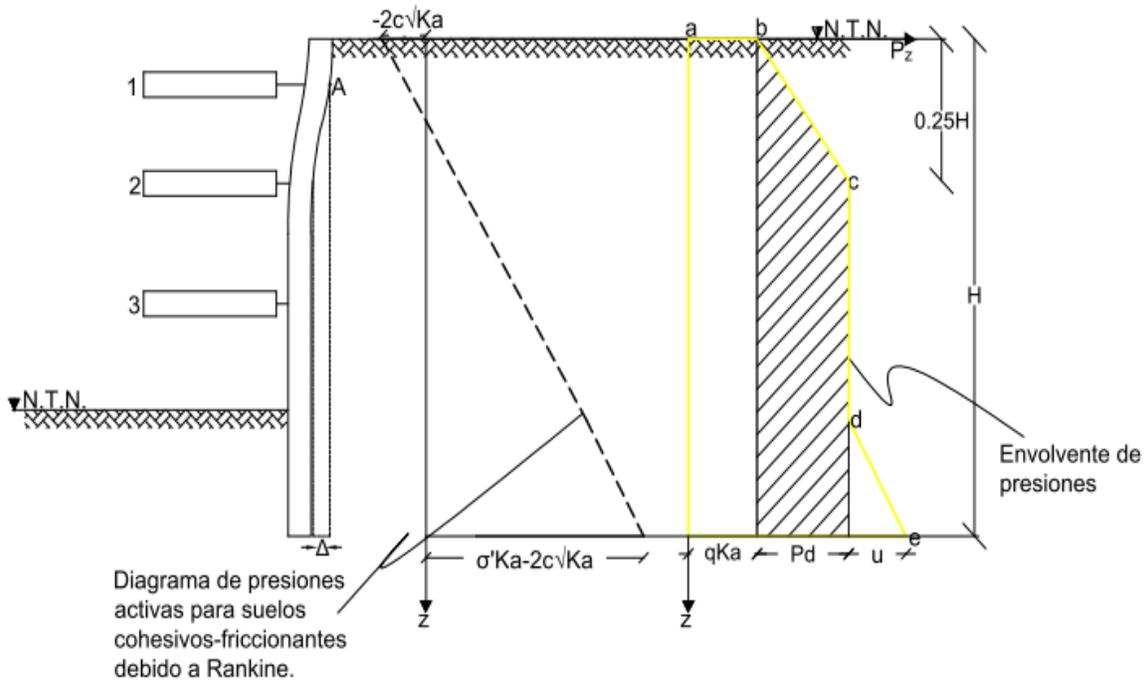


Figura 2.1. Representación gráfica de la comparación del Diagrama de Presiones Activas para suelos cohesivos-friccionantes debido a Rankine y la envolvente de presiones debida a su redistribución.

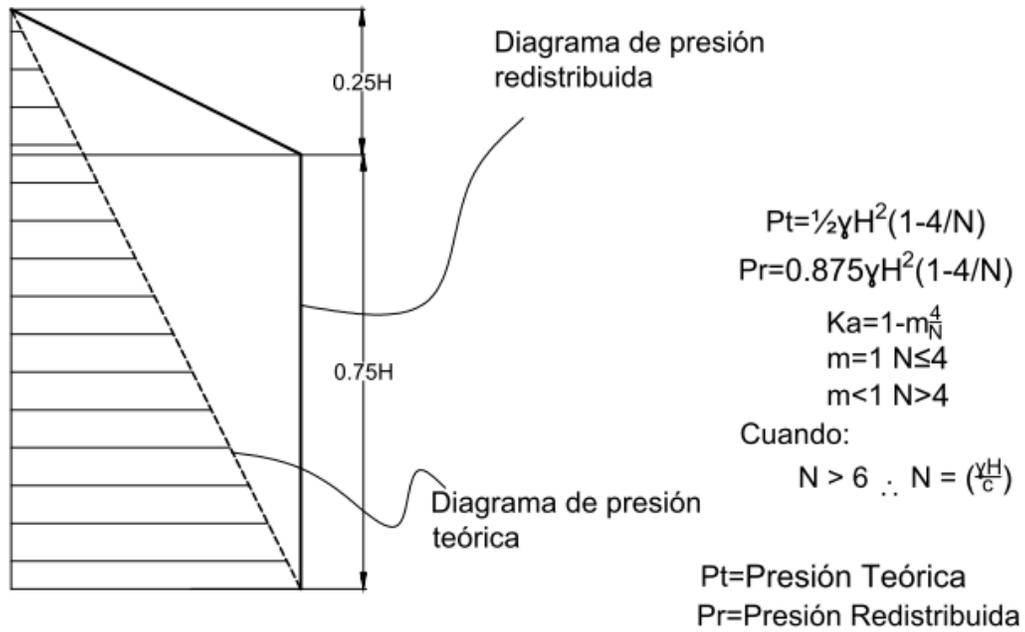


Figura 2.2 Redistribución de presiones debido a Terzaghi-Peck (1967) para arcillas blanda a medias (Sabatini, Pass y Bachus, 1999)

### 2.2.2 Presiones Horizontales Pasivas

Una condición pasiva del suelo se presenta cuando el muro se empuja hacia la masa del suelo, haciendo que éste comience a desarrollar resistencia, por lo que la estabilidad del muro en este caso se debe a la longitud de empotramiento, dada a partir del Nivel Máximo de Excavación (N.M.E.).

En esta parte del suelo, se generan presiones pasivas, las cuales dan como resultado junto con el peso del muro la fuerza resistente que ayudará a mantener la estabilidad tanto del muro como del suelo.

Este caso, no requiere de un diagrama de presiones redistribuida, por lo que para el cálculo del diagrama de presión pasiva se recurre a la Teoría de Rankine para suelos cohesivos-friccionantes en estado pasivo (Fig. 2.3).

La ecuación para el cálculo de presión pasiva se da en términos generales por la ecuación 2.14.1:

$$P_z = K_p (\gamma z - u) + 2c' \sqrt{K_p} \quad (ec. 2.14)$$

$$P_z = \sigma' K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad (ec. 2.14.1)$$

$$K_p = N_\phi = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (ec. 2.15)$$

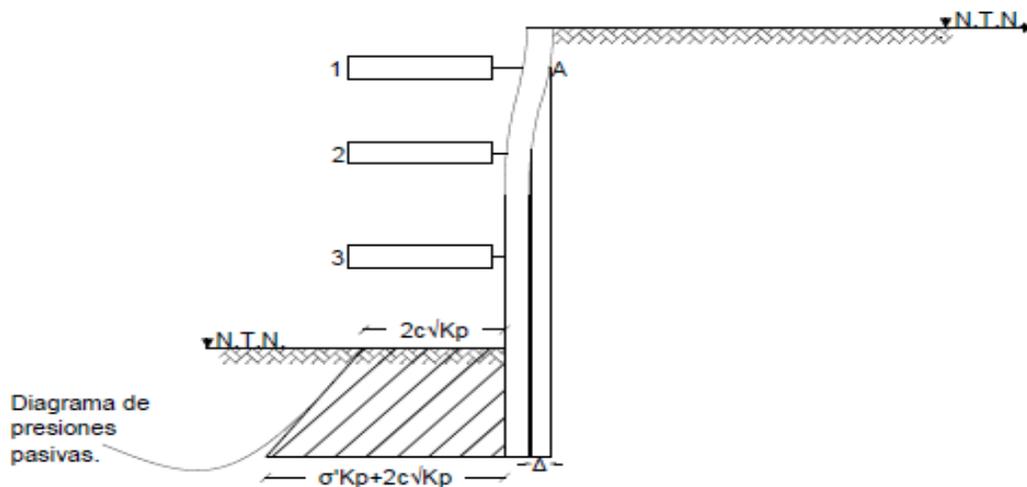


Figura 2.3 Representación gráfica del Diagrama de Presiones Pasivas debido a Rankine

### 2.3 MÉTODO DR. TAMEZ

A lo largo de los años se han estudiado diferentes teorías para el cálculo de empujes de tierras, empezando por la Teoría de Coulomb (1776), la cual al ser puesta en práctica da como resultado que los empujes calculados teóricamente son menores a los empujes reales por lo que los ingenieros deciden dejar de lado dicha teoría y seguir trabajando con base a su experiencia. Seguido de Coulomb, aparece la Teoría de Rankine, que es una teoría más elegante, pero de igual manera con discrepancias en los resultados teóricos y prácticos por lo que los ingenieros nuevamente deciden dejar de lado dicha teoría.

El cálculo de este empuje de tierras se debe basar en términos de esfuerzos efectivos o esfuerzos totales, según sea su plazo de análisis, ya que éste puede ser a corto o largo plazo.

Al ser los suelos del Valle de México uno de los temas más controversiales en la mecánica de suelos, debe estudiarse cuál sería el comportamiento de las arcillas saturadas para así tener una mejor visión de este.

Al hablar de un análisis a corto plazo, nos obliga a tener un análisis de empuje en términos de esfuerzos totales debido a que las arcillas saturadas en estos términos tienen un comportamiento similar al comportamiento de una prueba triaxial no consolidada, no drenada (TxUU), ya que éstas tienen como envolvente de resistencia un ángulo de fricción igual a cero; es decir, la resistencia se da por la cohesión aparente y se restringe el cambio de volumen del suelo ensayado, lo que quiere decir, que el esfuerzo efectivo se mantiene constante lo que provoca que la resistencia al corte se mantenga de igual manera constante. Dicho criterio se representa por las siguientes ecuaciones y por el diagrama de presiones activas para suelos cohesivos según Rankine (Fig. 2.4):

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma} \quad (\text{ec. 2.16})$$

Donde  $z_0$  es la profundidad donde la presión se hace cero, es decir, donde se desarrollan las presiones negativas (tensiones) en la masa de suelo.

Sin embargo, para el estudio de esta tesis, se debe de tener en consideración el estudio en suelos de tipo cohesivo-friccionantes por lo que se tiene la siguiente ecuación:

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \quad (\text{ec. 2.17})$$

Gráficamente (Fig. 2.4) se observa que hay dos áreas de presiones con diferentes profundidades cada una, por lo que para obtener tanto la presión activa como el empuje se usan las siguientes ecuaciones:

$$P_a = K_a \gamma z - 2c\sqrt{K_a} \quad (\text{ec. 2.18})$$

Por lo que, la presión máxima ejercida, es decir, en la base del muro se calcula bajo la siguiente expresión, donde H es la altura o profundidad total de la excavación:

$$P_a = K_a \gamma H - 2c\sqrt{K_a} \quad (\text{ec. 2.19})$$

Para el caso del empuje, se debe de tomar en cuenta que en la zona de las tensiones (presiones negativas) no son transmitidas a la estructura de contención, por lo que el empuje se calcula sólo en la zona de la compresión:

$$E_a = \frac{(K_a \gamma H - 2c\sqrt{K_a})(H - z_0)}{2} \quad (\text{ec. 2.20})$$

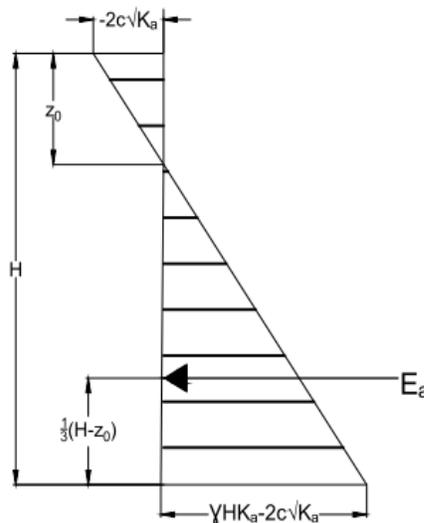


Figura 2.4. Diagrama de presiones y empujes para suelos cohesivos-friccionantes debido a Rankine

Caso contrario, cuando se trata de un análisis a largo plazo se debe evaluar a partir de esfuerzos efectivos ya que las arcillas saturadas en términos de esfuerzos efectivos tienen un comportamiento similar a la prueba triaxial consolidada no drenada (TxCU), es decir, las arcillas saturadas al ser un tipo de suelo impermeable permiten que en un tiempo suficientemente largo su estructura se ajuste a nuevos estados de esfuerzos por medio de su cambio de volumen, lo cual conlleva que la resistencia a corte también sufra cambios.

Dicho comportamiento se ve reflejado aproximadamente en la ecuación 2.18, la cual representa la evolución de las arcillas a lo largo del tiempo, tomando en cuenta el proceso de ensayo de una prueba TxCU, la cual se asemeja al comportamiento que tendrá una arcilla saturada en una excavación mayor a seis meses, donde se puede decir que la cohesión tenderá a desaparecer con el tiempo, por lo que se toma en cuenta como si fuera un suelo friccionantemente puro.

$$P_{am} = K_a (\gamma z_a + \gamma' z_w) + \gamma_w z_w \quad (\text{ec. 2.21})$$

Dónde:

- $P_{am}$  Presión activa máxima
- $\gamma$  Peso volumétrico de la masa de suelo
- $\gamma_w$  Peso volumétrico del agua
- $\gamma'$  Peso volumétrico sumergido
- $\gamma_{sat}$  Peso volumétrico saturado
- $z_a$  Profundidad al nivel de aguas freáticas
- $z_w$  Profundidad del nivel freático

Debe recalcar que el análisis de un Muro Milán no sólo conlleva la parte pura del comportamiento del muro, sino también el comportamiento que se da a partir de la colocación de puntales, para esto, Terzaghi (1936) llega a la conclusión que al tener un elemento que tiene condiciones de flexibilidad, éste induce desplazamientos al suelo, los cuales afectan a la magnitud y distribución de la presión lateral que ejerce la tierra sobre la estructura, formando un diagrama en forma curva dependiendo de la flexibilidad del elemento y la posición de los puntales, su carga al ser colocados y acuñados (Figura 2.5), donde se ve aumentado un 10% el valor teórico del empuje calculado con la Teoría de Rankine al igual que su posición de aplicación que cambia de estar a un tercio de la altura a partir de la base a 0.45 de la altura.

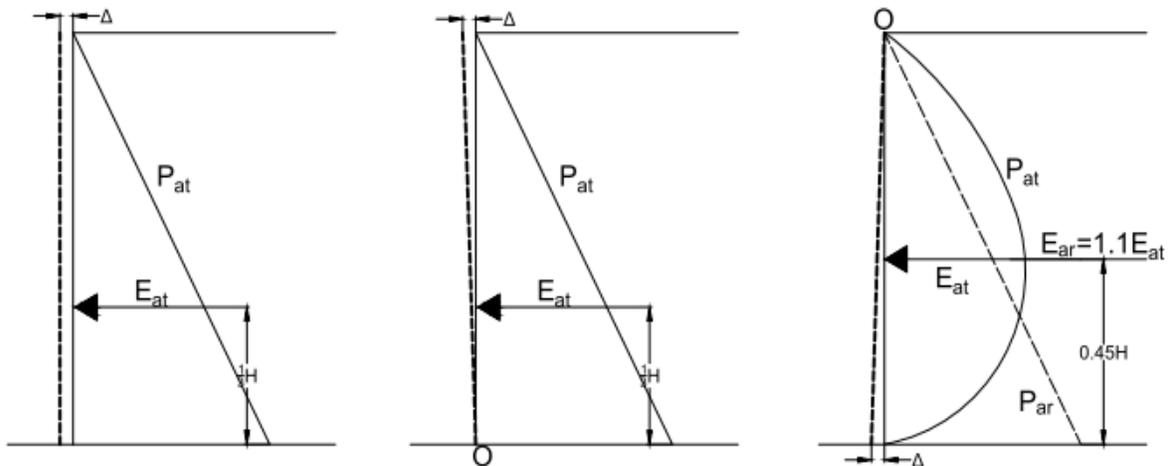


Figura 2.5 Influencia del Desplazamiento del Muro en las Presiones Activas

La heterogeneidad de los elementos en cuestión provoca un número interminable de diagramas los cuales resultan de gran complejidad para su estudio teórico, por lo cual se debe recurrir a un diagrama de envolvente de presiones, y en el caso del Dr. Tamez, toma en cuenta los diagramas de presiones propuestos por Terzaghi y Peck para arena y arcilla blanda (Figura 2.6).

### 2.3.1 Apuntalamiento En Suelos Cohesivo-Friccionantes

Los diagramas de envolvente de presiones se dan para cada tipo de suelo, pero al hablar de suelos friccionantes se toman en cuenta las variables utilizadas para cada tipo de suelo según su diagrama. En el caso del diagrama para arenas (Figura 2.6.a), se muestra que la presión activa redistribuida, es un 80% mayor que la que se calcula con la teoría de Rankine y que el diagrama de distribución es un 28% mayor en el área a comparación de Rankine, por lo que el empuje debe de aumentarse en dicho porcentaje (Tamez, 2001).

$$E_r = 1.28E_{at} \quad (ec. 2.22)$$

Donde:

$E_r$       Empuje redistribuido del diagrama de presiones para suelos puramente friccionantes

$E_{at}$       Empuje activo de la Teoría de Rankine para suelos puramente friccionantes

Ahora bien, al hablar de suelos cohesivos, donde su ángulo de fricción es cero ( $\phi=0$ ), se tiene que para su diagrama redistribuido (Figura 2.6.b) se toma en cuenta el peso volumétrico húmedo de la arcilla, la resistencia no drenada ( $c_u$ ) y la profundidad de la excavación. Se propuso una ecuación para el cálculo de la máxima presión redistribuida (ec. 2.23) y la ecuación para el cálculo del empuje (ec. 2.24) para arcillas normalmente consolidadas, todo esto es a partir de la ecuación 2.22.

$$P_m = \gamma H - 4c_u \quad (ec. 2.23)$$

$$E_r = P_m 0.775H \quad (ec. 2.24)$$

Con el caso del suelo cohesivo friccionante, se tiene que se generan tensiones en la masa de suelo, las cuales pueden ser despreciadas debido a que no se transmite presión al muro, ya que no hay adherencia entre este y el suelo (Tamez, 2001).

Teniendo en cuenta las ecuaciones de presión y empuje para un suelo cohesivo y uno friccionante, se deduce que las ecuaciones de presión y empuje redistribuido para un suelo de este tipo resultan:

$$P_{rm} = \frac{1.28E_{at}}{0.775H} \quad (ec. 2.25)$$

$$E_{at} = 0.5 \left( \gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a} \right) \left( H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \right) \quad (ec. 2.26)$$

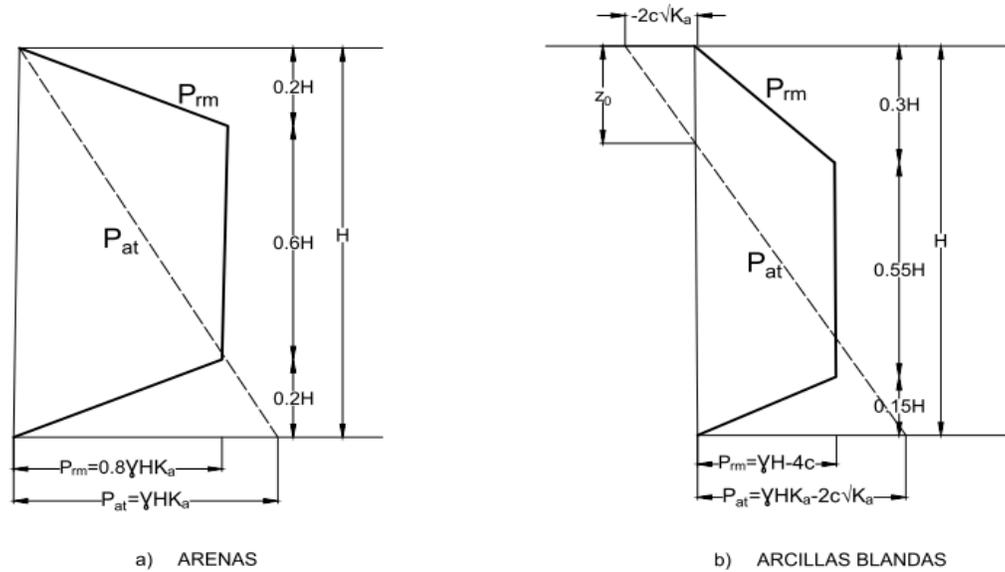


Figura 2.6 Diagramas de Presiones Activas Redistribuidas según Terzaghi y Peck

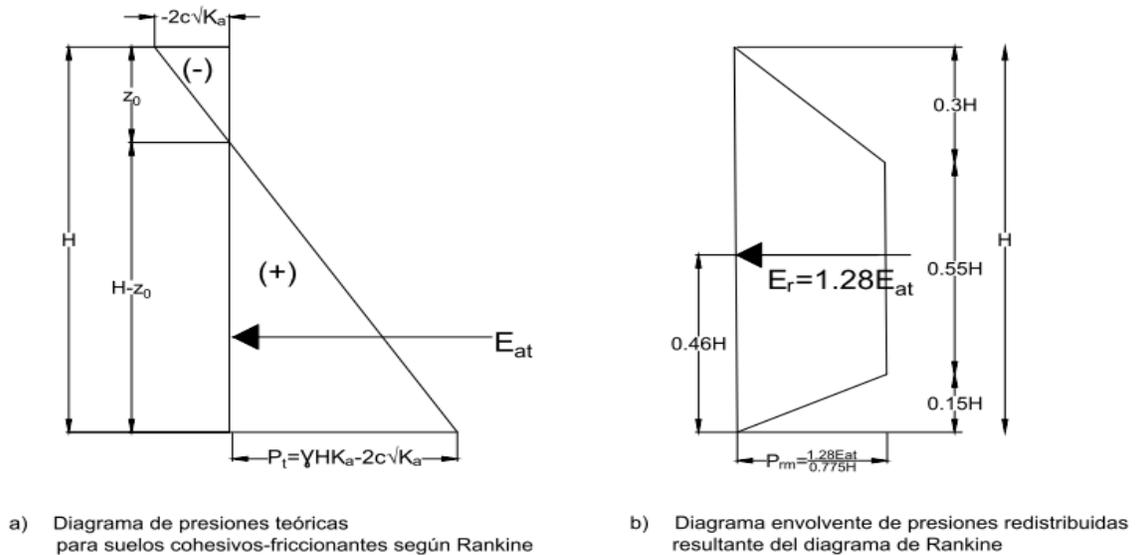


Figura 2.7 Comparación de Diagramas de Presiones Activas para Suelos Cohesivos-Friccionantes

## **2.4 MÉTODO DEL MANUAL DE DISEÑO GEOTÉCNICO (COVITUR)**

La Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, en 1987 publicó el Manual de Diseño Geotécnico (COVITUR), dividido en diferentes volúmenes con la finalidad de mostrar todo el proceso llevado a cabo para el diseño y construcción del Metro de la Ciudad de México, desde los trabajos de exploración hasta el tema analítico, tomando en cuenta todas las dificultades presentadas respecto al tipo de suelo en que se construyó.

