



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

DISEÑO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN PARA
EXCAVACIONES

TESIS

COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA
(MECÁNICA DE SUELOS)

QUE PRESENTA:

ALBERTO CUEVAS RIVAS

DIRECTOR DE TESIS

DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO



CIUDAD UNIVERSITARIA, 2012

Señor agradezco tu presencia en mi vida.

A mis padres Octavio † y Guadalupe † les debo todo lo que soy, siempre están en mi corazón.

A María del Pilar mi gran compañera y amiga, a mis hijos Julio Alberto, Mariana, Emilio y Santiago, les agradezco su amor y comprensión. Todos son el motor de mi vida y mis joyas más preciosas.

A mis Hermanos Octavio, María de los Ángeles, Yolanda, Arturo y José Luis, su ejemplo y enseñanza han sido muy valiosos, es un honor ser su hermano.

Con amor y respeto a mis profesores y en particular al Dr. Rigoberto Rivera Constantino director de tesis.

Valiosa fue la ayuda de Santiago Fernando Arenas Flores, Julio Héctor Mondragón, Silvia Martínez Garza y Adriana Elías Escobedo.

DISEÑO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN PARA EXCAVACIONES

	PÁG
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1 Antecedentes.	1
1.2 Objetivo	1
2. EQUILIBRIO PLÁSTICO DE LOS SUELOS	3
2.1 Hipótesis fundamentales.	3
2.2 Equilibrio plástico de la Teoría de Rankine.	4
2.2.1 Sobrecarga en la superficie del terreno.	6
2.2.2 Condición activa desarrollada por el giro de la parte inferior de la estructura de retención.	8
2.2.3 Condición pasiva desarrollada por el giro de la parte inferior de la estructura de retención.	9
2.2.4 Influencia de la rugosidad de la estructura de retención.	9
2.2.5 Influencia de la rugosidad del sistema de contención en la forma de la superficie de deslizamiento.	11
2.3 Sistemas de contención de excavaciones a cielo abierto.	12
2.3.1 Excavaciones en arena seca o drenada.	13
2.3.2 Excavaciones en arcilla saturada.	15
2.3.3 Sistemas de contención para excavaciones a cielo abierto.	15
2.3.4 Excavaciones profundas en arenas.	22
2.3.5 Excavaciones profundas en arcillas saturadas de consistencia blanda a media.	26
2.4 Presiones horizontales generadas por cimentaciones y sobrecargas.	31
2.4.1 Zapata contigua al sistema de contención.	33
2.4.2 Zapata alejada del sistema de contención.	33
2.5 Falla de fondo en excavaciones en arcilla según Terzaghi y Peck.	35
2.6 Asentamientos debidos a la excavación	36
2.6.1 Excavaciones a cielo abierto en arena	37
2.6.2 Excavaciones a cielo abierto en arcillas blandas.	37
3. MÉTODOS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN DE EXCAVACIONES	41
3.1 Método de Zeevaert	41
3.1.1 Presiones horizontales en el sistema de contención	42
3.1.2 Empotramiento de la estructura de contención	44
3.1.3 Falla de fondo	45
3.1.4 Desplazamiento horizontal en la colindancia de la excavación	49
3.2 Método de Tamez	51
3.2.1 Modelo de Rankine	51
3.2.2 Magnitud y distribución del empuje en excavaciones ademas	53

3.2.3 Colocación de puntales con precarga	57
3.2.4 Falla del fondo por esfuerzos cortantes	57
3.2.5 Factor de seguridad de la pata	65
4. EXCAVACIONES EN LA ZONA DE LAGO DE LA CIUDAD DE MÉXICO	68
4.1 Caso 1. Excavación a 13.5 m de profundidad en Reforma y Berna	68
4.1.1 Características generales del proyecto	68
4.1.2 Condiciones geotécnicas del sitio	70
4.1.3 Procedimiento constructivo	74
4.1.4 Presiones horizontales y estabilidad del fondo de la excavación	84
4.1.5 Desplazamientos esperados	87
4.1.6 Desplazamientos medidos	87
4.2 Caso 2. Excavación a 10.0 m de profundidad en Sevilla y Tokio	91
4.2.1 Características generales del proyecto	91
4.2.2 Condiciones geotécnicas del sitio	92
4.2.3 Procedimiento constructivo	94
4.2.4 Presiones horizontales y estabilidad del fondo de la excavación	98
4.2.5 Desplazamientos esperados	105
4.2.6 Desplazamientos medidos	106
4.3 Comparación del diseño entre los métodos de Zeevaert y Tamez	113
4.3.1 Proyecto de Reforma y Berna	113
4.3.1.1 Diagramas de presiones horizontales	113
4.3.1.2 Cargas en los puntales	113
4.3.1.3 Factores de seguridad	127
4.3.2 Proyecto de Sevilla y Tokio	127
4.3.2.1 Diagramas de presiones horizontales	127
4.3.2.2 Cargas en los puntales	143
4.3.2.3 Factores de seguridad	144
4.4 Conclusiones	147
5. CASO DE FALLA DE EXCAVACIÓN	149
5.1 Descripción del accidente	149
5.2 Causas que produjeron la falla	152
5.2.1 Superficie de falla teórica	152
5.2.2 Superficie de falla real vs teórica	153
5.3 Conclusiones	159
5.4 Acciones para la reparación del accidente	159
6. CONCLUSIONES GENERALES	166
7. REFERENCIAS	168

1. INTRODUCCIÓN.

1.1 Antecedentes.

La demanda de estacionamiento en las edificaciones modernas obliga a la construcción de varios niveles de sótanos que se incrementan con el número de pisos. Ello ha obligado en la ciudad de México a realizar excavaciones en la zona geotécnica definida como de lago que alcanzan 20,0 m de profundidad; las más frecuentes varían entre 4,5 y 10,0 m. Aceptando el criterio que establece que una excavación profunda es aquella igual o superior a los 5.0 m, la mayoría de las que se tendrán que diseñar se clasificarán como profundas; los diseños y construcción de los sistemas de contención requeridos para este fin deberán garantizar la seguridad y estabilidad de las estructuras colindantes, de la propia excavación y el comportamiento futuro de los inmuebles.

En el desarrollo de la práctica profesional existe una gran variedad de procedimientos de análisis y diseño de las ataguías y puntales; algunos de ellos apegados a las teorías existentes, mientras que otros son de carácter empírico. Incluso se escucha con frecuencia que una excavación a 5,0 ó 6,0 m de profundidad se puede realizar sin contención, lo que evidencia un gran desconocimiento del fenómeno. En los últimos años las fallas de los sistemas de retención de excavaciones en la ciudad de México, pone de manifiesto la necesidad de divulgar las teorías y el conocimiento relativo al diseño y comportamiento de los diferentes sistemas de contención que existen.

1.2 Objetivo.

Describir los aspectos fundamentales relativos al diseño y construcción de ataguías y puntales, para los cuales se presentan en detalle los estudios y los trabajos y mediciones experimentales llevados a cabo en varias excavaciones en el mundo, información que les permitió a Karl Terzaghi y a Ralph Peck definir los diagramas de presiones de tierra de diseño, los que son un referente en la mayoría de la literatura especializada.

Se describen también los métodos de Leonardo Zeevaert y Enrique Tamez, que son ampliamente utilizados en la práctica profesional de nuestro país para el diseño de sistemas de contención, los cuales demostraron ser muy confiables en los casos donde se aplicaron, con lo que quedo garantizada la estabilidad de los inmuebles colindantes y la de las excavaciones, y por consecuencia el comportamiento de los propios edificios. Los casos analizados se ubican en la ciudad de México en la zona geotécnica definida como Zona de Lago; la descripción general es la siguiente:

1) Excavación a 13.5 m de profundidad en el predio de 623,7 m² localizado en la avenida Paseo de la Reforma No 334, en la colonia Cuauhtémoc perteneciente a la delegación Cuauhtémoc. El sistema de contención consistió en un muro Milán de 60 cm de espesor, apuntalado con las traveses de acero de la PB y de los 4 niveles de sótanos

2) Excavación a 10.0 m de profundidad en el terreno con superficie de 1.588 m² ubicado en la esquina de las calles de Sevilla y Tokio, en la Col Juárez de la delegación Cuauhtémoc. Para la retención y estabilización de colindancias se utilizaron tablaestacas de concreto de 30 y 35 cm de espesor, sujetas horizontalmente por vigas mdrinas y por las traveses de acero de la PB y los 3 sótanos.

Finalmente de la comparación de los diagramas de presiones horizontales, cargas en los puntales, factores de seguridad de la pata de la ataguía y del fondo de la excavación, empleando los métodos de Zeevaert (Ref 1) y Tamez (Ref 2).

2. EQUILIBRIO PLÁSTICO DE LOS SUELOS

2.1 Hipótesis fundamentales.

Para determinar la presión horizontal que ejerce el suelo contra las estructuras de contención temporal utilizadas en excavaciones profundas, es necesario comparar las fuerzas que tienden a producir la falla y las que la impiden. Ello implica determinar la posición de la superficie potencial de deslizamiento y calcular la resistencia a lo largo de ella. Dependiendo del tipo de suelo y de las condiciones de drenaje, las expresiones para determinar la resistencia al esfuerzo cortante son:

$$s = \sigma \operatorname{tg} \phi; \quad \text{arenas} \quad (2.1)$$

$$s = c + \sigma \operatorname{tg} \phi; \quad \text{arenas arcillosas, arcillas preconsolidadas y arcillas no saturadas} \quad (2.2)$$

$$s = c; \quad \text{arcillas normalmente consolidadas y arcillas saturadas} \quad (2.3)$$

$$\sigma = p - u; \quad \text{principio de esfuerzos efectivos} \quad (2.4)$$

donde:

s	resistencia al esfuerzo cortante, kPa
σ	esfuerzo vertical total efectivo generado por el peso propio del suelo, kPa
ϕ	ángulo de fricción interna del suelo, grados
c	cohesión aparente, kPa
p	esfuerzo vertical total generado por el peso propio del suelo, kPa
u	presión del agua intersticial o presión neutra, kPa

La expresión para arcillas normalmente consolidadas o suelos arcillosos saturados, es estrictamente aplicable solo si el contenido de agua de la arcilla permanece constante.

La condición de falla para suelos que presentan cohesión y fricción, se muestra en el diagrama de Mohr-Coulomb de la Fig 2.1. Por consiguiente, en el instante de la falla, existe una relación definida entre la presión principal mayor P_1 y la menor P_3

$$p_1 = p_3 \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} + 2c \sqrt{\frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi}} = p_3 N_\phi + 2c \sqrt{N_\phi} \quad (2.5)$$

$$N_\phi = \frac{1 + \operatorname{sen} \phi}{1 - \operatorname{sen} \phi} = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.6)$$

donde:

N_ϕ valor de fluencia

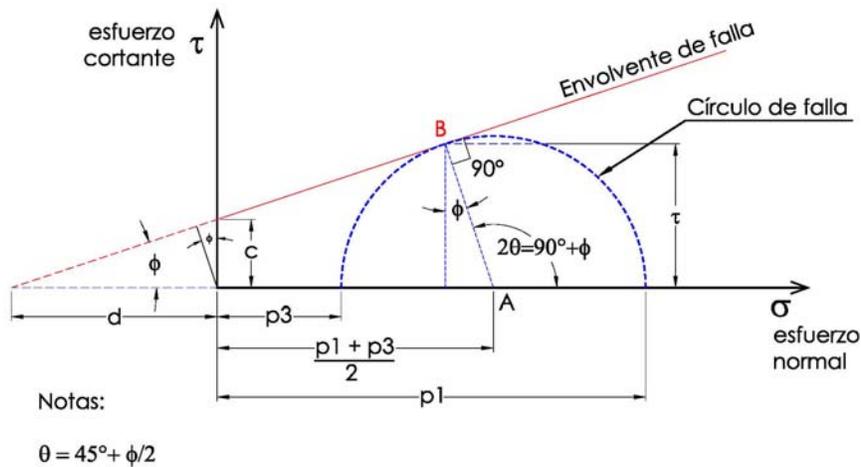


Fig 2.1 Diagrama de Mohr-Coulomb de falla para el caso en que la línea envolvente es una recta (condición correspondiente al estado pasivo)

2.2 Equilibrio plástico de la teoría de Rankine.

Una masa de suelo está en **equilibrio plástico** cuando una partícula del suelo se encuentra justo al borde de la falla. Rankine (1857) investigó los estados de esfuerzo correspondientes a aquellos estados de equilibrio plástico que se producen simultáneamente en todos los puntos de una masa semi-infinita de suelo sujeta a su propio peso.

Los estados de equilibrio plástico de Rankine están representados en la Fig 2.2 (Ref 3). En ella, AB representa la superficie horizontal de una masa semi-infinita de arena sin cohesión de peso unitario γ , y W un prisma de arena de base unitaria y de altura z . Como el prisma es simétrico con respecto a cualquier plano vertical, la presión normal en la base es un esfuerzo principal, que se determina como sigue:

$$p_v = \gamma z \quad (2.7)$$

Las presiones horizontales p_h , normales a las caras verticales, son también principales; en la ecuación (2.5) se estableció la relación entre los dos esfuerzos principales (cohesión nula). La presión vertical P_v de la masa de arena indicada en la Fig 2.2.a, puede ser tanto el esfuerzo principal mayor (presión pasiva) como el menor (presión activa).

En un arena en reposo, depositada por la naturaleza o bien artificialmente por el hombre, k adquiere un valor k_o , intermedio entre k_a y k_p , (Fig 2.3, Ref 4); definida como se presente en la expresión (2.8). Este k_o es una constante empírica que se denomina coeficiente de la presión lateral de las tierras en reposo y su magnitud depende de la densidad relativa del arena y del proceso de formación del depósito.

$$k_o = \frac{p_h}{p_v}; \quad \text{condición en reposo} \quad (2.8)$$

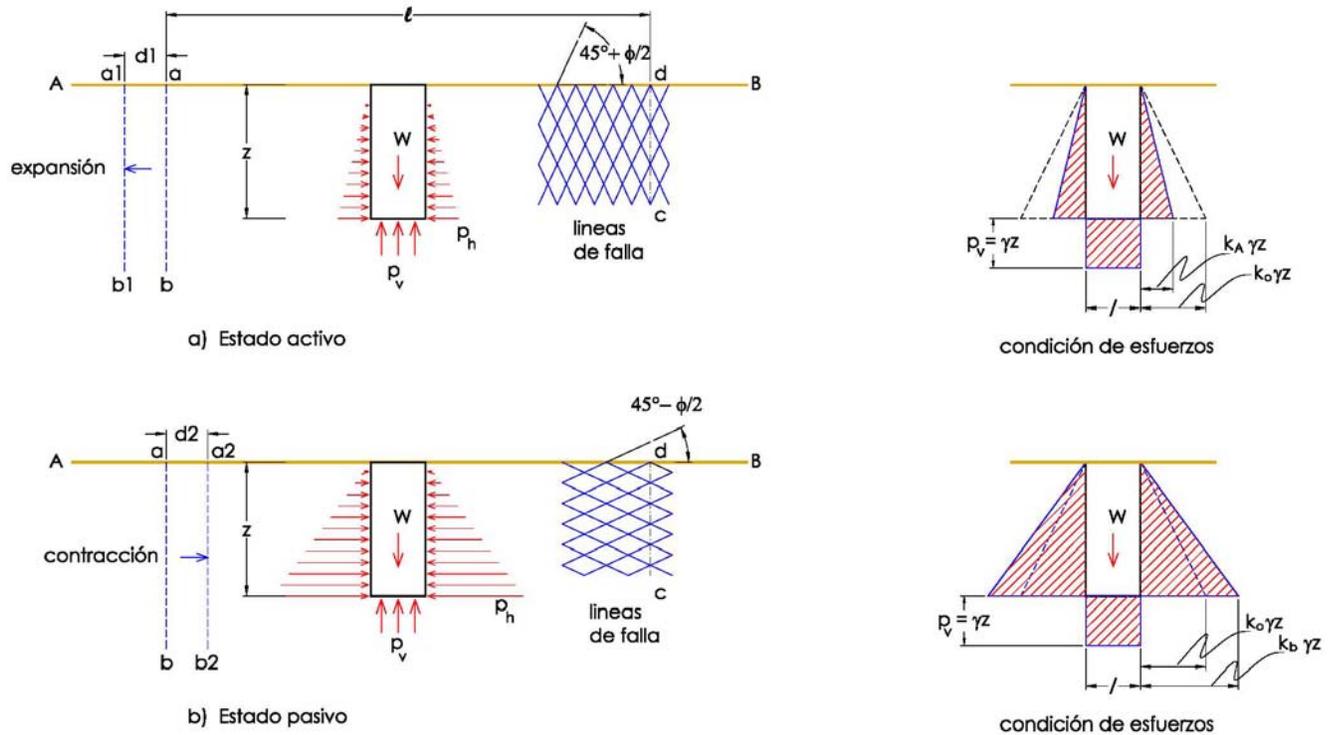


Fig 2.2 Estado de equilibrio plástico de Rankine en una masa semi-infinita de arena (Ref 3)

Para que el coeficiente k de una masa de arena pueda pasar del k_0 del suelo en reposo a cualquier otro valor, es necesario que toda la masa experimente un movimiento de expansión o contracción en el sentido horizontal (Figs 2.2 y 2.3). Como el peso de la arena situada sobre el plano permanece invariante, la presión vertical también. Por el contrario la presión horizontal disminuye si la masa se expande hasta alcanzar el valor mínimo k_a ; en ese preciso momento, la arena entra en el estado activo de Rankine. Si la masa de suelo se contrae hasta alcanzar el valor máximo k_p ; en ese momento, la arena entra en el estado pasivo de Rankine.

La Fig 2.2.a indica la distribución de presiones sobre la base y caras del elemento, una mayor expansión de la masa produce un efecto nulo sobre el incremento de la magnitud de la presión horizontal activa, pero genera un deslizamiento a lo largo de dos conjuntos de superficies planas como las indicadas. Como se muestra en el diagrama Mohr-Coulomb (Fig 2.4, Ref 5), intersectan la dirección principal menor (horizontal) con un ángulo de $45 + \phi/2$.

En el caso de la contracción de la masa, el esfuerzo principal menor del estado pasivo de Rankine es vertical y las superficies de deslizamiento tienen un ángulo de $45 - \phi/2$ con la horizontal, como se muestra en las Figs 2.2.b y 2.4.

Los estados activo y pasivo de Rankine constituyen los dos estados límites del equilibrio de la masa de suelo. Todo estado intermedio, incluido el estado de reposo, se denomina estado de equilibrio elástico.

Los estados de Rankine se producen cuando **todo el material de una masa semi-infinita se comprime o expande uniformemente**, y se denominan estados generales de equilibrio plástico. En un estrato real de arena los efectos locales, tales como el desplazamiento de muros de contención, no producen un estado general de equilibrio plástico, sólo generan cambios en los

esfuerzos en la cercanía a la fuente de los fenómenos. El resto de la masa de arena permanece en estado de equilibrio elástico (Ref 3).

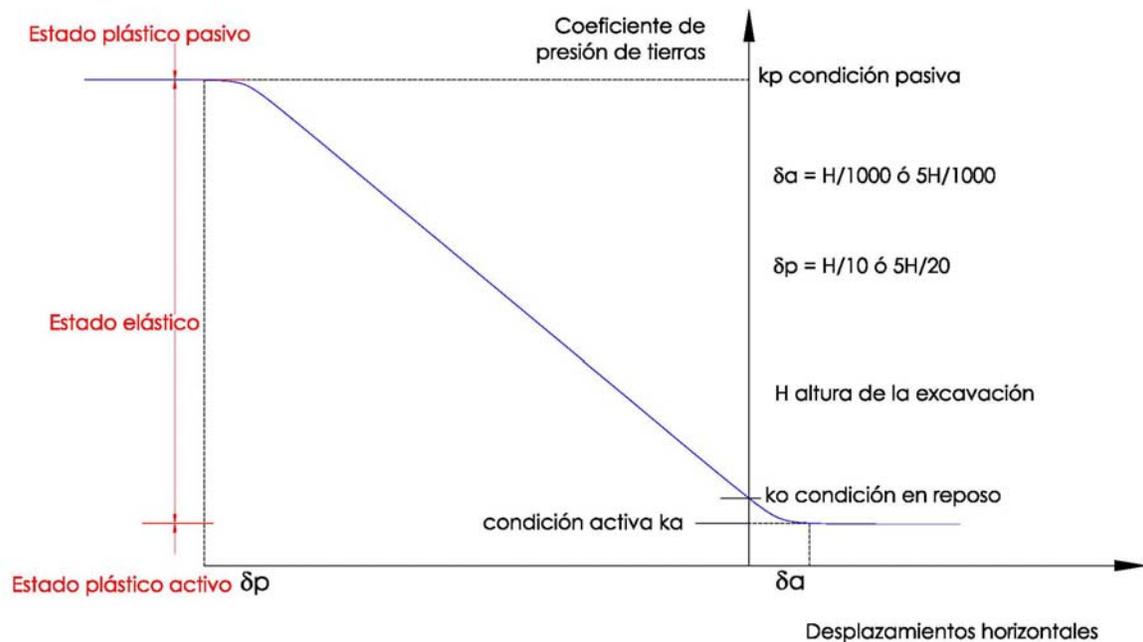


Fig 2.3 Coeficientes de presión de tierras (Ref 4)

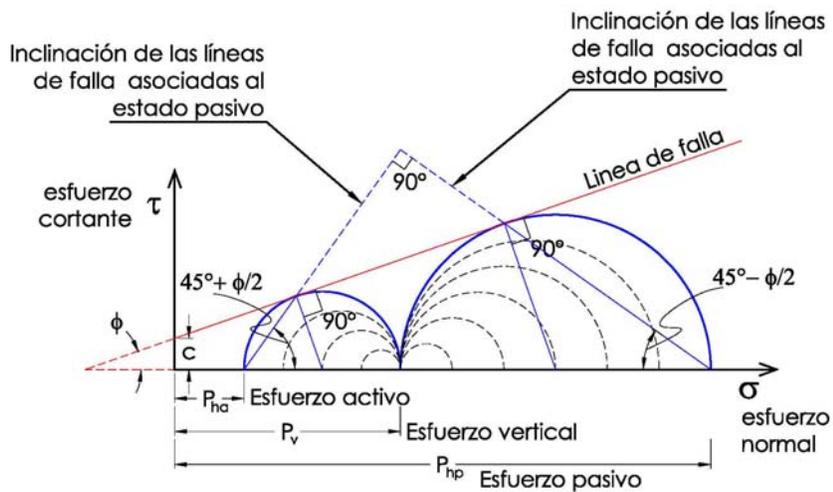


Fig 2.4 Representación de los estados activos y pasivos de Rankine en el plano Mohr-Coulomb (Ref 5)

2.2.1 Sobrecarga en la superficie del terreno.

En el caso de que la superficie del terreno sea horizontal y que actúe una sobrecarga q , el esfuerzo horizontal que se desarrolla para la condición activa y pasiva se obtiene como sigue:

$$\Delta p_h = \frac{q}{N_\phi}; \quad \text{caso activo}; \quad \Delta p_h = q N_\phi; \quad \text{caso pasivo} \quad (2.9)$$

Los estados locales de equilibrio plástico pueden derivar de procesos de deformación muy distintos; a su vez, los estados de esfuerzo resultantes en la zona plástica y la forma de dicha zona dependen preponderantemente del tipo de deformación que los causa y del grado de rugosidad de la superficie de contacto entre el suelo y la estructura de retención. Estos factores constituyen las condiciones de deformación y de borde y sus influencias prácticas están ilustradas en las Figs 2.5 y 2.6 (Ref 3).

La Fig 2.5.a representa un corte vertical de un cajón prismático de una longitud ℓ igual a la distancia entre las secciones **ab** y **cd** de la Fig 2.2. Si en el cajón se deposita arena por un procedimiento semejante al que dio lugar a la formación de la masa semi-infinita, los esfuerzos internos de ambas masas, serán idénticos mientras permanezcan en reposo en estado de equilibrio elástico (Ref 3).

Para cambiar el estado de esfuerzos en esta masa y llevarla del reposo al estado activo de Rankine, es necesario que la sección vertical **ab** se desplace una distancia $d\ell$ (Fig 2.5). A medida que la pared se desplaza, la altura de la masa disminuye y su longitud aumenta; ello genera movimientos relativos entre la arena y todas las superficies de las caras del cajón en contacto y produce, si las superficies son rugosas, esfuerzos tangenciales verticales y horizontales. Como en el estado activo de Rankine los esfuerzos tangenciales en dichos planos son nulos, este estado no es posible a menos de que las caras y el fondo del cajón sean perfectamente lisos. Este requerimiento constituye la condición de borde necesaria para que la masa de arena pueda alcanzar el estado activo de Rankine; satisfaciendo dicha condición el estado activo se alcanza tan pronto como **ab** llega a la posición **a₁b₁**, la expansión unitaria entonces es igual a $d\ell/\ell$. Cualquier movimiento adicional de la pared dará lugar a un desplazamiento de las partículas de suelo según dos conjuntos de superficies, indicadas con líneas punteadas en la Fig 2.5a, sin que por ello cambien los esfuerzos internos de la masa (Ref 3).

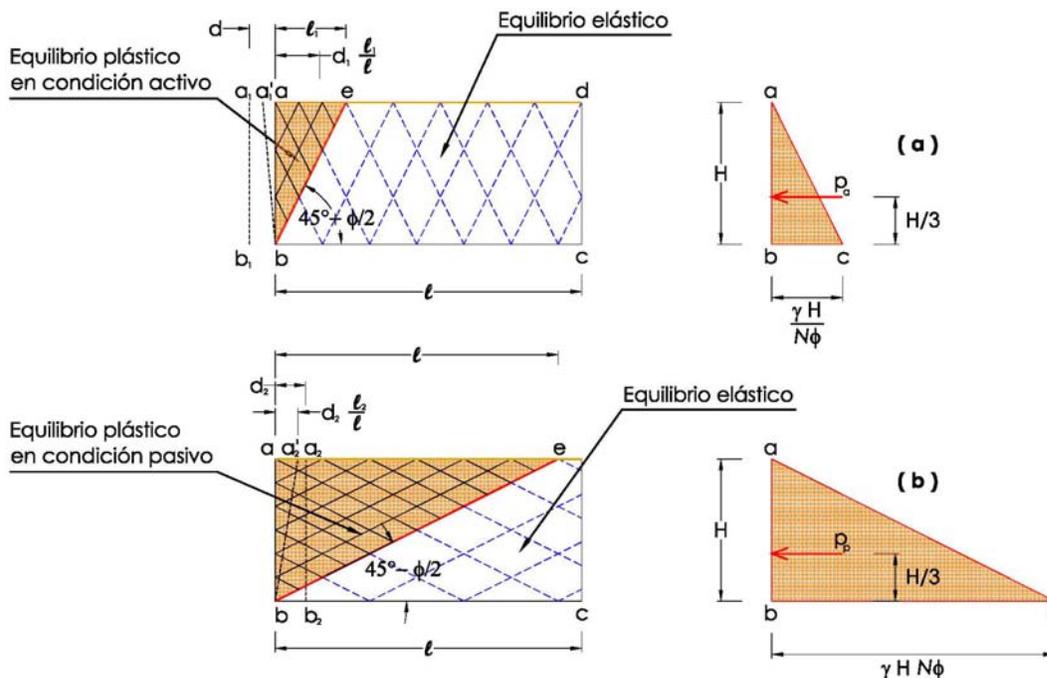


Fig 2.5 Diagramas que representan el estado activo y pasivo local de Rankine, en arena contenida en una caja rectangular (Ref 3).