Para poder explicar el proceso de diseño del muro Milán, se recurre al volumen I, el cual corresponde a los estudios geotécnicos y al diseño del metro en cajón. En este volumen, el proceso se divide en dos partes dependiendo la zona en que se ubique el suelo a estudiar. La primera parte es dada para un suelo en zona de lago y zona de transición, y la segunda parte es para los suelos en zona de lomas.

Para el análisis y diseño del muro Milán, el Manual de Diseño Geotécnico, proporciona procedimientos de cálculo los cuales incluyen ayudas de diseño según sea la zona en que se encuentre la obra, sus propiedades mecánicas y el tipo de análisis (corto o largo plazo).

Al ser este manual hecho exclusivamente para la explicación de la construcción del Metro de la Ciudad de México, se incluyó toda la información geotécnica del suelo del Valle de México disponible, la cual se dividió según su zona:

- **Zona de Lago:** Esta zona está dividida en tres subzonas: Lago Virgen, Lago Centro I, Lago Centro II. Este suelo es formado por arcillas blandas superficiales con un ligero grado de consolidación (PC), el cual va disminuyendo con la profundidad hasta llegar al suelo normalmente consolidado (NC).
- **Zona de Transición:** Esta zona está dividida en dos subzonas: transición baja y transición alta, donde la primera subzona está conformada por arcillas de consistencia blanda a media ligeramente pre consolidadas, interstratificadas con arenas y limos duros de origen aluvial. La segunda subzona se conforma por suelos de pradera, suelos de lago y en su resto por tobas.
- **Zona de Lomas:** Está zona se conforma por varios elementos litológicos (Suelos residuales, depósitos fluviales, fluvioglaciales, glaciales, avalanchas ardientes, lahares, capas de erupciones pumíticas y horizontes de cenizas volcánicas), y cabe destacar, que muchas veces la estabilidad de las excavaciones es influenciada por los rellenos no controlados que llegan a encontrarse.

### **2.4.1 Empujes Horizontales En Zona De Lago Y Transición**

Para poder realizar el cálculo de los empujes activos horizontales en el Muro Milán es necesario establecer desde un inicio las condiciones de trabajo, es decir, condición a corto o largo plazo.

Hay que mencionar que, debido a los alcances de esta tesis, sólo se presentará el cálculo de los empujes horizontales en zona de lago y transición.

### Condición a Corto Plazo

Cuando hablamos de un análisis en condición a corto plazo debe tomarse que la resistencia del suelo que debe ser utilizada, es la resistencia no drenada de este y que los empujes actuantes en el muro son calculados como empujes activos.

El cálculo de los empujes activos se divide en dos partes: el primer empuje calculado en la capa superficial (CS) (ec. 2.27) y el segundo empuje calculado en las arcillas blandas, preconsolidadas (PC) y normalmente consolidadas (NC) (ec. 2.28).

$$P_1 = 0.65(K_a \gamma_1 z_1 - 2c_1) \quad (ec. 2.27)$$

$$P_2 = \gamma_2 z_1 + 0.5\gamma_2 z_2 - 2c_2 \quad (ec. 2.28)$$

Para hacer el cálculo del empuje general actuante en toda la profundidad del muro Milán, se recurre a realizar un ponderado de los dos empujes calculados anteriormente (ec. 2.29).

$$\bar{P} = \frac{P_1 z_1 + P_2 z_2}{z_1 + z_2} \quad (ec. 2.29)$$

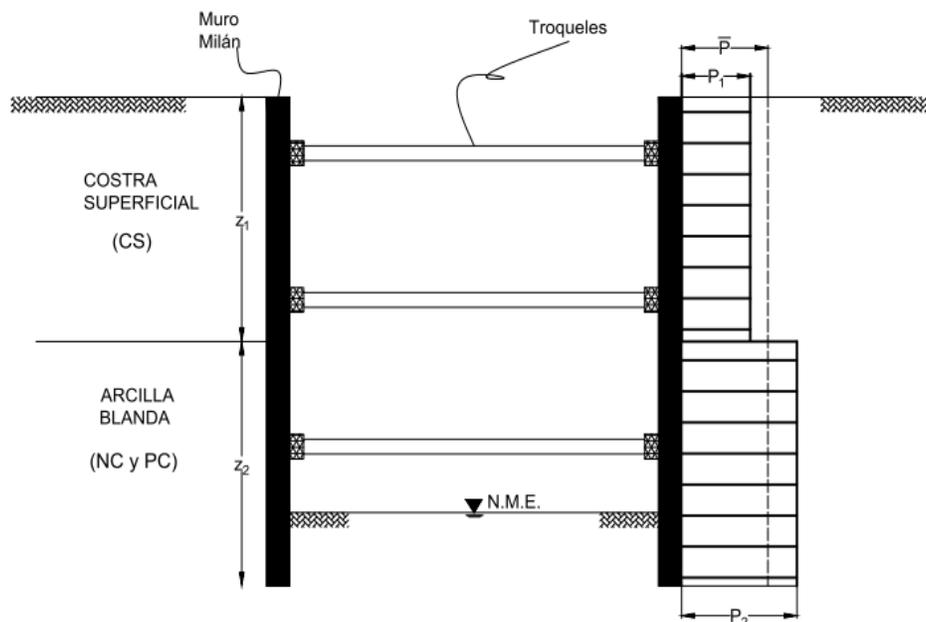


Figura 2.8 Diagramas de empujes horizontales a corto plazo sobre un muro Milán según el COVITUR

### Condiciones a Largo Plazo

Para el caso de una condición a largo plazo, el estudio de los empujes debe darse en un estado de reposo, tomando en cuenta, que para esta condición los esfuerzos deben ser tomados como efectivos.

$$P_1 = K_0(\gamma_1 z_0) \quad (ec. 2.30)$$

$$P_2 = K_0(\gamma_1 z_0 + \gamma' z_b) \quad (ec. 2.31)$$

$$P_3 = K_0(\gamma_1 z_0 + \gamma' z_b + \gamma' z_2) \quad (ec. 2.32)$$

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad (ec. 2.33)$$

$$\gamma' = \gamma_m - \gamma_w \quad (ec. 2.34)$$

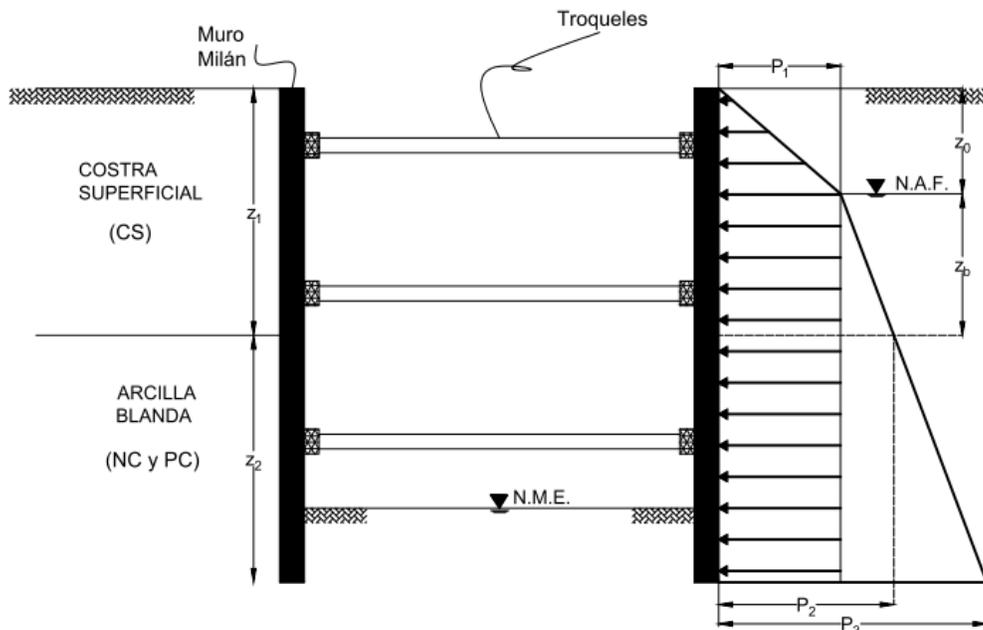


Figura 2.9 Diagramas de empujes horizontales a largo plazo sobre un muro Milán según el COVITUR

### 2.4.2 Sobrecargas Superficiales

Al realizar el análisis de empujes sobre el muro Milán debe tomarse en cuenta que en sus colindancias existen edificaciones que generan cargas que se transmiten al muro por medio de la masa de suelo, por lo que es indispensable adicionar el diagrama de sobrecargas, dependiendo el tipo de carga será la posición en la que dicha sobrecarga se analizará (Figura 2.10).

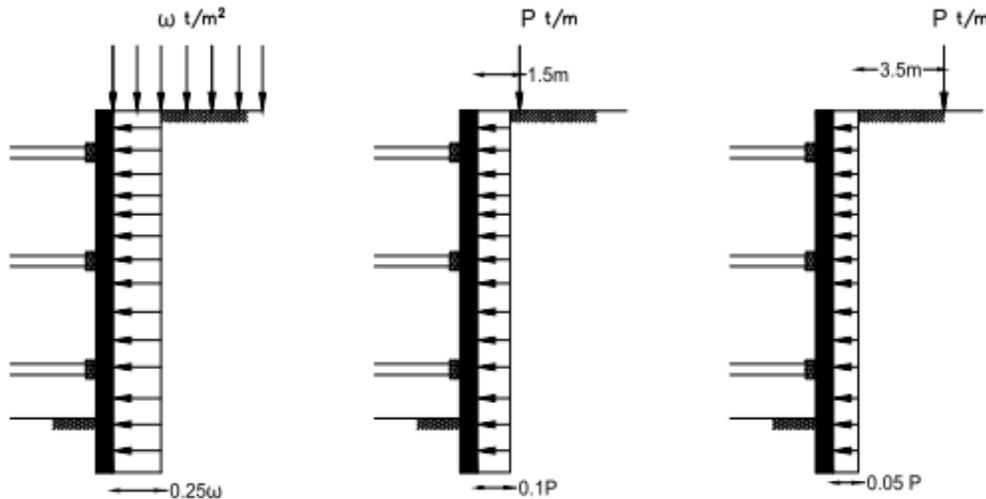


Figura 2.10 Diagramas de empujes horizontales sobre un muro Milán debido a las sobrecargas superficiales según el COVITUR.

### 2.5 REDES DE FLUJO PARA LA DETERMINACIÓN DE PRESIONES HIDRODINÁMICAS

Para evaluar la estabilidad en una excavación donde existe presencia de agua, se requiere conocer la presión de ésta que existe en la masa del suelo, la cual, junto con la sobrecarga y la presión de esta masa, genera la distribución total de las presiones horizontales que actúan en el muro Milán.

Existen ocasiones donde el análisis de la presión del agua dentro de la masa de suelo y sobre la estructura que se genera debe ser analizada más detalladamente para no solo obtener este parámetro, sino también las sobrepresiones de la filtración, la trayectoria del flujo, el gradiente hidráulico, la velocidad del agua y las posibilidades de que el agua infiltrada provoque arrastres de material. Estos parámetros pueden ser obtenidos en cualquier punto de la masa de suelo mediante una red de flujo.

Una red de flujo se define como la representación gráfica del flujo que transcurre dentro de la masa de suelo y está conformada por líneas de flujo y líneas equipotenciales (Figura 2.11).

- **Línea de flujo:** Es el camino que una partícula de agua sigue a lo largo de una masa de suelo saturado.

- Línea equipotencial:** Es la línea que conecta puntos de igual carga, es decir, el punto donde el agua ha disipado una porción específica, llamada potencial.

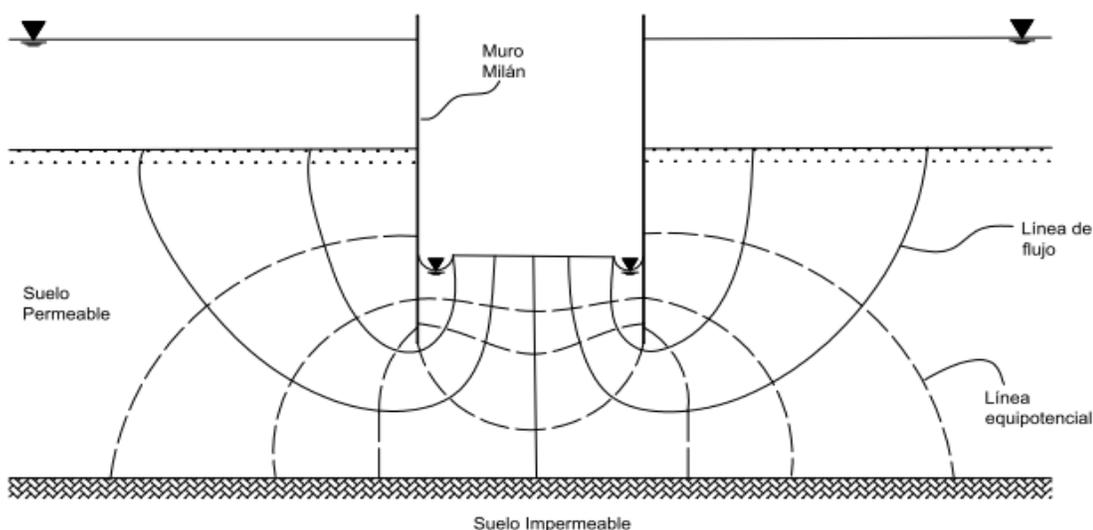


Figura 2.11 Representación gráfica modificada de una red de flujo (Torres, 2010)

La red de flujo se basa matemáticamente en la ecuación de la continuidad en términos de un flujo bidimensional siguiendo las siguientes ecuaciones diferenciales:

$$v_x dy + v_y dx = \left( v_x \frac{\partial v_x}{\partial x} dx \right) dy + \left( v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy \right) dx \quad (\text{ec. 2.35})$$

*Flujo entrante = Flujo desalojado*

Dicha ecuación diferencial reducida en términos semejantes:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} dx dy + \frac{\partial v_y}{\partial y} dy dx = 0 \quad (\text{ec. 2.35.1})$$

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = 0 \quad (\text{ec. 2.35.2})$$

### ECUACIÓN DE CONTINUIDAD

La Ley de Darcy enuncia que *la velocidad media con la que fluye el agua a través de un medio poroso es directamente proporcional al gradiente hidráulico*, lo cual es representado con la ecuación 2.36. El gradiente hidráulico es conocido como la relación que representa una pérdida de energía.

Cabe mencionar que, al hablar de la Ley de Darcy, debe tenerse en cuenta que el flujo es laminar con velocidades bajas de filtración.

$$v = ki \quad (\text{ec. 2.36})$$

Donde:

$v$  Velocidad media del flujo

$k$  Coeficiente de permeabilidad

$i$  Gradiente hidráulico medio

De igual manera debe mencionarse que el coeficiente de permeabilidad no es igual en todas sus direcciones ( $k_x, k_y$ ), es decir, estamos tratando con un suelo anisótropo por lo que la estructura del suelo es la que dará la magnitud de la permeabilidad en ambos sentidos.

$$v_x = k_x \frac{\partial h}{\partial x} \quad (\text{ec. 2.37})$$

$$v_y = k_y \frac{\partial h}{\partial y} \quad (\text{ec. 2.38})$$

$$k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{ec. 2.39})$$

Para llegar a la ecuación general de un flujo bidimensional (ec. 2.35.2) se debe asumir que el suelo es homogéneo e isotrópico, por lo que:

$$k_x = k_y$$

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (\text{ec. 2.40})$$

Donde la ecuación 2.40 es normalmente conocida como la **ecuación de Laplace**.

Con base en el método matemático es como se llega a la realización de una red de flujo gráficamente, donde las líneas de flujo de ésta pasan por debajo del muro Milán y se interceptan con las líneas equipotenciales a  $90^\circ$ , formando una especie de rectángulos para generar lados constantes, donde se aproxima que entonces, las líneas de flujo y las líneas equipotenciales forman cuadrados y esto da la ventaja de poder verificar visualmente que la red de flujo sea correcta.

También debe tenerse en cuenta que las líneas de flujo no deben de cortarse dentro de la región del flujo, ya que, si esto sucede, no hay un área disponible que permita el paso del agua, lo que

conlleva a que el agua que entra no será la misma que salga y se cumplirá la ecuación de la continuidad.

De igual manera, a la hora de realizar el trazo de las líneas equipotenciales, debe de evitarse que éstas se corten entre sí, ya que esto provocara que en sentido de las líneas equipotenciales existan dos valores para su relación de lados, a lo que entonces dejarán de formarse los cuadrados y el cálculo de la caída potencial presentara dificultades.

### 2.5.1 Cálculo De Presiones En La Red De Flujo

Al realizar la red de flujo debe de calcularse la presión de acuerdo a un punto dado en la red, la cual se calcula a partir de las perdidas equipotenciales y la altura piezométrica en cuestión.

Dicho punto debe de ser colocado en cada intersección de línea equipotencial con línea de flujo, tomando en cuenta que entre estas se deben de formar un tipo de rectángulo para mantener la simetría.

$$\Delta h = \frac{h}{ne} \quad (ec. 2.41)$$

$$h_x = z_0 - ne\Delta h \quad (ec. 2.42)$$

$$h_{xp} = h_x - z_x \quad (ec. 2.43)$$

$$P = \gamma_w h_{xp} \quad (ec. 2.44)$$

Donde:

$\Delta h$	Perdida equipotencial
$h$	Altura del NAF al NME
$ne$	Línea equipotencial del punto en estudio
$h_x$	Altura del punto en estudio
$z_0$	Altura del NAF hasta el estrato impermeable
$h_{xp}$	Altura piezométrica
$z_x$	Altura del punto hasta el estrato impermeable

$P$	Presión hidrodinámica
$\gamma_w$	Peso volumétrico del agua

## 2.6 MÉTODO SÍSMICO PSEUDOESTÁTICO

Hablar de sismos no sólo conlleva realizar un análisis sobre estabilidad estructural sino también es necesario saber los efectos que ocurren en el suelo al ser liberada la energía sísmica, ya que esto puede provocar grandes asentamientos, mayores empujes en los muros de contención, desprendimiento de zapatas, volteo de la estructura y en el peor de los casos, que exista licuefacción, lo cual provoca en el suelo la pérdida de capacidad de soporte; aunque también cabe resaltar que al realizar un estudio de riesgo sísmico, a partir de las propiedades sísmicas del suelo se podría tener una estructura aún más óptima, tema que no se tocará en este trabajo de tesis.

Es imposible poder evitar un sismo; sin embargo, a lo largo del tiempo se han desarrollado métodos para poder amortiguar la energía de éstos y así a su paso no generen daños que detonen el colapso de una estructura.

En cuestión de los suelos, las estructuras de contención deben diseñarse bajo el método de equilibrio límite o también conocido como método rígido-plástico, donde éste se caracteriza por la sobreestimación de las fuerzas de inercia y por *despreciar la contribución de la resistencia a la cohesión ya que, ha sido comprobado que, al tomarla en cuenta, provoca una reducción significativa en el empuje sísmico* (Candía, Sanhueza y Sitar, 2014).

Dicho método fue desarrollado por Okabe (1926) y posteriormente por Mononobe (1929), dando como resultado el método Mononobe-Okabe (M-O) y aunque existen métodos que han intentado corregir a Mononobe-Okabe, este es el método utilizado en la actualidad para el diseño sísmico en muros de contención, cabe mencionar que ha dado resultados satisfactorios por lo que su aplicación se ha dado más allá de sus alcances sin tomar en cuenta las limitantes en su hipótesis y aunque en sus inicios era un método para muros de gravedad rígidos hoy en día también es aplicado para muros flexibles. (Cabañes, 2012).

El método M-O es una extensión de la Teoría de Coulomb (Figura 2.12) para empuje de tierras y está basado en el supuesto que el muro de contención se desplaza lo suficiente para generar un estado de tensiones activa en el relleno por lo que el suelo satisface el criterio de falla de Mohr-Coulomb.

Con base en la Teoría de Coulomb, el Método de Mononobe-Okabe plantea las siguientes consideraciones (Cabañes, 2012):

1. El relleno está constituido por un material granular con ángulo de fricción interno, sin cohesión y la resistencia al corte está definida por la ley de Mohr-Coulomb.

2. El relleno está en condiciones no saturadas
3. El movimiento del muro hacia el exterior es suficiente para que se separe una cuña de terreno del resto del relleno.
4. El deslizamiento de la cuña de terreno se produce como un sólido rígido, con la misma aceleración en todos los puntos.
5. La superficie de falla es plana.
6. A lo largo de la superficie de falla se moviliza completamente la resistencia al corte.
7. Se considera que la anchura del muro es suficientemente grande para poder despreciar los efectos de borde.

Este método está basado en un análisis pseudoestático el cual representa los efectos de las vibraciones de un terremoto mediante aceleraciones pseudoestáticas que producen fuerzas inerciales en sentido horizontal y vertical, las cuales actúan a través del centroide de la masa de falla y se asume de dicha aceleración se considera constante  $a$  en toda la masa de suelo, lo cual implica que es un suelo indeformable y que la velocidad de viaje de las ondas de corte es infinita. De igual manera, M-O no considera al suelo capaz de disipar energía.

Para realizar el cálculo de las magnitudes de las fuerzas pseudoestáticas es necesario recurrir a las ecuaciones de Kramer (1996):

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad (\text{ec. 2.45})$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad (\text{ec. 2.46})$$

Donde:

$F_h, F_v$  Fuerzas pseudoestáticas en dirección horizontal y vertical

$a_h, a_v$  Aceleración

$g$  Aceleración de la gravedad

$W$  Peso de la masa de falla

$k_h, k_v$  Coeficiente sísmico

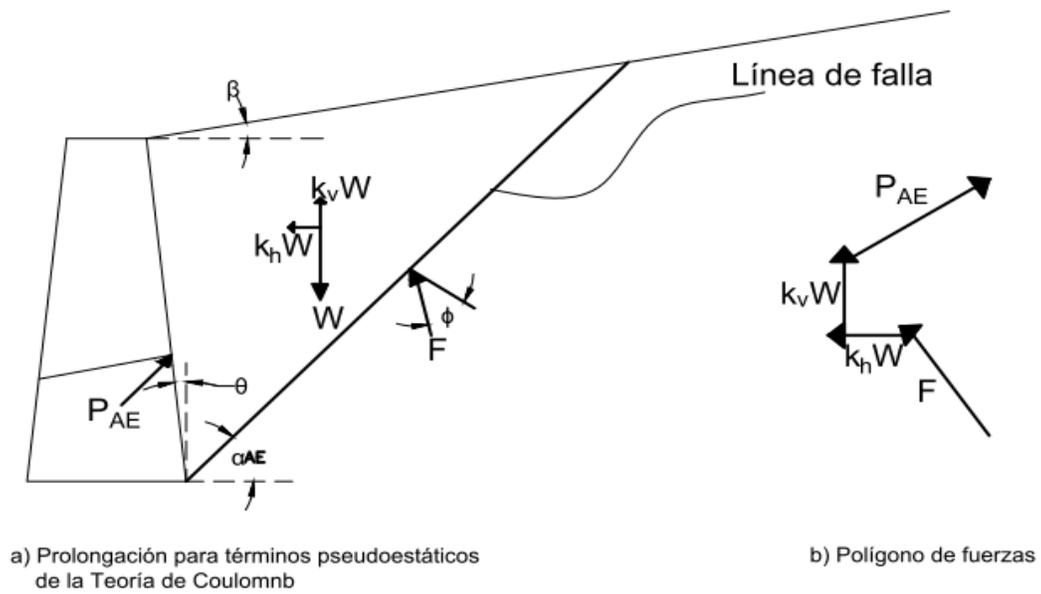


Figura 2.12 Fuerzas pseudoestáticas según Kramer (1996)

---

## **CAPÍTULO 3**

### **ANÁLISIS Y DISEÑO DEL MURO MILÁN**

Para realizar un análisis que dé como resultado un diseño óptimo de muro Milán se deben tomar en cuenta varias consideraciones que lleven a un criterio razonable para estudiar la estabilidad de la excavación que se realizará después de la colocación del muro.

A raíz de la geometría de la excavación, del diseño estructural preliminar del muro y de los diagramas de empujes a corto o largo plazo, se puede realizar el estudio de falla general por fondo y falla por empotramiento, lo cual permitirá determinar la máxima longitud de avance de la excavación, la profundidad de empotramiento de la pata del muro y el número de niveles de troquelamiento necesarios.

En el caso de la Ciudad de México, este análisis debe estar basado en los estados límite tanto de falla como de servicio estipulados en las Normas Técnicas Complementarias para Cimentaciones (NTC-Cimentaciones), con el objetivo de proporcionar una seguridad adecuada ante la aparición de estados límite de falla (agotamiento de la capacidad resistente ya sea de elementos estructurales o el mismo suelo) para las acciones más desfavorables que puedan presentarse durante la vida útil de la construcción y procurar que en las condiciones normales de operación no se excedan los estados límite de servicio.

- a) **Estados límite de falla:** Colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en los estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías.

Para la verificación del estado límite de falla se debe incluir la revisión de la estabilidad general de paredes de la excavación ademada, el fondo de ésta, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que el muro soporta.

La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de análisis límite. Se evaluará el empotramiento y el momento resistente mínimo del elemento estructural, requeridos para garantizar la estabilidad.

La sobrecarga uniforme mínima que se debe considerar en la vía pública y zonas próximas a excavaciones temporales será de 1.5 t/m<sup>2</sup> que es igual a 15 KPa.

De acuerdo con las NTC-Cimentaciones, apartado 5.1.3, se debe verificar la falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes bajo la siguiente condición:

$$P_v + \sum qF_c < c_u N_c F_R \quad (\text{ec. 3.1})$$

Donde:

$P_v$  Presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de la excavación

$q$	Sobrecargas superficiales
$c_u$	Cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación en condiciones no consolidadas-no drenadas
$N_c$	Coefficiente de capacidad de carga*
$F_c$	Factor de carga
$F_R$	Factor de resistencia (0.7)

\*Para el coeficiente de capacidad de carga se utilizará la ecuación 3.3.4 estipulada en la sección 3.3.1 de las NTC-Cimentaciones, se tomará en cuenta que dicho coeficiente puede ser afectado por el procedimiento constructivo.

$$N_c = 5.14 \left( 1 + 0.25 \frac{D}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \quad (ec\ 3.2)$$

Donde:

$D$	Profundidad de la excavación
$B$	Ancho de la excavación
$L$	Longitud de la excavación

A su vez, la relación profundidad-ancho y ancho-longitud deberán cumplir las siguientes condiciones, y en caso de no ser cumplidas, dichas relaciones se tomarán constantes con su máximo valor.

$$\frac{D}{B} < 2 \qquad \frac{B}{L} < 1$$

También se debe tomar en cuenta que cuando exista un nivel freático a poca profundidad, los empujes considerados sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de estos también debe de tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debido al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes o a cualquier otra carga que las paredes de la excavación deban soportar durante su construcción. Dichas cargas deben ser afectadas por un Factor de Carga ( $F_c$ ) igual a 1.1.

- b) **Estados límite de servicio:** Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán de ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a

los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye. En el caso de excavaciones ademadas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles.

### 3.1 FALLA GENERAL POR FONDO

Una falla de fondo puede describirse como el levantamiento brusco del fondo de una excavación, al mismo tiempo que se da el hundimiento repentino de la superficie del terreno colindante a la excavación, lo que provoca el colapso de la estructura lateral que detiene las paredes de la excavación (Tamez, 2001).

En sus inicios, para realizar el análisis de este tipo de falla, Terzaghi propuso un mecanismo de falla (Fig. 3.1), en el cual se debe tomar en cuenta que tanto la longitud de la excavación como el espesor del estrato donde se realiza el empotramiento son infinitos, condiciones que resultan irreales por lo que más adelante se presenta el análisis en donde se toma en cuenta estas dos condiciones, así que éste resulta ser un mecanismo de tipo bidimensional.

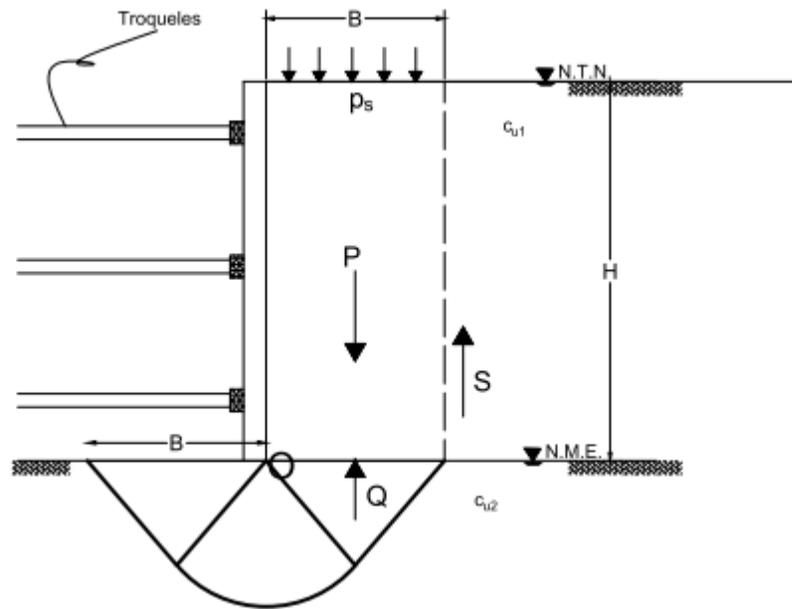


Figura 3.1 Mecanismo de falla de fondo según Terzaghi-Prandtl

De acuerdo a la figura 3.1, se observa que el mecanismo de falla simula al mecanismo de capacidad de carga adoptado por Prandtl, el cual estipula que se calcula la máxima presión (carga límite) que se le puede dar a un elemento de cimentación sin que este penetre en el medio. Por lo que el factor de seguridad contra un mecanismo bidimensional de falla resulta de la relación del momento resistente con el momento actuante en el muro, donde dichos momentos son

calculados con respecto al punto O de la figura 3.1, punto por el cual se encuentra situado el eje donde pasan las fuerzas actuantes y las fuerzas que se oponen al deslizamiento.

A continuación, se desglosa la nomenclatura indicada en la ecuación 3.3:

$$F_{S_b} = \frac{M_r}{M_a} = \frac{M_Q + M_S}{M_P} \quad (ec. 3.3)$$

$$\begin{array}{lll} M_Q = \frac{1}{2}BQ & Q = Cu_2N_cB & M_Q: \text{Momento resultante de la capacidad de carga} \\ M_S = BS & S = Cu_1H & M_S: \text{Momento resultante de la resistencia al corte} \\ M_P = \frac{1}{2}BP & P = \gamma HB & M_P: \text{Momento resultante de la masa de suelo} \end{array}$$

Donde:

- $B$  Ancho del mecanismo de falla
- $H$  Altura del muro hasta el N.M.E.
- $N_c$  Coeficiente de capacidad de carga = 5.14 según Prandtl
- $c_{u1}$  Cohesión arriba del N.M.E.
- $c_{u2}$  Cohesión en la superficie de falla
- $\gamma$  Peso volumétrico de la masa de suelo

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación 3.3, se tiene que:

$$F_{S_b} = \frac{0.5BQ + BS}{0.5BP} \quad (ec. 3.3.1)$$

La cual, al llevarse a su mínima expresión, se expresa como:

$$F_{S_b} = \frac{Q + 2S}{P} \quad (ec. 3.3.2)$$

Ahora bien, sustituyendo los valores de cada literal y si se considera la acción de la sobrecarga ( $P_s$ ), se tiene la ecuación 3.3.3 como expresión última:

$$F_{s_b} = \frac{c_{u2}N_c + 2\left(c_{u1}\frac{H}{B}\right)}{\gamma H + p_s} \quad (ec. 3.3.3)$$

Este caso enfatiza la variación de la cohesión de la masa de suelo por arriba y por debajo de la excavación, pero puede presentarse el caso en que la variación de la cohesión sea significativa por lo que se considera un promedio de las cohesiones, siempre y cuando, las diferencias de estas no sean mayores al 10% del promedio. Por consiguiente, esto da como resultado una nueva ecuación para calcular el factor de seguridad contra la falla de fondo con un mecanismo bidimensional.

$$F_{s_b} = \frac{5.14\left(1+0.389\frac{H}{B}\right)c_u}{\gamma H + p_s} \quad (ec. 3.4)$$

Pero para Skempton, el hecho de que la resistencia del suelo se desarrollara en toda la altura  $H$  no concordaba con sus estudios en las arcillas de Londres; por lo que, al realizar su estudio en zapatas, donde existe relación con la profundidad de desplante y la longitud de la zapata, propuso el siguiente factor de profundidad:

$$\left(1+0.2\frac{H}{B}\right)$$

Por lo que si se modifica el factor de profundidad de la ecuación 3.4, el factor de seguridad queda de la siguiente forma:

$$F_{s_b} = \frac{5.14\left(1+0.2\frac{H}{B}\right)c_u}{\gamma H + p_s} \quad (ec. 3.5)$$

De igual manera, Skempton tomó en cuenta que la longitud de la zapata no resulta ser infinita, por lo que dicha longitud influye en el análisis de estabilidad general. Dicho factor de longitud es el siguiente:

$$\left(1+0.2\frac{B}{L}\right)$$

A este factor de longitud se agrega a la ecuación 3.5, lo cual implica que la excavación se analiza tridimensionalmente.

$$F_{s_t} = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_u}{\gamma H + p_s} \quad (\text{ec. 3.6})$$

Dichos factores, tanto de longitud como de profundidad, deben cumplir con las siguientes condiciones, y en caso de no cumplirlas, se utiliza el valor límite de cada caso.

$$\frac{H}{B} \leq 2.5 \qquad \frac{B}{L} \leq 1$$

Debe tomarse en cuenta que cuando la longitud de la excavación es mayor que 4B, la influencia de dicha longitud para el análisis de falla de fondo será despreciable, por lo que se regresa a la ecuación 3.5, donde no se toma en cuenta el factor de longitud.

### 3.1.1 Consideración Del Ancho De La Excavación Y El Empotramiento Del Muro

Como ya se había mencionado anteriormente, para el caso expuesto por Terzaghi, el ancho, el largo y espesor dado debajo del N.M.E. se consideran infinitos, lo cual, en la práctica resulta imposible, por lo que es necesario contar con su influencia en el mecanismo de falla. Dicha influencia se da a partir del ancho B del mecanismo de falla.

A continuación, se considera que el espesor debajo del N.M.E. se delimita por un estrato de material de mayor resistencia, por lo que el máximo ancho B del mecanismo de falla se determina cómo:

$$B = 1.41Z$$

La condición que debe cumplirse estipula que el ancho de la excavación  $B_e$  deberá ser menor que el ancho del mecanismo de falla B y en caso de no cumplirlo, el ancho del mecanismo de falla B será igual al ancho de la excavación  $B_e$ .

$$1.41Z > B_e \quad \therefore B = B_e$$

Otra parte importante que debe tomarse en cuenta es el empotramiento del muro y a dicha parte comúnmente se le conoce como *pata*. Dicha pata sirve de aportación a la estabilidad del muro y a su vez aumenta el factor de seguridad contra falla de empotramiento.

Existen dos puntos a favor del mecanismo de falla que se genera en el suelo del empotramiento y vienen dados por la rigidez estructural del muro. Uno de esos puntos es el desarrollo de la fricción entre el muro y el suelo, debido al avance de la excavación se va creando un desequilibrio interior y exterior que es controlado con la fricción, ya que esta se genera de manera negativa en

el exterior del muro al instante en que la masa de suelo de la excavación desciende, y logra que la pata penetre en el estrato de suelo de empotramiento, lo que desarrolla fricciones positivas en ambas caras del muro y deben estar equilibradas con la fricción negativa.

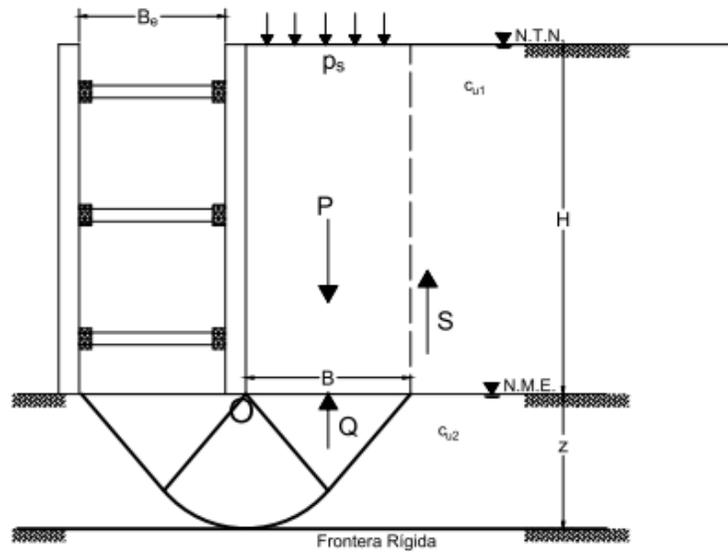


Figura 3.2 Mecanismo de falla de fondo con la contribución del ancho de la excavación y la profundidad del estrato firme

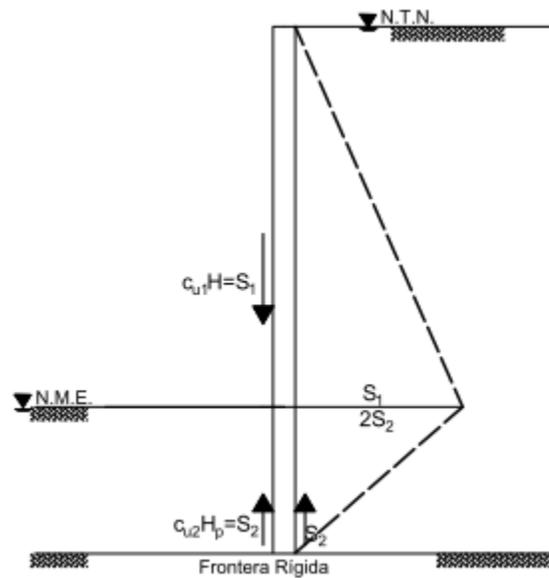


Figura 3.3 Influencia de la fricción muro-suelo en la falla de fondo

Ahora bien, el valor de la fricción negativa resulta de menor importancia, ya que con su sola presencia ayuda a la estabilidad de la falla por fondo, recalcando que debe de ser equilibrada con las fricciones positivas ascendentes que la misma fricción negativa genera. Esto da como

resultado la condición de equilibrio para el cálculo de la profundidad máxima y la presión ascendente que forman parte de la resistencia para la estabilidad del muro.

$$H_{p\max} = \frac{Hc_{u1}}{2c_{u2}} \quad (\text{ec. 3.7})$$

Cuando se supone una cohesión homogénea, la ecuación 3.7 se reduce a:

$$H_{p\max} = \frac{H}{2} \quad (\text{ec. 3.7.1})$$

Esta ecuación se utiliza generalmente por los ingenieros para un cálculo rápido de empotramiento del muro, ya que si se decidiera empotrar a una profundidad mayor, ésta no generaría ningún aumento en la fuerza friccionante negativa.