Si la pared es perfectamente lisa pero la base del cajón es rugosa, la arena situada entre la pared **ab** y la superficie potencial de deslizamiento **be** puede deformarse libremente de la misma forma que lo haría si la base fuera lisa. Los esfuerzos internos en el resto de la arena no resultan materialmente modificados, aún cuando la fricción a lo largo de la base impida que se produzca en la parte inferior la deformación requerida. Por lo tanto, un desplazamiento hacia afuera de la pared **ab** produce un estado activo de Rankine solamente dentro de la cuña **abe**. Como el ancho de la cuña aumenta de cero en la base a un valor ℓ_1 en la superficie, la expansión unitaria $d\ell/\ell$ que se requiere para producir un estado activo se alcanza tan pronto como **ab** pasa a la posición **a'1b** (Fig 5.a). Si la pared se desplaza más allá de **a'1b**, la cuña de suelo se mueve a lo largo de un plano de deslizamiento **be**, que forma con la horizontal un ángulo de $45^\circ + \phi/2$ (Fig 2.4, Ref 3).

Si las paredes del cajón son perfectamente lisas, y se empuja la pared **ab** contra la arena, toda la masa pasa al estado pasivo de Rankine (Fig 2.5b), tan pronto como la pared haya recorrido una distancia d_2 . En este caso, los planos de deslizamiento forman un ángulo de $45^\circ - \phi/2$ con la horizontal. Si la pared **ab** del cajón es perfectamente lisa y su base rugosa, el estado pasivo de Rankine se produce solamente dentro de la cuña **abe**. La transición del estado elástico al plástico no se produce hasta que **ab** se haya desplazado hasta más allá de **a₂'b** (Ref 3).

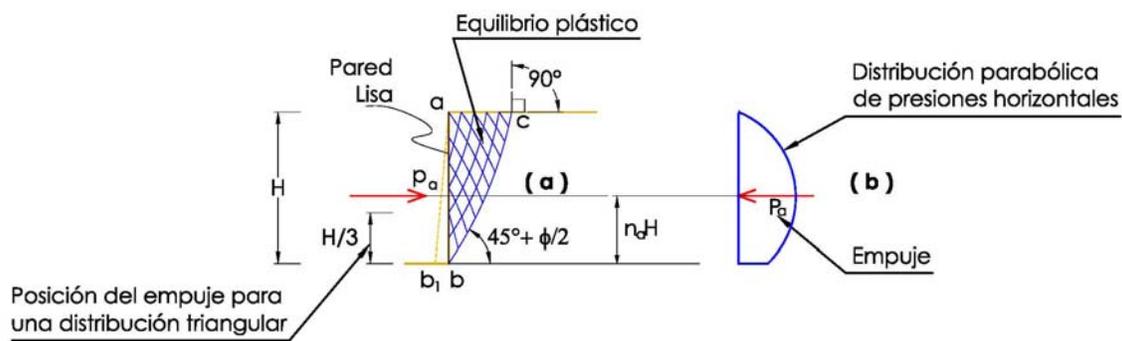


Fig 2.6 Rotura de la arena situada detrás del paramento vertical liso de un muro de contención, cuando no se satisface la condición de deformación para el estado activo de Rankine (Ref 3).

2.2.2 Condición activa desarrollada por el giro de la parte inferior de la estructura de retención.

Si la pared del cajón puede desplazarse hacia afuera solamente por giro alrededor de su arista superior, como se muestra en la Fig 2.6, la masa de arena falla a lo largo de una superficie de deslizamiento curva tan pronto el giro se hace perceptible; la arena situada entre la pared y la superficie de corte o deslizamiento no alcanza el estado activo de Rankine, pues la parte superior de la pared no puede desplazarse y, por consiguiente, no se satisfacen las condiciones de deformación necesarias (Ref 3).

Investigaciones teóricas y experimentales, relativas al tipo de falla resultante cuando la pared gira alrededor de su arista superior, han llevado a la conclusión de que la superficie de deslizamiento se inicia en el punto **b** (Fig 2.6), con un ángulo de $45^\circ + \phi/2$, para curvarse luego hacia arriba y cortar la superficie horizontal del terreno con un ángulo recto. La parte superior de la cuña de

deslizamiento permanece en estado de equilibrio elástico, hasta que la zona inferior de la misma haya pasado por completo al estado de equilibrio plástico. **La distribución de las presiones debidas al empuje tiene en este caso forma aproximadamente parabólica (Fig 2.6) y no triangular como en la Fig 2.2 (Ref 3).**

2.2.3 Condición pasiva desarrollada por el giro de la parte inferior de la estructura de retención.

Investigaciones similares relativas al giro hacia adentro de la pared alrededor de su arista superior (Fig 2.7), han indicado que la superficie de deslizamiento se inicia en **b** con un ángulo de $45^\circ - \phi/2$, y que también intersecta a la superficie horizontal del terreno en ángulo recto. La distribución de presiones que corresponde a este caso está indicada en la Fig 2.7 (Ref 3).

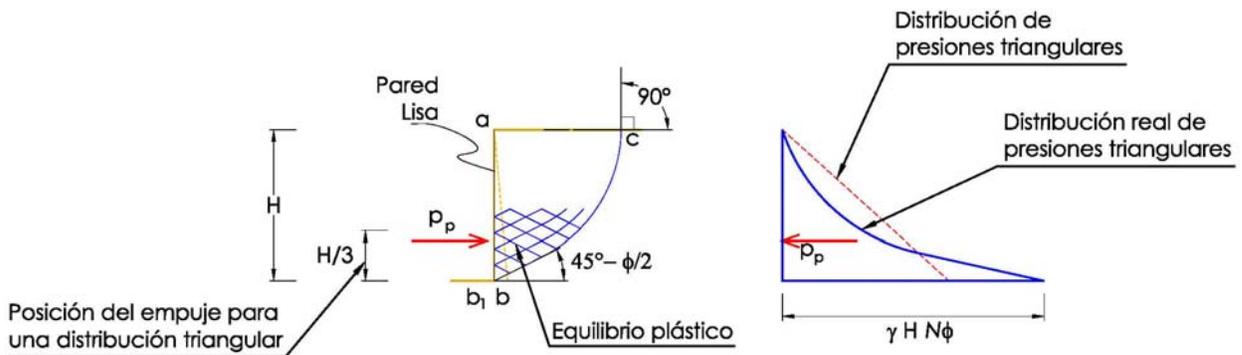


Fig 2.7 Rotura de la arena situada detrás del paramento vertical liso de un muro cuando, no se satisface la condición de deformación para el estado pasivo de Rankine (Ref 3).

2.2.4 Influencia de la rugosidad de la estructura de retención.

Si el paramento interno del muro de sostenimiento es vertical y perfectamente liso y si la superficie límite de la arena es horizontal, la magnitud y distribución del empuje sobre el mismo son idénticas a las determinadas en el caso del plano ficticio **ab** de la Fig 2.2. En este caso, el empuje puede ser calculado con las fórmulas deducidas.

En la realidad no existen sistemas de contención con paramentos perfectamente lisos. A pesar de ello, en razón de su simplicidad, las ecuaciones derivadas en función de esta hipótesis son utilizadas para calcular el empuje contra muros y otras estructuras reales sometidas al empuje de tierras. Se demuestra más adelante que la rugosidad del paramento interno reduce comúnmente el empuje activo y aumenta el pasivo (Ref 3).

La hipótesis de paramento interior perfectamente liso es casi correcta en un caso de considerable importancia práctica. Este caso se muestra en la Fig 2.8 (Ref 3), y comprende a los muros en “L” y “T”, con zapata inferior. Si el muro se desplaza o se deforma por el empuje, la arena rompe por corte a lo largo de dos planos de deslizamiento que arrancan del pie del mismo con un ángulo de $45^\circ + \phi/2$. Dentro de la cuña así formada, la arena está en estado activo de Rankine y no existen esfuerzos tangenciales en el plano **ab** que pasa por el pie del muro. El empuje será idéntico entonces al que existiría en el caso de un muro de paramento liso (Ref 3).

En las ecuaciones (2.10) y (2.11) se presenta el cálculo de la altura para esfuerzo nulo y para la que no requiere soporte, ambas para el caso en que la sobrecarga es igual a cero:

$$z_o = \frac{2c}{\gamma} \frac{N_\phi}{\sqrt{N_\phi}} = \frac{2c}{\gamma} \sqrt{N_\phi}; \quad \text{altura para esfuerzo nulo} \quad (2.10)$$

$$H_c = \frac{4c N_\phi}{\gamma \sqrt{N_\phi}} = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N_\phi}; \quad \text{altura crítica que no requiere soporte} \quad (2.11)$$

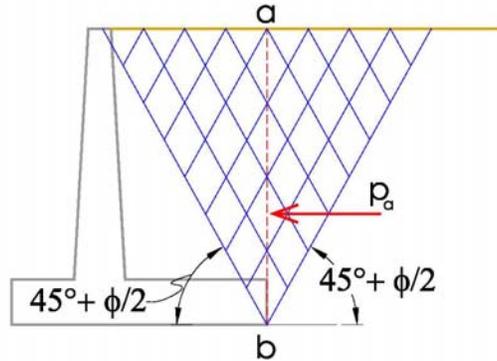


Fig 2.8 Rotura del arena situada detrás del muro de retención en cantiliver; la condición de deformación para el estado activo de Rankine es casi completamente satisfecha (Ref 3).

Como no siempre el suelo se adhiere al paramento, se considera comúnmente que para suelos cohesivo-friccionantes, el empuje activo contra muros es igual a la presión total representada por el área **bde**, igual al área **cdd₂**, menos el área **cebd₂** (Fig 2.9, Ref 3). Por consiguiente:

$$P_a = \frac{1}{2} \frac{\gamma H^2}{N_\phi} - \frac{2cH}{\sqrt{N_\phi}} + \frac{2c^2}{\gamma}; \quad \text{empuje} \quad (2.12)$$

$$z_o = \frac{2c^2}{\gamma} \sqrt{N_\phi} \quad (2.13)$$

Para determinar el punto de aplicación del empuje, se puede dividir el efecto del peso del suelo, el correspondiente a la sobrecarga y el relativo a la cohesión; esta división es estrictamente correcta, solo cuando el paramento interno de la pared es vertical y perfectamente liso. Para cualquier otra condición, el procedimiento es únicamente aproximado (Ref 3).

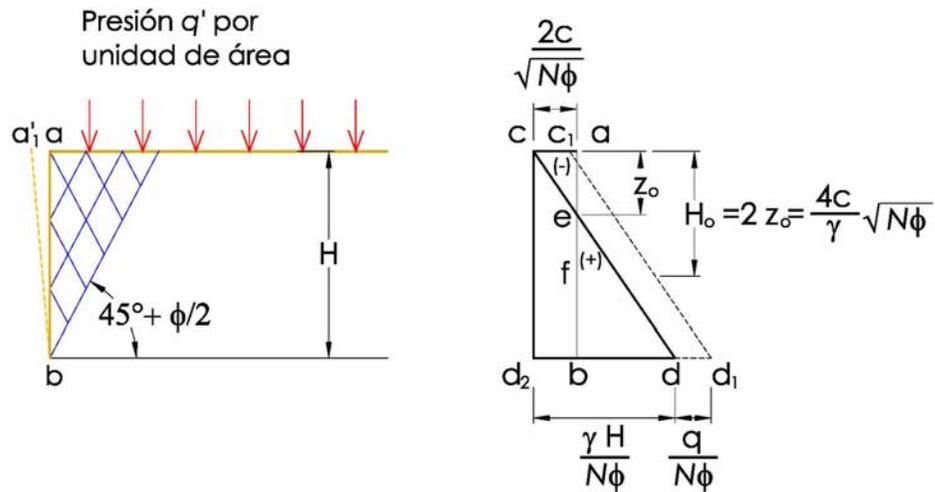


Fig 2.9 Rotura del arcilla contenida por un muro de contención, con paramento interno liso y vertical, para el caso activo (Ref 3).

2.2.5 Influencia de la rugosidad del sistema de contención en la forma de la superficie de deslizamiento.

El muro de la Fig 2.10 (Ref 3) es idéntico al de la Fig 2.5, con la única diferencia de que su paramento interno es rugoso; el terraplén es de arena limpia. Si el muro se desplaza alejándose de la arena, la cuña de deslizamiento se asienta y la arena en la superficie de contacto con el muro, se desplaza hacia abajo. El movimiento relativo entre arena y muro desarrolla fuerzas de fricción que inclinan la resultante del empuje activo con un ángulo δ con respecto a la normal del muro. Este ángulo se denomina **ángulo de fricción entre suelo y muro**; se considera positivo cuando la reacción del muro tiene una componente vertical hacia arriba (Fig 2.10a).

Estudios teóricos (Ohde) y experimentales han indicado que en este caso la superficie de deslizamiento **bc** consta de un porción inferior curva, seguida de una línea recta. Dentro de la zona **adc** de la cuña, los deslizamientos son idénticos a los correspondientes al estado activo de Rankine (Fig 2.10a), mientras que en el área **adb** consiste en dos conjuntos de líneas curvas. Si el muro se desplaza hacia abajo con respecto al suelo, por ejemplo, por la acción de una fuerte carga en su cresta, el valor de δ se hace negativo y la curvatura de la parte inferior de la superficie de deslizamiento se invierte, como se muestra en la Fig 2.10b.

Cuando el muro se desplaza hacia el suelo su movimiento es resistido por el empuje pasivo. Si el peso del muro es mayor que la fricción total entre la arena y el paramento interno, la arena se levanta con respecto al muro y la resultante del empuje pasivo forma un ángulo δ con la normal al mismo. La componente tangencial de esta fuerza tiende a impedir el movimiento hacia arriba de la arena. En estas condiciones se considera positivo (Fig 2.10c); se puede ver que la porción recta de la superficie de deslizamiento está inclinada un ángulo de $45-\phi/2$ con respecto a la horizontal y que, en la porción recta se encuentra en el estado pasivo de Rankine. En el resto los dos conjuntos de líneas que forman el esquema del deslizamiento son curvas (Ref 3).

Si el peso del muro es menor que la fricción entre la arena y paramento, el ángulo que forma la normal a dicho paramento con la reacción de la resultante del empuje pasivo es menor que δ . Finalmente, si el muro está sometido a la acción de una fuerza vertical hacia arriba igual a la

suma del peso del muro y de la fricción del mismo con la arena, la resultante del empuje pasivo está orientada como lo indica la Fig 2.10d. y el ángulo δ se considera negativo. En este caso, la curvatura de la superficie de deslizamiento se encuentra invertida.

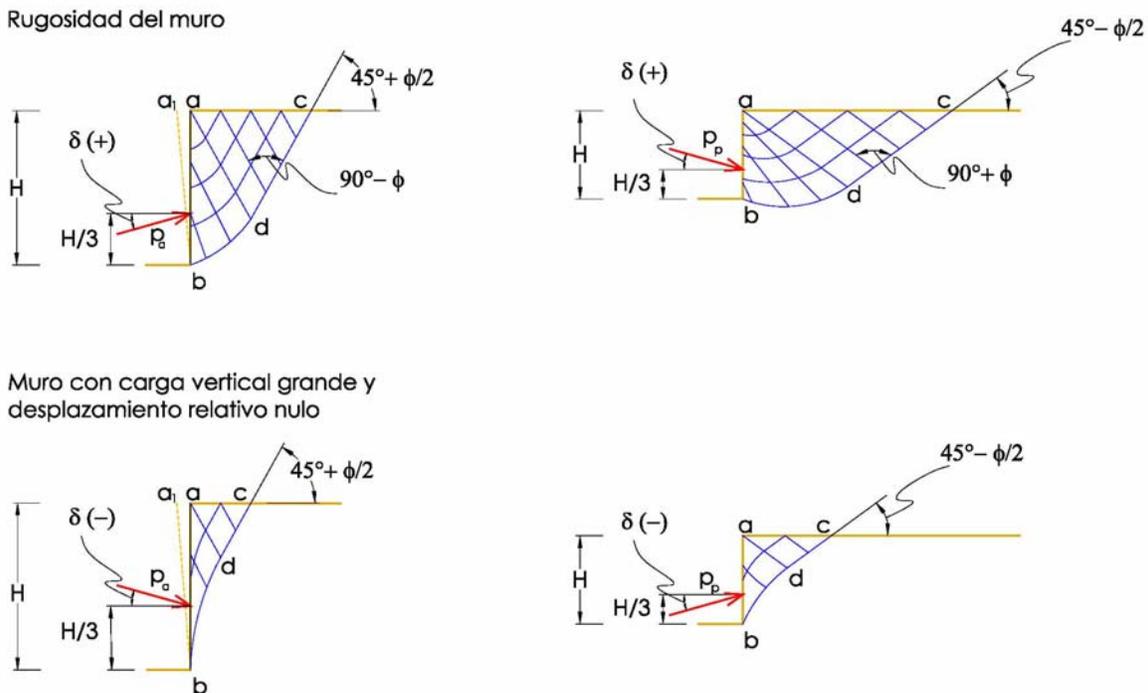


Fig 2.10 Esquemas de los deslizamientos que se producen por la rotura del arena contenida por un muro con paramento vertical rugoso (Ref 3).

Las condiciones de deformación necesarias para que se produzcan los estados de equilibrio plástico representados por los esquemas de la Figs 2.10a y b, requieren que cada elemento horizontal sufra una cierta expansión, así como una contracción para las Figs 2.10c y d.

2.3 Sistemas de contención para excavaciones a cielo abierto.

El sistema de contención consiste de una ataguía, complementada con vigas mdrinas que transmiten las presiones horizontales que ejerce el suelo contra ella, a puntales horizontales, o diagonales, o losas de entrepiso, que se instalan o se construyen a medida que progresa la extracción del suelo. **Para diseñar todo el sistema, es indispensable determinar la magnitud y la distribución de la presión de tierras, que depende de las propiedades del suelo y de las restricciones que el procedimiento de construcción impone a los desplazamientos del sistema de contención.**

Para la determinación de la presión de tierras es indispensable conocer estas restricciones. Cuando se instala el primer nivel de puntales, la excavación realizada es todavía tan pequeña que el estado de esfuerzos en el suelo se halla aún inalterado, las expansiones que se han desarrollado en la masa son muy pequeñas. Al progresar la excavación hasta el segundo nivel de puntales, la rigidez EI de la ataguía y de los puntales impide en forma importante la deformación del suelo, pero a mayor profundidad, ante el efecto de la presión horizontal, la ataguía se desplaza hacia adentro, girando alrededor de una línea situada al nivel de los puntales superiores, lo que significa que la instalación del segundo nivel de puntales va precedida de un desplazamiento horizontal hacia el interior. De esta forma con la profundización, la deformación que precede a la colocación

de los nuevos puntales aumenta; por ello, a medida que la excavación progresa, la sección vertical **ab** avanza hasta la posición **ab₁** (Fig 2.11, Ref 3).

Como el puntal superior impide importantemente el desplazamiento horizontal de la parte superior de la cuña de deslizamiento, el suelo solo puede fallar en la forma indicada en la Fig 2.6. Por esta causa el empuje activo contra sistemas de contención de excavaciones a cielo abierto no puede calcularse directamente utilizando las teorías de Coulomb o de Rankine, debiéndose recurrir a ajustes para tener en cuenta la influencia de las condiciones de deformación. La falla del suelo se produce cuando el punto **b** del sistema de estabilización se desplaza más allá de una cierta distancia **bb₁** (Fig 2.11), que depende de la profundidad de la excavación y de las propiedades del suelo (Ref 3).

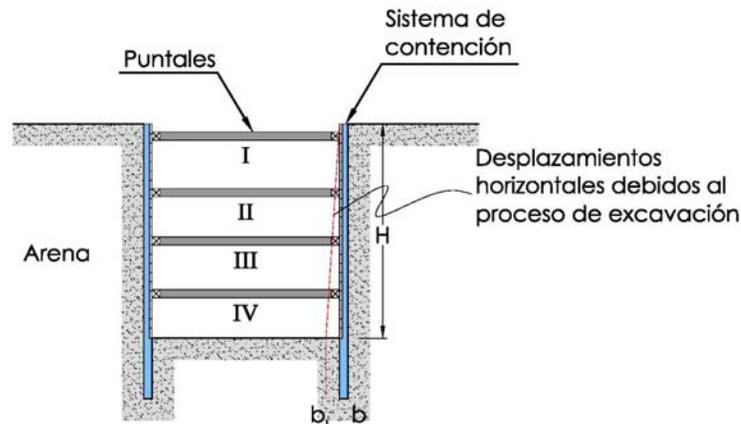


Fig 2.11 Diagrama que ilustra la condición de deformación que determina el empuje sobre el sistema de contención de una excavación a cielo abierto (Ref 3).

2.3.1 Excavaciones en arena seca.

La Fig 2.12 (Ref 3) muestra un corte vertical de una de las paredes de una excavación de profundidad **H**, efectuada en arena seca. La posición inicial del sistema de contención está señalada por la línea llena **ab** y su posición final por la punteada **ab₁**. El empuje de la arena por unidad de longitud de excavación se designa por **P**, para distinguirlo del empuje activo **P_a** que una masa de suelo similar ejerce sobre un muro de igual altura **H**. Como la parte superior de la cuña de deslizamiento no puede deformarse lateralmente, la superficie de deslizamiento corta la del terreno en un ángulo recto (capítulo 2.2.2 Condición activa desarrollada por el giro de la parte inferior de la estructura de retención, Fig 2.6). La curva real de deslizamiento puede expresarse aproximadamente por la espiral logarítmica siguiente:

$$r = r_o \ell^{\theta \tan \varphi} \quad (2.14)$$

donde:

- φ ángulo de fricción interna de la arena, radianes
- θ ángulo entre la línea base **Od** y el radio vector **r**, radianes

El centro de la espiral se sitúa sobre una línea recta que pasando por **d** forma un ángulo φ con la horizontal; la resultante del empuje resulta inclinada un ángulo δ con respecto a la horizontal. Si la curva de deslizamiento es similar a la **bd** de la Fig 2.12, la teoría indica que la distribución del

empuje de la arena es aproximadamente parabólica (Fig 2.6), y que la elevación $n_a H$ del punto de aplicación debe encontrarse entre $0,45H$ y $0,55H$. Esta conclusión teórica ha sido confirmada por mediciones efectuadas en el terreno, de modo que en el cálculo que se efectúa a continuación se supone que n_a es conocido.

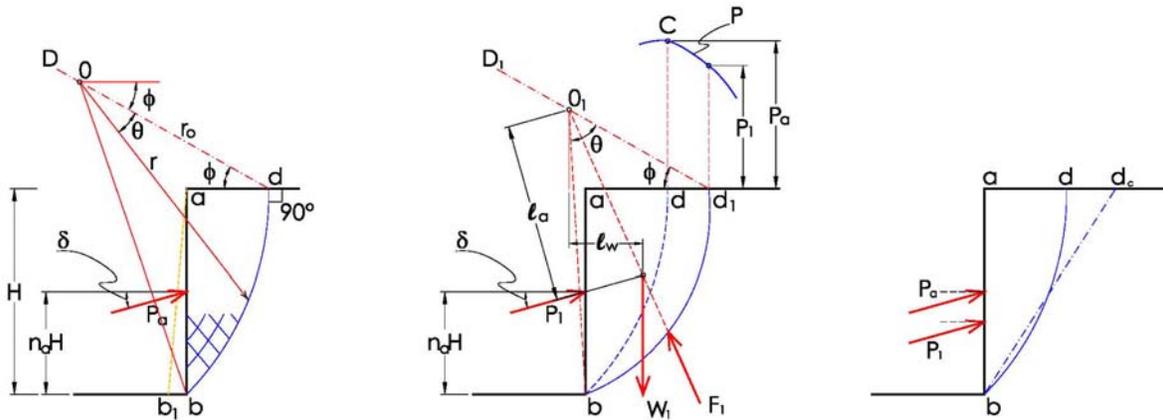


Fig 2.12 Método de la espiral logarítmica para el cálculo en arenas del empuje sobre el sistema de contención de excavación a cielo abierto (Ref 3).

Para determinar la posición de la superficie de deslizamiento se elige un punto arbitrario d_1 (Fig 2.12) situado sobre la superficie horizontal del terreno. Entre este punto y el borde inferior b del corte se traza la espiral logarítmica con centro situado sobre $d_1 D_1$. La reacción F_1 sobre la superficie de deslizamiento bd_1 pasa por el centro O_1 , de modo que, si tomamos momentos con respecto al punto O_1 , se obtiene:

$$P_1 l_a = W_1 l_w; \quad P_1 = \frac{W_1 l_w}{l_a} \quad (2.15)$$

Se realizan cálculos similares para espirales que pasen por d_2, d_3 , etc, y se dibujan los valores de P_1, P_2 , etc, como ordenadas que parten de d_1, d_2 , etc, obteniéndose la curva P . El empuje activo P es igual a la ordenada máxima, correspondiente al punto C , y la superficie de deslizamiento pasa por el punto d . El ancho ad de la base superior de la cuña que ejerce el empuje máximo P , es siempre mucho menor que el ancho de la cuña abd_c , que corresponde a la teoría de Rankine (Fig 2.12).

El valor de P aumenta levemente a medida que crece n_a y es siempre mayor que el valor de P_a de Coulomb y de Rankine. Para $\phi = 38^\circ$ y $\delta = 0^\circ$, un aumento de n_a de $0,45$ a $0,55$ aumenta P de $1,03 P_a$ a $1,11 P_a$. Si se supone $n_a = 0,55$, cualquiera que sea el error que se cometa, el resultado se sitúa del lado de la seguridad, pues este valor corresponde a la máxima elevación obtenida en mediciones efectuadas en el terreno. El ángulo δ tiene muy poca influencia sobre la relación P/P_a . De lo anterior se deduce que, para un cálculo es suficientemente preciso suponer (Ref 3):

$$P = 1,1 P_a \quad (2.16)$$

La distribución sobre sistemas de contención es aproximadamente parabólica, como indica la Fig 2.12, pero debido a las condiciones de heterogeneidad del suelo y a variaciones del

procedimiento de construcción, dicha distribución varía de sección en sección con respecto al promedio; por ello, para un valor dado de P , la carga en los puntales situados a la misma altura varía de puntal a puntal.

2.3.2 Excavaciones en arcilla saturada.

El tiempo que se necesita para efectuar y construir el sistema de contención de una excavación a cielo abierto, suele ser muy corto en comparación con el que requiere una arcilla saturada inalterada para que su contenido de agua cambie en forma significativa. Bajo estas circunstancias, la condición no drenada ($\phi = 0^\circ$) es aplicable y la ecuación de la espiral logarítmica se hace un círculo de radio $r = r_o$ (ecuación 2.14). Como el círculo debe cortar la superficie del terreno con un ángulo recto, su centro está al nivel de dicha superficie (Fig 2.13, Ref 3). La cara ab del corte vertical está sometida al empuje P y a la adherencia $c_a H$ entre la arcilla y el sistema de contención. El cálculo de P_a se hace tomando momentos respecto del centro del círculo, de todas las fuerzas que actúan sobre la cuña de deslizamiento (Ref 3).

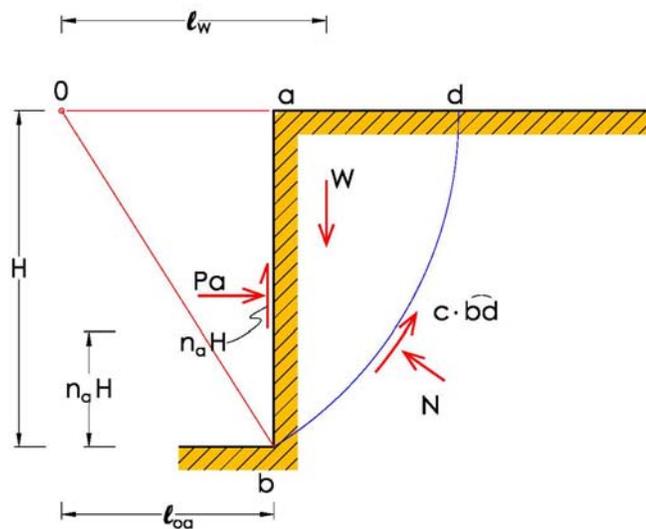


Fig 2.13 Diagrama que ilustra las hipótesis en que se base el cálculo del empuje para cortes en arcillas bajo la condición $\phi = 0$ (Ref 3).