La ecuación de la presión media ascendente está dada por:

$$P_s = \frac{2c_{u2}H_p}{B} \quad (\text{ec. 3.8})$$

Otro de los puntos que hace aportación a favor de la falla de fondo generado por la rigidez del muro es el momento resistente de éste, la cual aporta resistencia en la pata, ya que dicho momento genera una presión en el mismo sentido que genera el empuje pasivo sobre ésta.

Esta presión se genera a partir de que los puntales precargados provocan un momento flexionante en sentido horizontal al nivel de cada puntal. Esta presión se conoce como presión media que se genera en el suelo que está en contacto con la cara exterior del muro. De igual manera, esta presión genera un momento flexionante máximo el cual no debe rebasar el momento resistente del muro.

El incremento de presión se considera uniforme en toda la zona de aplicación; por lo cual, su cálculo se basa en la siguiente ecuación:

$$P_{em} = \frac{2M_r}{h_m^2} \quad (\text{ec. 3.9})$$

Donde:

$M_r$  Momento resistente del muro

$h_m$  Altura del último nivel de puntal a la base de la pata

Estos dos puntos proporcionan una manera más para calcular el factor de seguridad contra falla de fondo, ya sea bidimensionalmente (ec. 3.10) o tridimensionalmente (ec. 3.11).

$$F_{S_b} = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) c_u + 2c_{u2} \frac{H_p}{B} + \frac{2M}{h_m^2}}{\gamma H + p_s} \quad (\text{ec. 3.10})$$

$$F_{S_t} = \frac{5.14 \left(1 + 0.2 \frac{H}{B}\right) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L}\right) c_u + 2c_{u2} \frac{H_p}{B} + \frac{2M}{h_m^2}}{\gamma H + p_s} \quad (\text{ec. 3.11})$$

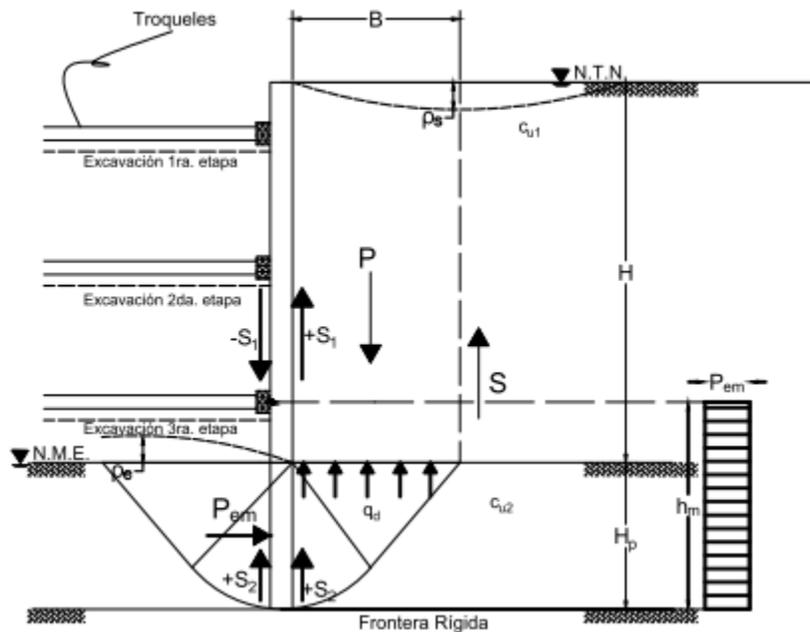


Figura 3.4 Influencia de la rigidez estructural en la falla de fondo

El manual del COVITUR también presenta la ecuación para calcular el factor de seguridad por falla de fondo, la cual sí toma en cuenta la contribución de la pata del muro y la longitud de la excavación.

$$F_s = \frac{c \left( N_c + \frac{2H_p}{L} \right)}{\gamma H_e + p} \quad (\text{ec. 3.12})$$

Donde:

$N_c$	Coefficiente de capacidad de carga
	$N_c = 5.14 \left( 1 + 0.2 \frac{H_m}{B} \right) \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$
$c$	Resistencia media al corte no drenado hasta una profundidad $H_m+B$
$H_m$	Profundidad de desplante del muro
$H_p$	Profundidad de la pata del muro
$B$	Ancho de la excavación
$L$	Longitud de la excavación
$\gamma H_e$	Presión total inicial al nivel máximo de excavación
$p$	Valor de las presiones de sobrecarga en la superficie

Para el caso del manual del COVITUR, la influencia que provoca la longitud de la excavación debe cumplir con el siguiente parámetro y en caso contrario, dicha influencia deberá de ser despreciada.

$$\frac{H_p}{L} < 0.5$$

### 3.1.2 Factores De Seguridad Aceptables Por Falla De Fondo

El factor de seguridad es aquel que permite verificar que la excavación junto con el muro Milán cumpla con las condiciones necesarias de estabilidad durante su tiempo de vida útil; en caso de no cumplirse, deben tomarse nuevas consideraciones como: extender la profundidad de la pata, incrementar el número de puntales, rigidizar la estructura del muro, etc.

Este factor de seguridad puede llegar a variar según la situación en que se presente la excavación. A continuación, en la tabla 3.1 se presenta el factor de seguridad para cada situación, según el Dr. Tamez y el manual del COVITUR.

Tabla 3.1 *Recomendación de Factores de Seguridad*

CONDICIÓN	FACTOR DE SEGURIDAD (FS)	
	MANUAL DEL COVTUR	TAMEZ, 2001.
Cuando existan edificios susceptibles de sufrir daños por asentamientos, en una distancia igual al ancho de la excavación.	$\geq 1.7$	
Si el peso de la tierra desalojada en la última etapa de la excavación se substituye por la losa del fondo y parte de la estructura de cimentación en el mismo día en que se termina la excavación		1.4
Si el tiempo de exposición del fondo sin carga es menor de 15 días		$\geq 1.5$
Para un tiempo de exposición del fondo a la descarga es menor de 90 días		$\geq 1.7$
Cuando el tiempo de exposición sin carga es menor de 45 días		$\geq 1.6$
Si el tiempo de exposición es de hasta 180 días		$\geq 1.8$
Si el fondo de la excavación debe permanecer descargado más de 180 días		$\geq 2$

### 3.2 FALLA POR EMPOTRAMIENTO

La falla por empotramiento, también conocida como falla por pateo es aquella que se da en el momento en que la resistencia del suelo disminuye ante el muro, por lo que este procede al pateo.

Para realizar un análisis por empotramiento, se debe tener en cuenta que cada etapa de excavación a nivel de puntal genera una articulación plástica por lo que el factor de seguridad debe ser revisado en cada etapa de la excavación. Este factor podrá determinar el número de niveles de apuntalamiento y la profundidad máxima de cada etapa de la excavación.

Si no se llega a cumplir con el factor de seguridad adecuado, se procede a aumentar el nivel de puntales o por el contrario aumentar la profundidad de empotramiento del muro.

$$Fs = \frac{\bar{c}Lr + wl + M_p}{\frac{\bar{p}D^2}{2}} \quad (ec. 3.13)$$

Donde:

- $\bar{c}$  Resistencia promedio al corte, no drenada en la superficie de falla
- $w$  Peso saturado del suelo dentro de la superficie de falla
- $\bar{p}$  Presión promedio sobre el muro (ec. 2.29)
- $M_p$  Momento flexionante resistente del muro.
- $D$  Longitud del muro entre el último nivel de apuntalamiento y el nivel del desplante del muro
- $L$  Longitud de la superficie de falla
- $l$  Distancia del paño del muro al centro de gravedad del suelo resistente
- $r$  Radio de la superficie de falla

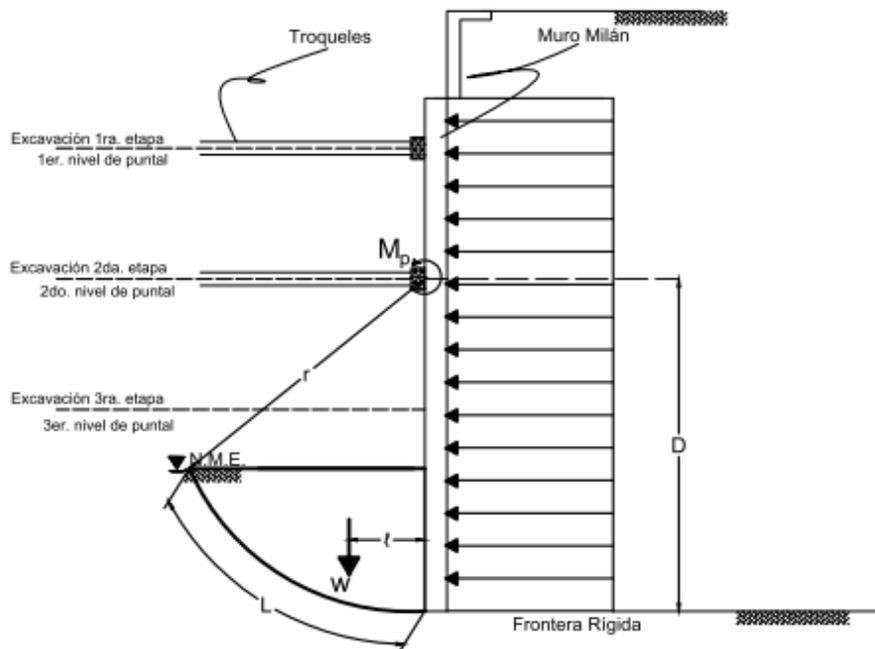


Figura 3.5 Falla por empotramiento en un muro Milán.

En el caso de una revisión de falla por pateo el factor de seguridad requerido para no provocar una falla deberá ser mayor o igual a 1.5, y en caso de no cumplir esta condición se seguirán las recomendaciones antes mencionadas.

### ***3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MURO MILÁN***

Tomando en cuenta que el muro Milán no sólo puede ser utilizado como muro de retención a la hora de excavar sino como un elemento permanente, su comportamiento estructural resulta de gran importancia, ya que de esto depende su estabilidad.

Para realizar el análisis estructural del muro Milán se recurre al método de módulo de reacción, el cual considera al muro Milán como una yuxtaposición de trabes verticales solicitadas por empujes laterales de tierras, sísmicos, sobrecarga y empujes generados por el agua, los cuales son soportados horizontalmente por los elementos horizontales de retención adheridos al muro.

El muro Milán se analiza como elemento viga con comportamiento elástico teniendo en cuenta la rigidez axial de los elementos, es decir el módulo de elasticidad de los materiales por la sección transversal del elemento en un ancho unitario, lo cual significa que el muro deberá verificarse por capacidad a flexión y cortante.

En el caso de muro Milán debe tomarse en cuenta que dichos muros están clasificados como estructuras que quedan expuestas a medios muy agresivos o las cuales son diseñadas para ser impermeables; esto quiere decir, que deben ser muros estancos, que no permitan el paso del agua hacia la excavación. Esto da como resultado que la condición de servicio del muro Milán se rige por el agrietamiento.

*Se dice que la compactación adecuada y el apropiado recubrimiento del concreto es importante para qué tan ancha será la grieta, pero se ha comprobado que estos factores resultan ser más importantes para la corrosión en lugar del ancho de grieta, a lo que el ancho de grieta debido a las cargas de servicio es proporcional al esfuerzo en el acero.*

Ahora bien, para evitar este tipo de agrietamiento en el muro, según el ACI-318-19, se debe limitar el esfuerzo de trabajo del acero a  $2/3$  del esfuerzo de fluencia ( $0.6 f_y$ ), esto se ve reflejado en análisis de equilibrio de fuerzas dentro de la sección de concreto.

Debe recalarse que, para controlar las grietas, en la zona de máxima tensión del concreto debe redistribuirse bien el refuerzo, es decir, tener varias varillas con una buena distribución a tener pocas varillas de grandes diámetros. En conclusión, la separación máxima de las varillas es la forma directa para controlar el agrietamiento.

### 3.3.1 Revisión del Muro a Flexión

El muro Milán deberá ser analizado como un elemento viga donde sus apoyos resulten ser sus elementos de retención horizontal en cada etapa de excavación, las cuales presentan fuerzas flexionantes, dadas por el empuje del suelo.

Su revisión se realizará de acuerdo con las NTC-Concreto 2017 para flexión simple con las siguientes ecuaciones:

$$M_r = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad (ec. 3.14)$$

$$q = p \frac{f_y}{f_c'} \quad (ec. 3.15)$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad (ec. 3.16)$$

$$p_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} \quad (ec. 3.17)$$

$$p_{\max} = 0.7 pb \quad (ec. 3.18)$$

Donde:

$q$	Resistencia promedio al corte, no drenada en la superficie de falla
$p$	Índice de cuantía
$A_s$	Cuantía del acero de refuerzo
$b$	Área de acero a flexión
$d$	Espesor efectivo del muro
$f_c'$	Resistencia del concreto a compresión
$f_c''$	$0.85 f_c'$
$f_y$	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$F_R$  Factor de resistencia a flexión 0.9

Debe recordarse que dicha revisión se hace por resistencia última; es decir, el momento resistente de diseño obtenido debe ser afectado por un factor de carga, el cual es igual a 1.4.

### 3.3.2 Revisión Del Muro A Cortante

Al realizar la revisión por cortante del muro, se debe tener en mente que la resistencia por cortante está dada por:

- La resistencia del concreto
- La resistencia del acero de refuerzo
  - i) Refuerzo longitudinal (Varillas)
  - ii) Refuerzo transversal (Estribos)

Para realizar esta revisión se deben seguir varios puntos, los cuales serán presentados a continuación:

$$V_u < F_R 2.5 \sqrt{f_c'} b d \quad (ec. 3.19)$$

Donde:

- $V_u$  Cortante de diseño último
- $b$  Ancho tributario del muro
- $d$  Espesor efectivo del muro
- $h$  Espesor del muro
- $f_c'$  Resistencia del concreto a compresión
- $F_R$  Factor de resistencia a cortante 0.8

$p < 0.015$	$p \geq 0.015$
$V_{CR} = F_R (0.2 + 20p) \sqrt{f_c'} b d$	$V_{CR} = F_R 0.5 \sqrt{f_c'} b d$

De igual manera se debe verificar el requerimiento de refuerzo y la separación de este, recordando que dicha separación es de vital importancia para el control del agrietamiento.

$V_u > V_{CR}$					
No Cumple	Cumple				
$A_{min} = 0.30\sqrt{fc^*} \frac{bs}{fy}$ $s \leq \frac{d}{2}$	$s = \frac{F_R A_s f_y d}{V_{SR}}$				
	$V_{SR} = V_u - V_{CR}$				
	$s_{min} = 60mm$				
	Pero en caso que:				
	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center; padding: 5px;"> <math>V_u \leq 1.5F_R b d \sqrt{fc^*}</math> </td> <td style="text-align: center; padding: 5px;"> <math>V_u &gt; 1.5F_R b d \sqrt{fc^*}</math> </td> </tr> <tr> <td style="text-align: center; padding: 5px;"> <math>s \leq 0.5d</math> </td> <td style="text-align: center; padding: 5px;"> <math>s \leq 0.25d</math> </td> </tr> </table>	$V_u \leq 1.5F_R b d \sqrt{fc^*}$	$V_u > 1.5F_R b d \sqrt{fc^*}$	$s \leq 0.5d$	$s \leq 0.25d$
$V_u \leq 1.5F_R b d \sqrt{fc^*}$	$V_u > 1.5F_R b d \sqrt{fc^*}$				
$s \leq 0.5d$	$s \leq 0.25d$				

Donde:

$V_{CR}$  Resistencia a cortante que proporciona el concreto

$V_{SR}$  Resistencia a cortante que proporciona el acero de refuerzo

$A_s$  Área del refuerzo

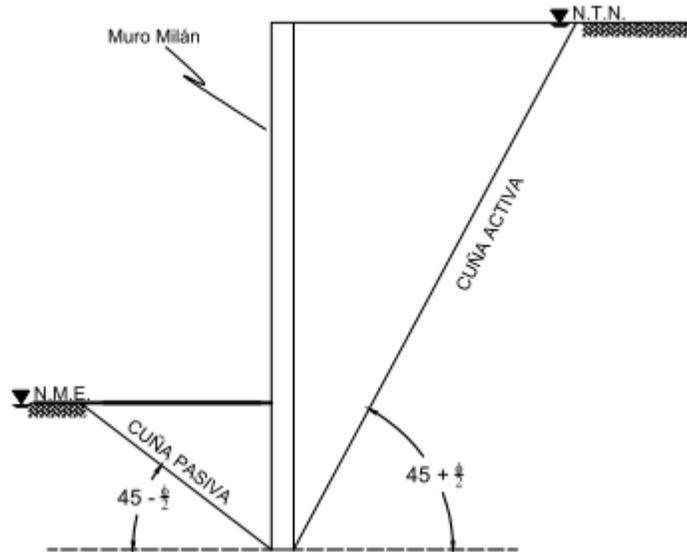
$s$  Separación del refuerzo

---

## **CAPÍTULO 4**

### **USO DE EQUILIBRIO LÍMITE PARA EL ANÁLISIS DE MURO MILÁN**

Teniendo en cuenta lo explicado en el capítulo anterior, se llega a la conclusión que, aunque sean los métodos más utilizados en la Ciudad de México debido a la gran cantidad de arcillas que se encuentran formando el suelo, existe también un método clásico para el cálculo de muros Milán, elaborados en 1930, el cual se basa en las teorías de equilibrio límite, cuya hipótesis principal es que la masa de suelo alcanza el equilibrio a lo largo de la línea de deslizamiento, la cual limita a la cuña de falla sobre la que se produce el movimiento (Fig. 4).



Figuran 4.1 Cuña de falla en Muro Milán de acuerdo con el equilibrio límite

El estado límite considera que los desplazamientos del muro han sido suficientemente grandes como para que se alcancen los estados activo y pasivo del terreno, correspondientes a la excavación y a la respuesta del suelo frente a los movimientos del muro hacia el terreno, los cuales representan los dos extremos del estado tensional al que se ve sujeto el suelo en contacto con el muro (Masrouri y Kastner, 1993). Finalmente, para quedarse del lado de la seguridad, se introducen márgenes adecuados a los parámetros del suelo y se incrementa la longitud de empotramiento del muro obtenida en el cálculo.

Para realizar el análisis por equilibrio límite existen diversos métodos, pero para este caso en específico se utilizará el método de las dovelas, el cual consiste en la partición en bloques de la masa de suelo. Dichos bloques constituyen secciones de forma trapecial a medida que la sección va aumentando su tamaño, ya que puede darse el caso que los bloques tengan formas triangulares.

Ahora bien, los empujes del terreno sobre el muro Milán dependen de diversos factores, tales como: la geometría de la pantalla y su deformabilidad, el proceso de ejecución, las características de la masa de suelo a contener, la presencia de nivel freático y la existencia de edificaciones adyacentes, entre otros. En caso de que existan zonas donde existan edificaciones adyacentes, se

producirá un aumento en los movimientos horizontales del muro, los cuales deben limitarse. Para ello, es importante considerar que el terreno no desarrolle completamente su capacidad resistente.

Para este caso práctico en suelos areno arcillosos, el cálculo del empuje sobre el muro Milán debe de partir de lo establecido para el estudio de un talud contenido en arenas, que en este caso corresponde a la cuña activa sobre el muro Milán, para cual será suficiente con conocer el ángulo de inclinación de la línea de falla, misma que estará en función de la fricción del material.

La línea de falla se encontrará en **equilibrio límite** cuando el ángulo de fricción interna del material sea igual al ángulo de inclinación de la línea de falla ( $\Phi=\alpha$ ) y entre mayor sea el ángulo de fricción interna del material, el ángulo de inclinación de la falla será menor.

Para calcular el ángulo de inclinación de la cuña se recurre a la siguiente ecuación:

$$\alpha = 90 - \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (ec. 4.1)$$

Donde:

- $\alpha$       Ángulo de inclinación de la falla
- $\phi$       Ángulo ponderado de la fricción interna

Una vez que se obtiene el ángulo de inclinación de la línea de falla para la cuña sobre el muro Milán, se procede a realizar el método de las dovelas, lo que implica analizar cada de una de las dovelas que conforma a la cuña, lo cual facilita el análisis de la masa de suelo en la que el material no es homogéneo, ya que al no poder hincar una dovela en dos estratos diferentes, obliga a que la dovela se hinque en un solo estrato tomando en cuenta los estratos que también son contenidos en la dovela.

La finalidad de este método es obtener un factor de seguridad adecuado, con el cual la superficie de falla no venza ante el muro; así mismo calcular el empuje que la masa de suelo genera sobre el muro Milán. También se puede realizar un análisis regresivo; es decir, obtener los valores de resistencia al corte al momento que genera la superficie de falla.