El momento actuante lo produce el peso de la cuña; el resistente es igual al que genera la suma de las fuerzas de adherencia $c_a H$, del momento de las fuerzas de cohesión cbd que actúa a lo largo de la superficie de deslizamiento y el momento del empuje P . **El valor de P depende de la relación c_a/c y de n_a . Mediciones efectuadas en excavaciones en arcillas saturadas blandas a medias han demostrado que n_a varía por lo general entre 0,3 y 0,5, estando su término medio alrededor de 0,39, y que la distribución del empuje, por tanto, usualmente no es triangular sino que, asemeja al correspondiente a las arenas, aproximadamente parabólica** (Ref 3).

2.3.3 Sistemas de contención para excavaciones a cielo abierto.

En las excavaciones temporales las paredes se hacen lo más verticales que permite la resistencia al esfuerzo cortante, o se hacen verticales y se apuntalan. La elección depende de los costos relativos y de las restricciones impuestas por las condiciones locales sobre el ancho que puede darse a la excavación. Los datos que son necesarios para proyectar en forma adecuada el sistema

de contención dependen en primera instancia de la profundidad que se alcanzará; en ese sentido la frontera entre poco y muy profundas es de 5,0 m.

En suelos cohesivos teóricamente se pueden hacer excavaciones a una profundidad igual o menor a H_c sin contención alguna. Las arcillas de consistencia dura y muy dura suelen estar fisuradas y, como consecuencia, los valores de H_c varían mucho, alcanzando mínimos de 3,0 m.

En realidad, si se realiza una excavación en suelo cohesivo sin contenerla, suelen aparecer, pocas horas o días después de terminada, grietas de tensión en la superficie del terreno. Su presencia reduce considerablemente la altura crítica y tarde o temprano los taludes verticales fallan.

Los métodos más comúnmente utilizados para soportar las paredes verticales de excavaciones profundas se muestran en la Fig 2.14. Los puntales de estos sistemas de contención se instalan a medida que se excava, de modo que, se produce un desplazamiento hacia la excavación de las paredes de la misma (Fig 2.11). En la superficie este movimiento estará limitado a un valor pequeño, si se colocan puntales muy cerca de ella; estos impedirán que se altere el estado de esfuerzos en el suelo por efecto de la excavación.



Reforma y Berna, D.F. Muro Berlín con puntales, excavación a 13.0 m.

Fig 2.14a.



EBC Tlalnepantla, Cerro de las Campanas, Los Pirules, Edo. de México. Muro Milán prefabricado con 2 niveles de anclas postensadas para una excavación de 9.0 m de profundidad.
Fig 2.14b.



Arquímedes No. 25, Polanco, D.F. Muro prefabricado con 2 niveles de puntales para una excavación de 10.0 m de profundidad.
Fig 2.14c.



Avenida La Fe, Santa Fe, D.F. Muro Milán con anclas postensadas excavación de 30.0 m
Fig 2.14d.



Yosemite e Insurgentes, D.F. Muro Milán con puntales de acero, excavación a 11.0 m.
Fig 2.14e.



Chalco, Edo. de México. Pozo indio para una excavación de 13.0 m de profundidad.
Fig 2.14f.



Reforma y Berna, D.F. Muro Milán apuntalado con las traves de entrepiso, excavación a 14.0 m.
Fig 2.14g.



Río Becerra y Patriotismo, D.F. Ataguía metálica con 2 niveles de puntales para una profundidad de 10.0 m.
Fig 2.14h.



Amsterdam No. 191, Hipódromo Condesa, D.F. Muro Berlín con 2 niveles de puntales para una profundidad de 8.0 m.
Fig 2.14i.



Dakota y Arkansas, D.F. Muro Berlín con 5 niveles de anclas postensadas, excavación a 14.0 m.
Fig 2.14j.

La diferencia fundamental entre los sistemas de retención en excavaciones y los muros de contención definitivos, consiste en que en las ataguías el desplazamiento horizontal aumenta con la profundidad, de modo que la distribución de presiones es aproximadamente parabólica (Figs 2.6 y 2.12), con la presión máxima situada cerca de la mitad de la altura; en un muro de retención, sobre el que actúa el empuje de un relleno de superficie horizontal, las presiones aumentan en forma hidrostática, función lineal con la profundidad.

Otra de las diferencias significativas entre un muro de retención y una contención de una excavación deriva de la forma en que estos dos tipos de estructuras fallan. Un muro de retención constituye en su conjunto, una unidad estructural, y falla como tal. Las irregularidades locales en la magnitud del empuje unitario no son de mayor importancia, pues sus consecuencias son pequeñas. Por el contrario, cualquier puntal del sistema de retención puede fallar en forma individual y, como su rotura origina un aumento de la carga que actúa sobre los puntales adyacentes, un accidente puede dar origen a la rotura progresiva de todo el sistema. Finalmente, debe recordarse que la resistencia al esfuerzo cortante del suelo adyacente al paramento vertical no actúa en su totalidad sino después de que el paramento ha cedido y se ha desplazado una cierta distancia (Ref 3).

Resulta difícil determinar por medio de ensayos de laboratorio, o por algún método indirecto, si el proceso de excavación y contención permitirá que se desarrollen en la masa de suelo los desplazamientos necesarios para reducir la presión lateral del terreno a la correspondiente al

estado activo. Además, para un empuje total dado, las cargas que deben soportar los puntales pueden resultar muy distintas, debido a que dependen de factores accidentales, tales como (Ref 3):

- a) las variaciones locales en las características del suelo
- b) el orden y la rapidez con que se ejecuta la excavación
- c) el tiempo que transcurre entre la excavación y la colocación del puntal correspondiente
- d) la magnitud y la uniformidad de la eventual precarga a que son sometidos los diferentes puntales.

Por lo anterior ningún procedimiento para el cálculo de sistemas de contención de excavaciones es seguro hasta que se haya demostrado su eficacia por medio de mediciones efectuadas en excavaciones de tamaño natural.

Se han hecho mediciones en excavaciones profundas en las arenas de Berlín, Munich y Nueva York, en las arcillas glaciares sensitivas de Chicago que son de consistencia blanda a media, y en las arcillas marinas sensitivas blandas a medias de Oslo. La mayoría de las observaciones consisten en medición de las cargas que soportan los puntales en una sección vertical o en varias secciones de una excavación. Como escasamente se han hecho mediciones directas del empuje contra el revestimiento, la magnitud y la distribución de las presiones que la tierra ejerce, deben ser inferidas a partir de las cargas sobre los puntales (Ref 3).

El procedimiento más simple consiste en suponer que la carga en cada puntal es igual a la presión horizontal que actúa sobre el revestimiento en el área rectangular tributaria. En esta aproximación gruesa pero razonable, se supone que la presión está uniformemente distribuida sobre el área tributaria; para los propósitos del cálculo, se supone que el fondo de la excavación constituye un puntal. Si no se ha medido el esfuerzo de corte en el fondo de la excavación, el empuje unitario se supone que tiene el mismo valor que se determinó para el puntal inferior.

Debido a la continuidad del revestimiento y a las hipótesis realizadas con respecto a la distribución de presiones cerca del fondo de la excavación, la distribución real que el suelo ejerce contra el revestimiento puede diferir apreciablemente de la calculada con el procedimiento descrito. Por estas razones, el empuje calculado de este modo se denomina **empuje aparente**. Conocido el empuje aparente, se puede determinar la carga sobre los puntales con el procedimiento inverso (Ref 3).

2.3.4 Excavaciones profundas en arenas (Ref 3).

Durante la construcción del metro de Berlín se midió la carga transmitida a los puntales por el sistema de revestimiento de una excavación a 12,0 m de profundidad, realizada en arena fina, uniforme y densa. Antes y durante los trabajos se abatió el nivel de aguas freáticas hasta una cota inferior a la del fondo, de modo que la excavación se mantuvo seca. El sistema de contención se realizó con pies derechos metálicos espaciados uniformemente, complementados con tabloncillos entre ellos para contener la arena, vigas mdrinas y puntales espaciados horizontal y verticalmente, como se muestra en la Fig 2.15b (muro Berlín).

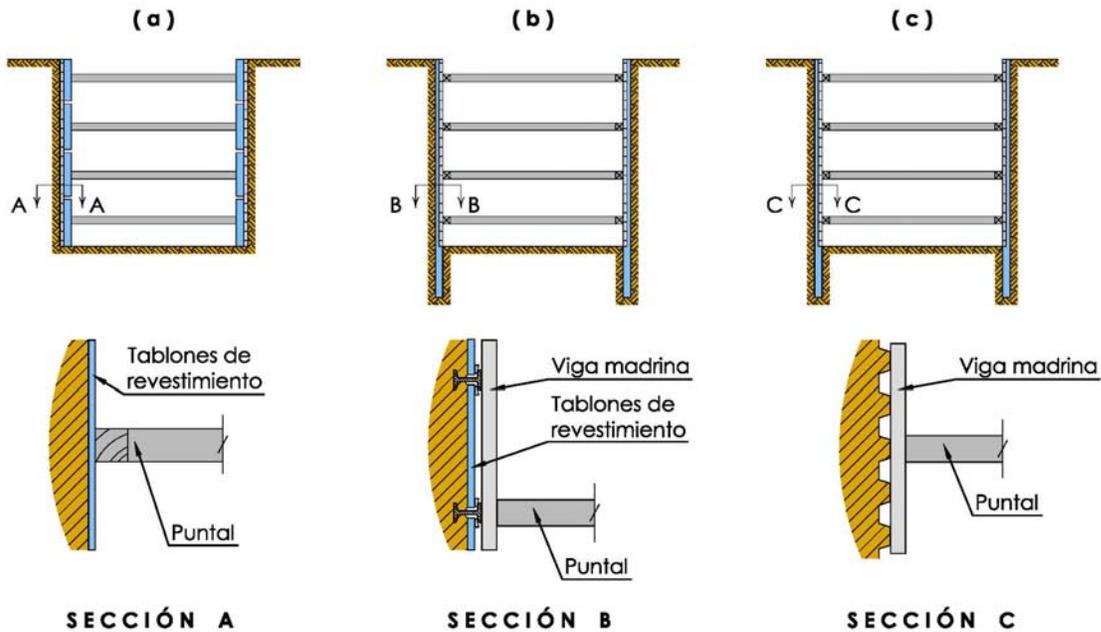


Fig 2.15 Diagramas que ilustran diferentes métodos para contener excavaciones a cielo abierto profundas (Ref 3).

La carga que soportaron los puntales se midió en seis planos verticales. En la Fig 2.16a se muestra la medida en cuatro de estos conjuntos; los otros dos son semejantes a éstos. La arena del lugar donde se realizaron estas excavaciones era bastante uniforme; aun así, la distribución de las presiones aparentes varió en forma considerable con relación al promedio. Estas variaciones fueron causadas probablemente por diferencias locales en las propiedades del suelo y, en mayor proporción, por diferencias en detalles del procedimiento de construcción.

No obstante estas diferencias, la distancia $n_a H$ al centro de presión desde el fondo de la excavación (posición de la resultante de empuje), varió de $0,46H$ a $0,5H$. Resultados similares se obtuvieron de mediciones realizadas sobre 7 conjuntos de puntales en una excavación para el metro de Munich, en el que n_a varió entre $0,41H$ y $0,55H$ y, para seis conjuntos de puntales en una excavación para el metro de Nueva York n_a varió entre $0,46H$ y $0,54H$. Resulta evidente que el valor de n_a , en todas las excavaciones realizadas en arena, se ubica alrededor de $0,5$; indicando una variación aproximadamente parabólica de la presión y no cerca de $0,33$, como correspondería a una distribución lineal de presiones que aumentan con la profundidad.

El empuje total para las condiciones de deformación asociadas con la apertura y apuntalamiento de una excavación en arena, como ya se ha señalado, se determina bien considerando que la superficie de deslizamiento es una espiral logarítmica. Para un corte de altura H en un material con peso volumétrico γ , la componente horizontal del empuje total depende de los valores n_a , ϕ y del ángulo δ que forma la horizontal con la dirección del empuje, que depende del tipo de sistema de contención y de las posibilidades de que se asiente; δ puede variar entre 0 y ϕ .

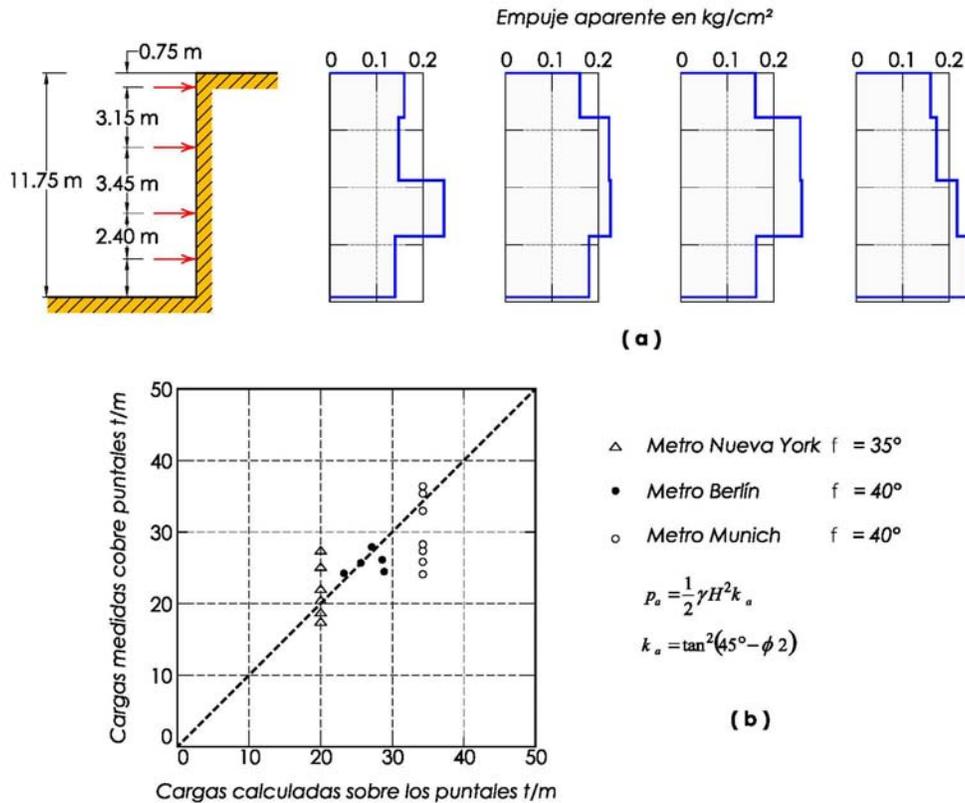


Fig 2.16 (a) Diagrama de empujes aparentes para cuatro conjunto de puntales de una excavación a cielo abierto del subterráneo de Berlín (Ref 3); (b) comparación entre cargas totales medidas y calculadas en conjuntos verticales de codales de varias excavaciones a cielo abierto en arena.

Teniendo en cuenta que los valores del ángulo de fricción interna de las arenas existentes en los lugares donde se ejecutaron las excavaciones a cielo abierto en Berlín, Munich y Nueva York no fueron determinados por pruebas y solo pueden estimarse en función de una descripción de los materiales, resulta aparente que las mediciones de las cargas sobre los puntales no pueden usarse como una base para establecer la superioridad del método de la espiral logarítmica sobre la solución más simple de Rankine. Sin embargo, puede hacerse una evaluación general de la aplicabilidad de estos procedimientos al cálculo del empuje total contra las paredes de una excavación, comparando la suma de las cargas medidas para cada conjunto de puntales verticales con el total calculado con este procedimiento. La Fig 2.16b muestra una comparación de este tipo, en la que las cargas medidas sobre los puntales consideran la contribución de la pata.

Las cargas calculadas sobre los puntales están determinados para los valores de ϕ siguientes: a) 40° para las arenas relativamente densas de las excavaciones de Berlín y Munich; b) 35° para las arenas más sueltas de Nueva York. La excelente concordancia encontrada, indica que el uso del método de la espiral logarítmica para calcular el empuje total que actúa sobre cortes similares en arena, se encuentra plenamente justificada.

Por otro lado, la distribución del empuje aparente en una sección vertical puede ser semejante a cualquiera de los diagramas de la Fig 2.16a, en donde se observa que cambia de sección a sección. Como cada puntal debe ser calculado para la máxima, el proyecto de los puntales debe basarse en la envolvente, determinados en base a las cargas medidas sobre ellos.

En la Fig 2.17 (Ref 3) está dibujado el empuje aparente máximo para cada una de las tres obras; este empuje se ha expresado en términos de la cantidad $k_a \gamma H$, en la que k_a es el coeficiente de Rankine. La envolvente más simple, que ajusta mejor, corresponde a una presión uniforme igual a $0,65 k_a \gamma H$, para toda la profundidad del corte.

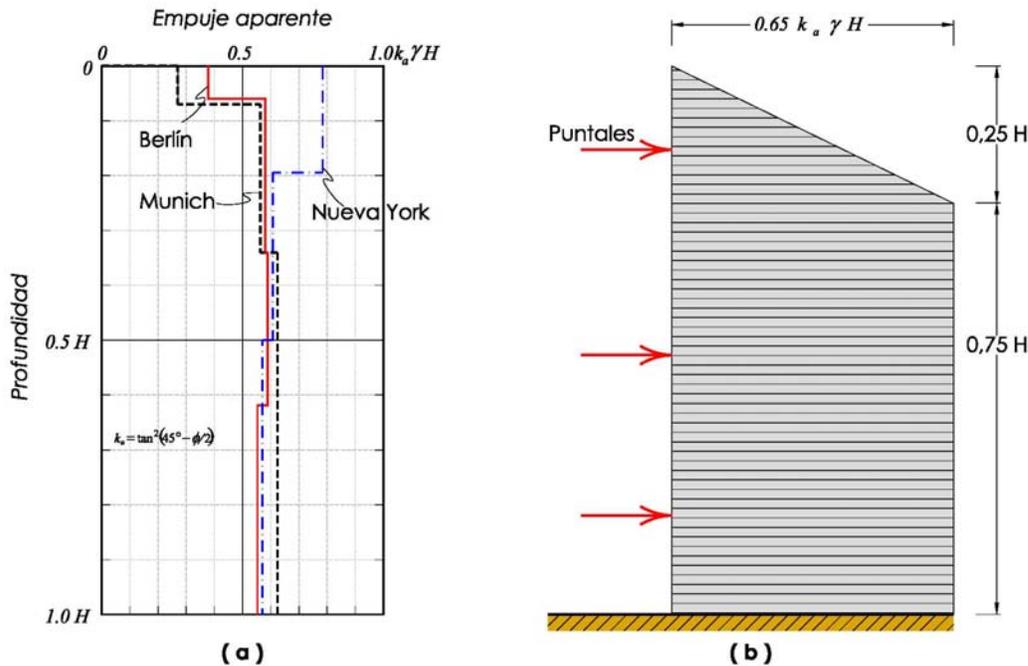


Fig 2.17 (a) Diagrama envolvente del empuje aparente en mediciones realizadas sobre puntales de excavaciones a cielo abierto en arena (Ref 3); (b) diagrama de empuje aparente propuesto para el cálculo de los puntales en arena.

Por lo tanto, para cortes similares en arena densa, los puntales deben calcularse tomando en cuenta cargas determinadas por medio del diagrama aparente de empuje (Fig 2.17). Este procedimiento cubre la máxima carga que puede ocurrir sobre un puntal. El valor más probable para la carga de cualquier puntal individual es más o menos el 25% inferior que el máximo.

El diagrama de presiones aparentes, se ha establecido sobre la base de observaciones realizadas en un número de excavaciones limitado, que variaron entre 8,5 y 12,0 m de profundidad. Por lo tanto, debe usarse con precaución para cortes con profundidades sustancialmente mayores. Más aún, se hace notar especialmente que el diagrama de presión aparente aquí propuesto para proyectar los puntales no tiene ninguna semejanza con la distribución real de presiones que actúa contra el revestimiento que soporta el suelo. Este es un artificio para calcular las cargas en los puntales, y que no van a ser excedidas en ningún puntal real de excavaciones a cielo abierto similares.

En general, los momentos flexionantes en el sistema de contención y en la viga madrina, serán sustancialmente menores que los calculados con el diagrama de empuje aparente propuesto para determinar la carga sobre los puntales.

2.3.5 Excavaciones Profundas en arcillas saturadas de consistencia blanda a media (Ref 3).

Existen numerosas observaciones en cortes practicados en arcillas de consistencia blanda a media. Aunque la mayor parte de la información disponible fue obtenida en Chicago y Oslo, hay varios conjuntos de observaciones practicadas en Inglaterra y Japón. En todos los lugares se determinó la resistencia al corte no drenada de las arcillas.

Los diagramas de empujes aparentes exhiben gran variedad de formas, como las mostradas en la Fig 2.18a (Ref 3). El valor medio n_a para 42 conjuntos de puntales, que representan todos los lugares donde se llevaron a cabo las mediciones, es de 0,39, variando entre 0,3 y 0,5, aunque en un corte se tuvo un valor excepcionalmente alto igual a 0,59.

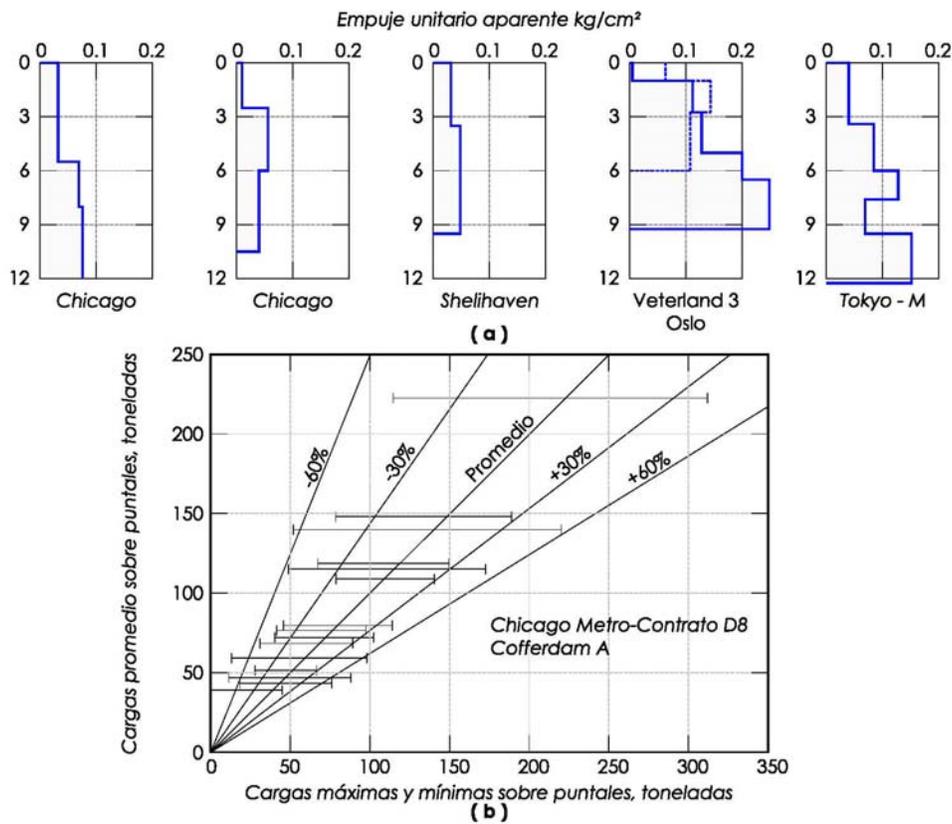


Fig 2.18 (a) Diagramas representativos del empuje aparente, obteniendo midiendo las cargas sobre conjuntos de puntales en varias localidades con depósitos de arcilla blanda a media; (b) variación de la carga sobre los puntales en una excavación a cielo abierto en Chicago; cada segmento horizontal representa el promedio, el mínimo y el máximo de la carga medida sobre 8 codales a la misma altura e idéntico avance de la excavación (Ref 3).

Al igual que en el caso de las arenas, las mediciones no dejan ninguna duda de que incidentes menores e inevitables en el procedimiento constructivo, como diferencias en el tiempo entre la excavación de las arcillas, la colocación del puntal y su precarga, son de importancia fundamental en la determinación de la carga que van a soportar los puntales. Esto se ilustra en la Fig 2.18b, en la que cada línea horizontal representa la carga media de los 8 puntales existentes a un mismo nivel y a la misma profundidad en una excavación a cielo abierto en Chicago; en ella se indican los valores máximos y mínimos de las cargas sobre los puntales en cada nivel. El corte tenía 5 niveles de puntales; la excavación se practicó en forma sistemática de

un nivel al siguiente y, después de alcanzar la profundidad respectiva, se instalaron los 8 puntales, que fueron precargados a 100 kN (10,2 t). No obstante, a pesar de que el procedimiento fue bastante uniforme, las cargas en los puntales de la misma profundidad variaron hasta en \pm el 60% del promedio. Variaciones similares son también características para todos los cortes en los que se hicieron suficientes mediciones de las cargas.

A partir de estas mediciones, se determina que el cálculo teórico de las cargas que deben soportar individualmente los puntales de un corte, debe tomar en cuenta la dispersión, tanto en carga total por conjunto de puntales, como en los puntales de distintos conjuntos situados a un mismo nivel. Como se explicó en el inciso 2.3.2 (Fig 2.13), el empuje resultante \mathbf{P}_a que actúa sobre el apuntalamiento de un corte en arcilla saturada ($\phi = 0$), se puede calcular con la hipótesis de que la superficie de deslizamiento es un arco de círculo. Más aún, el valor de \mathbf{P}_a no solo depende de la relación n_a que define el centro de presión, sino también de la razón c_a/c .

Sin embargo la teoría indica que la influencia de c_a/c es pequeña en comparación con la de n_a y despreciable frente a la de la resistencia al corte c . Esto se observa en la Fig 2.19 (Ref 3) que, se ha calculado con la hipótesis de que la superficie de deslizamiento es circular para varios valores de c_a/c y n_a . La figura también demuestra que para valores de n_a no mayores a 0,5, el factor de k_a puede estimarse con razonable exactitud con la expresión de Rankine:

$$k_a = 1 - \frac{4c}{\gamma H} \quad (2.17)$$

Esta ecuación se obtiene si se compara el empuje de Rankine con el correspondiente a un suelo puramente cohesivo, de la forma siguiente:

$$\frac{1}{2} \gamma H^2 k_a = \frac{\gamma H^2}{2} - 2cH \quad (2.18)$$

Dividiendo la ecuación (2.18) entre γH^2 se tiene:

$$\frac{1}{2} k_a = \frac{1}{2} - \frac{2c}{\gamma H} \quad (2.19)$$

Despejando k_a se obtiene:

$$k_a = 1 - \frac{4c}{\gamma H} \quad (2.20)$$

Para el valor de n_a igual a 0,4, tomado como el promedio ponderado de todos los cortes observados, la aproximación es excelente. Por ello, para propósitos prácticos resulta apropiado comparar el empuje total en varios cortes, medidos como la suma de las cargas que actúan sobre conjuntos verticales de puntales, como el que se obtiene con la ecuación 2.17.

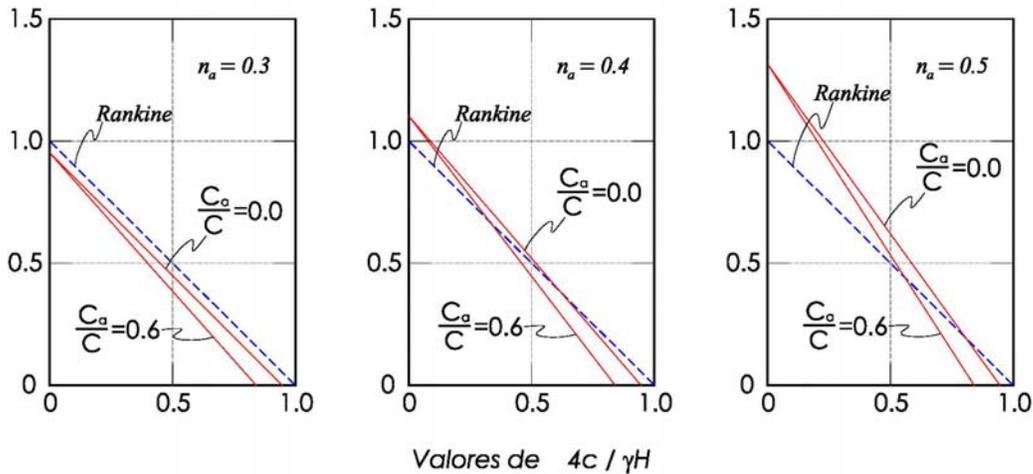


Fig 2.19 Valores del coeficiente de empuje $k_a = p_a / 1/2 \gamma H^2$ para suelos arcillosos (Ref 3), calculados en la hipótesis de que la superficie de deslizamiento es circular (líneas llenas) y por medio de la teoría de Rankine (líneas punteadas)

La Fig 2.20 (Ref 3) muestra una comparación como la ya descrita, resultando que todos los empujes calculados coinciden con los medidos dentro de una variación del orden del $\pm 30\%$, exceptuando las mediciones realizadas en ciertos cortes realizados en las arcillas de Oslo, para los que los empujes calculados son mucho menores que los reales. Se cree que las razones que llevan a esta aparente discrepancia están ligadas a las condiciones de estabilidad que se producen en el fondo del corte.

A medida que aumenta la profundidad de una excavación a cielo abierto, el peso del bloque de suelo situado a ambos costados actúa como una sobrecarga al nivel del fondo, y tiende a desplazar lateralmente hacia la excavación, la arcilla situada debajo de ese nivel para generar una falla del fondo. Si la resistencia media de la arcilla situada debajo del fondo de la excavación es igual a c , la base puede fallar cuando la profundidad de dicho corte alcanza un valor del factor de seguridad unitario, en el que ese factor de seguridad está determinado por la relación:

$$F_s = \frac{c N_c}{\gamma H + q} \quad (2.21)$$

donde:

- N_c factor de estabilidad (Fig 2.26, Ref 3)
- c cohesión media del estrato, kPa
- H profundidad de la excavación, m
- q sobrecarga en la superficie, kPa
- γ peso volumétrico saturado, kN/m^3

Como índice de la medida en que una excavación se aproxima a la falla por el fondo, se puede usar el número adimensional N , definido como:

$$N = \frac{\gamma H}{c} \quad (2.22)$$

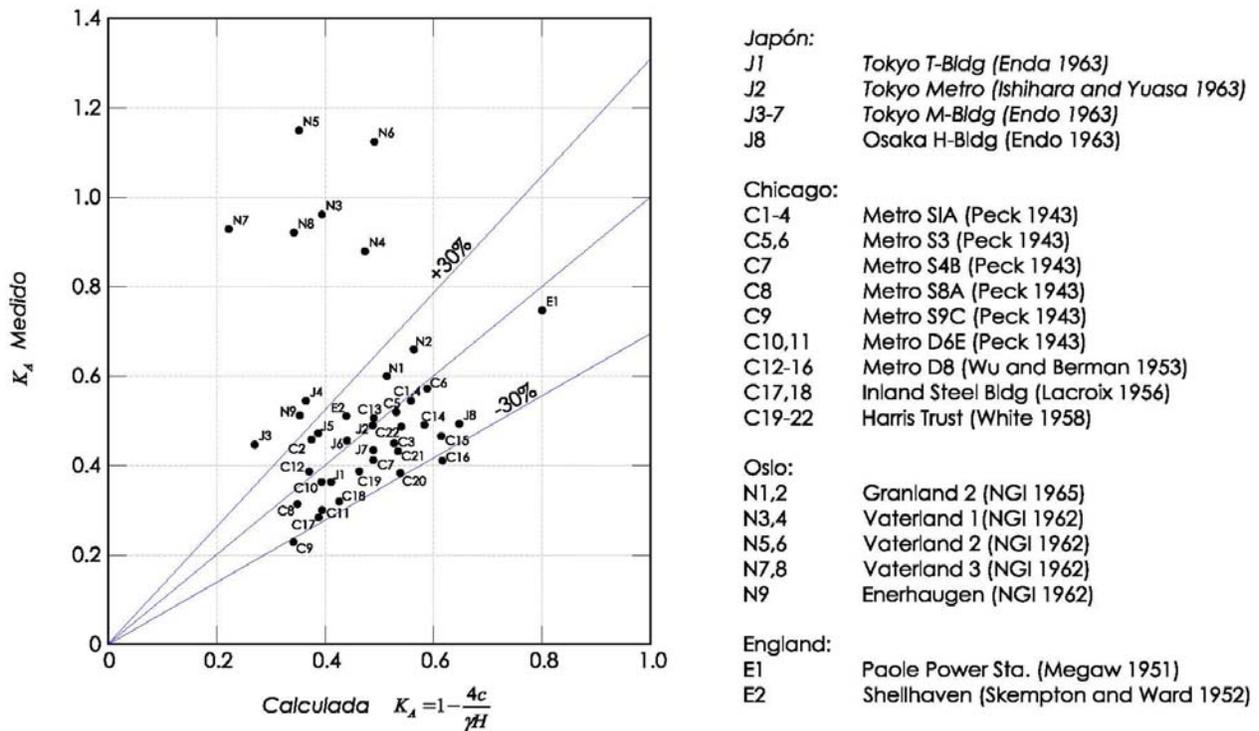


Fig 2.20 Comparación entre los empujes medidos en excavaciones a cielo abierto practicadas en arcilla blandas a medias y los empujes calculados con la teoría de Rankine (segun Flaate, 1966).

Se ha encontrado que el movimiento del revestimiento y el asentamiento de la superficie del terreno adyacente a una excavación en arcilla, se tornan significativos para valores de N del orden de 3 a 4. Aproximadamente para este valor, se comienzan a formar en la arcilla zonas plásticas cerca de los bordes inferiores de la excavación y, a medida que N aumenta, estas zonas se agrandan.

Bajo estas condiciones, la hipótesis simple de que la superficie de deslizamiento se extiende como un arco de círculo desde la superficie del terreno al borde inferior del corte se torna equivocada, ya que la cuña que se forma detrás del corte empalma con la zona plástica del fondo para formar una mayor, unida a una superficie de deslizamiento que se extiende mucho más lejos en el borde superior de la excavación y mucho más profundo dentro del subsuelo, de modo que el empuje aumenta (Fig 2.21, Ref 3).

En la mayoría de los cortes en los que se han realizado mediciones, la profundidad a la que se podía extender la zona plástica estaba limitada por la presencia de roca o bien por materiales que aumentaban de resistencia con la profundidad. En esos casos, la concordancia entre los valores medidos y calculados del empuje (Fig 2.20) fue satisfactoria. En los tres cortes realizados en Oslo y representados por los puntos N3 a N8, una extensa masa de arcilla blanda se extendía por debajo del corte y N alcanzó para la profundidad definitiva, valores entre 6,3 y 8,5. Por tanto, las zonas plásticas pudieron desarrollarse sin restricción debajo del fondo de la excavación y la superficie de deslizamiento no tuvo parecido con la que corresponde a la teoría en que se basa. Por ello, los empujes excedieron con mucho a los determinados con el coeficiente activo de la ecuación (2.17).

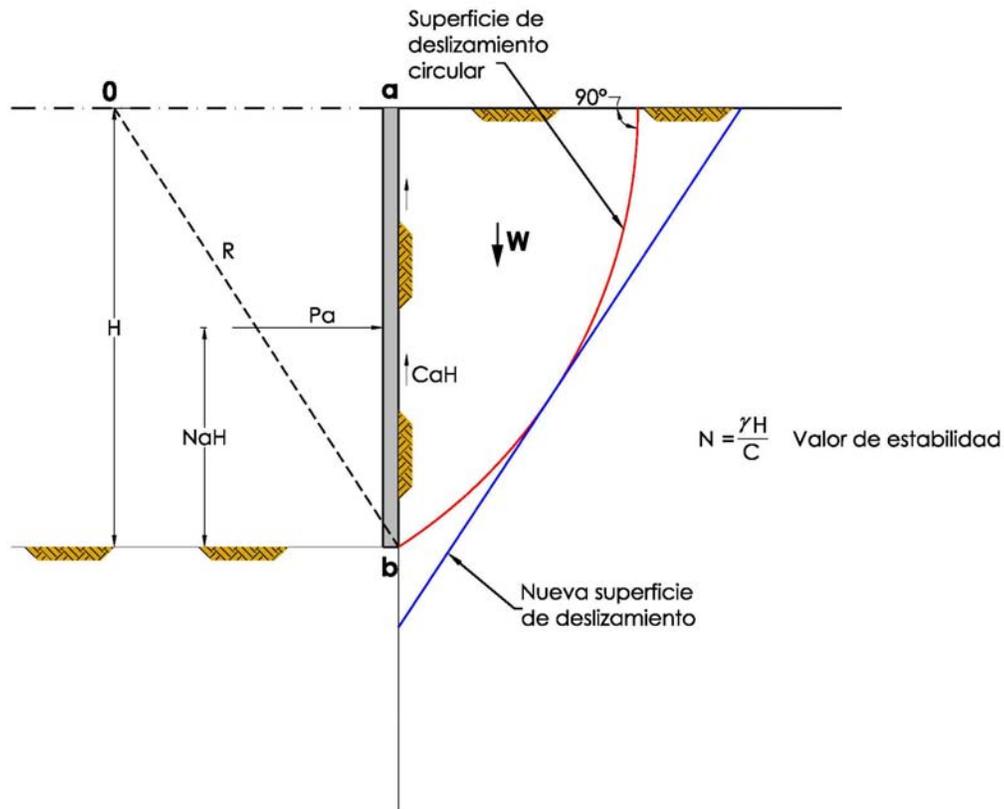


Fig 2.21 Excavación en arcilla blanda saturada con un valor de estabilidad N mayor a 4.

Todavía no se ha desarrollado una teoría consistente o satisfactoria para calcular el empuje sobre el revestimiento de un corte bajo las condiciones descritas en el párrafo anterior. Como aproximación gruesa, la ecuación (2.17) puede modificarse empíricamente incorporando un factor de reducción m que se aplica a la resistencia al corte c , en la forma siguiente:

$$k_a = 1 - m \frac{4c}{\gamma H} \quad (2.23)$$

Para los cortes de la ciudad de Oslo en que N fue mayor a 4, se encontró que el valor de m fue igual a 0,4. Sólo se pueden determinar valores de m para otras arcillas, realizando mediciones de las cargas que actúan sobre los puntales o de los empujes que desarrollan estos depósitos.

Todo parece indicar que el valor de m depende de las **características esfuerzo-deformación de la arcilla**. En varios de los cortes realizados en Chicago, al llegar a las profundidades intermedias, el valor de N excedió de 4. Sin embargo y aún cuando la arcilla resistente del fondo de la excavación estaba suficientemente profunda como para permitir el desarrollo integral de las zonas plásticas, de modo que se satisficieran las condiciones necesarias para que aumentase la presión contra el sistema de contención, éste no se produjo. Las cargas medias sobre los puntales se pudieron determinar suficientemente bien con la ecuación (2.17), o bien con la (2.23) con $m = 1$.

La diferencia más destacable entre las arcillas de Oslo y de Chicago deriva de la preconsolidación. Si se exceptúa una costra superior, las arcillas de Oslo parecen estar normalmente consolidadas, mientras que aún las arcillas blandas de Chicago tienen una pequeña

preconsolidación que fue provocada por el peso del hielo de la época glacial. **Aún cuando esta preconsolidación no cambió significativamente su resistencia, fue suficiente para aumentar el módulo tangencial a un valor mayor de aquel que le corresponde a una arcilla normalmente consolidada. Por ello las deformaciones y el correspondiente desarrollo de las zonas plásticas pueden haber sido menores que en las arcillas de Oslo.** Teniendo en cuenta que las arcillas normalmente consolidadas son más bien raras, es muy probable que usualmente el valor de m se aproxime a 1,0.

Por las razones expuestas, pareciera que la ecuación (2.17) permite una estimación correcta de la presión total contra el revestimiento de excavaciones a cielo abierto en arcillas de consistencia blanda a media; a menos que N exceda un valor de alrededor de 4 y que, además, la arcilla que constituye las paredes y el fondo de la excavación, hasta una profundidad considerable por debajo del corte, tenga un módulo tangente inusualmente bajo, como el de las arcillas normalmente consolidadas.

Como en el caso de las excavaciones en arena, la distribución del empuje aparente varía de corte a corte y de sección en sección. Como cada puntal debe dimensionarse para la máxima carga a que puede estar sometido, éste debe realizarse con la envolvente de todos los diagramas aparentes de empuje determinados midiendo las cargas sobre los puntales. En la Fig 2.22, se han dibujado los diagramas de empujes máximos aparentes representativos de cortes realizados en varias localidades, expresándolos en función de la cantidad $k_a \gamma H$, en la que k_a se determina con la ecuación (2.17). En los diagramas “a” a “h” el factor de reducción m se ha tomado igual a 1,0 y se observa que el valor máximo raramente excede de $k_a \gamma H$. No obstante, como ya se ha dicho para los cortes de Oslo, es necesario tomar en consideración empujes mucho mayores, como los representados en los diagramas “i”. Si para ellos se utiliza un valor de $m = 0.4$, se obtienen los diagramas “j”.

El diagrama de empuje aparente de la Fig 2.23 (Ref 3) se considera como una base razonablemente conservadora para estimar las cargas a utilizar en el proyecto de los puntales de los revestimientos de cortes en arcillas saturadas de consistencia blanda a media. El factor de reducción m se toma igual a 1,0, a menos que el factor de estabilidad N exceda de 4 y el corte apoye sobre un profundo depósito de arcillas con un módulo tangente inicial muy bajo.

2.4 Presiones horizontales generadas por cimentaciones y sobrecargas (Ref 4).

Los sistemas de contención de excavaciones a cielo abierto además de resistir las presiones horizontales que ejerce la masa de suelo contra ellos, tienen que soportar los esfuerzos horizontales generados por las cimentaciones de las estructuras contiguas, de las sobrecargas de equipos y materiales de construcción. Para ello utilizando la teoría de la elasticidad aplicada a un medio elástico semi-infinito sin peso, sometido a una carga uniforme ejercida por una banda infinita (cimiento corrido), se determinan las presiones horizontales.

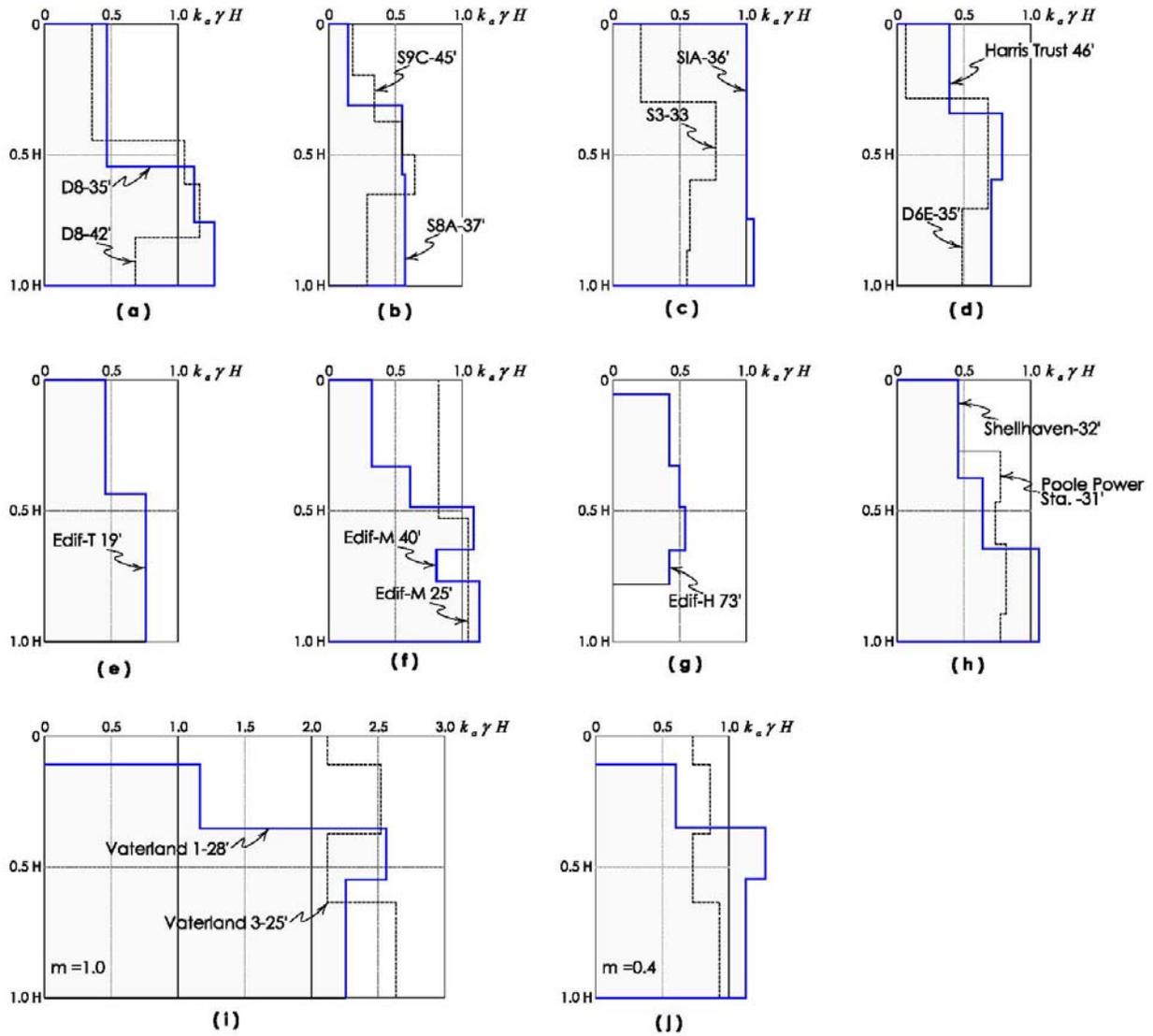


Fig 2.22 Diagramas de máximo empuje para excavaciones a cielo abierto practicadas en arcillas blandas a medias (Ref 3). (a, b, c, d) Cortes en Chicago; (e, f) cortes en Tokio; (g) corte en Osaka; (h) corte en Inglaterra; (i) corte en Oslo por encima de unextenso depósito de arcilla normalmente consolidada, considerando un factor de reducción $m=1$; (j) datos de los mismos cortes en Oslo considerando $m=0.4$.

Las fórmulas de que se dispone corresponden a una masa semi-infinita limitada por una superficie horizontal; para el caso en estudio, el medio está limitado por una pared vertical. Si se supone que las deformaciones del sistema son nulas, es indispensable considerar una masa y una sobrecarga ficticias, simétricas con relación al sistema de retención. Las expresiones resultantes son (Fig 2.24, Ref 4):

$$\Delta\sigma_y = \frac{2q}{\pi} \left[(\theta_2 - \theta_1) - \frac{1}{2} (\text{sen } 2\theta_2 - \text{sen } 2\theta_1) \right] \quad (2.24)$$

$$\Delta\sigma_z = \frac{2q}{\pi} \left[(\theta_2 - \theta_1) + \frac{1}{2} (\text{sen } 2\theta_2 - \text{sen } 2\theta_1) \right] \quad (2.25)$$

$$\Delta \tau_{yz} = 0 \quad (2.26)$$

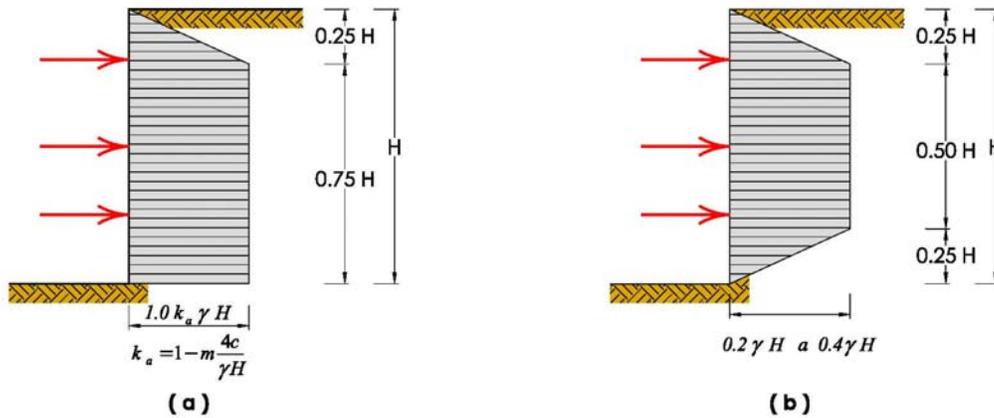


Fig 2.23 Diagrama de empuje aparente para el cálculo de puntales en excavaciones en suelos arcillosos (Ref 3). (a) Diagrama para arcilla blanda a media: el valor de m se toma igual a uno; salvo para arcillas normalmente consolidadas en las que $N = \gamma H/c$ excede de 4, en cuyo caso $m < 1$; (b) diagrama tentativo para arcillas resistentes fisuradas: se puede usar una presión menor solo cuando la deformación lateral se mantiene en un mínimo y el período de construcción es corto.

2.4.1 Zapata contigua al sistema de contención (Ref 4).

Para una zapata colindante al sistema de contención (Fig 2.25, Ref 4), que genera una carga de longitud finita, los incrementos de esfuerzos que ella genera se determinan como sigue:

$$\Delta \sigma_y = \frac{2q}{\pi} [\theta - \text{sen } \theta \cos \theta] \quad (2.27)$$

$$\Delta \sigma_y = \frac{2q}{\pi} [\theta + \text{sen } \theta \cos \theta] \quad (2.28)$$

2.4.2 Zapata alejada del sistema de contención (Ref 4).

Cuando el cimiento está situado a una distancia d del sistema de retención, suficientemente grande con relación a su ancho, se podrá remplazar la zapata por una carga concentrada Q (Fig 2.26, Ref 4); los esfuerzos que genera se calculan con:

$$\Delta \sigma_y = \frac{4Q}{\pi z} \cos^2 \theta \sin^2 \theta \quad (2.29)$$

$$\Delta \sigma_z = \frac{4Q}{\pi z} \cos^4 \theta \quad (2.30)$$

$$\Delta \tau_{yz} = 0 \quad (2.31)$$

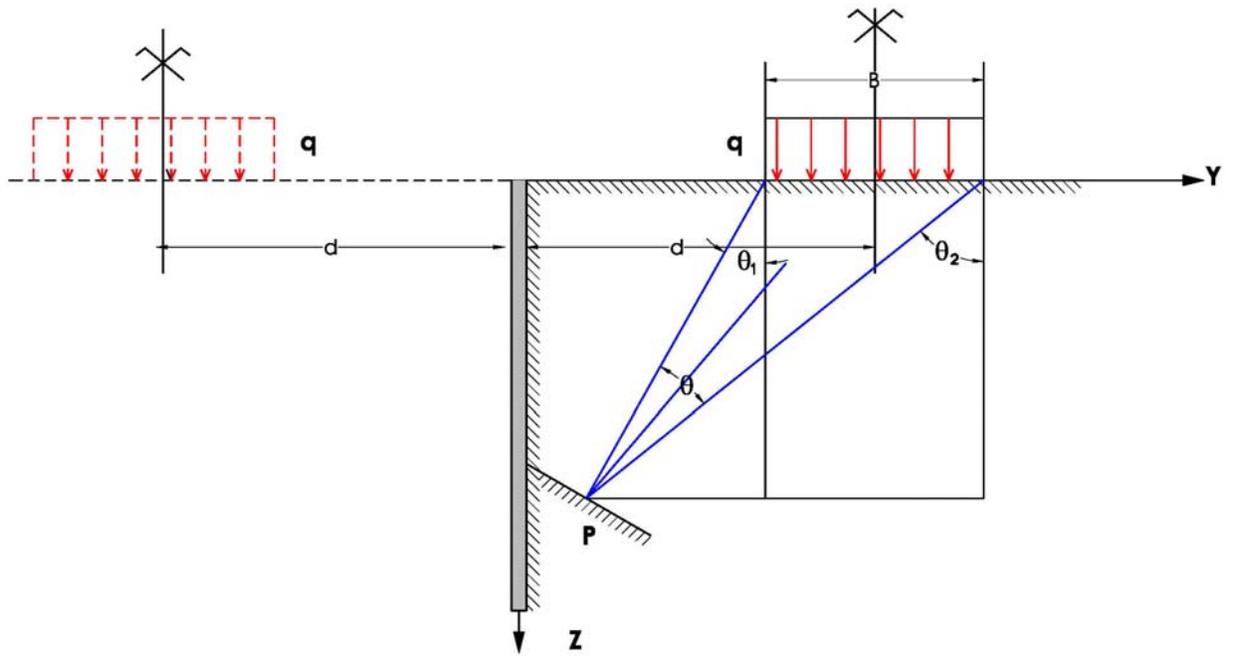


Fig 2.24 (Ref 4)

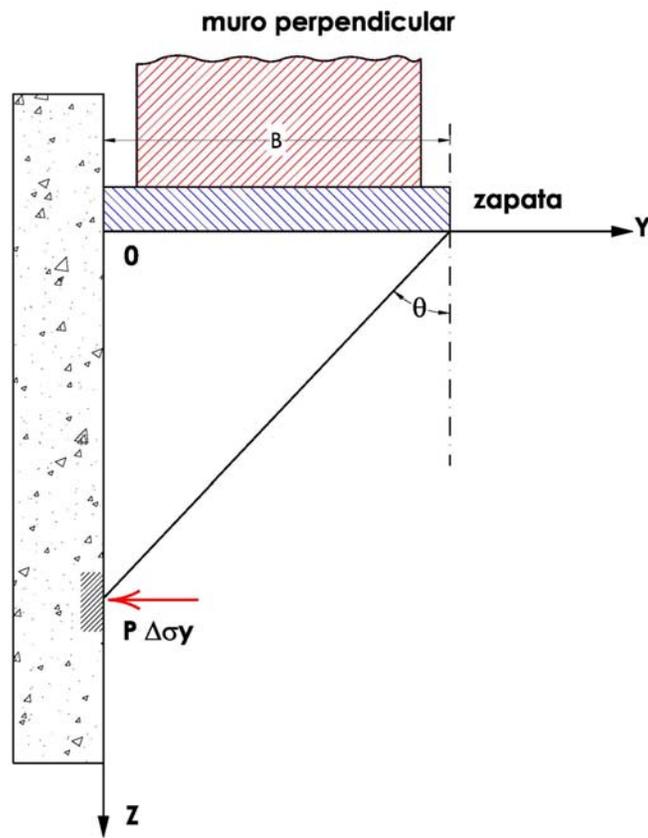


Fig 2.25 (Ref 4)