La ley de la resistencia al corte del suelo se define mediante la Teoría de Coulomb, la cual describe que: “Un material falla cuando el esfuerzo cortante en una superficie plana a través de un suelo, alcanza un valor dado por la ley de la resistencia”, ecuación 4.2.

$$S = c + \sigma \tan \phi \quad (\text{ec. 4.2})$$

Donde:

- $c$  Cohesión a lo largo de la línea de falla
- $\phi$  Ángulo de fricción interna
- $\sigma$  Esfuerzo efectivo o total según sea el caso

Si la superficie de falla representa la máxima resistencia que puede soportar la masa de suelo, entonces el esfuerzo cortante que se desarrolla corresponde al máximo valor que puede dar la ecuación 4.2. La ecuación 4.2 es igual a la siguiente expresión:

$$cLi + W \tan \phi \quad (\text{ec. 4.2a})$$

Esta expresión es el resultado de cómo la ley de la resistencia se aplica en la masa de suelo que el muro tiene que contener, la cual se muestra gráficamente en la figura 4.2.

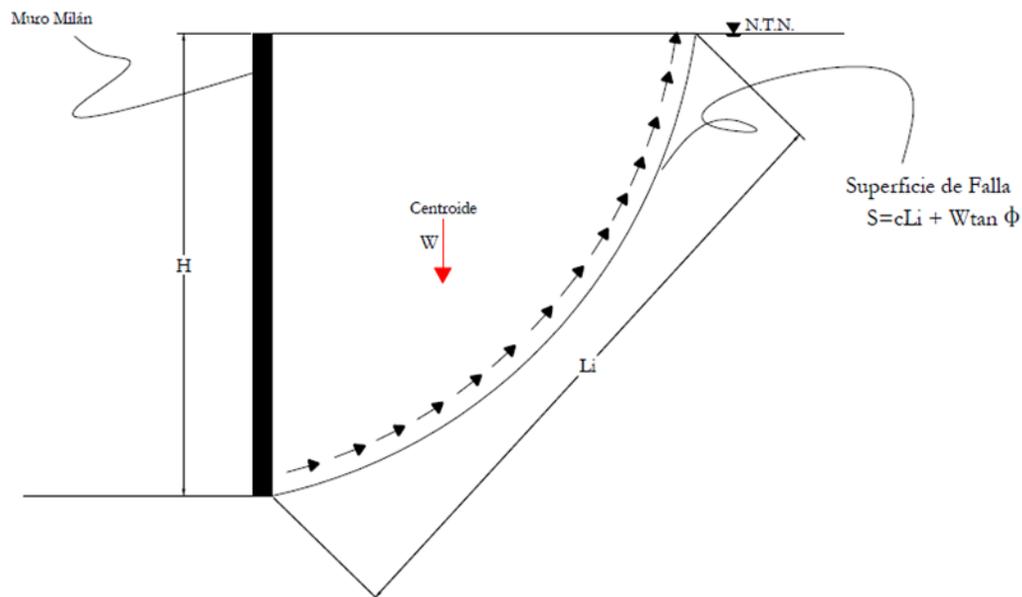


Figura 4.2 Descripción gráfica de la ley de la resistencia del suelo para el caso de un Muro Milán

Para el cálculo del empuje que se ejerce sobre el Muro Milán, se partirá de la ecuación para el cálculo del factor de seguridad (ec. 4.3), en la cual intervienen las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes. Las fuerzas resistentes se definen como las fuerzas que intervienen en la resistencia

del suelo al deslizamiento. Las fuerzas actuantes se definen cómo las fuerzas que aportan movimiento para alcanzar la falla (deslizamiento); por lo que, para este caso, las fuerzas resistentes del suelo se representan con la expresión 4.2a y las fuerzas actuantes se representan por el empuje ejercido sobre el muro, por lo que la ecuación para el cálculo de dicho empuje se describe en la ecuación 4.4.

$$F_s = \frac{cLi + W \tan \phi}{E_a} \quad (ec. 4.3)$$

$$E_a = \frac{cLi + W \tan \phi}{F_s} \quad (ec. 4.4)$$

Donde:

- $E_a$  Empuje activo sobre el Muro Milán
- $c$  Cohesión ponderada de la masa de suelo
- $L$  Longitud de la cuña
- $i$  Ancho unitario
- $W$  Peso de la cuña obtenido por el método de las dovelas
- $\phi$  Ángulo de fricción interna
- $F_s$  Factor de seguridad propuesto

#### **4.1 MÉTODO DE LAS DOVELAS**

El método de las dovelas también se conoce como el método sueco. En términos estáticos, para el cálculo del factor de seguridad, interviene la fuerza normal (N) y la fuerza tangencial (T), resultado de la descomposición de fuerzas del peso (W) de cada dovela que compone la masa de suelo detrás de la cuña de falla (Fig. 4.3).

Para este caso la fuerza normal (N) se describe como la fuerza resistente y la fuerza tangencial (T) como la fuerza actuante, por lo que la ecuación del factor de seguridad queda descrita con la ecuación 4.5.

$$F_s = \frac{cLi + \sum N \tan \phi}{\sum T_i} \quad (ec. 4.5)$$

Donde la fuerza normal ( $N$ ) y la tangencial ( $T$ ) quedan en función del peso ( $W$ ) y del ángulo de inclinación ( $\alpha$ ) de la cuña de falla.

$$N = W \cos \alpha$$

$$T = W \sin \alpha$$

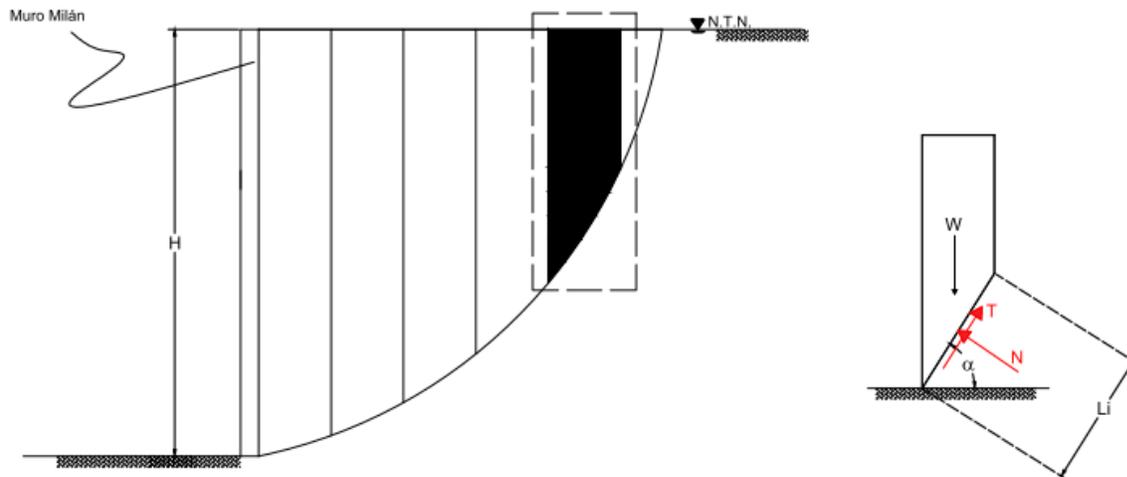


Figura 4.3 Intervención de fuerza normal y tangencial para cada dovela

#### 4.1.2 Método De Las Dovelas En Términos Pseudoestáticos

En el caso de un análisis pseudoestático el factor de seguridad se calcula de la misma manera, pero esta vez con la intervención sísmica que llega a la masa de suelo. De igual manera, la fuerza sísmica debe descomponerse en sus dos componentes: normal sísmica y tangencial sísmica. La figura 4.4, muestra como es que actúa la fuerza sísmica en cada una de las dovelas.

De acuerdo con lo mostrado en la figura 4.4 y con la definición de fuerza resistente ( $N$ ) y fuerza actuante ( $T$ ), el factor de seguridad para un caso pseudoestático, se describe con la ecuación 4.6.

$$F_s = \frac{cLi + (N - N_{sis}) \tan \phi}{\sum T_i + \sum T_{i, sis}} \quad (ec. 4.6)$$

Para este caso, la fuerza normal ( $N_{sis}$ ) y la tangencial ( $T_{sis}$ ) quedan en función de la fuerza sísmica ( $F_{sis}$ ) y del ángulo de inclinación de la cuña de falla.

$$N_{sis} = F_{sis} \sin \alpha$$

$$T_{sis} = F_{sis} \cos \alpha$$

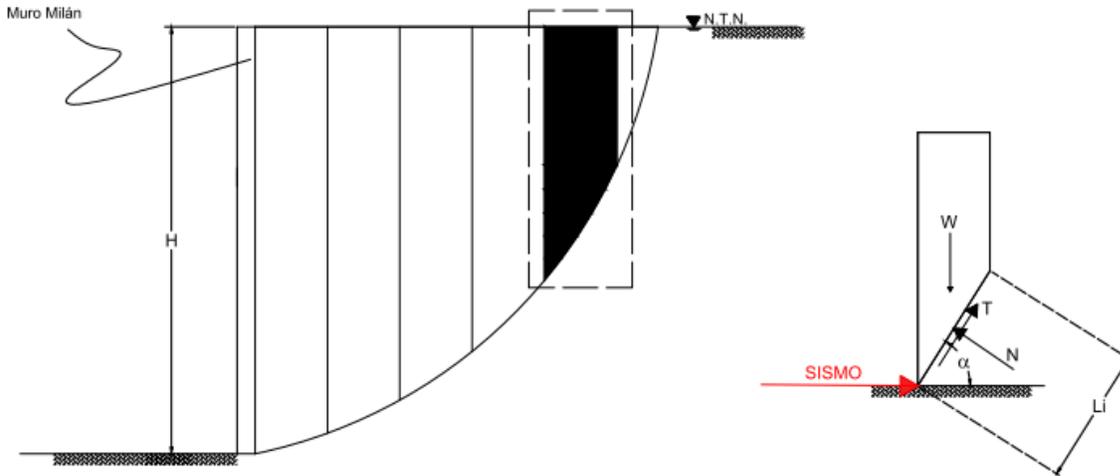


Figura 4.4 Acción sísmica en una dovela

De acuerdo al apartado 6 “Muros de Contención” de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones 2017, los empujes desarrollados en condiciones sísmicas se evaluarán en la forma indicada en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, **pero dicha referencia en las actuales normas no se encuentra**, por lo que se procede a trabajar con lo mencionado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2004, apartado 10.2, el cual describe que, los empujes que ejercen los rellenos sobre los muros de contención, debidos a la acción de los sismos, se evaluarán suponiendo que el muro y la zona de relleno por encima de la superficie crítica de deslizamiento se encuentran en equilibrio límite bajo la acción de las fuerzas debidas a carga vertical ( $W$ ) y a una **aceleración horizontal igual a  $4a_0/3$  veces la gravedad ( $g$ )**. Por lo que la fuerza sísmica, entonces, se calculará de acuerdo a la ecuación 4.7.

$$F_{sis} = \frac{W4a_0}{3g} \quad (ec. 4.7)$$

Donde:

$W$       Peso de cada dovela

$a_0$	Fracción de la aceleración de la gravedad correspondiente a $T=0$
$g$	Gravedad

Para el caso de la Ciudad de México se emplea el software llamado Sistema de Acciones Sísmicas de Diseños (SASID por sus siglas en español), esto con la finalidad de obtener el coeficiente sísmico correspondiente de la zona en análisis. Dicho coeficiente se puede obtener mediante las coordenadas geográficas del sitio en estudio, la dirección exacta o el punto en específico.

Cabe señalar que el espectro obtenido del software no es el espectro transparente en roca, sino el elástico, mismo que da un espectro de diseño el cual se obtiene a partir de los factores de cada necesidad.

Dicho lo anterior, para hacer uso del espectro de diseño es indispensable saber el periodo fundamental de la estructura o del elemento que se éste analizando para así obtener un coeficiente lo más real posible, o en su defecto, saber el periodo fundamental del suelo.

Para entender más a fondo, se debe de tener claro cuáles son las diferencias entre cada tipo de espectro existente.

- ***Espectro transparente en roca:*** Son aquellos que carecen de factores de reducción ajenos al peligro sísmico.
- ***Espectro de respuesta elástica:*** Son aquellos espectros que representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras.
- ***Espectro de diseño:*** Se debe comprender primeramente que las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes, por lo que, los espectros de respuesta elástica, no pueden utilizarse para el diseño sismorresistente; Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones se realiza a partir de espectros que son suavizados y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. Los espectros de diseño se obtienen generalmente mediante procedimientos estadísticos, cuya descripción detallada escapa al alcance de este trabajo.

En el caso de los demás estados de la Republica Mexicana, el software a emplearse es el conocido como PRODISIS (CFE, 2000), el cual calcula el espectro transparente en roca según sus coordenadas geográficas o la localidad en específico. Cabe señalar que este software tiene la

peculiaridad de poder calcular el espectro dependiendo la estratigrafía encontrada en cada sitio, por lo que se puede obtener un periodo fundamental del suelo más cercano a la realidad.

## 4.2 CASO PRÁCTICO

Para evaluar los resultados del método de equilibrio límite se supondrán los datos a utilizar. El sitio en estudio se encuentra al norponiente de la Ciudad de México, con base en este dato y los registros ya existentes del tipo de suelo en Zona II (de acuerdo a las NTC-Cimentaciones, la zona II conocida como de transición se constituye principalmente de estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre) se tiene lo siguiente:

**\*Relleno de 0.0 a 1.0 m:** Estrato conformado por un relleno areno arcilloso color café claro con contenido de gravas aisladas.

**Arena arcillosa de 1.0 a 5.0 m:** Arena arcillosa color café claro muy compacta, con contenido de gravas aisladas.

**Arena arcillosa de 5.0 a 15.0 m:** Arena arcillosa color café claro muy compacta con abundantes gravas de hasta  $\frac{3}{4}$ " y presencia de lente de arena pumítica con arcilla de 13.5 a 15.0 m.

**Arcilla de 15.0 m a 24.0 m:** Arcilla de baja plasticidad color café claro de consistencia dura, con arena fina y grumos compactos del mismo material.

**Arena arcillosa de 24.0 a 36.0 m:** Arena arcillosa color café claro y gris muy compacta con contenido de gravas.

*\*Para el caso del relleno, usualmente no se proporciona ni la compactación ni el número de golpes, ya que, de acuerdo a reglamento y a la experiencia, no es recomendable usar este tipo de material como desplante para cimentación.*

### 4.2.1 Equilibrio Límite

Antes de realizar el análisis de estabilidad de muro Milán, se deberá de estudiar la cuña de falla para cual deberá de ser diseñado, esto mediante el equilibrio límite, el cual se utiliza usualmente en taludes para obtener la cuña de falla y el ángulo de inclinación necesario para mantenerlo estable.

El equilibrio límite se analiza con el método de las dovelas, donde para este caso, a partir del ángulo de fricción interna del suelo en estudio se obtiene el ángulo de la cuña de falla. Dicho lo anterior, la masa de suelo de la cuña de falla es partida en varios bloques trapeciales de diferentes medidas, siempre tomando en cuenta la recomendación de analizarla con un mismo ancho. Cuando se trata de una cuña pequeña pueden ser dovelas de ancho unitario, en caso contrario, se proponen anchos lo más similares posibles para así facilitar el cálculo.

El muro Milán se analiza para un periodo a corto plazo, es decir, considerando que no será un elemento estructural definitivo, por lo que el factor de seguridad inicial, es decir, el necesario a corto plazo para mantener estable la pared vertical de una excavación, será de 1.3 como mínimo (para casos de campo, se recomienda siempre trabajar con un factor de 1.5 por cuestiones de seguridad);

$$\alpha = 90 - (45 - 15) = 30^\circ$$

Mediante cálculos repetitivos se halla el menor valor del factor de seguridad, obviando que entre más crezca el ángulo de falla dicho factor es menor, por lo que, se comparará con un material menos competente, ya que todo depende de la propiedad de resistencia del suelo (ángulo de fricción).

Dicho lo anterior, entre menor sea el ángulo de fricción del suelo, es decir, menor sea su resistencia medida desde dicha propiedad el ángulo de falla será mayor; y entre mayor sea el ángulo de fricción de la masa de suelo, el ángulo de inclinación de la cuña de falla será menor.

De acuerdo a la experiencia en campo, para este caso se recomienda tomar un promedio ponderado de las propiedades del suelo, debido a que los cambios tan drásticos pueden llegar a alterar los resultados y por ende suponer estabilidad cuando cabe la posibilidad de que no exista.

$$\phi = 30^\circ$$

Con la partición en bloques de la masa de suelo, el análisis gráficamente quedará como se muestra en las figuras 4.5 y 4.6. Con base en estos gráficos, se obtienen los datos de geometría para poner en ejecución la ecuación 4.5 y 4.6. Dichos datos se muestran en las tablas 4.1 y 4.2

*Tabla 4.1 Resultados geométricos de las dovelas con una superficie de falla a 30°*

<b>DOVELA</b>	<b>ÁREA (m<sup>2</sup>)</b>	<b>W (t/m)</b>	<b>Δl (m)</b>
1	138.0	249.0	4
2	111.0	199.0	4
3	83.0	149.0	4
4	55.0	100.0	4
5	28.0	50.0	4
6	4.0	6.0	2.03

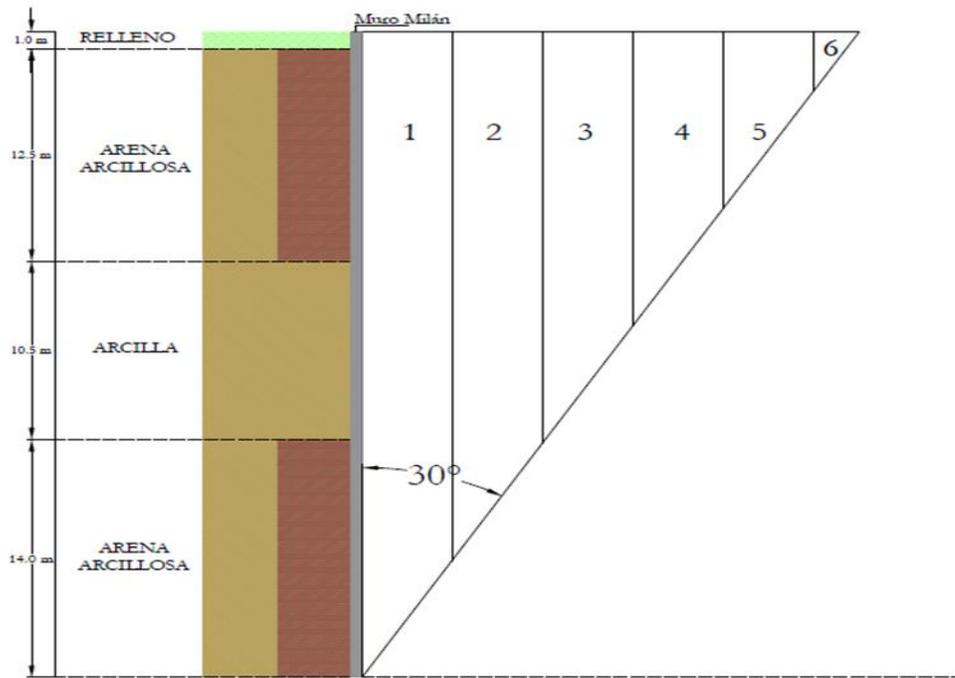


Figura 4.5 Distribución de dovelas para un ángulo de 30°

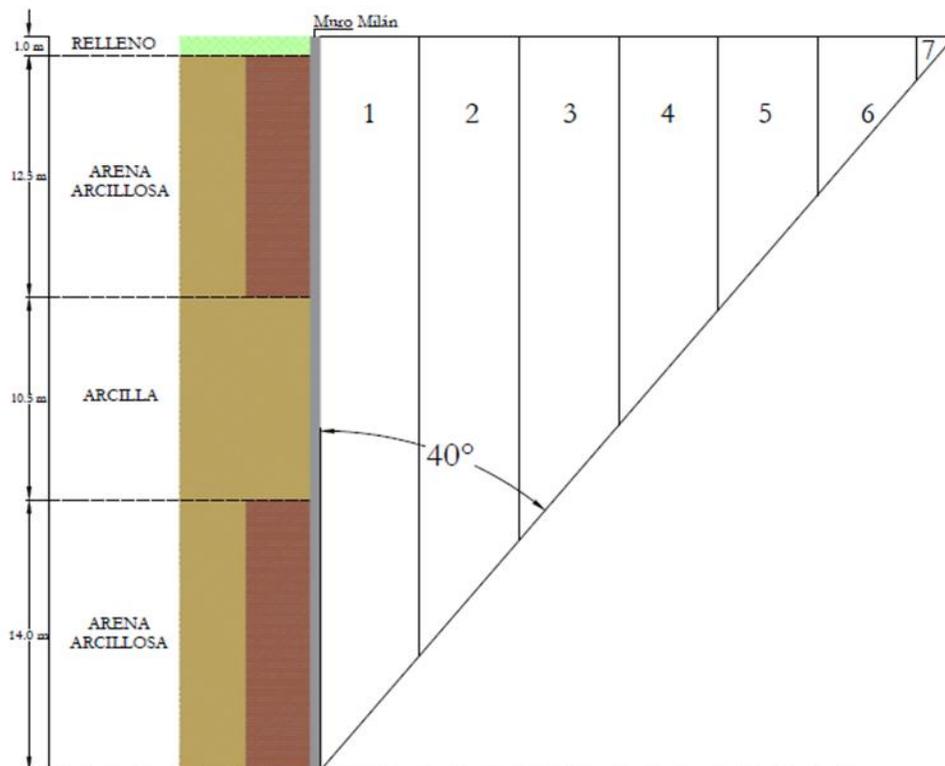


Figura 4.6 Distribución de dovelas para un ángulo de 40°

Tabla 4.2 *Resultados geométricos de las dovelas con una superficie de falla a 40°*

<b>DOVELA</b>	<b>ÁREA (m<sup>2</sup>)</b>	<b>W (t/m)</b>	<b>Δl (m)</b>
1	175.10	315.0	5
2	145.30	262.0	5
3	115.51	208.0	5
4	85.72	154.0	5
5	55.92	101.0	5
6	26.13	47.0	5
7	2.11	4.0	1.88

Como se explicó anteriormente, cada dovela se analiza independientemente por lo que cada una tiene su componente normal (N) y tangencial (T) en estado estático y pseudoestático. Los resultados se muestran en las tablas 4.3 y 4.4.