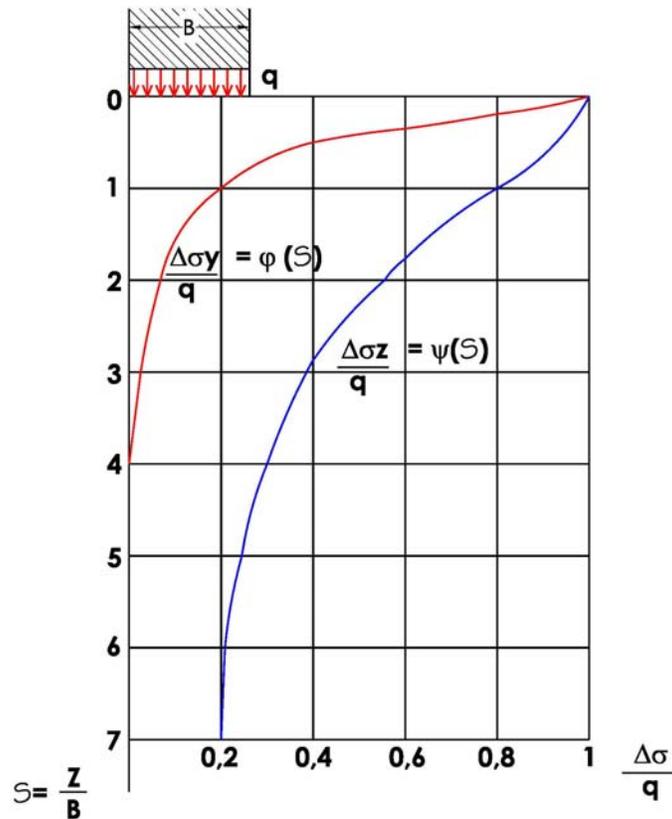


Fig 2.26 (Ref 4)

2.5 Falla de fondo en excavaciones en arcilla según Terzaghi y Peck (Ref 3).

En excavaciones a cielo abierto realizadas en arcilla blanda debe considerarse la posibilidad de que se produzca la falla de fondo, debido a que el peso de los bloques de arcilla de los costados tiende a desplazar el fondo hacia arriba (Fig 2.27, Ref 3). Si se excede la capacidad de carga del suelo bajo ellos, el fondo fallará por levantamiento. La capacidad de carga del suelo puede tomarse igual a cN_c , siendo el factor de seguridad igual a:

$$F_s = \frac{c N_c}{\gamma H + q} \quad (2.32)$$

- donde c cohesión media del estrato definida en prueba triaxial no consolidada no drenada, kPa
- N_c factor de capacidad de carga, adimensional (Fig 2.27)
- γ peso volumétrico de la arcilla, kN/m^3
- H altura de la excavación, m
- q sobrecarga en la superficie debida a las construcciones colindantes, kPa
- B ancho de la excavación, m
- L largo de la excavación, m

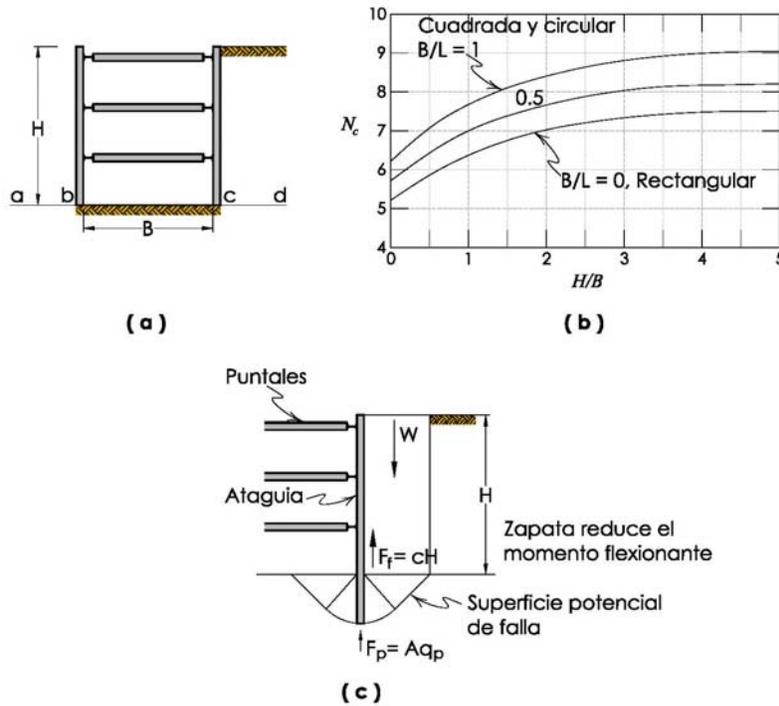


Fig 2.27 (a) Sección transversal de una excavación a cielo abierto en un potente depósito de arcilla; (b) valores del factor de capacidad de carga N_c , para estimar la estabilidad del fondo de excavación; y (c) fuerzas que intervienen en la falla de fondo (Ref 3).

Si el sistema de contención se extiende por debajo del fondo, su rigidez reduce la tendencia de la arcilla del fondo a desplazarse hacia la excavación y, consecuentemente, reduce la tendencia al levantamiento. No obstante, si la arcilla blanda se extiende importantemente por debajo del fondo, se ha encontrado que el efecto benéfico de un sistema de retención relativamente rígido, es más bien pequeño. Si la pata del sistema de contención penetra en un estrato duro, su efectividad aumenta en forma apreciable.

La pata reduce el momento flexionante que solicita a la zona embebida del sistema de retención; además, la carga vertical sobre ab y cd (Fig 2.27c) se reduce por el peso transferido por la adherencia entre el suelo situado encima del fondo y el sistema de retención. Si la resistencia de punta de los elementos de contención es mayor que la adherencia, la reducción es igual a la adherencia entre la arcilla y los elementos; si es menor, la reducción es igual a la resistencia de punta.

Si existe un estrato duro a corta distancia por debajo del fondo de la excavación, el límite inferior de la zona de equilibrio plástico es tangente a la parte superior del estrato duro. La tendencia al levantamiento se reduce notablemente aún sin la presencia del sistema de contención y la efectividad de los elementos de retención aumenta sustancialmente. En el factor de seguridad del fondo de la excavación E Tamez consideró esta resistencia y la presencia de los estratos duros por debajo del fondo de la excavación, como se verá en el capítulo 3.2.4.

2.6 Asentamientos debidos a la excavación (Ref 3).

Si todas las condiciones son iguales, el asentamiento producido por una excavación depende en gran medida del tipo de sistema de retención utilizado para soportar las paredes de la excavación y del cuidado con el que se instala aquél.

2.6.1 Excavaciones a cielo abierto en arena.

Se ha encontrado en las mediciones realizadas en diversas excavaciones que, para el caso en que la superficie del terreno adyacente a una excavación a cielo abierto en arena soporte zapatas poco profundas muy cargadas, el asentamiento originado por la excavación se extiende hasta una distancia igual a la profundidad de la excavación. Si, por el contrario, el terreno adyacente no soporta carga, el asentamiento se desarrolla hasta la mitad de la altura de la excavación.

Además, si la excavación es bien contenida, el asentamiento no suele exceder aproximadamente de 0,5% de la profundidad (Fig 2.3); sin embargo, aún este pequeño asentamiento puede ser suficiente para producir daños, como lo indica el ejemplo mostrado en la Fig 2.28 (Ref 3), en el que la excavación causante se realizó en grava bajo el nivel freático.

El sistema de contención utilizado fue una ataguía metálica, vigas maderas y puntales, que se instalaron con todo el cuidado; las tablaestacas se hincaron a percusión hasta el estrato de arcilla compacta, de tal forma que se evitó la infiltración de agua. A pesar de ello, las zapatas del edificio colindante se asentaron entre 2,5 y 5,0 cm y aparecieron grietas en las paredes (Fig 2.28); parte del hundimiento se produjo mientras se hincaron las tablestacas.

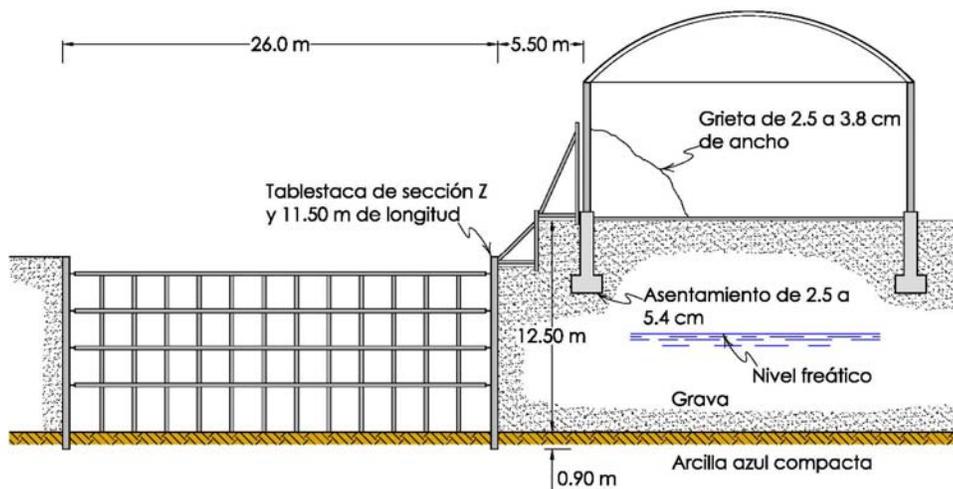


Fig 2.28 Corte transversal de una excavación a cielo abierto, practicada en grava, en el que se muestra el método utilizado para la contención y el daño producido a la estructura adyacente como consecuencia del asentamiento (Ref 3).

2.6.2 Excavaciones a cielo abierto en arcillas blandas (Ref 3).

Cuando se excava en arcilla blanda, la sobrecarga generada por el suelo a los costados de la excavación, provoca en la arcilla localizada cerca del fondo, deformaciones laterales hacia ella y el fondo tiende a levantarse. Como consecuencia de estos movimientos, la superficie del terreno se hunde. Durante el tiempo que transcurre entre la excavación y la instalación de los puntales, se produce una deformación lateral adicional (Fig 2.11). Como ya se ha citado anteriormente, la magnitud de estos movimientos laterales, y de los hundimientos correspondientes, depende principalmente de la relación ancho-profundidad de la excavación, del procedimiento constructivo y del espesor del estrato de arcilla blanda bajo del fondo de la excavación.

Si la excavación es muy angosta, o si el fondo está situado cerca de un estrato firme, la deformación lateral se extiende solo hasta una corta distancia de las paredes, que no va más allá de la profundidad máxima. Construyendo con mucha precaución el sistema de retención, se puede mantener la deformación lateral de la arcilla dentro de un valor menor de 0,5% de la profundidad (Fig 2.3), siendo el hundimiento en la superficie de la misma magnitud. Los mayores desplazamientos verticales se deben a una mano de obra poco calificada.

En excavaciones anchas realizadas en arcilla, el asentamiento se ha medido en varias obras. La estratigrafía de la excavación realizada en Chicago se muestra en la Fig 2.29 (Ref 3); superficialmente se tiene un estrato de arena de 3,5 m de espesor, seguido por una arcilla blanda que se extiende 4,0 m por debajo del fondo, sobre una arcilla firme. El sistema de contención lo constituyó una tablaestaca hincada que penetró del orden de 1,0 m en la arcilla firme.

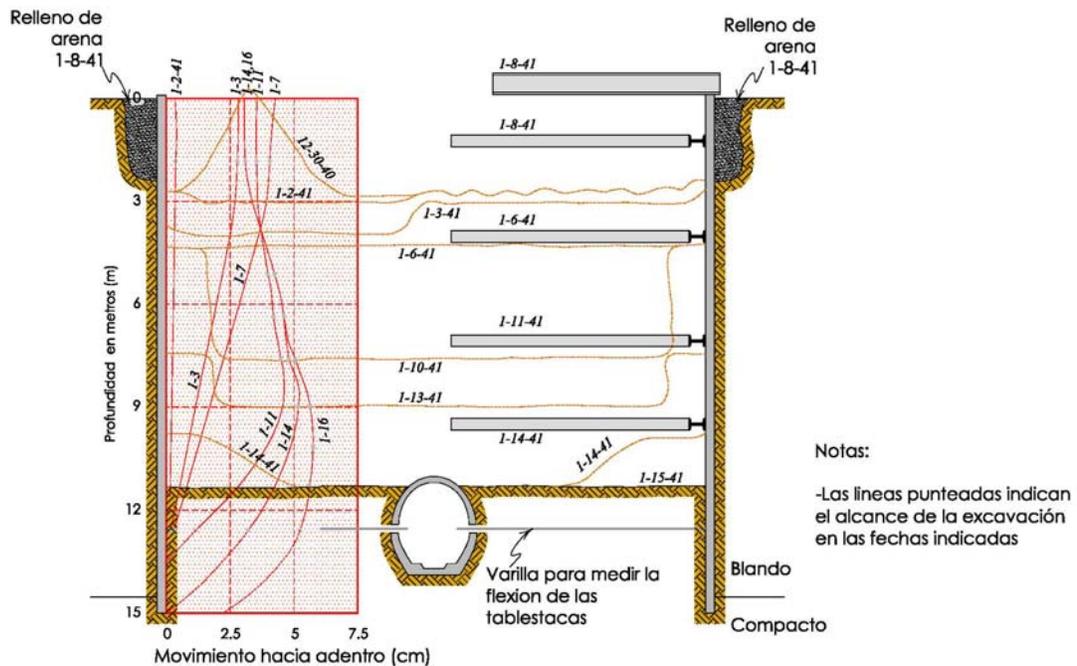


Fig 2.29 Diagrama que muestra los resultados obtenidos en la mediciones del desplazamiento lateral que experimentó una tablaestaca, utilizada para estabilizar la excavación realizada en arcilla blanda subyacente a poca profundidad por arcilla resistente. Las líneas punteadas indica la profundidad alcanzada por la excavación en las fechas allí señaladas. Las fechas que aparecen al lado de los puntales corresponden al día en que fueron colocados (Ref 3).

Las curvas de la parte izquierda de la Fig 2.29 representan los desplazamientos horizontales de la tablaestaca para las fechas indicadas; en la porción derecha se precisa el día en que se instalaron los puntales y las líneas discontinuas corresponden al avance de la excavación. El diagrama muestra que la deformación lateral llegó hasta la base del estrato blando, poco tiempo después de haberse iniciado la excavación. Como las tablaestacas penetraron la arcilla firme, el movimiento hacia adentro de la parte empotrada disminuyó, de tal forma que los movimientos ascendentes del fondo no tuvieron importancia. El movimiento excepcionalmente grande de la ataguía a 3,0 m de profundidad se produjo debido a una demora en colocar el puntal superior, de lo contrario no hubiese ocurrido. A una distancia del lindero de la excavación igual a su profundidad, el hundimiento llegó a 18 mm, habiéndose notado su influencia hasta una distancia de 26 m.

Si la excavación es ancha y la arcilla blanda se extiende hasta una profundidad importante por debajo del fondo, la deformación lateral involucra una masa de suelo ancha y profunda. El

hundimiento correspondiente puede extenderse hasta una distancia considerablemente mayor que la profundidad de la excavación. A medida que aumenta la profundidad, el factor de estabilidad $N=\gamma H/c$ (ecuación (2.22)) también aumenta y, cuando alcanza valores del orden de 4, el asentamiento empieza a crecer rápidamente y se extiende hasta una gran distancia del lindero, cualquiera que sea el cuidado con el que se instale el sistema de contención. Para los valores de N que se acerquen a 7 u 8, se torna inevitable una falla por el fondo.

La excavación que ilustra la Fig 2.30 (Ref 3) fue realizada en Oslo para construir el Metro; se desarrolló en un potente depósito de arcilla de consistencia media, con una resistencia al esfuerzo cortante de 0,41 kPa (0.042 t/m²). Como sistema de estabilización se hincaron tablaestacas metálicas pesadas hasta una profundidad de 2,0 a 2,5 m por debajo de la cota del fondo, estando la roca localizada unos 10 m por debajo de la pata.

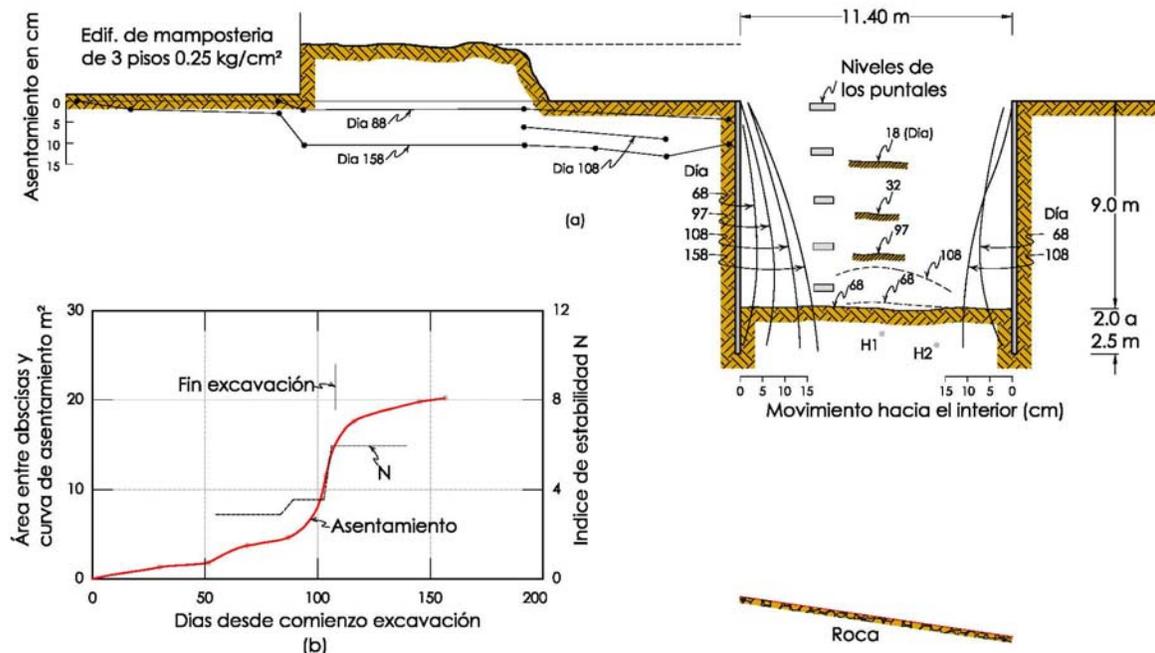


Fig 2.30 Diagrama que muestra los resultados de medición de asentamientos en zonas adyacentes, levantamiento del fondo y desplazamiento lateral de tablestacado de sostén de pozos a cielo abierto en depósitos profundos de arcilla media en Oslo. (a) Sucesivas posiciones de la superficie del terreno y del tablestacado en los días señalados; (b) progreso del asentamiento y aumento del factor de estabilidad N como una función del tiempo desde el inicio de la excavación (según NGI, 1962e).

Durante el progreso de la excavación las tablaestacas se desplazaron hacia el interior, aún y cuando se instalaron los puntales. También el fondo de la excavación ascendió, como lo muestran las líneas punteadas, que corresponden con los desplazamientos de los puntos **H1** y **H2**, y se registraron hundimientos en la superficie del terreno.

Hasta los 80 días posteriores al inicio, el factor de estabilidad N estuvo por debajo de 3 (Fig 2.30b) y los movimientos fueron pequeños; entre los 80 y los 109 días N aumentó a más de 6, con lo que el levantamiento del fondo y el movimiento hacia el interior de las tablaestacas aumentaron en forma marcada. Durante este mismo período, el asentamiento de la superficie se extendió a una distancia superior del doble de la profundidad de la excavación, desarrollándose grietas en un edificio de tres niveles. El rápido aumento del hundimiento con el incremento de N se muestra en la Fig 2.30b por el volumen del asentamiento producido en el costado de la excavación.

Los hundimientos adyacentes al corte representados en la Fig 2.30 pudieron haberse reducido ligeramente aumentando la pata de las tablaestacas, conclusión que se fundamenta en los grandes cambios de curvatura que experimentaron las tablaestacas relativamente rígidas, aún para estados intermedios de la excavación.

Los inevitables movimientos que se producen al practicar excavaciones anchas y profundas en depósitos muy potentes de arcilla blanda, son en algunos casos muy grandes para ser tolerados. Se pueden reducir utilizando un método que no implique retirar al mismo tiempo el peso del suelo a excavar de toda el área.

3. MÉTODOS DE DISEÑO DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN DE EXCAVACIONES

3.1 Método de Zeevaert (Ref 1).

El problema del diseño de un sistema de contención en una excavación a cielo abierto es en general particular para cada proyecto. Cada sistema tiene ventajas y desventajas dependientes de las condiciones particulares del problema que se trate; para su selección se tienen que tomar en cuenta los siguientes aspectos: a) condiciones estratigráficas; b) estructuración de los inmuebles colindantes; c) tipo de cimentación de las edificaciones vecinas; d) dimensiones del terreno; e) asentamientos y desplazamientos horizontales; f) tiempo para realizar la excavación y construcción de la cimentación (Fig 3.1, Ref 1). De hecho, cuando se excava y se colocan los niveles de puntales precargados, el suelo ejerce presión horizontal contra la estructura de contención, generada por el cambio de esfuerzos efectivos horizontales inducidos por la excavación y por los cambios en presión hidráulica inducidos por el bombeo.

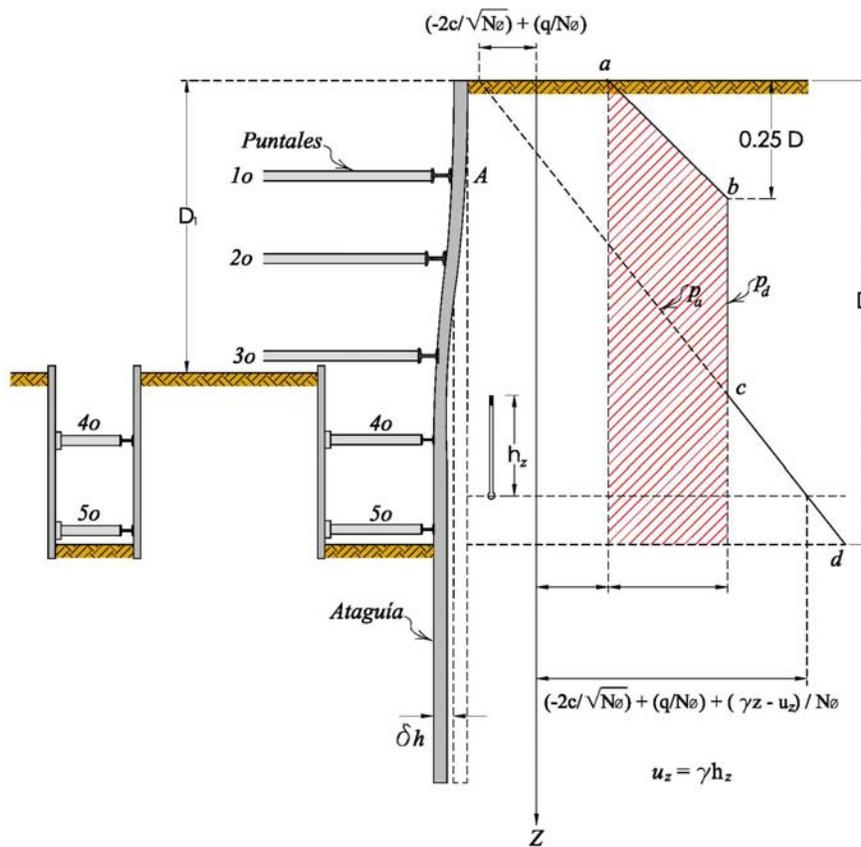


Fig 3.1. Presión de tierras redistribuidas contra la ataguía (Ref 1)

A medida que aumenta la profundidad de una excavación a cielo abierto, el peso del bloque de suelo situado a ambos costados actúa como una sobrecarga al nivel del fondo, y tiende a desplazar lateralmente hacia la excavación la arcilla situada debajo de ese nivel. Este flujo viscoplástico que se desarrolla en el suelo del fondo siempre debe tomarse en cuenta cuando se diseña una excavación, y por supuesto, al seleccionar el sistema de contención que debe utilizarse, de tal forma que se limite el asentamiento y se garantice la integridad de los inmuebles. Si la excavación se realiza en suelos blandos, y no se construye rápidamente la cimentación y estructura, la expansión elástica irá acompañada de una expansión adicional por absorción de agua, que reduce la resistencia al esfuerzo cortante y aumenta la deformabilidad. Cuando esto

ocurre, el asentamiento que se presentará puede ser del orden de tres veces la expansión elástica; una gran expansión elástica producirá en el edificio, después de terminada su construcción, importantes asentamientos, y durante la construcción generará grandes desplazamientos horizontales en el sistema de contención horizontal y distorsiones en el sistema de apuntalamiento, que pudieran provocar su falla (Ref 6).

Los desplazamientos horizontales, no pueden evitarse aún con la rigidez del sistema; sin embargo, pueden minimizarse al instalar los niveles de puntales para cada etapa de la excavación y precargarlos inmediatamente después de su colocación. La rigidez del sistema permite en algunos casos reducir el número de niveles de puntales, facilitando así la excavación y construcción de la cimentación; sistemas muy rígidos son caros y difíciles de instalar, por lo que para cada caso, se realizará un análisis de costo-beneficio.

Los muros de concreto del sistema de contención pueden ser prefabricados de concreto reforzado o concreto presforzado; su grosor está limitado por su peso y la dificultad para su manejo e hincado, sobre todo cuando la excavación es profunda. Las juntas verticales entre las piezas tienen que sellarse, inyectando mezclas de cemento-bentonita-agua, o cualquier otra material que evite el paso del agua.

El muro Milán puede tener varias ventajas; se refuerza según se requiera. Su mayor rigidez debida a su grosor permite un mayor espaciamiento vertical de los puntales, obteniéndose una mayor economía y espacio de trabajo

Pueden utilizarse piezas prefabricadas presforzadas de concreto, siempre que su instalación o hincado sea relativamente fácil; cuando el suelo presenta estratos de arena y grava, éste se dificulta. Para estos suelos granulares se utilizan chiflones de agua, actualmente se hincan con vibrohincadores; que en ocasiones pueden generar asentamientos indeseables en las construcciones vecinas. En el caso de arenas o gravas limo arcillosas, puede ser mejor optar por el muro Milán, que resulta más económico que las tablestacas de concreto o de acero.

También pueden utilizarse piezas de acero para formar la ataguía; por el pequeño volumen de desplazamiento que demandan para su hincado e instalación, presentan grandes ventajas con relación a otro tipo de elementos. Ellas pueden instalarse en casi cualquier tipo de suelo; sin embargo, su costo puede ser muy alto. Para garantizar su impermeabilidad se inyectan las juntas con lodos fraguantes. Estas piezas de acero pueden también utilizarse como elementos definitivos de contención. La zona crítica en cuanto a la corrosión corresponde con el nivel del agua subterránea y su altura de fluctuación estacional, por lo que deberá protegerse para impedirla.

El Dr Leonardo Zeevaert en los suelos blandos de la ciudad de México usó frecuentemente tablaestacas del tipo Wakefield con tablonces de madera y alturas hasta de 16 m, obteniendo buenos resultados cuando se construyeron con 3 ó 4 tablonces sujetos a presión con tornillos.

3.1.1 Presiones horizontales en el sistema de contención (Ref 1).

El primer nivel de puntales instalado y precargado cerca de la superficie, restringe los desplazamientos horizontales en el punto A (Fig 3.1); sin embargo, durante el proceso de excavación el sistema de contención se desplaza y gira alrededor del punto A tal que, cuando se instala el segundo nivel de puntales, la resistencia al esfuerzo cortante de la masa de suelo atrás del sistema es movilizadada, hasta alcanzar la presión de tierras activa en la parte baja, que puede determinarse aproximadamente con la teoría de Coulomb o de Rankine.

Si el sistema de retención es del tipo rígido y los puntales son cuidadosamente instalados y precargados, de tal forma que se restrinjan los desplazamientos horizontales, la distribución de presiones horizontales sobre el sistema, tendrá en la parte superior valores mayores que los calculados con la teoría de Rankine (Figs 3.1 y 2.11 distribución de presiones horizontales parabólica).

La distribución real de presiones horizontales depende de la magnitud del giro y del desplazamiento del sistema durante la instalación de los niveles de puntales. Para el diseño seguro de ellos, en la parte alta del sistema, la distribución de presiones de tierra se puede determinar con los criterios de Terzaghi-Peck.

La distribución de presión de tierras activa cuando el muro del sistema de contención gira, movilizandole la resistencia al esfuerzo cortante en la parte posterior, se calcula de la forma siguiente:

$$p_z = \frac{1}{N_\phi} \left(\sum_1^z \gamma_i \Delta z_i - u_z \right) + \frac{q}{\sqrt{N_\phi}} - \frac{2c}{\sqrt{N_\phi}} \quad (3.1)$$

donde:

- q sobrecarga aplicada en la superficie, kPa
- γ_i peso volumétrico saturado medio de cada estrato, kN/m³
- Δz_i espesor de cada estrato a la profundidad z, m
- u_z presión neutra o intersticial del agua a la profundidad z, kPa

El ángulo aparente de fricción interna en arcillas es igual a cero, y en limos y arenas, se determina en ensayos triaxiales consolidados no drenados (TXCU). La distribución de presión horizontal de Rankine se muestra con línea discontinua en la Fig 3.1. Cuando los desplazamientos horizontales son pequeños en los niveles de apuntalamiento más superficiales, debido a la rigidez de los puntales, a la precarga y a la propia rigidez de la pared, la presión de tierras redistribuida se calcula como sigue:

$$p_d = 1,14 \frac{E'_A}{D} = \frac{1.1E_A}{0.875D} = \frac{1.254E_A}{D} \quad (3.2)$$

$$E'_A = 1,1 \sum_0^D \left[\frac{1}{N_{\phi z}} \left(\sum_0^z \gamma_i \Delta z_i - u_z \right) - \frac{2c_z}{\sqrt{N_{\phi z}}} \right] \quad (3.3)$$

donde:

todas las literales ya fueron definidas

La distribución de presión horizontal contra la estructura de retención se muestra esquemáticamente en la Fig 3.1. La línea gruesa **abcd** representa la mayor presión de tierras posible que puede tener lugar durante la excavación y colocación de los puntales; este diagrama se utilizará para calcular los puntales del sistema. La distribución de presión horizontal total contra el muro, desde la superficie del terreno hasta la profundidad D, se obtiene adicionando el

esfuerzo generado por la sobrecarga y la presión del agua u_z , obtenida desde la red de flujo correspondiente a las condiciones hidráulicas generadas por el bombeo para excavar en seco.

Por las características de resistencia al esfuerzo cortante de la costra superficial de la ciudad de México, Zeevaert utiliza la envolvente para arenas y construye el diagrama de presiones horizontales con una distribución igual a la sugerida por Terzaghi-Peck para las arcillas (Fig 2.23).

3.1.2 Empotramiento de la estructura de contención (Ref 1).

La flexión crítica de la estructura de contención debida a la presión horizontal de tierras y al empuje del agua, debe determinarse para cada uno de los niveles de apuntalamiento por debajo de la profundidad D_1 ; a partir de este nivel la distribución de presión corresponde con la de Rankine (Fig 3.1). Para ello se asume que las condiciones de estabilidad de la estructura de contención se satisfacen hasta el tercer nivel de apuntalamiento, y que se ha instalado este nivel de puntales, a la vez que se excava la zanja junto al muro para instalar el cuarto nivel (Fig 3.2, Ref 1). Conforme a esta figura, se calcula la presión total E_a para la sección **CE**, el empuje del agua U se calcula a partir de las condiciones hidrodinámicas obtenidas con la red de flujo; la presión total actuando en la sección **CE** vale $E_a + U$. Esta fuerza debe ser resistida por una reacción horizontal del suelo en la sección **DE**, que se desarrolla en la parte interna del muro por debajo del fondo de excavación. Para suelos cohesivos, la reacción unitaria del suelo p_p puede considerarse que tiene una distribución uniforme, y se puede determinar a partir del equilibrio estático, aceptando que en la estructura de contención se desarrolla una articulación plástica en **C**, desarrollando un momento plástico M_{cp} . Tomando momentos con respecto al punto **C**, la reacción horizontal resulta:

$$E'_p = \frac{E_a y_a + U y_u - M_{cp}}{y_p} \quad (3.4)$$

La reacción unitaria del suelo en la sección **DE** es:

$$p_p = \frac{E'_p}{l - D} \quad (3.5)$$

Se debe calcular el factor de seguridad para impedir la falla o el flujo plástico del fondo de las excavaciones. Para ello, la presión de tierras pasiva E_p se determina con la teoría de Rankine, o bien se considera la superficie potencial de falla, que se supone como un arco de círculo con centro en el punto **C**, y se determina la resistencia al esfuerzo cortante a lo largo de esta superficie. En el caso de arcillas, la resistencia al corte puede ser tomada como la mitad de la resistencia a la compresión simple, en limos y arcillas limosas los parámetros c_{cu} y ϕ_{cu} (prueba triaxial consolidada no drenada) se determinan para cada uno de los estratos que cruza la superficie de deslizamiento. El factor de seguridad se obtiene como sigue:

$$F_s = \frac{E_p}{E'_p} \quad (3.6)$$

Este factor de seguridad debe ser mayor o igual a 2, a fin de evitar zonas de plastificación y el levantamiento del fondo de la excavación. A partir de la ecuación 3.4, se aprecia que mientras

mayor sea el valor del M_{cp} , menor será la presión pasiva generada en el empotramiento, por lo que, el desplazamiento horizontal del sistema de retención δ_h será mas pequeño, minimizando también el asentamiento en la superficie.

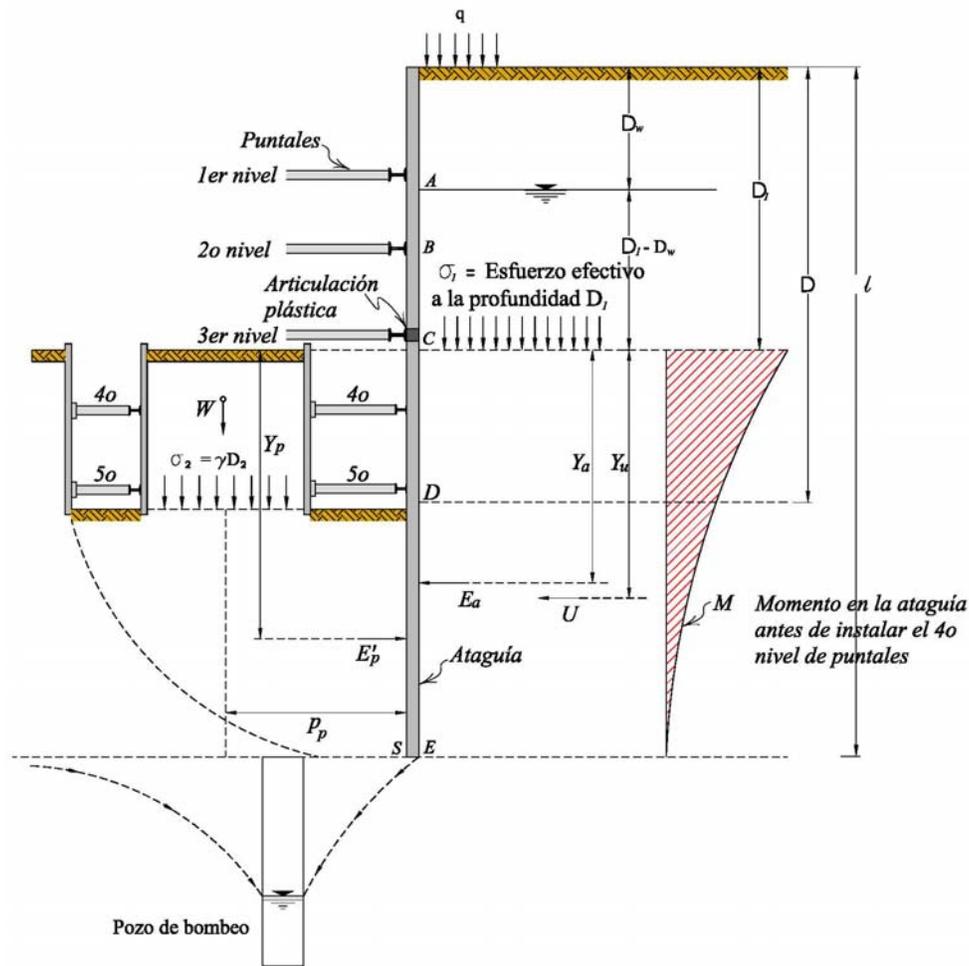


Fig 3.2. Estabilidad de la pata (Ref 1)

3.1.3 Falla de fondo (Ref 1).

El riesgo de flujo plástico al fondo de la excavación puede minimizarse estudiando cuidadosamente la superficie potencial de falla y la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; si el depósito de suelo es estratificado, la superficie potencial de falla puede considerarse como las mostradas en la Fig 3.3. El problema de estabilidad del fondo puede tratarse como un problema de capacidad de carga; así de la figura se obtiene la expresión:

$$\sigma_d = \frac{1}{F_s} (5,7 s_{cu}) \quad (3.7)$$

donde:

- σ_d esfuerzo efectivo total al nivel del fondo de la excavación, kPa
- σ_{od} esfuerzo vertical efectivo al nivel del fondo de la excavación, kPa
- q_o sobrecarga a nivel de superficie, kPa
- F_s factor de seguridad

s_{cu} resistencia al esfuerzo cortante en prueba triaxial consolidada no drenada, kPa

De la ecuación (3.7) se determina el valor de la resistencia al esfuerzo cortante que evita la falla de fondo de la excavación:

$$s_{cu} \geq \frac{F_s \sigma_d}{5,7} \quad (3.8)$$

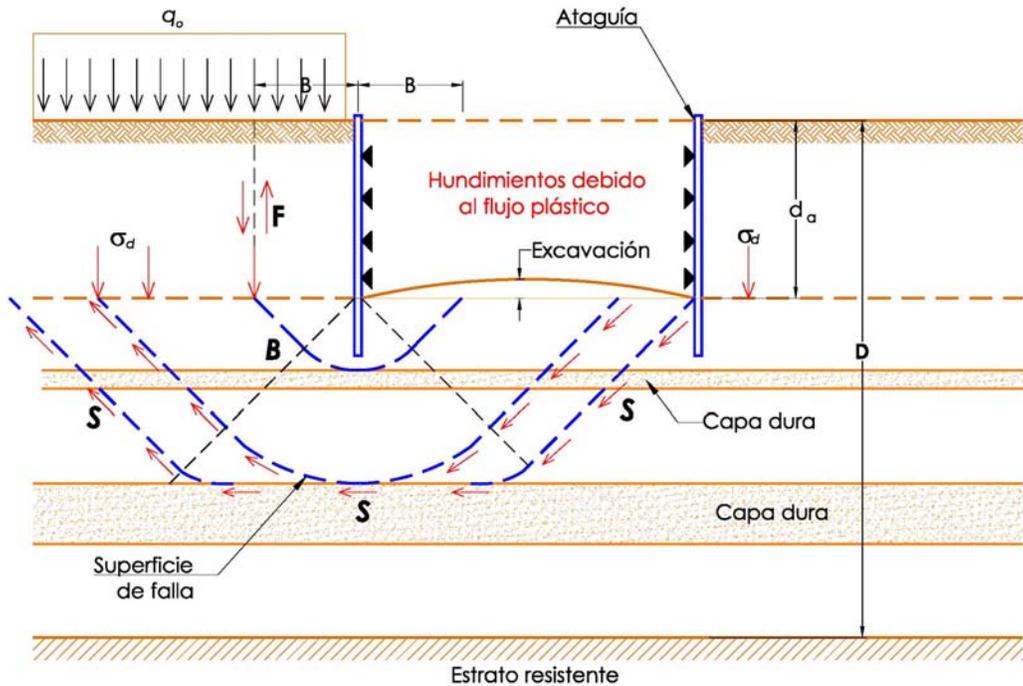


Fig 3.3. Superficie potencial de falla en suelos cohesivos estratificados (Ref 1)

En el caso de depósitos estratificados, la superficie potencial de deslizamiento asociada a la falla de fondo se desarrollará tangente a los lentes de mayor resistencia (Fig 3.3). El factor de seguridad mayor se obtiene cuando $B \leq d_a$, donde d_a es la profundidad de excavación en la que se moviliza en un plano vertical la fuerza cortante F , que reduce el valor de σ_d en la cantidad F/B . Así, se observa que debe limitarse la profundidad de la excavación si se quiere evitar el levantamiento del fondo por el flujo plástico y el asentamiento en los costados de la excavación de tal forma que se minimicen los daños a las edificaciones colindantes. La profundidad se obtiene de la siguiente ecuación:

$$s_{cu} = \frac{F_s}{5,7} \left(\sum_1^d \gamma \Delta z + q_o \right) \quad (3.9)$$

$$\sigma_d = \left(\sum_1^d \gamma \Delta z + q_o \right) \quad (3.10)$$

Suponiendo un valor constante del peso volumétrico del suelo en todo el espesor D , la profundidad de la excavación se calcula como sigue:

$$d_a = \frac{5,7 \frac{s_{cu}}{F_s} - q_o}{\gamma} \quad (3.11)$$

Si se considera una resistencia al esfuerzo cortante s_{cu} igual a 40 kPa (4,0 t/m²), una sobrecarga q_o de 30 kPa (3,0 t/m²) y un peso volumétrico del suelo γ de 15,29 kN/m³ (1,53 t/m³), la profundidad de excavación d_a para evitar el levantamiento del fondo por flujo plástico, para un factor de seguridad de 2, será menor o igual a 5,6 m.

Los casos más complicados corresponden con una masa de suelo estratificado con diferentes propiedades de resistencia al esfuerzo cortante. La superficie potencial de falla se puede considerar como circular (Fig 3.4, Ref 1), determinando a todo lo largo la resistencia de cada uno de los estratos que son atravesados. Para calcular el factor de seguridad es necesario determinar las diferentes superficies potenciales de falla que resultan tangentes a los estratos de mayor resistencia y las más desfavorables condiciones de carga durante el proceso de excavación. Cuando se lleva a cabo una segunda etapa de excavación mediante trincheras, es indispensable investigar la estabilidad del fondo. Con el método de capacidad de carga ya utilizado se determina el factor como sigue (Fig 3.4):

$$F_s = \frac{5,7c}{h_2 \left(\gamma - \frac{c_1}{\sqrt{2B}} \right)} \quad (3.12)$$

donde:

- c cohesión media de la arcilla a la profundidad B bajo la trinchera, kPa
- c₁ cohesión media de la arcilla por encima del fondo, kPa
- h₂ profundidad de la trinchera, m
- B semiancho de la trinchera, m

En el caso de suelos granulares con finos, en los que el ángulo de fricción interna es importante, las condiciones piezométricas obtenidas considerando el bombeo deben ser consideradas en el análisis de estabilidad del fondo. Los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante se determinan en pruebas triaxiales consolidadas no drenadas, calculándolos de la forma siguiente:

$$s = c_{cu} + (\sigma - u) \tan \phi_{cu} \quad (3.13)$$

donde:

- σ esfuerzo total vertical, kPa
- u representa el decremento en los esfuerzos efectivos por el flujo ascendente de agua hacia el fondo de la excavación, kPa

En aquellos puntos en los que la superficie de falla intersecta líneas de flujo descendente, se considera que el cambio en esfuerzos efectivos es nulo.

Para los análisis de estabilidad, los esfuerzos efectivos a lo largo de la superficie potencial de falla deben ser determinados correctamente, considerando la red de flujo asociada al bombeo, y la

reducción de esfuerzos generada por el retiro de material. Las fuerzas de filtración descendentes que se desarrollarán en la parte externa del sistema de contención incrementarán a largo plazo los esfuerzos efectivos; este efecto es despreciado por la baja permeabilidad de los suelos arcillosos.

Calculando la resistencia al esfuerzo cortante para cada punto de la superficie potencial de falla, se obtiene el momento resistente como sigue (Fig 3.4):

$$M_r = R \left(\sum_0^l s \Delta l + \sum_0^z s \Delta z \right) \quad (3.14)$$

El momento motor M_b se determina con el peso total de la masa de suelo y las fuerzas actuantes en la superficie potencial de deslizamiento, como la sobrecarga, M_D ; el factor de seguridad es:

$$F_s = \frac{M_r}{M_D} \quad (3.15)$$

En arcillas y arcillas limosas, la resistencia al esfuerzo cortante puede determinarse como la mitad de la resistencia a la compresión simple de los diferentes estratos. En este caso, el cambio en la presión del agua generada por el sistema de bombeo para el abatimiento del nivel freático no se considera en el momento resistente. En suelos sensitivos de alta plasticidad, el factor de seguridad debe ser mayor o igual a 2, lo que evitará el flujo plástico de suelo hacia el fondo de la excavación y se limitará la expansión del fondo.

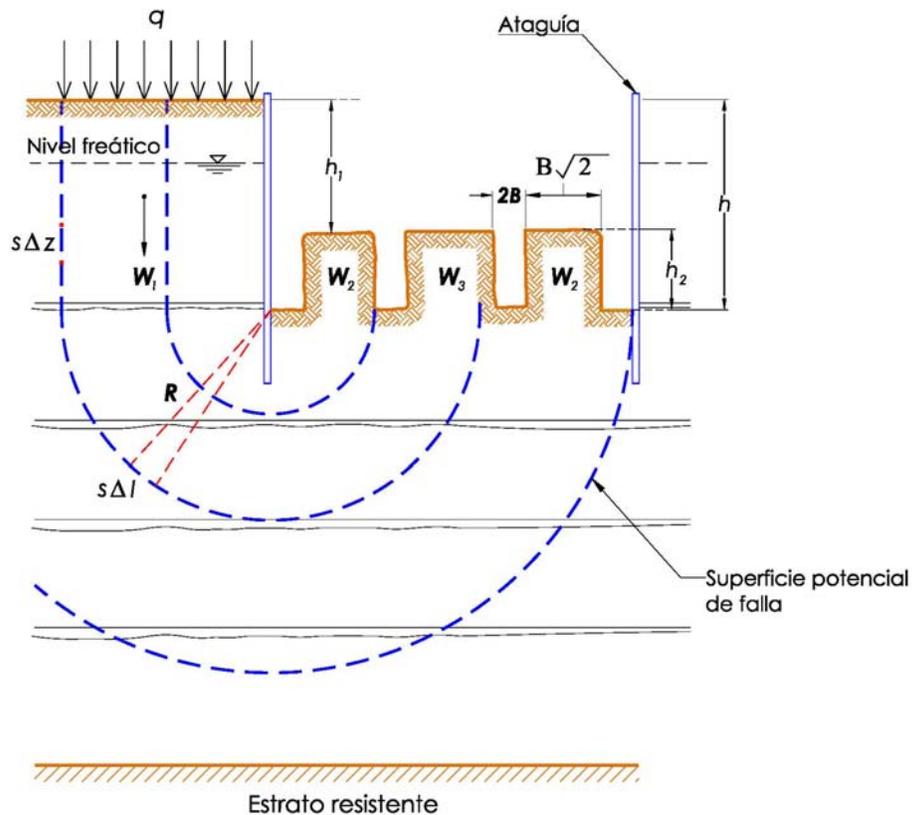


Fig 3.4. Estabilidad del fondo de excavación en suelos estratificados (Ref 1)

3.1.4 Desplazamiento horizontal y asentamiento en la colindancia de la excavación (Ref 6).

Otro problema importante que se debe considerar durante la excavación es el desplazamiento horizontal del suelo al nivel del fondo de la excavación; este fenómeno está interrelacionado con la expansión elástica. Así, cuando se reduce el esfuerzo efectivo vertical por la excavación, también ocurre una disminución en el esfuerzo efectivo horizontal y con él, un desplazamiento horizontal del sistema de retención utilizado (Fig 3.5, Ref 6).

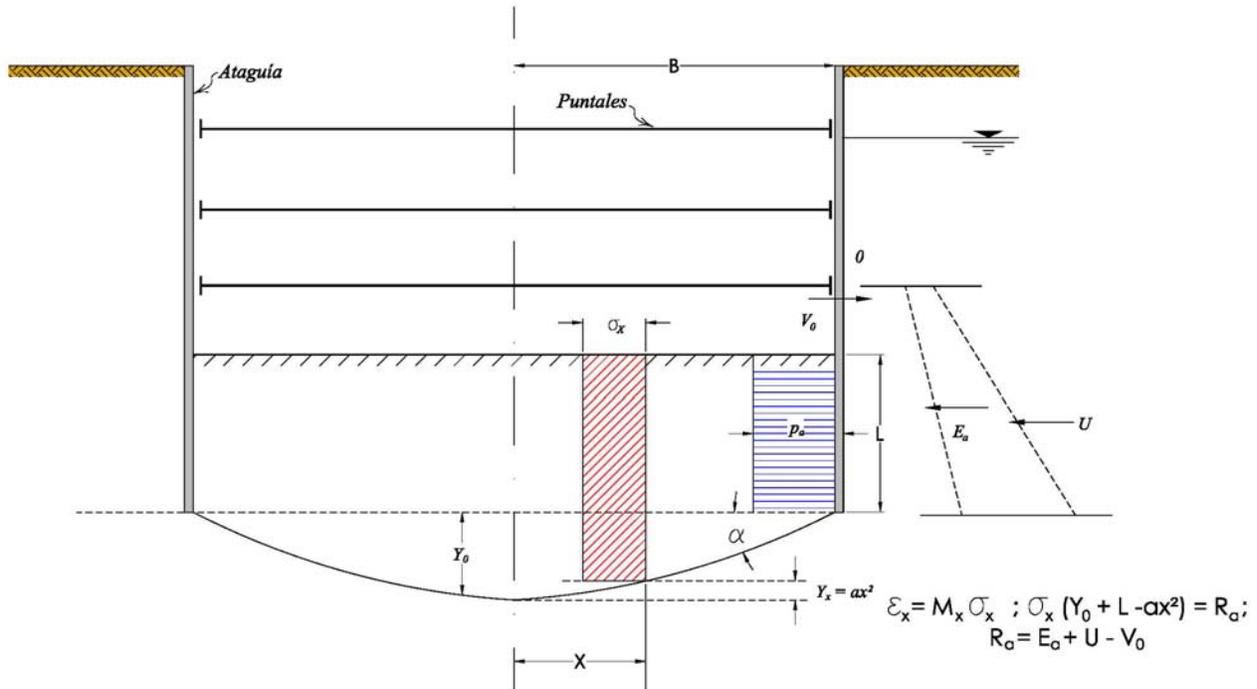


Fig 3.5. Desplazamiento horizontal de la pata (Ref 6)

Normalmente cuando se coloca el primer nivel de apuntalamiento, el sistema de retención prácticamente conserva su posición; al progresar la excavación, la diferencia de la presión horizontal en el plano del elemento de retención se torna mayor, y un desplazamiento horizontal de éste se desarrolla, debido a la compresión del bloque de suelo comprendido entre los elementos de retención. Este desplazamiento es difícil de reducir, pudiendo ser minimizado por la utilización de un sistema rígido. Al alcanzar la máxima profundidad, el sistema se desplaza horizontalmente hacia adentro del área útil; en suelos de alta compresibilidad resultan movimientos grandes, con consecuencias críticas para el propio edificio y para los inmuebles colindantes por los asentamientos que se inducirán en la periferia.

En los casos en que esto ha ocurrido, se tienen que reducir las áreas de excavación y construcción de la cimentación, a fin de disminuir los desplazamientos horizontales; su magnitud afectará la parte alta de la estructura, sobre todo si existen columnas contiguas a la estructura de contención.

Zeevaert propuso un método aproximado para calcular el desplazamiento horizontal de la atagüa al nivel de la máxima profundidad de excavación. Se considera que se ha instalado el último nivel de apuntalamiento y la excavación ha alcanzado el nivel de fondo. La reacción R_a en la parte empotrada del sistema se determina con la presión de tierras (Terzaghi-Peck) más la presión del agua; si se supone que ésta es constante, entonces (Fig 3.5, Ref 6):

$$R_a = p_a L \quad (3.16)$$

donde:

p_a presión de tierras, kPa
 L empotramiento de la ataguía, m

Se considera también que la distribución de esfuerzos horizontales en la masa de suelo varía según se muestra en la Fig 3.5. Aceptando el equilibrio en una sección a una distancia x del centro de la excavación, se tiene:

$$\sigma_x (L + y_0 - y_x) = R_a \quad (3.17)$$

$$R_a = E_a + U - V_0 \quad (3.18)$$

La deformación a la distancia x es:

$$\varepsilon_x = M_x \sigma_x \quad (3.19)$$

donde:

M_x módulo de deformación, cm^2/kN

El desplazamiento horizontal se determinará como sigue:

$$d\delta_x = M_x \sigma_x dx \quad (3.20)$$

Integrando esta ecuación se obtiene el desplazamiento horizontal de la ataguía:

$$\delta_h = M_x \int_0^B \sigma_x dx \quad (3.21)$$

Sustituyendo la ecuación (3.17) en la (3.21) se obtiene:

$$\delta_h = \frac{M_x R_a}{a} \int_0^B \frac{dx}{(L + y_0) - x^2} \quad (3.22)$$

$$c^2 = \frac{(L + y_0)}{a} \quad (3.23)$$

Por la sustitución de la ecuación (3.23) en la (3.22) y su correspondiente integración, se obtiene el desplazamiento horizontal:

$$\delta_h = \frac{M_x R_a}{2ac} \text{Ln} \left(\frac{c+B}{c-B} \right) \quad (3.24)$$

$$a = \frac{\tan \alpha}{2B}; \quad \text{para } x=B \quad (3.25)$$

Finalmente, sustituyendo la expresión (3.25) en la (3.24) se obtiene la ecuación para determinar el desplazamiento horizontal que experimentará la ataguía al nivel del fondo de la excavación:

$$\delta_h = \frac{M_x R_a B}{c \tan \alpha} \ln \left(\frac{c+B}{c-B} \right) \quad (3.26)$$

$$c^2 = \left(\frac{2L + B \tan \alpha}{\tan \alpha} \right) B \quad (3.27)$$

La profundidad a la que se instala el último puntal depende del desplazamiento horizontal aceptable del sistema de contención de la excavación. Para las excavaciones en la ciudad de México, Zeevaert consideraba que un desplazamiento horizontal hasta de 10 cm puede ser tolerable, siempre que el movimiento vertical superficial en el lindero no afecte a los inmuebles colindantes, ni a las instalaciones municipales.

3.2 Método de Tamez (Ref 2).

Cuando no se dispone de espacio suficiente alrededor de una excavación, se hace necesario excavar en cortes verticales que requieren, generalmente, de algún tipo de estructuras para soportar el empuje horizontal ejercido por la masa de suelo contenida.

3.2.1 Modelo de Rankine (Ref 2).

El método de cálculo del empuje lateral de suelos sobre estructuras de ademe de excavaciones, que más comúnmente se emplea en la actualidad, se basa en un modelo de equilibrio plástico del suelo que se encuentra detrás de un muro de contención rígido propuesto por Rankine en 1857. Este modelo fue adaptado por Terzaghi y Peck (Ref 3) para aplicarlo al diseño de estructuras de ademe en excavaciones, en las que la magnitud y la distribución de la presión lateral del suelo difieren de las que se obtienen usando la teoría de Rankine. A continuación se explican brevemente las modificaciones que permiten usarla en la práctica del diseño de estructuras de ademe para excavaciones.