Tabla 4.3 *Fuerzas normales y tangenciales en estado estático y pseudoestático para una superficie de falla de 30°*

<b>DOVELA</b>	<b>N (t)</b>	<b>T (t)</b>	<b>N<sub>sis</sub> (t)</b>	<b>T<sub>sis</sub> (t)</b>
1	215.495	124.416	6.636	11.493
2	172.424	99.549	5.309	9.196
3	129.415	74.718	3.985	6.902
4	86.391	49.878	2.660	4.608
5	43.383	25.047	1.336	2.314
6	5.565	3.213	0.171	0.297

Tabla 4.3 *Fuerzas normales y tangenciales en estado estático y pseudoestático para una superficie de falla de 40°*

<b>DOVELA</b>	<b>N (t)</b>	<b>T (t)</b>	<b>N<sub>sis</sub> (t)</b>	<b>T<sub>sis</sub> (t)</b>
1	241.442	202.594	10.805	12.877
2	200.351	168.115	8.966	10.685
3	159.274	133.647	7.128	8.495
4	118.198	99.180	5.290	6.304
5	77.107	64.700	3.451	4.112
6	36.030	30.233	1.612	1.922
7	2.909	2.441	0.130	0.155

Al tener todos los datos antes mostrados, se procede a aplicar las ecuaciones 4.5 y 4.6 para obtener el factor de seguridad estático y pseudoestático. Desde esta instancia se puede empezar a determinar los resultados finales, ya que al comparar las fuerzas normales (N) y tangenciales (T) se tiene que para una superficie de falla de 40°, aunque la fuerza normal (N) sea mayor que la fuerza tangencial (T), son casi iguales por lo que existirá la falla. Caso contrario con la superficie

de falla a 30°. En ésta, la fuerza que predomina en magnitud es la normal (T), lo que quiere decir que la fuerza que evita la falla (N) es mayor que la que lo provoca (T)

*Tabla 4.5 Comparación de los Factores de Seguridad*

<b>INCLINACIÓN DE LA SUPERFICIE DE FALLA</b>	<b>FS ESTÁTICO</b>	<b>FS PSEUDOESTÁTICO</b>	<b>FS A CORTO PLAZO</b>
30°	1.58	1.42	> 1.3
40°	0.66	0.62	< 1.3

Dichos factores de seguridad son los que dan la interpretación de la falla de la cuña y como se explicó en el párrafo anterior, se termina deduciendo que la cuña de 30°, la cual se forma en un material predominantemente arenoso, tanto estática como pseudoestáticamente, permanecen estables. Caso contrario con la cuña de 40°, que se da predominantemente en un material arcilloso, la cual está a punto de rebasar el límite del equilibrio, lo que quiere decir, que dicha cuña a corto plazo no es estable, por lo cual tenderá a fallar.

Cabe señalar, que, al haber analizado ambas superficies de falla, se deduce que al tener un ángulo de fricción de 30° da por ende un ángulo de inclinación de la falla de 30°, por lo que, todas aquellas líneas de falla con ángulos mayores a 30° tenderán a alcanzar el equilibrio límite (Fs=1).

Otra forma de poder hacer la comprobación sobre la falla es comprar a la fuerza tangencial (T) con la fuerza de resistencia cortante del suelo. La primera debe ser menor a la segunda, lo cual significa que la fuerza que provoca el deslizamiento no es lo suficientemente grande para lograr la falla de la cuña, esto se representa de mejor manera en el diagrama de flujo, en donde se explica la relación de dichas fuerzas con la falla y el ángulo de inclinación.

Después de haber obtenido el factor de seguridad para cada una de las cuñas de falla, se puede obtener cuál será el empuje que recibirá el muro por parte del suelo, este empuje se calcula con la ecuación 4.4.

De acuerdo a los factores de seguridad obtenidos, el empuje para cada caso se muestra en la tabla 4.6.

*Tabla 4.6 Empujes ejercidos sobre el Muro Milán dependiendo la cuña de falla*

$\Phi$	<b>INCLINACIÓN DE LA SUPERFICIE DE FALLA</b>	<b>Empuje Estático (t/m)</b>	<b>Empuje Pseudoestático (t/m)</b>
30	30°	414.0	460.0
10	40°	509.0	542.0

Estos empujes se utilizan para el diseño estructural del muro, tomando en cuenta los factores de seguridad obtenidos según su estabilidad. Donde dichos empujes se consideran como una carga uniformemente repartida o una carga triangular uniformemente repartida, la diferencia entre estas se refleja en la cantidad de acero a utilizar.

En cuanto a la interpretación de los empujes, se deduce que al tener un ángulo de inclinación mayor el empuje resulta mayor, ya que, es mayor volumen de la masa de suelo en esta cuña en comparación a la masa de suelo en la cuña de falla con un ángulo de inclinación menor; es decir, la geometría de la cuña es de gran influencia para determinar si el suelo que es contenido a espaldas del muro con sus respectivas características no alcanzará la falla a largo plazo.

#### 4.2.2 Empujes Activos Redistribuidos

El análisis del muro Milán no sólo contempla la estabilidad en general de este (la falla del suelo que se encuentra a sus espaldas), sino que también contempla en análisis de los empujes en estado activo, pasivo y de reposo.

Para el caso de esta tesis, los empujes estudiados fueron los empujes activos, ya que estos son los utilizados para realizar un análisis a corto plazo, en caso contrario, cuando los empujes necesiten ser estudiados a **largo plazo deben de analizarse en estado de reposo.**

Ahora bien, para poder realizar el diseño estructural del muro Milán, los empujes utilizados serán los empujes redistribuidos propuestos por Terzaghi-Peck, antes mencionados en el capítulo 2, los cuales son calculados en toda la longitud del muro.

La razón de utilizar los empujes redistribuidos data en el diseño estructural del muro Milán, ya que el muro se analiza como una viga simplemente apoyada, donde cada apoyo corresponde a un puntal, y el último apoyo se refiere a la resultante necesaria para lograr el equilibrio debido al empuje sobre la pata del muro, es decir, el empuje pasivo. La figura 4.7 y 4.8 muestra esquemáticamente la aplicación de los empujes distribuidos para lo dicho anteriormente.

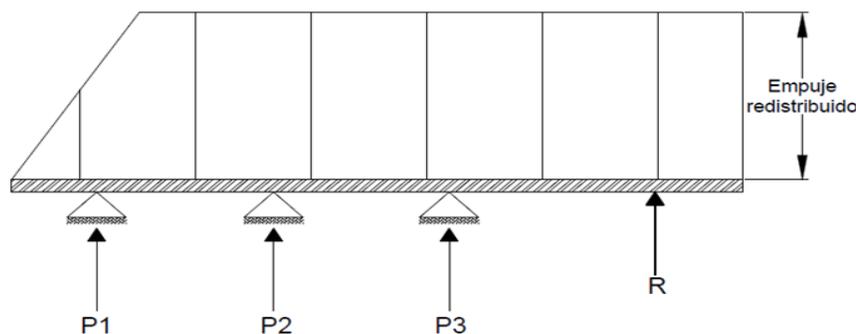


Figura 4.7 Esquema de viga simplemente apoyada para análisis de empujes

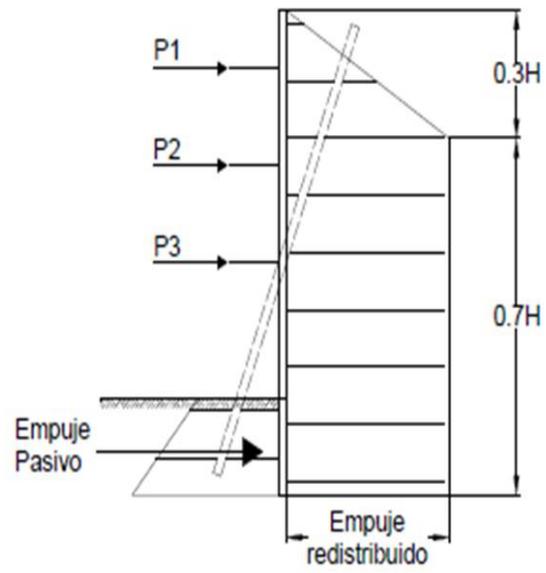
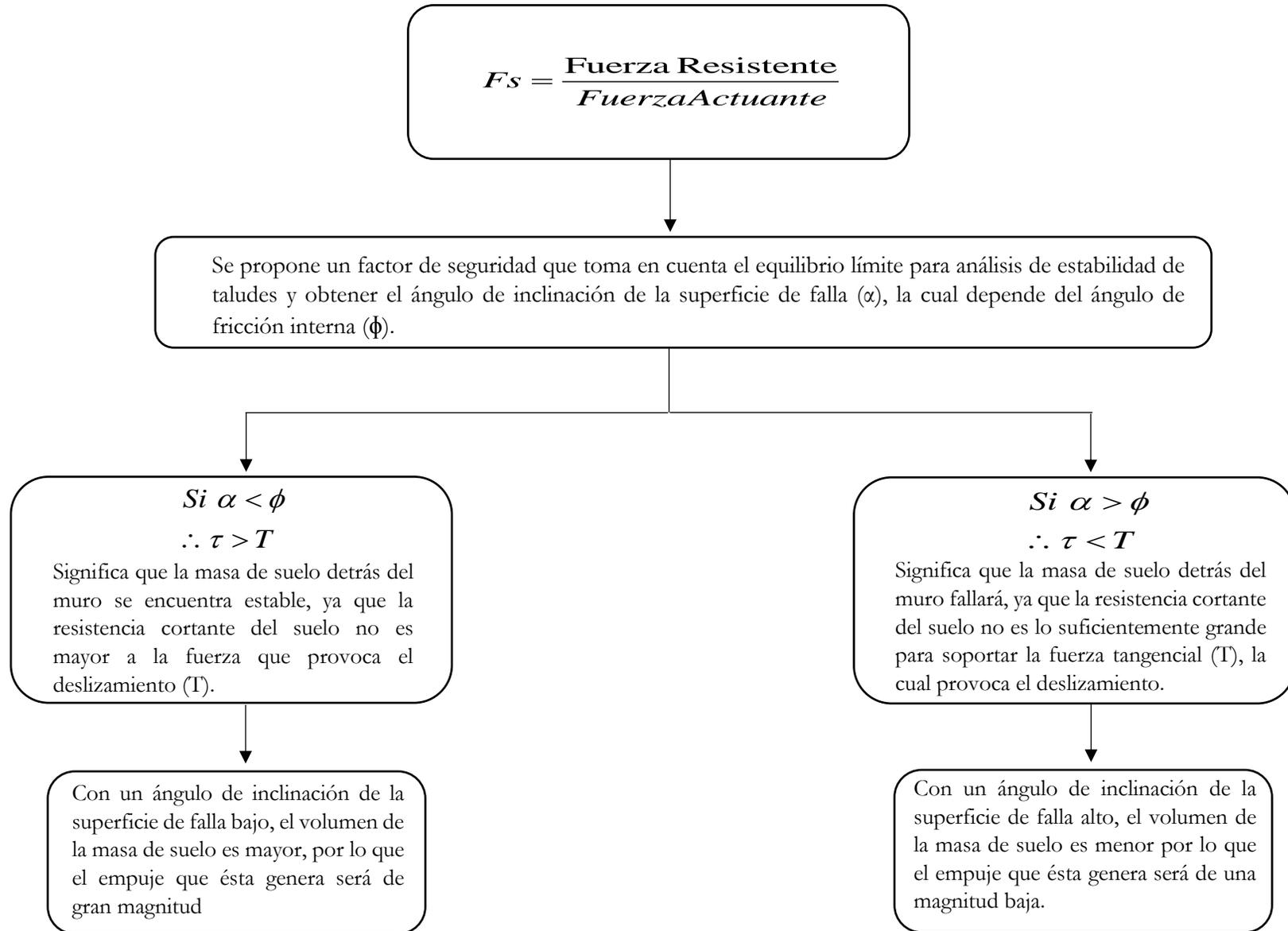


Figura 4.7 Empujes activos redistribuidos



### 4.2.3 Empuje Pasivo

Como ya se mencionó anteriormente, el suelo encontrado detrás y delante del muro Milán ejerce una presión lateral, la cual, es conocida como presión de tierra. Esta presión de tierra no depende solo de la profundidad bajo la superficie, sino también, de las propiedades elásticas y de rigidez del muro Milán.

Hay que recordar que la presión pasiva se da cuando, el muro se presiona contra el suelo y por ende la presión de éste aumenta.

Para el caso de esta tesis, el cálculo de la presión pasiva se realiza en el empotramiento del muro, mejor conocida como “pata” del muro, esto con la finalidad de visualizar cómo será el comportamiento de esta y poder determinar si el empotramiento propuesto ha sido el adecuado para mantener al muro Milán estable, ya que, existe la posibilidad que el empuje pasivo que produce el suelo en la parte del empotramiento sea insuficiente para resistir los empujes activos del suelo y se produzca un giro en el muro (Grabe, 2008).

De acuerdo con el capítulo 2, las dos ecuaciones principales para el cálculo del empuje pasivo son las ecuaciones 2.4 y 2.8, ya sea un suelo de tipo friccionante o cohesivo-friccionante, hay que recordar que el empuje pasivo es parte del momento resistente del muro, es decir, contribuye a la estabilidad de éste para evitar su falla.

Ahora bien, de acuerdo al empuje pasivo obtenido y la fuerza actuante en la pata del muro se puede obtener el factor de seguridad necesario para que se cumpla la estabilidad donde la fuerza actuante en el empotramiento del muro no sea mayor que el empuje pasivo del suelo.

$$F_s = \frac{E_p}{R} \quad (ec. 4.8)$$

Donde:

- $F_s$       Factor de seguridad por empotramiento
- $E_p$       Empuje Pasivo
- $R$         Reacción mínima para evitar la falla por empotramiento

El cálculo de las reacciones fue explicado en el apartado 4.2.2.

De acuerdo a la ecuación 4.8, el factor de seguridad obtenido fue del orden de 1.53, contemplando que el material es arena arcilloso.

### 4.2.3 Falla Por Fondo

El análisis mediante el equilibrio límite determina el factor de seguridad de acuerdo a la cuña de falla que se forma detrás de este, con lo cual se determina si en general, la excavación a realizarse es estable, tal como se contempla en la revisión por fondo.

La falla por fondo revisa que la excavación sea estable durante toda su ejecución o cada etapa en la que se realice, todo esto de acuerdo con la superficie y la profundidad de esta.

La revisión de la falla por fondo se realiza con lo descrito en la ecuación 3.12, tomando en cuenta que la excavación se realizará en una sola etapa, por lo que el factor de seguridad obtenido fue del orden de 1.45.

### 4.2.4 Falla Por Empotramiento

De acuerdo a lo descrito en el capítulo 3, apartado 3.2, la falla por empotramiento se calcula a partir de la ecuación 3.13, la cual es desarrollada a partir del penúltimo nivel de excavación.

Como parte de la investigación de esta tesis, se llegó a la conclusión que en muchas ocasiones los resultados obtenidos teóricamente se ven afectados por el proceso constructivo, por lo cual, es indispensable tomar en cuenta este proceso a la hora de efectuar los cálculos teóricos.

Dicho lo anterior, y con la experiencia que se tiene en construcción, se empleó la misma ecuación (ec. 3.13), pero ahora, siendo desarrollada a partir del último nivel de excavación como la situación más crítica, ya que muchas veces no llega a respetarse la secuencia de excavación.

$$M_{r-MuroMilán} = A_s F_R f_y' (e - 2r) \quad (ec. 4.9)$$

$$A_s = Pbl$$

Donde:

- $e$       Espesor del muro
- $r$       Recubrimiento del muro
- $A_s$      Área de acero a flexión
- $P$       Cuantía del acero de refuerzo
- $b$       Espesor del muro
- $l$       Ancho unitario

$f_y'$  Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

$F_R$  Factor de resistencia a flexión 0.9

Para este cálculo, se toman los parámetros más críticos que pueden llegar a existir, tomando las dimensiones del muro más convencionales, tomando en cuenta que la mayor parte de las veces el espesor del muro varía entre 40 y 60 cm, según las necesidades del proyecto, ya que, hay que recordar, que la rigidez de este es de vital importancia para aumentar el factor de seguridad, el cual nos dará la interpretación de la estabilidad de dicho muro.

Tabla 4.7 *Parámetros para el cálculo del momento flexionante*

$p$	0.01
$b = e$	50 cm
$r$	5 cm
$l$	100 cm

Tomando en cuenta la ecuación 4.9 y aplicándola a la ecuación 3.2, se obtuvieron los siguientes factores de seguridad para dos diferentes casos: el primero cuando el análisis es en el penúltimo nivel de puntal y el segundo caso cuando el análisis se realiza en el último nivel de puntal.

Tabla 4.8 *Parámetros para el cálculo de la falla por empotramiento*

PARÁMETROS	Caso 1	Caso 2
$\bar{c}$	12.85	12.85
$w$	251.86	177.81
$\bar{p}$	<b>15.19</b>	<b>15.19</b>
$M_p$	240.31	240.31
$D$	23	23
$L$	22.31	17.91
$l$	7.38	5.14
$r$	23	23

Las literales fueron descritas anteriormente en el capítulo 3, apartado 3.2.

Con lo ya antes obtenido y aplicándolo a la ecuación 3.12 del capítulo 3 de esta tesis, se obtiene que los factores de seguridad para cada caso son los mostrados en la tabla 4.10.