Es fácil visualizar en el caso de una arena limpia, la acción independiente del agua y de las partículas macroscópicas del suelo granular sobre el sistema de contención de excavaciones a cielo abierto; sin embargo esta imagen no es muy clara cuando se trata de partículas de arcilla coloidal, visibles solamente al microscopio electrónico, en las que la mayor parte del agua del suelo se encuentra adherida a los coloides por fuerzas de atracción eléctricas y el agua libre casi no existe. Sin embargo, en un tiempo suficientemente largo estos suelos llamados impermeables, pueden cambiar su volumen para ajustar su estructura a nuevos estados de esfuerzos intergranulares, adquiriendo nuevos valores de resistencia al corte. Este comportamiento es evidente en los resultados de pruebas triaxiales del tipo consolidadas no drenadas (TXCU), como las que se muestra en la Fig 3.6 (Ref 2) obtenida por R Marsal y M Mazari en arcillas inalteradas del Valle de México con contenido de agua de 110 y 454 %.

Para estas pruebas, el proceso de consolidación puede requerir de 2 a 4 días cuando la presión de la cámara triaxial es mayor que la presión de preconsolidación del suelo ensayado, o un tiempo

mayor cuando la probeta se expande bajo una presión de la cámara menor que la de preconsolidación. La envolvente de resistencia de los círculos de Mohr es casi lineal, con un ángulo ϕ que puede variar de 17 a 22°, con un valor promedio de 20° (Fig 3.6, Ref 2). Ambas envolventes muestran una ordenada al origen que corresponde a una pequeña cohesión de 10 kPa (0,1 kg/cm²), que tiende a desaparecer si se permite a las probetas sometidas a baja presión confinante un tiempo de expansión más largo. En una arcilla saturada contenida tras un muro impermeable, en una excavación que permanece abierta un tiempo largo (más de 6 meses), debe esperarse un comportamiento semejante. En tal caso, la ecuación (3.28) permite calcular aproximadamente la evolución a largo plazo de la presión lateral de la arcilla saturada en función de la variación con el tiempo, de los esfuerzos efectivos verticales en la masa de arcilla, y de su resistencia al corte determinada en prueba triaxial CU (criterio de análisis por esfuerzos efectivos).

$$p_{am} = k_a (\gamma z_a + \gamma' z_w) + \gamma_w z_w \quad (3.28)$$

donde:

- p_{am} presión activa máxima, kPa
- γ peso volumétrico húmedo del suelo, kN/m³
- γ' peso volumétrico sumergido del suelo, kN/m³
- γ_w peso volumétrico del agua, kN/m³
- z_a profundidad al nivel freático, m
- z_w altura medida del nivel freático al desplante del muro, m

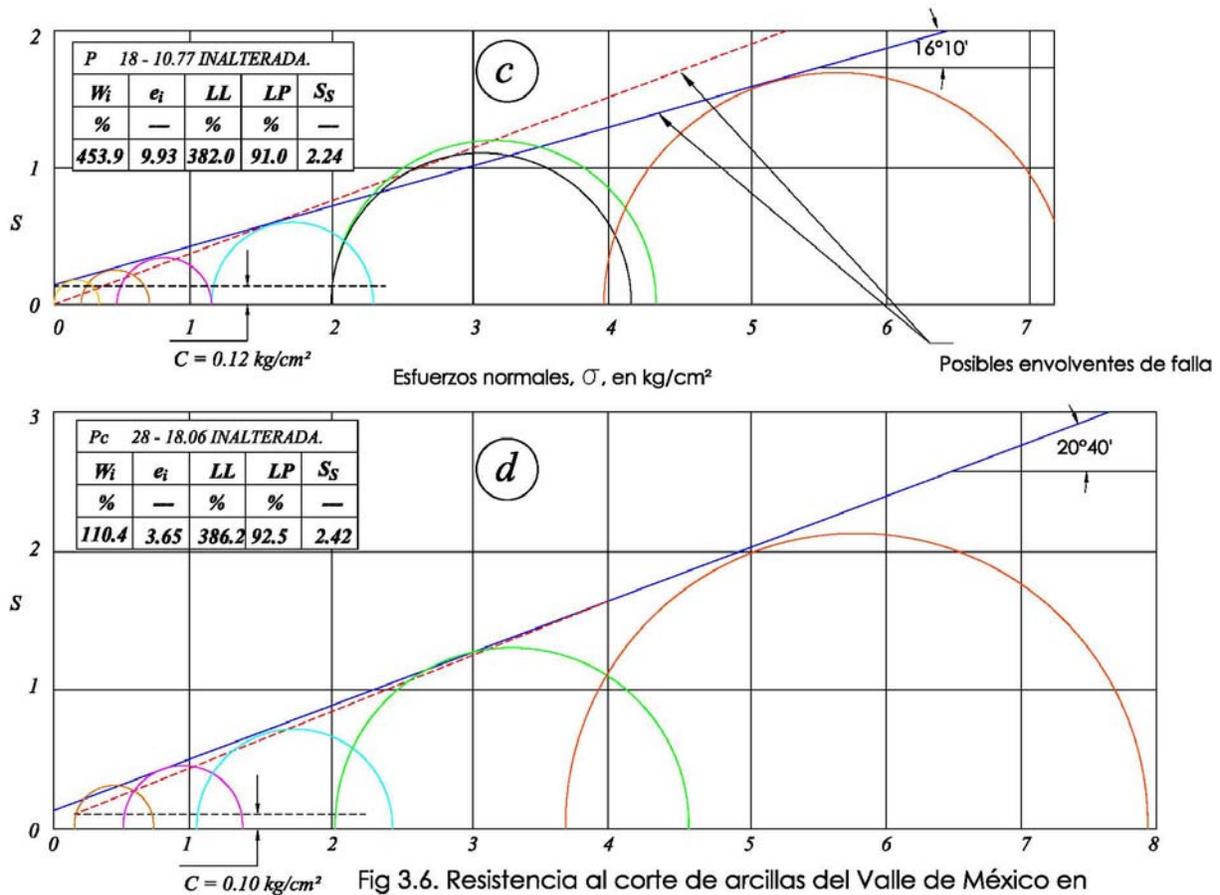


Fig 3.6. Resistencia al corte de arcillas del Valle de México en prueba triaxial consolidada-no drenada (CU), Ref 2

En las pruebas triaxiales no drenadas UU, las arcillas saturadas tienen una envolvente horizontal en la que el ángulo de fricción interna $\phi = 0^\circ$, y la resistencia al corte es la ordenada al origen c_u ; en este tipo de pruebas no se permite el cambio de volumen del suelo, por lo que el esfuerzo efectivo normal al plano de falla p'_n permanece constante, lo cual implica que la resistencia al corte de la muestra de arcilla ensayada también permanece constante. Una condición semejante prevalece, durante un tiempo corto, en la masa de arcilla saturada contenida por un muro impermeable. Esta condición ha dado origen a otro criterio de análisis en función de los esfuerzos verticales totales y la resistencia no drenada (c_u) de la arcilla saturada; este criterio se expresa por la ecuación (3.29) (criterio de análisis por esfuerzos totales).

$$p_{am} = \gamma z - 2c_u \quad (3.29)$$

donde:

c_u cohesión no drenada, kPa
las demás literales ya fueron definidas

La observación del comportamiento de muros y tablaestacas de concreto apoyados en puntales horizontales, **en excavaciones que permanecen abiertas menos de un mes**, indica que el criterio de esfuerzos totales representa razonablemente las condiciones de equilibrio temporal de la masa de arcilla contenida por el ademe. **Pero, si el colado de la losa de cimentación toma un tiempo mayor a un mes**, es necesario verificar los empujes horizontales para largo plazo conforme al criterio de esfuerzos efectivos, y prever que el sistema de ademe sea capaz de soportar la condición mas desfavorable del empuje horizontal.

3.2.2 Magnitud y distribución del empuje en excavaciones ademadas (Ref 2).

El diseño del sistema de soporte lateral de excavaciones con paredes verticales es un tema que ha ocupado la atención de los ingenieros constructores desde hace más de un par de siglos. Charles Coulomb propuso en 1776, un método para determinar el empuje lateral de la tierra sobre muros de contención rígidos, de mampostería, que llamó pronto la atención de los ingenieros con experiencia en la excavación de zanjas ademadas. Al aplicar este método a sus casos prácticos encontraron que los valores de los empujes teóricamente calculados eran, generalmente, menores que los reales, lo que produjo algunas fallas de las excavaciones debidas a la ruptura de los puntales superiores del ademe. El método de Coulomb fue abandonado por los ingenieros prácticos, quienes confiaban más en su propia experiencia empírica. Años más tarde, en 1857 Rankine publicó en Inglaterra su nuevo modelo teórico basado en un análisis matemático más elegante; esta nueva teoría corrió la misma suerte que la de Coulomb, en cuanto los ingenieros prácticos la confrontaron con la realidad observada en las excavaciones de zanjas realizadas por ellos. Nuevamente la teoría fue abandonada sin poder explicar los motivos de sus discrepancias con la realidad.

Fue hasta 1936, que K Terzaghi, en el Instituto Tecnológico de Massachusetts demostró experimentalmente la influencia de los desplazamientos de la estructura de contención en la magnitud y distribución de la presión lateral ejercida por la tierra sobre la propia estructura. Midiendo las reacciones en los apoyos de una pared móvil, en una gran caja de concreto llena de arena, y comparándola con los valores teóricos obtenidos de las ecuaciones de Rankine, Terzaghi pudo establecer las siguientes conclusiones:

1. Cuando la pared rígida se desplaza paralelamente así misma en una cantidad dI del orden de $0,001H$ a $0,002H$, la magnitud del empuje total y la distribución de la presión lateral son iguales a las obtenidas con el modelo teórico de Rankine (Fig 2.2a).

2. Cuando el desplazamiento de la pared rígida se produce girando alrededor de un eje horizontal coincidente con su lado inferior, en una cantidad dI , se obtiene el mismo diagrama de distribución lineal con igual magnitud del empuje total que se obtienen con la teoría de Rankine (Fig 2.5a).

En cambio, en las excavaciones ademadas, al colocar, acuñar o precargar los puntales superiores se restringe el desplazamiento de la parte superior y, a medida que continúa profundizándose la excavación y se van colocando los puntales intermedios e inferiores, la parte baja del ademe se desplaza girando alrededor del punto de apoyo de los puntales superiores (Fig 3.1).

Mediciones experimentales del empuje ejercido por el suelo indican que si la pared rígida gira desplazándose en su parte inferior, la distribución de la presión sigue una ley curva, semejante a una parábola, como ilustra en la Fig 2.12. La magnitud del empuje total observado dado por el área bajo la curva llega a ser hasta un 10% mayor que el empuje triangular teórico de Rankine. El punto de aplicación de este empuje se encuentra a una altura aproximada de $0,45H$.

Este tipo de desplazamiento asociado al giro respecto a un eje superior se observa en excavaciones con ademes formados de diversos materiales, más o menos flexibles: viguetas de acero con tablonces de madera (hoy en día viguetas con concreto lanzado o con lámina acanalada tipo losa-acero), tablaestacas flexibles de acero o de concreto, o muros de concreto colado en zanjas Fig 2.14. La flexibilidad de los elementos verticales del ademe induce desplazamientos adicionales del suelo en contacto con el ademe, formando superficies de curvatura variable, dependientes de la flexibilidad de estos elementos, de la posición de los puntales de apoyo y de la carga aplicada a ellos al ser colocados o acuñados. Tal heterogeneidad de los desplazamientos del sistema de soporte origina igual heterogeneidad de las curvas de distribución de la presión de tierra, lo que hace prácticamente imposible prever su forma por métodos teóricos. Ante esta situación, Terzaghi y Peck propusieron diagramas de presión simplificados para el diseño de sistemas de soporte temporal de excavaciones ademadas (capítulo 2.3).

En excavaciones ademadas en arenas sin cohesión, comparando el diagrama parabólico con el teórico de Rankine, es posible dimensionar el diagrama trapecial envolvente en función de las propiedades mecánicas del suelo (Fig 3.7d, Ref 2). El diagrama trapecial envolvente propuesto, tiene un ancho p_{rm} que es igual a $0,8k_a\gamma H$; es decir el 80% de la presión activa máxima de Rankine. Es de interés observar que el diagrama es 28% mayor que el área del diagrama lineal teórico, lo cual representa un margen que cubre las posibles variaciones reales de la presión activa, redistribuida por el giro y los desplazamientos irregulares del ademe. Esto puede expresarse como sigue:

$$E_r = 1,28 E_{at} \quad (3.30)$$

donde:

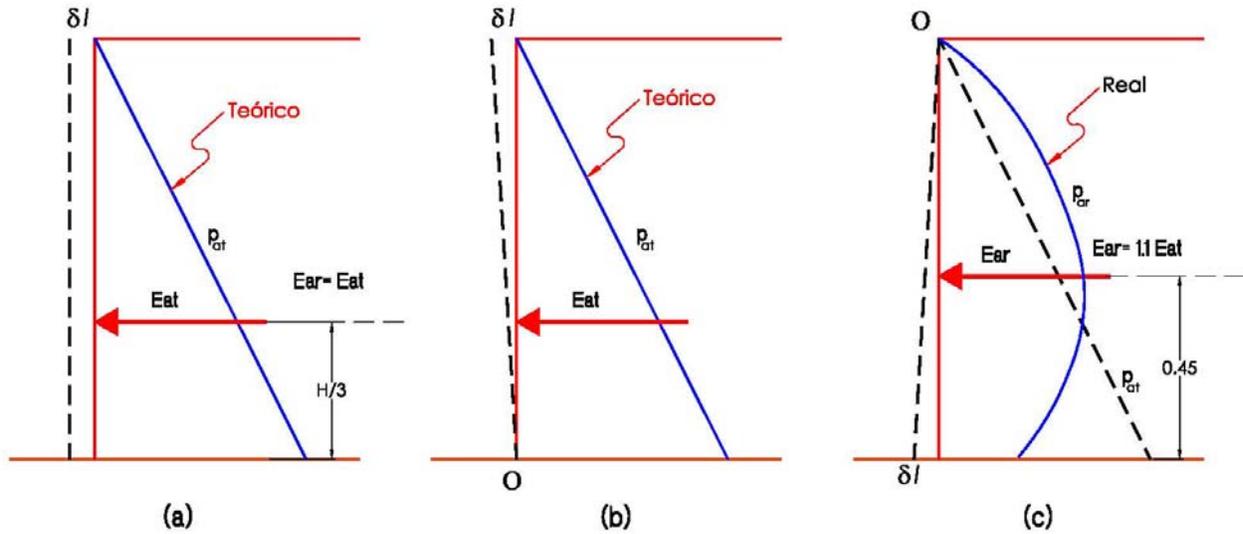
E_r empuje redistribuido del diagrama trapecial envolvente, kN/m
 E_{at} empuje activo teórico de Rankine, kN/m

En excavaciones ademadas en arcilla ($\phi = 0$), las mediciones de las cargas de los puntales realizada por Peck en excavaciones (capítulo 2.3.5), le llevaron a proponer un diagrama trapecial

envolvente de presión lateral redistribuida (Fig 2.23.a). El diagrama que propone Tamez es similar al recomendado para las arenas, con dimensiones diferentes como se muestra en la Fig 3.7d; el empuje total es el área del trapecio:

$$E_r = 0,775 p_{rm} H \quad (3.31)$$

La recta muestra, como referencia, el diagrama triangular teórico de Rankine.



Influencia del desplazamiento del muro en la distribución de la presión lateral activa

EXCAVACIONES ADEMADAS

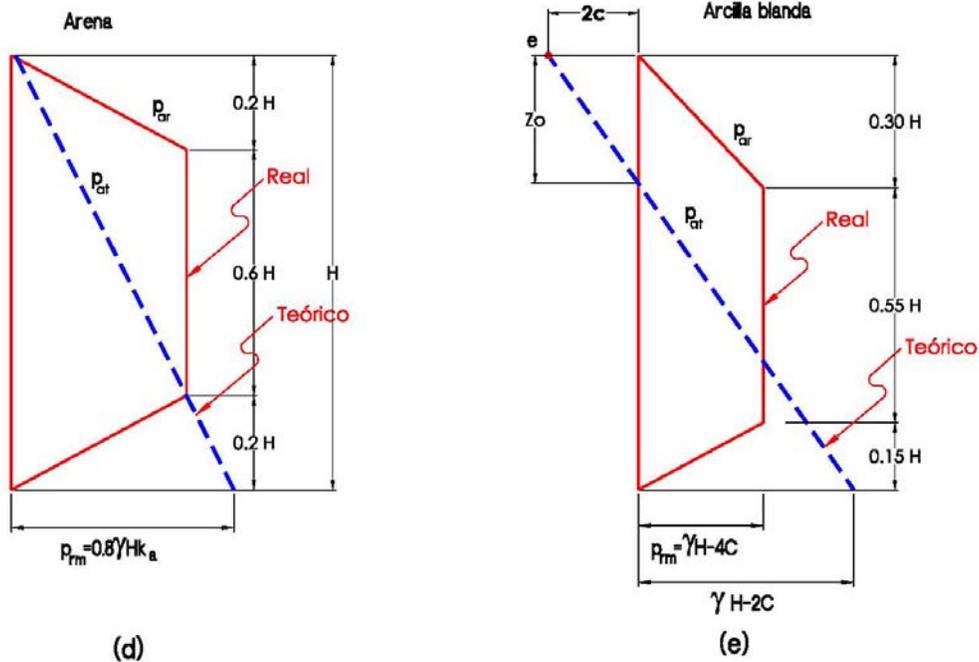


Fig 3.7. Diagramas envolventes de presión activa redistribuida (p_{ar}) propuestos por Terzaghi y Perk, para el diseño de ademes en excavaciones profundas (Ref 2)

En excavaciones ademadas en suelos cohesivo-friccionantes que corresponde con el caso más general, como ocurre en una arena arcillosa (SC) o en un limo arenoso (ML) no saturado, cuya resistencia al esfuerzo cortante está determinada por la ecuación (2.2). En este caso, el diagrama de presión lateral teórico de Rankine es el que muestra la Fig 3.8a (Ref 2). El empuje teórico total del suelo sobre el ademe está representado por el área del triángulo **obc**, que corresponde a la zona donde se desarrolla una presión de contacto suelo-ademe. Arriba del punto **o** se producen esfuerzos de tensión en el suelo, pero no existe adherencia entre él y el ademe que sea capaz de ejercer una fuerza de tracción, por lo cual es aceptable despreciar el triángulo **ado** en el análisis de las fuerzas que actúan sobre el ademe.

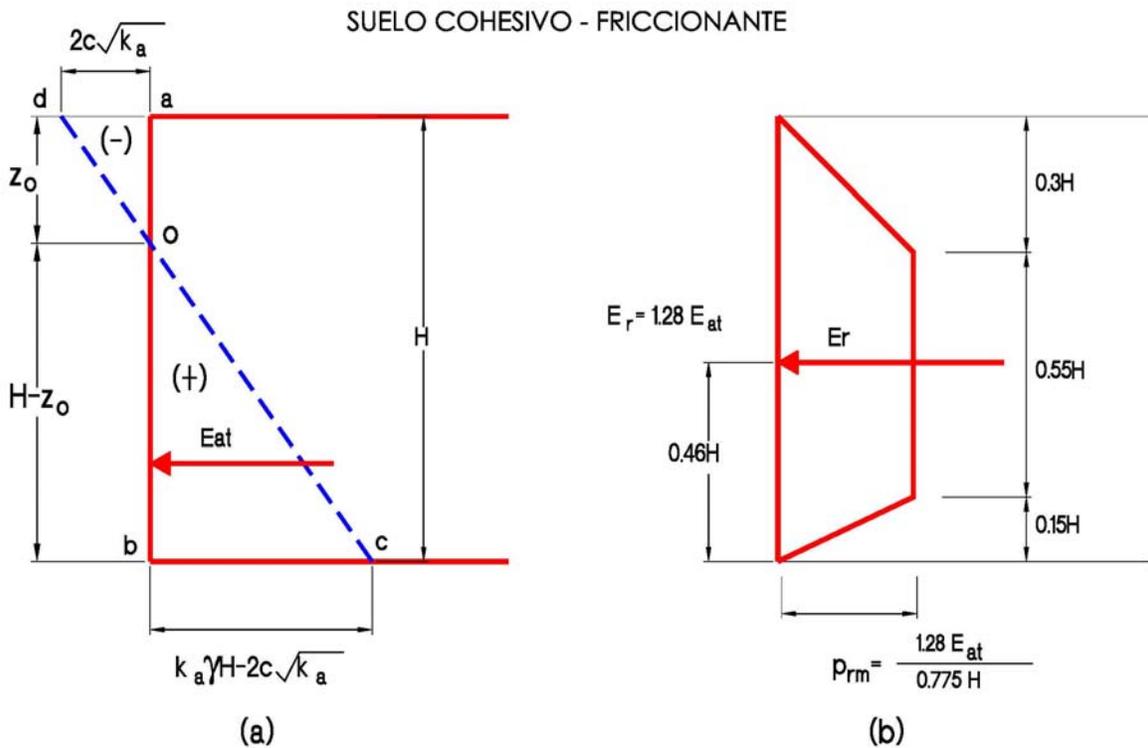


Fig 3.8 (Ref 2)

- (a) Diagrama teórico de Rankine para suelo cohesivo - friccionante
 (b) Diagrama trapecial envolvente de presión redistribuida obtenido de (a)

El valor del empuje activo teórico es el área del triángulo de presiones, **obc** expresada por:

$$E_{at} = 0,5(\gamma H k_a - 2c\sqrt{k_a})(H - z_o) \quad (3.32)$$

En la que sustituyendo z_o (altura para la que el esfuerzo horizontal es nulo) se obtiene:

$$E_{at} = 0,5(\gamma H k_a - 2c\sqrt{k_a}) \left[H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{k_a}} \right] \quad (3.33)$$

El área del diagrama trapecial de presión redistribuida de la Fig 3.8b es la fuerza de empuje redistribuido, cuyo valor es:

$$E_r = 0,775 H p_{rm} \quad (3.34)$$

Por otra parte utilizando la expresión (3.30) y despejando p_{rm} se tiene:

$$p_{rm} = \frac{1,28 E_{at}}{0,775 H} \quad (3.35)$$

$$p_{rm} = 0,83 \left(\gamma H k_a - 2c\sqrt{k_a} \right) \left[1 - \frac{2c}{\gamma H \sqrt{k_a}} \right] \quad (3.36)$$

Esta ecuación permite definir el diagrama trapecial de presión redistribuida para cualquier caso de suelo homogéneo, cuya resistencia al corte puede variar entre la de una arena sin cohesión ($c = 0$) y una arcilla sin fricción ($\phi = 0$), cuando el nivel freático es más profundo que la excavación ademada.

En el caso de una excavación ademada realizada en un depósito de suelos estratificados, el proceso de análisis explicado anteriormente puede usarse como base para definir un diagrama de presión redistribuida envolvente que permita diseñar, razonablemente, el ademe apropiado para este caso.

3.2.3 Colocación de puntales con precarga (Ref 2).

Al colocar cada puntal es conveniente aplicarle una carga contra el ademe, igual a la de diseño, para posteriormente instalar las cuñas. En puntales de acero es fácil y práctico instalarles en un extremo un sistema que permita el imponer esta fuerza.

La colocación de puntales con precarga ha sido una práctica cotidiana en las excavaciones para la construcción del ferrocarril subterráneo de la ciudad de México (Metro), desde 1967, así como en excavaciones para cimentaciones hasta 14 m de profundidad, con excelentes resultados en el comportamiento de los ademes formados por muros de concreto colado en zanjas o por tablaestacas de concreto hincadas, en cuyo diseño se siguió un criterio basado en los conceptos de presión redistribuida y aplicación de precarga a los puntales.

En todos los casos reales en los que se ha seguido este criterio se ha observado que la precarga de los puntales disminuye considerablemente la magnitud de los asentamientos de la superficie aledaña a la excavación, como consecuencia de la restricción a los desplazamientos horizontales del suelo impuesta por los puntales precargados.

Finalmente, es necesario señalar que en el diseño estructural de los puntales debe incluirse el efecto de deformaciones por cambios de temperatura que inducen incrementos y decrementos de carga, mismas que pueden ser una fracción significativa de la carga ejercida por el suelo.

3.2.4 Falla del fondo por esfuerzos cortantes (Ref 2).

La falla de fondo de excavaciones profundas ademadas, en arcillas blandas saturadas, se manifiesta como un levantamiento brusco del fondo, simultáneamente con el hundimiento repentino de la superficie del terreno aledaño a la excavación y, finalmente, el colapso de la estructura de soporte lateral. Para analizar la condición crítica en la que ocurre este tipo de falla,

Terzaghi propuso un mecanismo que se muestra en la Fig 3.9 (Ref 2), que representa la sección transversal de una excavación ademada, de profundidad H . La longitud L de la excavación y espesor z del estrato de arcilla se consideran, hipotéticamente, infinitos.