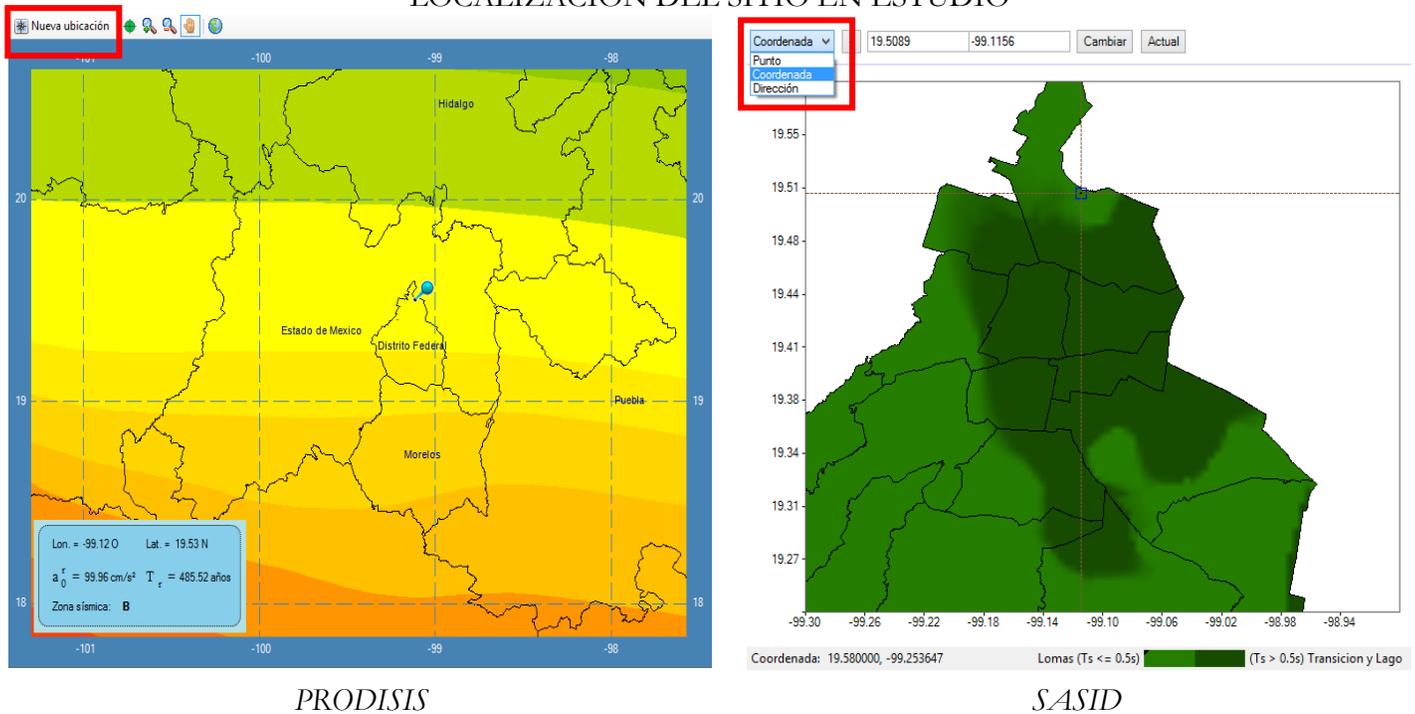
Tabla 4.9 Factores de seguridad para falla por empotramiento

CASO	FACTOR DE SEGURIDAD
1	2.16
2	1.60

#### 4.4 PRODISIS - SASID PARA EL CÁLCULO DEL COEFICIENTE SÍSMICO

Para el caso del cálculo del coeficiente sísmico, en el Valle de México se emplean dos diferentes softwares: SASID y PRODISIS., por lo que en este capítulo se comparan y detectaran las diferencias entre cada uno, iniciando con que, SASID se utiliza únicamente para el Ciudad de México, mientras que PRODISIS es empleado en todo el país.

##### LOCALIZACIÓN DEL SITIO EN ESTUDIO



Como ya se había mencionado anteriormente, ambos softwares tienen las tres diferentes opciones de localizar el sitio que se requiera estudiar, las cuales son; mediante un punto en el mapa, la coordenada exacta del sitio o la dirección/entidad.

Para el estudio de esta tesis, se estudió el norte de la Ciudad de México, la cual es una zona de transición.

Una vez localizado el sitio, ambos softwares generan el espectro para ese determinado sitio, tomando en cuenta que el espectro que PRODISIS proporciona es el espectro transparente en roca, el cual, como se describió anteriormente, es aquel que carece de factores.

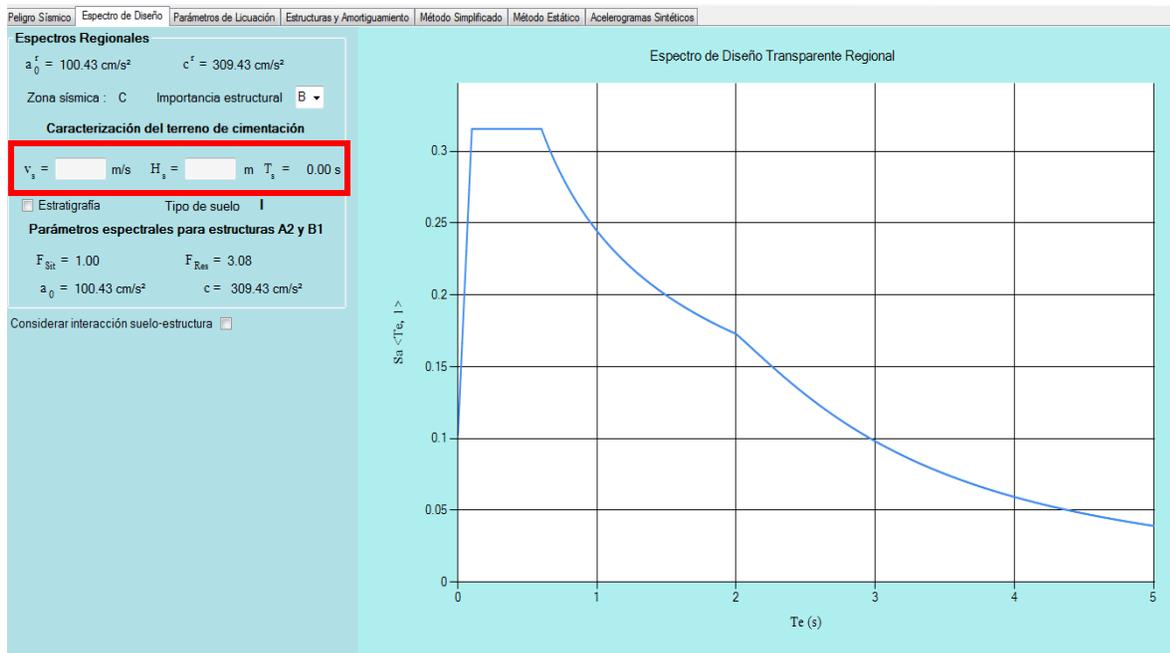


Figura 4.9 Espectro transparente en roca obtenido del software PRODISIS V.4.1.1

Cabe resaltar que, PRODISIS cuenta con la alternativa de utilizar la estratigrafía del sitio para así obtener las velocidades de onda de corte con lo que se obtendría el periodo fundamental del terreno del sitio en estudio.

Caso contrario al software SASID, el cual da como resultado tanto el espectro elástico como el espectro de diseño, el cual se mantuvo con factores de reducción igual a 1.

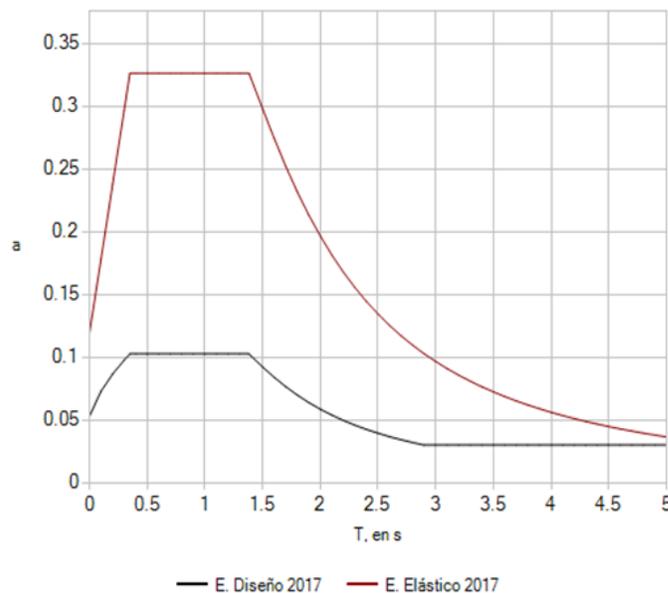


Figura 4.10 Espectro elástico y de diseño obtenido del software SASID

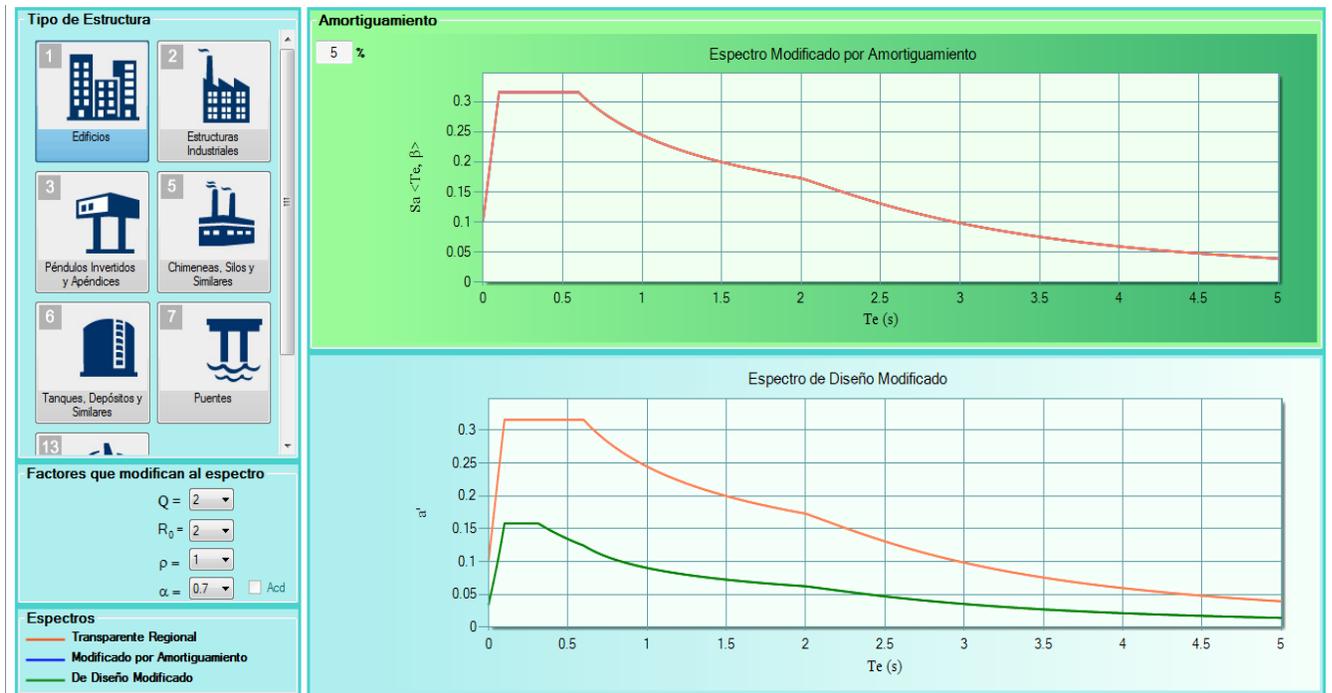


Figura 4.11 Espectro elástico y de diseño obtenido del software PRODISIS

Ahora bien, aunque PRODISIS proporcione el espectro transparente en roca, también proporciona los espectro elásticos y de diseño; por lo que se puede observar, PRODISIS al emplear un factor de comportamiento sísmico igual a 2 ( $Q=2$ ), divide el espectro elástico a la mitad, caso contrario del software SASID, el cual, aunque se le aplique un  $Q=2$ , no divide el espectro a la mitad, por lo que para cuestiones prácticas, en la Ciudad de México, no es aceptable bajo el nuevo reglamento 2017, recurrir a simplemente dividir el coeficiente sísmico en el factor de comportamiento sísmico.

De igual manera, como geotecnistas es primordial saber la diferencia en los diferentes tipos de espectro existentes y no confundirlos entre sí; recalando que, aunque el coeficiente sísmico sea el mismo en el espectro transparente en roca tanto en el espectro elástico, no es igual, ya que este último variara de acuerdo al amortiguamiento.

### 4.3 PROCESO CONSTRUCTIVO

Si bien, el análisis para el diseño de muro Milán toma diversas consideraciones para tener resultados precisos y lo más cercano a la realidad, para que estos resultados puedan verse bien reflejados en la práctica, es necesario que a la hora de llevar a cabo la construcción ésta se lleve conforme a lo estipulado en la realización del análisis, ya que muchas veces, las fallas de los muros se deben a que en obra no se respetaron las cláusulas para su construcción.

El proceso constructivo consta de varios pasos a seguir, pero, para el caso de esta tesis los pasos serán resumidos, pero siempre recalcando los procesos más importantes a seguir para que el análisis resulte de manera exitosa en la práctica.

De inicio se recomienda construir brocales (Fig. 4.12) ya que estos sirven de guía para los equipos de excavación, de apoyo para las maniobras a realizarse (como la colocación de la armadura del muro) y también sirven para mantener estable al suelo en superficie.

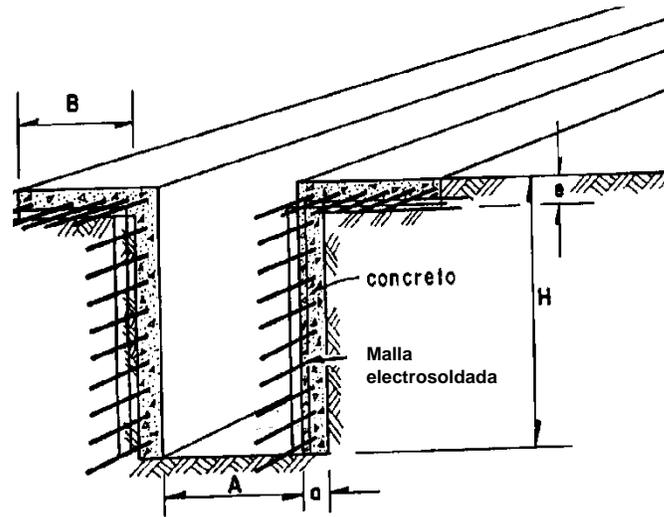


Figura 4.12 Detalle del brocal

Como se ha mencionado anteriormente, el material más importante para que la construcción del Muro Milán resulte satisfactoria es el lodo bentonítico, es por eso, que, después de colado el muro el lodo bentonítico puede ser reciclado, esto, mediante una planta desarenadora, la cual recupera aproximadamente el 60 % del lodo para poder usarse en el colado del muro subsecuente.

Ahora bien, para poder iniciar la excavación y colocar el muro Milán, se debe seleccionar cuál será la máquina a utilizarse, esto dependerá de la profundidad de las zanjas y las características del suelo. La máquina más comúnmente más utilizada es la almeja hidráulica guiada (Fig 4.13).

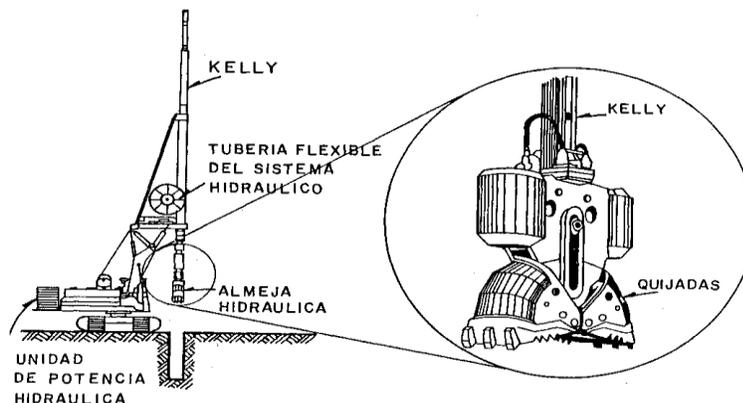


Figura 4.13 Almeja hidráulica guiada

Al iniciar la excavación debe inyectarse el lodo bentónico para evitar la socavación en la boca de la zanja recordando que ésta no debe de ser excavada y estabilizada completamente antes de colar el muro, de acuerdo con la experiencia en campo, lo recomendable es no dejar pasar más de 24 horas.

Para poder lograr simetría y conservar la verticalidad evitando inclinaciones, además de cuidar que la herramienta de excavación se mantenga vertical, es necesario que la excavación se realice primero de forma lateral y finalmente de forma central.

La maniobra más importante en el proceso constructivo del muro Milán es el izaje, ya que, en todo momento debe evitarse que el armado del muro se deforme, ya que esto podría afectar al comportamiento ya previsto. Para esto, al momento de la colocación debe contarse con un balancín el cual va a sujetar a la vez en varios puntos al armado (Fig. 4.14). Teniendo esto, el armado será introducido dentro de la zanja, teniendo la mayor precaución que este no quede asentado en el fondo de la zanja.

Uno de los efectos más comunes que se presentan en este proceso constructivo es la flotación del refuerzo del muro, esto se da en el momento del colado, y para evitar este fenómeno es necesario impedir el movimiento ascendente del armado, anclando al brocal barras transversales a las orejas existentes en el brocal.

Ahora bien, para lograr el centrado del armado, es necesario la colocación de centradores tubulares, los cuales deben de colocarse en la zanja apoyándolos en el brocal, esto antes de instalar el armado y deben de ser extraídos cuando el colado llegue a su fin. Pueden retirarse antes si el colado ha sido retrasado por cuestiones imprevistas y se inició el fraguado del primer vaciado de concreto.

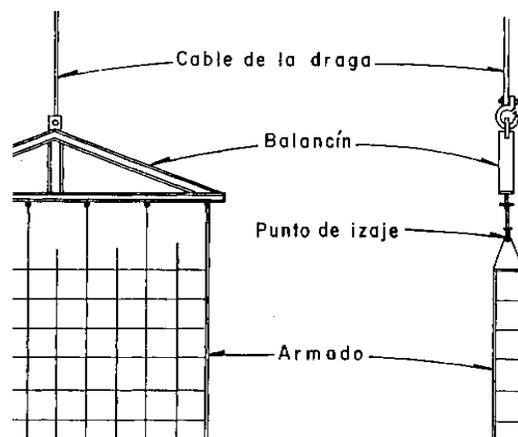


Figura 4.14 Colocación de armado

Una vez que la excavación llegue hasta su máxima profundidad, se deben colocar las juntas metálicas por cada extremo que delimitan la longitud del muro, que tienen como función el de

dar forma de machimbre entre cada muro; entonces, el largo de la junta tiene que ser de mínimo 1 m mayor a la profundidad de desplante del muro (Fig. 4.15).

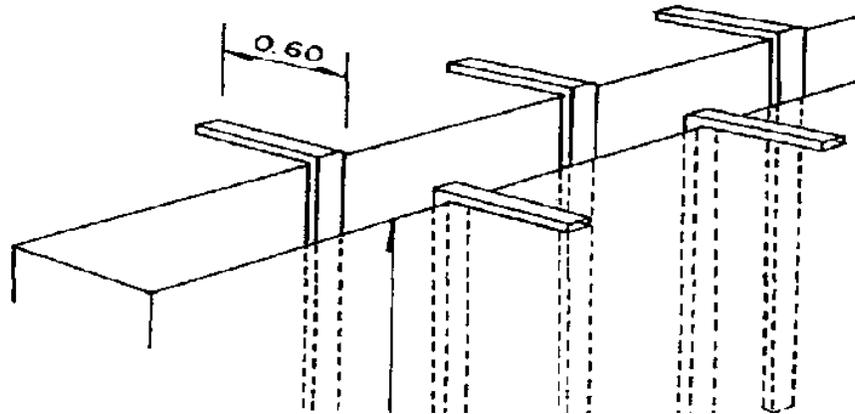


Figura 4.15 Colocación de juntas metálicas

Debe tenerse en cuenta que el colado tiene que realizarse con tubería tremie y que, al momento de realizarse el vaciado, este no debe ser interrumpido, es decir, se debe de hacer en una sola operación, ya que, se pueden presentar taponamientos en la tubería debido al fraguado inicial.

Antes de que se realice este primer vaciado, en el interior de la tubería debe de colocarse un tapón para que sea empujado por el concreto y desaloje el lodo bentonítico y sirva para evitar la penetración del lodo.

En cuestión de las características de la tubería, se tiene que tener en cuenta que su diámetro varía entre 8" a 12" y que la longitud máxima debe de ser de 3 m y tanto por dentro como por fuera debe de ser de textura lisa para que el concreto pueda fluir y así evitar que se atore en el armado del muro.

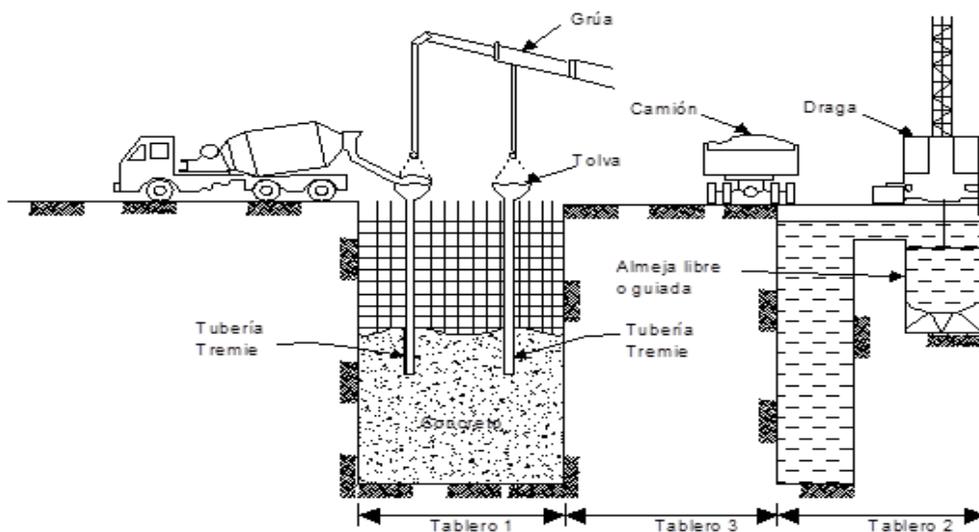


Figura 4.16 Secuencia de construcción

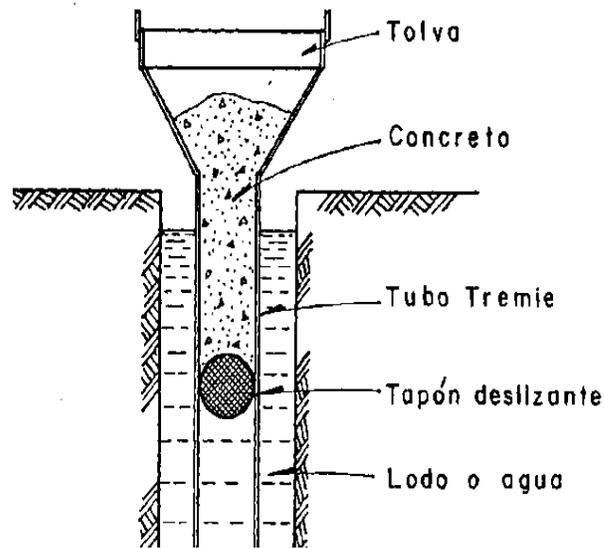


Figura 4.17 Columna de colado

Para lograr el machimbrado entre los tableros del muro Milán, normalmente se utilizan juntas metálicas las cuales constan de un cuerpo tubular de sección rectangular y con un ancho igual al del muro, que sirve no solo de respaldo sino también de rigidizador a la parte de la junta que deja una huella en el concreto del tablero, aclarando que, estas juntas se emplean en tableros alternados y se instalan inmediatamente después de terminar la excavación, pero antes de colocar el acero de refuerzo.

La extracción de dichas juntas debe ser realizada al concluir el colado, por lo que, es de vital importancia definir cuál será el momento adecuado para moverlas, siendo el fraguado el mayor factor de decisión, ya que las juntas pueden quedar atrapadas en el momento en que el concreto se endurezca, o en su contrario, hacer que el concreto fluya hacia el hueco que deja la junta. Es recomendable, realizar las anotaciones correspondientes respecto al fraguado de cada colado y tener en cuenta el fraguado inicial, ya que, en este momento es cuando será posible mover ligeramente la junta para así poder despegarla, repitiéndolo hasta que el concreto tenga autosuporte y retiren completamente las juntas.

Para concluir, una vez que los tableros del muro Milán que conforman los diafragmas se hayan construido, es necesario unir los tableros en la parte superior con una viga a todo lo largo de éstos, esto con el objetivo transmitir de manera uniforme los empujes horizontales.

## **4.5 COMPARACIÓN DE FACTORES DE SEGURIDAD**

### **4.5.1 Falla De Fondo**

De acuerdo con los factores de seguridad obtenidos se puede deducir que realizar el análisis mediante equilibrio límite es más para deducir la estabilidad general de la masa de suelo a espaldas del muro Milán, así como la estabilidad debido al empotramiento del muro, que para determinar la falla por fondo.

No obstante, aunque ambos análisis contemplan factores de importancia que hacen obtener resultados diferentes, se puede deducir si el muro es estable, o en su defecto tenderá a fallar, ya sea por fondo o porque el material a espaldas del muro venza a este último.

### **4.5.2 Falla Por Empotramiento**

De acuerdo con los resultados obtenidos en la tabla 4.9, se deduce que cada nivel de troquelamiento da un determinado factor de seguridad, donde el último nivel de troquelamiento resulta ser el más crítico. Lo que estos resultados quieren decir, es que, en ambos casos de colocación de puntal, el empotramiento se mantiene estable, es decir, que, al momento de realizar la excavación para la colocación del penúltimo puntal, el empotramiento no correrá el riesgo de fallar, al igual que al realizar la excavación del último puntal.

Tomando en cuenta que la razón de haber realizado la comparativa de ambos factores de seguridad es verificar que, aunque en el proceso constructivo no se lleven a cabo tal y como deben de ser los seguimientos de excavación, el análisis se encuentra en un rango de protección para no llegar a la falla.

En general puede decirse que las fallas que puedan llegar a presentarse por múltiples razones, como son faltas constructivas, omisiones durante la realización del análisis o en el proceso constructivo.

También se pudo observar que al analizar el muro Milán como una viga simplemente apoyada, se puede deducir el factor de seguridad por empotramiento, que la compararlo con el factor de seguridad obtenido en el análisis propuesto en el COVITUR, resultan ser muy similares, por lo que se deduce que ambas formas son aceptadas para determinar el factor de seguridad por empotramiento, el cual determina si es o no suficiente la longitud de empotramiento y a su vez, ambos análisis contemplan la parte estructural del muro Milán, ya que como se ha mencionado varias veces a lo largo de este trabajo de investigación, es parte primordial en el análisis geotécnico del muro, ya que la rigidez es de gran aportación para su estabilidad, por lo que queda también demostrado que al realizar un análisis donde se contemple no sólo los parámetros geotécnicos sino también los estructurales se puede llegar a tener un diseño más óptimo y seguro.

## **CONCLUSIONES**

- Este trabajo de investigación, abarcó desde la historia en general del muro Milán, empezando con su descubrimiento, la primera vez que se puso en práctica en el mundo, principalmente en México, donde el gran acierto de su utilización fue en el Sistema de Transporte Colectivo – Metro (STC por sus siglas en español), ya que gran parte de la red, atraviesa por la zona de suelos blandos de la Ciudad de México, por lo que fue indispensable su uso, hasta su desarrollo teórico práctico hoy en día.
- Debido a su gran éxito después de la propuesta del Ingeniero Veder, se empezó a estudiar el comportamiento de los muros Milán con base en varias teorías; se empezó por la hipótesis de que el muro Milán no sólo fingía como un elemento de contención temporal sino también como un elemento estructural permanente por lo que, de acuerdo con las teorías de Coulomb y Rankine y aún con sus discrepancias, los muros debían de ser analizados mediante los tres estados de esfuerzo existentes (reposo, activo y pasivo).

Con base en esto, se desarrollaron diferentes métodos para realizar el análisis y el diseño del muro Milán, donde el método inicial y principal del que posteriormente se derivaron más métodos, fue el método del Dr. Leonardo Zeevaert, quien a partir de los resultados obtenidos en tablas estacas tipo Wakefield inicio con el estudio del muro Milán. Dicho análisis tiene la característica que se realiza en términos de esfuerzos efectivos y con la relación presión-deformación.

Al mismo tiempo, Zeevaert determinó que al hablar de una excavación ademada se debía de estudiar, a base de diagramas de presión redistribuida, cuál era el comportamiento de esos ademes conocidos como puntales, ya que estos restringen los desplazamientos horizontales del muro.

No obstante, dichos análisis no fueron suficientes para los suelos del Valle de México, por lo que el Dr. Enrique Tamez, el cual tomaba en cuenta que el término de los esfuerzos dependía según el plazo de estudio, ya fuera a corto o largo plazo, básicamente por el comportamiento de las arcillas saturadas.

Finalmente, el método más utilizado hoy en día para el análisis de muros Milán en la Ciudad de México, es el método del COVITUR, mismo que se desarrolla a partir del diseño del ya antes mencionado, sistema colectivo de transporte, metro. Este análisis toma en cuenta las tres diferentes zonas en las que está dividida la ciudad (zona de lago, transición y lomas) y la condición en la que se esté realizando el análisis, ya que de esta depende el estado de esfuerzos a emplearse; para el caso de una condición a corto plazo el estado de esfuerzos a analizarse es el activo y en el caso de una condición a largo plazo el estado de esfuerzos a emplearse es el estado de esfuerzos en reposo, sin dejar de mencionar que, no basta con realizar un análisis estático, sino también un análisis en el que se tomen en cuenta los efectos producidos por los sismo, ya que la Ciudad de México en su mayoría es considerada como una zona sísmica.

Tomando en cuenta la existencia de diferentes softwares que facilitan la obtención del coeficiente sísmico, es importante tener presente cómo es que afecta un sismo en las diferentes zonas de la Ciudad de México, ya que no se puede guiar exclusivamente por un valor sino saber el significado de ese valor y cómo afectará a la estructura en caso de que un sismo se presente; aunado a esto, también se debe de tener claro cuáles son las diferencias entre cada espectro, cuándo y cómo se deben de utilizar y los factores que intervienen en su reducción.

Así mismo, para futuras investigaciones, debe de tenerse claro que el análisis sísmico comienza desde la exploración del suelo, por lo que es indispensable que se realicen estudios de riesgo sísmico, los cuales puedan ayudar a que la cimentación y la estructura en cuestión vayan de la mano y así trabajen como uno mismo, haciendo más eficiente y económico a la estructura como a la cimentación.

- Al analizar el muro Milán mediante el equilibrio límite, se tuvo que, su estabilidad depende, para este caso, del ángulo de fricción del material que someterá los empujes sobre el muro, ya que entre mayor sea el ángulo de fricción menor será el ángulo de inclinación de la cuña de falla y por ende el empuje será menor; y entre menor sea el ángulo de fricción mayor será el ángulo de inclinación de la cuña de falla y por ende el empuje será mayor.

Ahora bien, para alcanzar el equilibrio límite, se tuvo que, el ángulo de fricción interna que logra este fenómeno es un ángulo de  $30^\circ$ , ya que, al tener este ángulo se forma una cuña de falla del mismo ángulo de inclinación, lo cual quiere decir que relación de factor de seguridad se llega a la unidad, que es lo mismo que estar en equilibrio.

Por ende, el muro Milán alcanza mayores factores de seguridad ante su estabilidad cuando el ángulo de fricción interna sea igual o mayor a los  $30^\circ$ .

- Una vez teniendo cómo actúa la masa de suelo sobre el muro en cualquier término, ya sea corto o largo plazo, se debe de verificar que cumpla ante las fallas más comunes que pueden presentarse en un muro Milán, las cuáles como se describió en este trabajo de tesis, son: falla por fondo y falla por empotramiento.

Realizando los debidos análisis para dichas fallas, también se llegó a la conclusión que, tomando en cuenta que una cimentación y/o estructura siempre debe de resultar ser segura, eficiente y económica, un muro Milán diseñado para funcionar sólo a corto plazo, resultaría ser muy costoso, por lo que, es mejor que el muro Milán forme parte definitiva de la estructura que se formará en la excavación.

Dicho lo anterior, tanto para un análisis a corto o largo plazo, se deben tomar en cuenta los empujes redistribuidos correspondientes, ya que, para cualquier caso de debe de realizar su análisis estructural, el cual dependerá de la magnitud de dichos empujes.

- La falla por empotramiento depende meramente de la longitud de la “pata” del muro, es decir, cuánta longitud quedara empotrada en el terreno resistente para evitar un giro en el muro; dicha falla también depende del último nivel de apuntalamiento del muro, ya que ahí es donde se genera la articulación plástica que provoca dicho giro.

Como se mostró en esta tesis, el muro Milán puede ser analizado como una viga simplemente apoyada, donde cada apoyo corresponde a un troquel del muro (hay que recordar que estos troqueles pueden ser sustituidos por las mismas losas de entrepiso, dependiendo del proyecto) y el último apoyo resulta ser la fuerza necesaria para lograr el equilibrio debido al empuje sobre el empotramiento. A la par se realizó un análisis más sobre la falla por empotramiento, según el manual del COVITUR, lo cual dejó como conclusión que par ambos casos el empotramiento del muro es suficiente, por lo que, ambos métodos pueden ser utilizados para saber si la “pata” del muro resulta ser suficiente o debe de aumentarse.

Cabe resaltar que, como geotecnistas, no podemos dejar de lado la parte estructural del muro para este análisis, ya que, la rigidez del muro es una propiedad que aporta estabilidad a éste, por ende, se deberán de tomar valores mínimos para calcular el momento flexionante resistente.

Dicho lo anterior, con el análisis realizado se concluyó que se debe de llevar una buena conjugación de la teoría con la práctica ya que para tener los resultados del análisis es indispensable que a la hora de la ejecución de muro Milán, se realice conforme a lo estipulado en proceso constructivo; en el caso de la falla por empotramiento, para que se alcancen los factores de seguridad obtenidos en el análisis, es indispensable que el proceso de excavación y apuntalamiento se lleve conforme a los niveles marcados, ya que en caso que en construcción difiera en manera negativa, se puede producir la falla durante proceso constructivo.

**BIBLIOGRAFÍA**

ACI (2005), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, American Concrete Institute, The United States of America.

Cabañes, C. (2012), *Problemas de Interacción Suelo Estructura en Cimentaciones y Muros de Contención. Influencia de los Fenómenos de Despegue y Deslizamiento* (Tesis Doctoral), Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.

Candia, G., Sanhueza C., Sitar N. (2014), *Evaluación del Empuje Sísmico en Muros de Contención en Base a un Perfil de Aceleraciones de Campo Libre*, VII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica 2014, Chile.

CFE (2000), *Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo*, Comisión Federal de Electricidad, México.

Costet, J. (1975), *Curso Práctico de Mecánica de Suelos*, Omega, Barcelona.

COVITUR (1987), *Manual de Diseño Geotécnico*, Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, México.

Departamento de Construcciones y Estructuras (2001), *Muros Colados y Otros Métodos Constructivos*, Universidad de Buenos Aires Facultad de Ingeniería, Buenos Aires.

Fire Engineering (1993), *The World Trade Center Bombing: Report and Analysis*, Homeland Security, New York.

Grabe, J. (2008), *Sheet Piling Handbook Design*, ThyssenKrupp GfTBautechnik GmbH HSP HOESCH Spundwand und Profil GmbH, Hamburgo.

Juárez, E. & Rico, A. (2014), *Mecánica de Suelos I: Fundamentos de la Mecánica de Suelos* (2da ed.), Limusa, México.

Juárez, E.; Rico, A. (2013), *Mecánica de Suelos II: Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos* (2da ed.), Limusa, México.

Masrouri, F. & Kastner, R. (1993), *Anchored flexible retaining walls experiments on models: calculation by the reaction modulus method*, Thomas Telford, London, 807 - 815.

McAllister, T. (2002), *Introduction*, World Trade Center Building Performance Study: Data Collection, Preliminary Observations and Recommendations, FEMA, New York.

NTC-Cimentaciones (2004), *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.

NTC-Concreto (2004), *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*, Gaceta Oficial del Distrito Federal, México.

Ronald, H. (2002), *WTC 1 and WTC 2*, World Trade Center Building Performance Study: Data Collection, Preliminary Observations and Recommendations, FEMA, New York.

Sabatini, P.J., Pass, D.G., and Bacchus, R.C., (1999), *Geotechnical Engineering, Anchors and Anchored System*, Atlanta.

Sanhueza, C. (2008), *Criterios y Parámetros de Diseño para Pantallas Continuas en Madrid* (Tesis Doctoral), Universidad Politécnica de Madrid, Madrid.

Sanmartin, A. (2009), *Treball Fi de Carrera: Recintos de Tablestacas según Eurocódigo 3*, Universitat Politècnica de Catalunya, Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica (ETCG), Barcelona.

Santoyo, E.; Segovia, J. (2002), *Muros Milán*, Manual de Construcción Geotécnica- Tomo II, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

Segovia, J. (2002), *Diseño de Muros Milán y Tablaestacas*, Manual de Construcción Geotécnica- Tomo II, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

Silva, H. (2010), *Flujo de Agua Transitorio en Excavaciones* (Tesis de Maestría), Instituto de Ingeniería- UNAM, México.

Tamez, E. (2001), *Ingeniería de Cimentaciones*, TGC Geotecnia, México

Torres, N. (2010), *Filtraciones*, Universidad Nacional de Rosario Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura, Argentina.

Zeevaert, L. (1982), *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions* (2da ed.), Van Nostrand Reinhold Company, New York.

**LISTA DE TABLAS**

Tabla 3.1 **Recomendación de Factores de Seguridad**

Tabla 4.1 **Resultados geométricos de las dovelas con una superficie de falla a 30°**

Tabla 4.2 **Resultados geométricos de las dovelas con una superficie de falla a 40°**

Tabla 4.3 **Fuerzas normales y tangenciales en estado estático y pseudoestático para una superficie de falla de 30°**

Tabla 4.4 **Fuerzas normales y tangenciales en estado estático y pseudoestático para una superficie de falla de 40°**

Tabla 4.5 **Comparación de los Factores de Seguridad**

Tabla 4.6 **Empujes ejercidos sobre el Muro Milán dependiendo la cuña de falla**

Tabla 4.7 **Parámetros para el cálculo del momento flexionante**

Tabla 4.8 **Parámetros para el cálculo de la falla por empotramiento**

Tabla 4.9 **Factores de seguridad para falla por empotramiento**

## LISTA DE FIGURAS

- Figura 1.1 **Ing. Christian Veder Kolloquium (1907-1984)**
- Figura 1.2 **Construcción de Muro Milán para el WTC-NYC**
- Figura 1.3 **Cajón pesado (Díaz, 1997)**
- Figura 1.4 **Cajón ligero (Díaz, 1997)**
- Figura 1.5 **Excavación de la zanja para muro (Díaz,1997)**
- Figura 1.6 **Colocación de refuerzo del Muro Milán en la zanja de excavación**
- Figura 1.7 **Línea 12 Metro CDMX**
- Figura 1.8 **Muro Milán para Cimentación en la Ciudad de México**
- Figura 2.1. **Representación gráfica de la comparación del Diagrama de Presiones Activas para suelos cohesivos-friccionantes debido a Rankine y la envolvente de presiones debida a su redistribución**
- Figura 2.2 **Redistribución de presiones debido a Terzaghi-Peck (1967) para arcillas blanda a medias (Sabatini,Pass y Bachusr, 1999)**
- Figura 2.3 **Representación gráfica del Diagrama de Presiones Pasivas debido a Rankine**
- Figura 2.4. **Diagrama de presiones para suelos cohesivos-friccionantes debido a Rankine**
- Figura 2.5 **Influencia del Desplazamiento del Muro en las Presiones Activas**
- Figura 2.6 **Diagramas de Presiones Activas Redistribuidas según Terzaghi y Peck**
- Figura 2.7 **Comparación de Diagramas de Presiones Activas para Suelos Cohesivos-Friccionantes**
- Figura 2.8 **Diagramas de empujes horizontales a corto plazo sobre un uro Milán según el COVITUR**
- Figura 2.9 **Diagramas de empujes horizontales a largo plazo sobre un muro Milán según el COVITUR**
- Figura 2.10 **Diagramas de empujes horizontales sobre un muro Milán debido a las sobrecargas superficiales según el covitur**
- Figura 2.11 **Representación gráfica modificada de una red de flujo (Torres, 2010)**
- Figura 2.12**Fuerzas pseudoestáticas según Krammer (1996)**
- Figura 3.1 **Mecanismo de falla de fondo según Terzaghi-Prandtl**
- Figura 3.2 **Mecanismo de falla de fondo con la contribución del ancho de la excavación y la profundidad del estrato firme**

Figura 3.3 **Influencia de la fricción muro-suelo en la falla de fondo**

Figura 3.4 **Influencia de la rigidez estructural en la falla de fondo**

Figura 3.5 **Falla por empotramiento en un muro Milán.**

Figura 4.1 **Cuña de falla en Muro Milán de acuerdo con el equilibrio límite**

Figura 4.2 **Descripción gráfica de la ley de la resistencia del suelo para el caso de un Muro Milán**

Figura 4.3 **Intervención de fuerza normal y tangencial para cada dovela**

Figura 4.4 **Acción sísmica en una dovela**

Figura 4.5 **Distribución de dovelas para un ángulo de 30°**

Figura 4.6 **Distribución de dovelas para un ángulo de 60°**

Figura 4.7 **Empujes activos redistribuidos**

Figura 4.8 **Esquema de viga simplemente apoyada para análisis de empujes**

Figura 4.9 **Espectro transparente en roca obtenido del software PRODISIS V.4.1.1**

Figura 4.10 **Espectro elástico y de diseño obtenido del software SASID**

Figura 4.11 **Espectro elástico y de diseño obtenido del software PRODISIS**

Figura 4.12 **Detalle del brocal**

Figura 4.13 **Almeja hidráulica guiada**

Figura 4.14 **Colocación de armado**

Figura 4.15 **Colocación de juntas metálicas**

Figura 4.16 **Secuencia de construcción**

Figura 4.17 **Columna de colado**