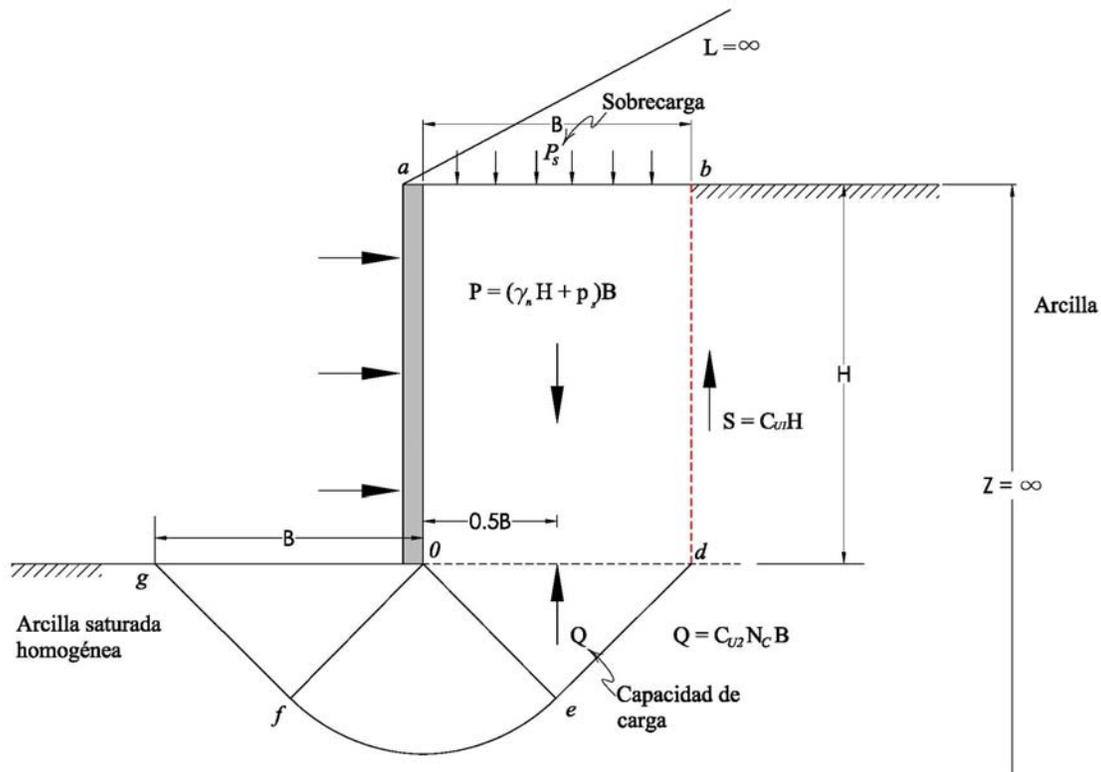


Fig. 3.9. Mecanismo de Terzaghi-Prandtl para la falla del fondo de excavaciones ademadas en arcilla saturada, con longitud, ancho y profundidad infinitos (Ref 2)

El mecanismo de falla está formado por un prisma rectangular de suelo, cuyo peso descansa sobre un mecanismo de Prandtl para una zapata de longitud infinita, desplantada en la superficie de un depósito de arcilla saturada y homogénea. La zapata tiende a deslizar hacia el interior de la excavación, bajo la acción del peso del prisma rectangular P , desarrollando en el plano do , una reacción vertical ascendente igual a la capacidad de carga Q de la zapata. En este proceso, el plano go sufre un desplazamiento ascendente, mientras que el do se desplaza hacia abajo, haciendo descender el prisma P y desarrollando una fuerza cortante vertical S en el plano bd , la que, junto con la reacción Q , se opone al deslizamiento del prisma P . El factor de seguridad, FS_b , contra la falla de todo el mecanismo bidimensional de Terzaghi-Prandtl, se expresa por la relación entre los momentos, respecto al eje que pasa por el punto o , de las fuerzas resistentes M_r que se opone al deslizamiento, y el de las fuerzas actuantes M_a que tiende a producirlo; esta relación está dada por la siguiente ecuación (Este mecanismo es congruente con lo citado por Terzaghi y Peck en el capítulo 2.5):

$$FS_b = \frac{M_r}{M_a} = \frac{M_Q + M_S}{M_P} = \frac{0,5QB + SB}{0,5PB} = \frac{Q + 2S}{P} \quad (3.37)$$

$$Q = q_u B \quad (3.38)$$

$$q_u = c_{u2} N_c \quad (3.39)$$

$$S = c_{u1} H \quad (3.40)$$

$$P = (\gamma_n H + p_s) B \quad (3.41)$$

$$N_c = (\pi + 2) = 5,14 \quad (3.42)$$

donde:

q_u	capacidad de carga de la zapata, kPa
S	fuerza cortante en el plano vertical bd , kN/m
P	peso del prisma por unidad de longitud, incluyendo la sobrecarga, kN/m
c_{u1}	resistencia media al corte no drenada en el plano bd , kPa
c_{u2}	resistencia media al corte no drenada en el plano defg , kPa
N_c	factor de capacidad de carga de Prandtl
γ_n	peso volumétrico natural de la arcilla, kN/m ³
p_s	carga superficial unitaria (sobrecarga), kPa

Sustituyendo en la ecuación (3.37) la (3.38) hasta la (3.42) y simplificando tenemos:

$$FS_b = \frac{5,14c_{u2} + 2c_{u1} \frac{H}{B}}{\gamma_n H + p_s} \quad (3.43)$$

Esta forma de la ecuación permite tomar en cuenta la variación de la resistencia al corte de la arcilla con la profundidad. **Frecuentemente, se considera un valor promedio general cuando las diferencias en la resistencia no son mayores de 10% del promedio c_u . Esto equivale a considerar que se tiene una arcilla razonablemente homogénea en la profundidad involucrada en el mecanismo analizado; en este caso la ecuación anterior se puede simplificar considerando $c_{u1} = c_{u2} = c_u$.**

$$FS_b = \frac{5,14 \left[1 + 0,389 \frac{H}{B} \right] c_u}{\gamma_n H + p_s} \quad (3.44)$$

En esta forma de la ecuación (3.44) se aprecia que el término $5,14 c_u$ representa la capacidad de carga de la zapata determinada por Prandtl, mientras que el término dentro del paréntesis es un factor que representa el efecto de la relación entre la profundidad **H** de la excavación y el ancho **B** del mecanismo de falla. En la deducción de esta ecuación se supone que la resistencia del suelo en el plano vertical **bd** se desarrolla en toda la altura **H**, lo que no parece coincidir con la observación de fallas reales en las arcillas blandas de Londres, realizadas por Skempton.

En 1951 Skempton estudió experimentalmente el comportamiento de zapatas rectangulares en las arcillas de Londres para determinar la influencia de la profundidad de desplante **H** y de la

longitud de la zapata L , sobre la capacidad de carga; estos estudios lo llevaron a proponer la siguiente expresión para el factor de profundidad:

$$\left[1 + 0,2 \frac{H}{B} \right] \quad (3.44)$$

Sustituyendo esta expresión (3.44) en la (3.43) se obtiene:

$$FS_b = \frac{5,14 \left[1 + 0,2 \frac{H}{B} \right] c_u}{\gamma_n H + p_s} \quad (3.45)$$

Por otra parte, para tomar en cuenta la influencia de la longitud finita L de una zapata rectangular, propuso otro factor que tiene una forma semejante:

$$\left[1 + 0,2 \frac{B}{L} \right] \quad (3.46)$$

Agregando esta expresión a la ecuación (3.45) se obtiene la siguiente ecuación para el factor de seguridad de una excavación tridimensional:

$$FS_t = \frac{5,14 \left[1 + 0,2 \frac{H}{B} \right] \left[1 + 0,2 \frac{B}{L} \right] c_u}{\gamma_n H + p_s} \quad (3.47)$$

Esta ecuación es aplicable dentro de los siguientes límites:

$$\frac{H}{B} \leq 2,5; \quad \frac{B}{L} \leq 1 \quad (3.48)$$

Para valores mayores, en ambos casos, estas relaciones permanecen constantes. Por otra parte, cuando la longitud de la excavación es mayor de $4B$, su influencia en la estabilidad del fondo es despreciable; por tanto, para $B/L < 0,25$, esta relación se considera nula.

El mecanismo de la falla del fondo considerado en el modelo de la Fig 3.9 supone que el ancho de la excavación B_e y el espesor del estrato z son infinitos. Tal hipótesis no existe en la práctica, lo que implica debe tenerse en cuenta la influencia de los límites reales de estos dos factores en el valor del ancho B considerado en el mecanismo de falla. La Fig 3.10 (Ref 2) considera el caso en el que el espesor z está limitado por una frontera rígida, que puede ser roca o un suelo de mayor resistencia al corte que la arcilla; en tal caso, el ancho máximo B del mecanismo de falla vale:

$$B = 1,41 z \quad (3.49)$$

Si el ancho de la excavación es $B_e < 1.41z$, como se observa en la Fig 3.10b, el ancho del mecanismo de falla será igual que el de la excavación.

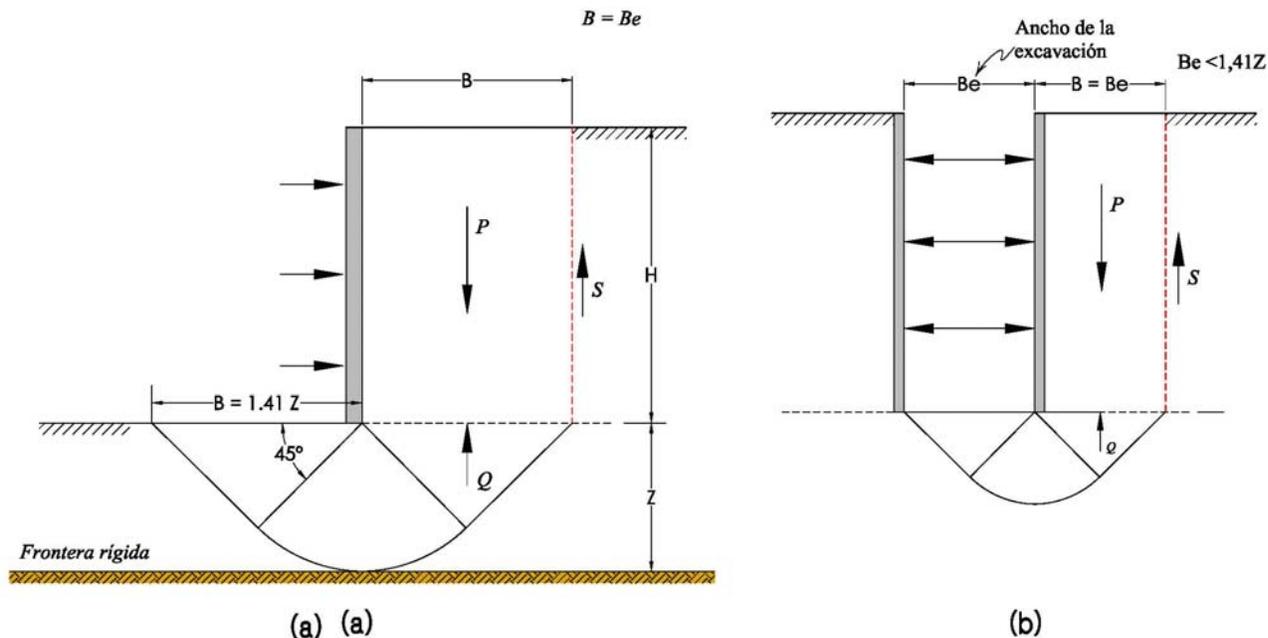
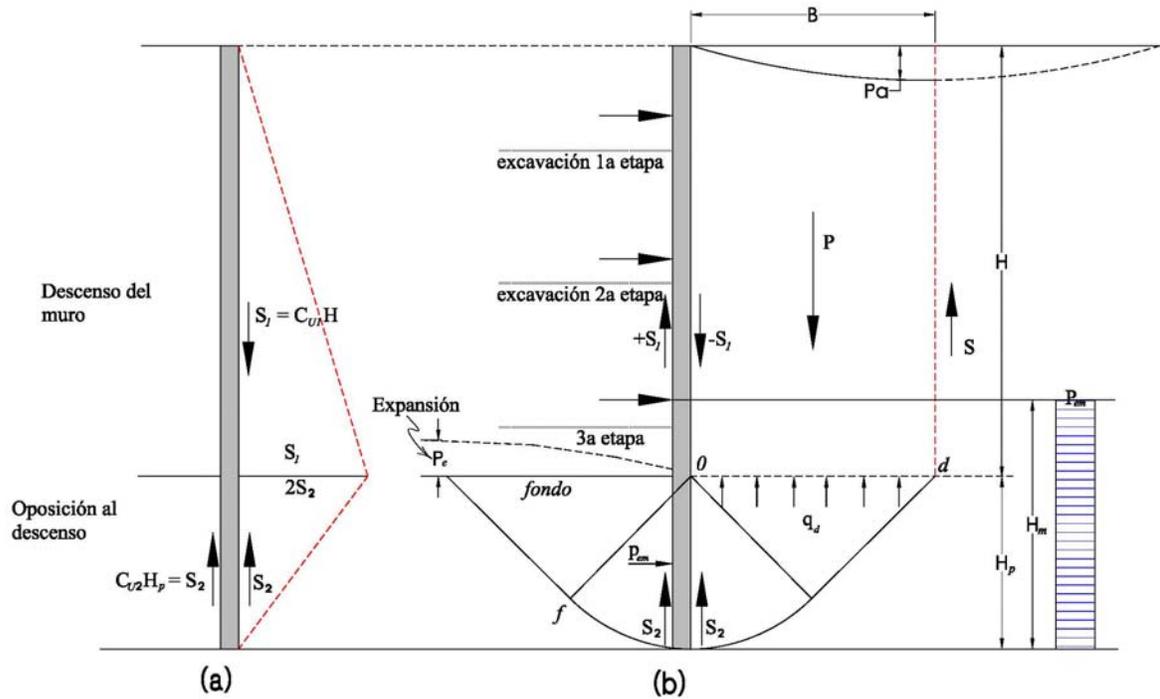


Fig. 3.10. Ancho del mecanismo de falla del fondo limitado por (Ref 2):
 (a) una frontera rígida a profundidad finita Z
 (b) ancho finito de la excavación

En excavaciones profundas, es común el uso de muros de concreto colado en el lugar o tablestacas de concreto, de acero o de madera, cuyo extremo inferior (pata), se instala hasta alguna profundidad bajo el nivel del fondo de la excavación, antes de iniciar los trabajos de remoción de la tierra. Esta práctica tiene el propósito de aumentar el factor de seguridad ante la falla de fondo. La rigidez estructural del muro introduce dos acciones favorables al equilibrio del mecanismo de falla del suelo en el que se empotra la pata: 1) una es producida por el momento resistente del muro; y 2) la otra por la fricción que se desarrolla entre el muro y el suelo, como se ilustra en la Fig 3.11.

El proceso de colocación de los puntales en una excavación además se desarrolla en varias etapas, cada una de ellas alcanza una profundidad de unos 30 a 50 cm por debajo de cada nivel de apuntalamiento. Al colocar los puntales de cada etapa y aplicarles una precarga controlada mediante un gato hidráulico, se induce un momento flexionante en la sección horizontal del muro ubicada al nivel de los puntales. Para explicar con mayor detalle la acción favorable de ese momento, considérese la colocación de los puntales precargados del nivel inferior indicado en la Fig 3.11. La precarga aplicada genera un incremento medio de presión horizontal p_{em} en el suelo, cuyo momento flexionante respecto al punto de aplicación de los puntales M , debe ser soportado por el momento resistente del muro M_r . El momento flexionante máximo no debe exceder al momento resistente del muro M_r . Considerando de manera simplista, que el incremento de presión p_{em} , se distribuye uniformemente a lo largo de la altura h_m , su valor máximo se expresa por:

$$p_{em} = \frac{2M_r}{h_m^2} \quad (3.50)$$



(a) Influencia de la fricción entre muro y suelo en la estabilidad del fondo

(b) influencia de la resistencia estructural del muro

Fig 3.11 (Ref 2)

Este incremento de presión generado por el desplazamiento del muro contra el suelo exterior, actúa en el mismo sentido que el empuje pasivo de la pata, por lo que su momento debe agregarse al del empuje pasivo P_p para determinar el factor de seguridad.

Es común reforzar los muros o tablaestacas de concreto con dos parrillas iguales de barras de acero, una en cada cara, que representa un porcentaje de acero en tensión p , del orden de 1% o menor; por lo tanto, resultan losas subreforzadas en las que el momento resistente M_r , depende de la fuerza resistente admisible del acero en tensión ($A_s F_R f_y$), y la separación entre las parrillas de refuerzo ($h-2r$), siendo r el recubrimiento (5 cm en tablaestacas y 7 cm en muros). En estas condiciones el momento resistente admisible se expresa por la siguiente ecuación:

$$M_r = A_s F_R f_y (h - 2r) \quad (3.51)$$

donde:

- M_r momento resistente, kN-m
- A_s área de acero por metro lineal en la cara en tensión, m^2
- F_R factor de reducción de resistencia, considerado 0,7
- f_y límite elástico del acero, 420,0 mPa
- h grosor de la sección de concreto, m
- r recubrimiento del acero, m

En relación a la fricción entre el muro y el suelo, a medida que la excavación progresa, crece el desequilibrio entre el exterior y el interior de ella, generando un asentamiento p_a , de la superficie exterior colindante y una expansión p_e del fondo de la excavación como se ilustra en la Fig 3.11 (Ref 2). Al descender el prisma de suelo P desarrolla una fuerza friccionante negativa –

S_1 , sobre la cara exterior del muro, transfiriéndole una carga que lo hace descender, y la pata penetra en el suelo que se empotra, desarrollando así una reacción formada por fuerzas friccionantes positivas $+S_2$, en cada una de sus caras. El desarrollo de estas fuerzas friccionantes, tanto positivas como negativas, requiere solamente de un pequeño desplazamiento relativo entre el suelo y el muro, del orden de un milímetro por metro de longitud friccionante; este hecho se observa en las pruebas de carga de pilotes de fricción.

Por otra parte, también se desarrolla la reacción de la punta Q_p , cuya magnitud es pequeña en comparación con las fuerzas friccionantes, cuando la punta se apoya en la misma arcilla; para que se desarrolle Q_p en su totalidad se necesita un desplazamiento del muro relativamente mayor que el de las fuerzas friccionantes. Por ambas razones, esta fuerza se considera despreciable.

Cualquiera que sea la magnitud de la fuerza $-S_1$, su presencia resulta favorable a la estabilidad del mecanismo de falla; porque, esta fuerza descendente genera una reacción ascendente del muro $+S_2$, que actúa sobre la cara del prisma de suelo P , que está en contacto con el muro, contrarrestando así parte del peso del prisma y disminuyendo la presión vertical ejercida por éste sobre el mecanismo de zapata en que se apoya.

La Fig 3.11a muestra el diagrama de transferencia de carga del suelo al muro; este diagrama permite analizar la relación entre las fuerzas friccionantes y su magnitud. La fricción negativa $-S_1$ debe ser equilibrada por las fuerzas de fricción positiva $+2S_2$. De esta manera, el valor de $-S_1$ estará limitado por el menor de los siguientes dos valores:

$$S_1 = c_{u1}H; \quad 2S_2 = 2c_{u2}H_p \quad (3.52)$$

Cuando ambos valores sean iguales, se tendrá el máximo posible S_{1max} , y la profundidad máxima H_{pmax} , necesaria para que la pata alcance la condición de equilibrio que se expresa por la siguiente igualdad:

$$S_{1max} = c_{u1}H = 2c_{u2}H_{pmax} \quad (3.53)$$

Al despejar la altura de la pata máxima se obtiene:

$$H_{pmax} = \frac{Hc_{u1}}{2c_{u2}} \quad (3.54)$$

Para las tablaestacas hincadas sin perforación previa, el valor de la cohesión c_{u1} que se desarrolla contra la ataguía y en el plano vertical de la superficie de falla (Fig 3.9), se reducirá importantemente por el efecto de remoldeo generado por el desplazamiento de suelo y por el excedente de presión de poro; llegando a disminuir hasta en un 50%. La práctica actual exige realizar perforaciones previas con extracción de material, para minimizar la afectación a las construcciones vecinas; este procedimiento inhibe importantemente el remoldeo del suelo y la generación de la presión de poro, por lo que el valor de la cohesión c_{u1} no se altera.

En una formación de arcilla homogénea, se obtiene:

$$c_{u1} = c_{u2} = c_u \quad \text{y} \quad H_{p \max} = \frac{H}{2} \quad (3.55)$$

Esta expresión justifica la receta empírica que recomienda que, en arcillas, la longitud de la pata no debe ser mayor que $H/2$, ya que una longitud mayor no produciría ningún incremento de la fuerza friccionante S_1 . Por lo tanto, para cualquier valor de $H_p < H_{p \max}$, definido por la ecuación (3.47), la magnitud de S_1 estará limitado por la longitud de H_p , y se tendrá:

$$S_1 = 2c_{u2} H_p \quad (3.56)$$

La fricción media ascendente p_{s1} , generada por la reacción positiva del muro sobre el prisma de suelo será:

$$p_{s1} = \frac{S_1}{B} = \frac{2c_{u2} H_p}{B} \quad (3.57)$$

Agregando las presiones p_{s1} y p_{em} definidas por las ecuaciones (3.57) y (3.50) respectivamente, al numerador de la ecuación (3.45), se obtiene el factor de seguridad bidimensional que incluye: los efectos de la fricción en el muro y de la resistencia estructural de la pata, para valores de $H_p \leq H_{p \max}$.

$$FS_b = \frac{5,14 \left[1 + 0,2 \frac{H}{B} \right] c_u + 2c_{u2} \frac{H_p}{B} + \frac{2M_r}{h_m^2}}{\gamma_n H + p_s} \quad (3.58)$$

Agregando a la ecuación (3.47) los efectos de la fricción y de la rigidez de la pata, se obtiene el factor de seguridad para el caso tridimensional.

$$FS_t = \frac{5,14 \left[1 + 0,2 \frac{B}{L} \right] \left[1 + 0,2 \frac{H}{B} \right] c_u + 2c_{u2} \frac{H_p}{B} + \frac{2M_r}{h_m^2}}{\gamma_n H + p_s} \quad (3.59)$$

En el numerador de estas ecuaciones se aprecia, claramente, la contribución de la pata, representada por el segundo y tercer término, mientras que, el primero corresponde a la contribución del mecanismo sin pata.

En la práctica de las excavaciones profundas para edificios, así como para las estructuras subterráneas del Metro en la ciudad de México, se ha comprobado que el factor de seguridad mínimo recomendable contra la falla de fondo depende del tiempo que el fondo permanece abierto **sin carga y sin inundación**. Lo anterior está relacionado con dos factores que afectan en el tiempo la resistencia al corte de las arcillas blandas.

- a) La velocidad de la deformación de las paredes y el fondo de la excavación disminuye con el tiempo en que el fondo permanece descargado, por lo que la resistencia al corte de la arcilla disminuye respecto a su valor determinado en la prueba triaxial no drenada, en la

que el volumen se mantiene constante y la velocidad de la deformación es mayor que la que ocurre en el campo.

- b) La expansión volumétrica de la arcilla subyacente al fondo, es función del tiempo que permanece descargada y va acompañada de absorción de agua y de la consiguiente disminución de la resistencia al corte.

Considerando que estos fenómenos reducen el factor de seguridad a través del tiempo y basándose en la observación del comportamiento de excavaciones en las arcillas de la ciudad de México, en la Tabla 3.1 se citan los valores recomendables de este factor contra la falla de fondo.

Aún cuando el factor de seguridad sea adecuado para la estabilidad del fondo, debe tenerse presente que los asentamientos de la superficie del terreno adyacente son función del tiempo que la excavación permanece abierta con el nivel freático abatido. Por ello, las excavaciones profundas en arcillas blandas deben ser muy bien planeadas para minimizar el tiempo, cumpliendo los márgenes de seguridad y con los menores hundimientos posibles en las colindancias, a fin de minimizar daños en las construcciones o instalaciones adyacentes.

Tabla 3.1 Factor de seguridad recomendado contra falla de fondo

CONDICIÓN		FACTOR DE SEGURIDAD
1	Si el peso de la tierra desalojada en la última etapa de excavación se sustituye por la losa del fondo y parte de la estructura de cimentación en el mismo día en que se termina la excavación	1,4
2	El tiempo de exposición del fondo descargado es menor de 15 días	1,5
3	Para un tiempo del fondo de excavación de exposición menor a 45 días	1,6
4	Tiempo de exposición del fondo de excavación menor a 90 días	1,7
5	Para un tiempo de exposición del fondo de excavación hasta de 180 días	1,8
6	Si el fondo de la excavación debe permanecer descargada más de 180 días	2,0

3.2.5 Factor de seguridad de la pata (Ref 2).

A medida que la excavación progresa, el muro gira desplazándose hacia el interior, generándose un empuje pasivo del suelo contra la cara de la pata p_p (Fig 3.12), que debe ser capaz de equilibrar al empuje activo redistribuido p_{rm} .

Por otra parte, al precargar los puntales inferiores, se induce en el terreno exterior una reacción p_{em} contra el muro, como se mostró en la Fig 3.11; esta presión, considerada uniforme, genera sobre el muro un momento flexionante respecto al nivel de apoyo de los puntales inferiores. El valor máximo de este momento es igual al momento resistente del muro M_r . La presión horizontal máxima p_{em} , que puede ejercer la pata contra el suelo se calcula con la ecuación (3.50).

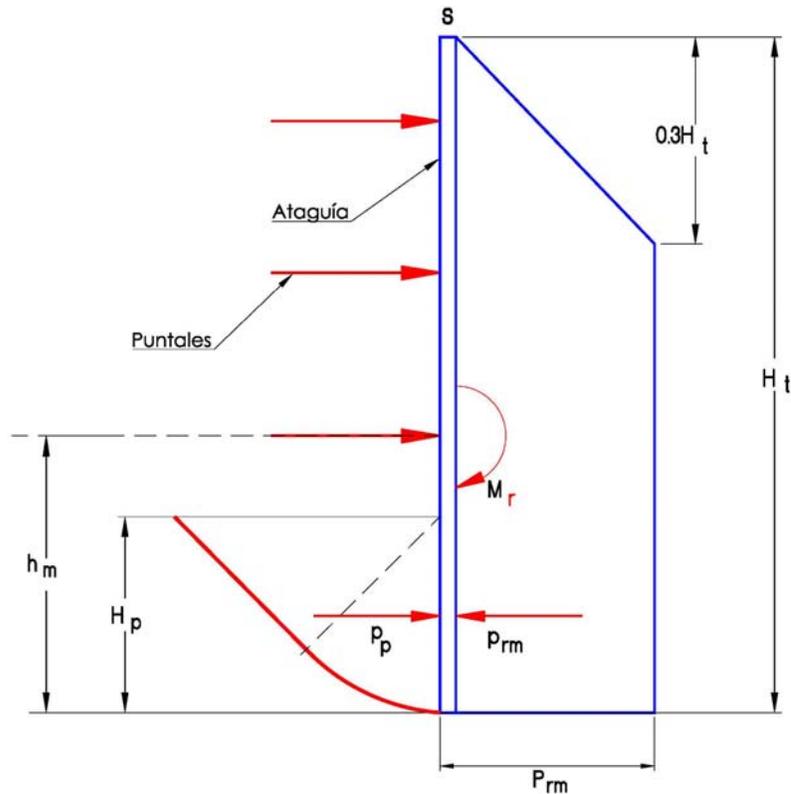


Fig 3.12. Factor de seguridad de la pata incluyendo el momento resistente del muro, M (Ref 2)

El factor de seguridad bidimensional contra la falla de la pata, se determina como sigue:

$$FS_{bp} = \frac{P_p + P_{em}}{P_{rm}} \quad (3.60)$$

donde:

- P_p presión pasiva del suelo contra la cara interior de la pata, kPa
- P_{em} presión media equivalente al momento resistente del muro, kPa
- P_{rm} presión activa redistribuida, kPa

La presión pasiva p_p que puede desarrollar la arcilla sobre la cara interior de la pata está dada por el mecanismo que muestra la Fig 3.12, que corresponde con una fracción de la de Prandtl para una zapata de longitud infinita; la capacidad de este mecanismo se determina por la ecuación:

$$p_p = 3,57c_u + 0,5\gamma_n H_p \quad (3.61)$$

donde

- c_u resistencia media al corte no drenada de la arcilla, kPa
- γ_n peso volumétrico natural de la arcilla, kN/m^3

Por lo tanto, el factor de seguridad bidimensional contra la falla de la pata, incluyendo la resistencia del muro en flexión, se obtiene:

$$FS_{bp} = \frac{3,57 c_u + 0,5 \gamma_n H_p + \frac{2M_r}{h_m^2}}{P_{rm}} \quad (3.62)$$

En excavaciones de grandes dimensiones, donde el proceso de construcción requiere un lapso mayor durante el que estará descargado el fondo, será necesario disponer de un factor de seguridad mayor para compensar la pérdida de resistencia al corte de las arcillas en el tiempo, reduciendo también los asentamientos de la superficie y el de las estructuras colindantes. Una forma práctica de aumentar este factor bidimensional, consiste en planear el proceso para reducir la longitud del área descargada, transformando el mecanismo de falla de la pata en un caso tridimensional. Con esta nueva geometría, la ecuación (3.62) se transforma en:

$$FS_{bp} = \frac{3,57 c_u \left[1 + 0,2 \frac{B}{L} \right] + 0,5 \gamma_n H_p + \frac{2M_r}{h_m^2}}{P_{rm}} \quad (3.63)$$

donde:

- B ancho del mecanismo de falla, m
- L longitud del área excavada a lo largo del muro, m

Si se despeja de esta ecuación la longitud **L**, se obtiene la longitud máxima de excavación para alcanzar un factor de seguridad determinado, acorde con el tiempo de exposición del fondo:

$$L_{\max} = \frac{0,714 B c_u}{FS_{ip} P_{rm} - \left[0,5 \gamma_n H_p + \frac{2M_r}{h_m^2} + 3,57 c_u \right]} \quad (3.64)$$

4. EXCAVACIONES EN LA ZONA DE LAGO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

4.1 Caso 1 Excavación a 13.5 m de profundidad en Reforma y Berna.

4.1.1 Características generales del proyecto.

El predio donde se construyó la edificación tiene una forma irregular, con una superficie total de 623,7 m²; se localiza en la avenida Paseo de la Reforma No 334 en la colonia Cuauhtémoc, perteneciente a la delegación Cuauhtémoc de la ciudad de México (Fig 4.1).

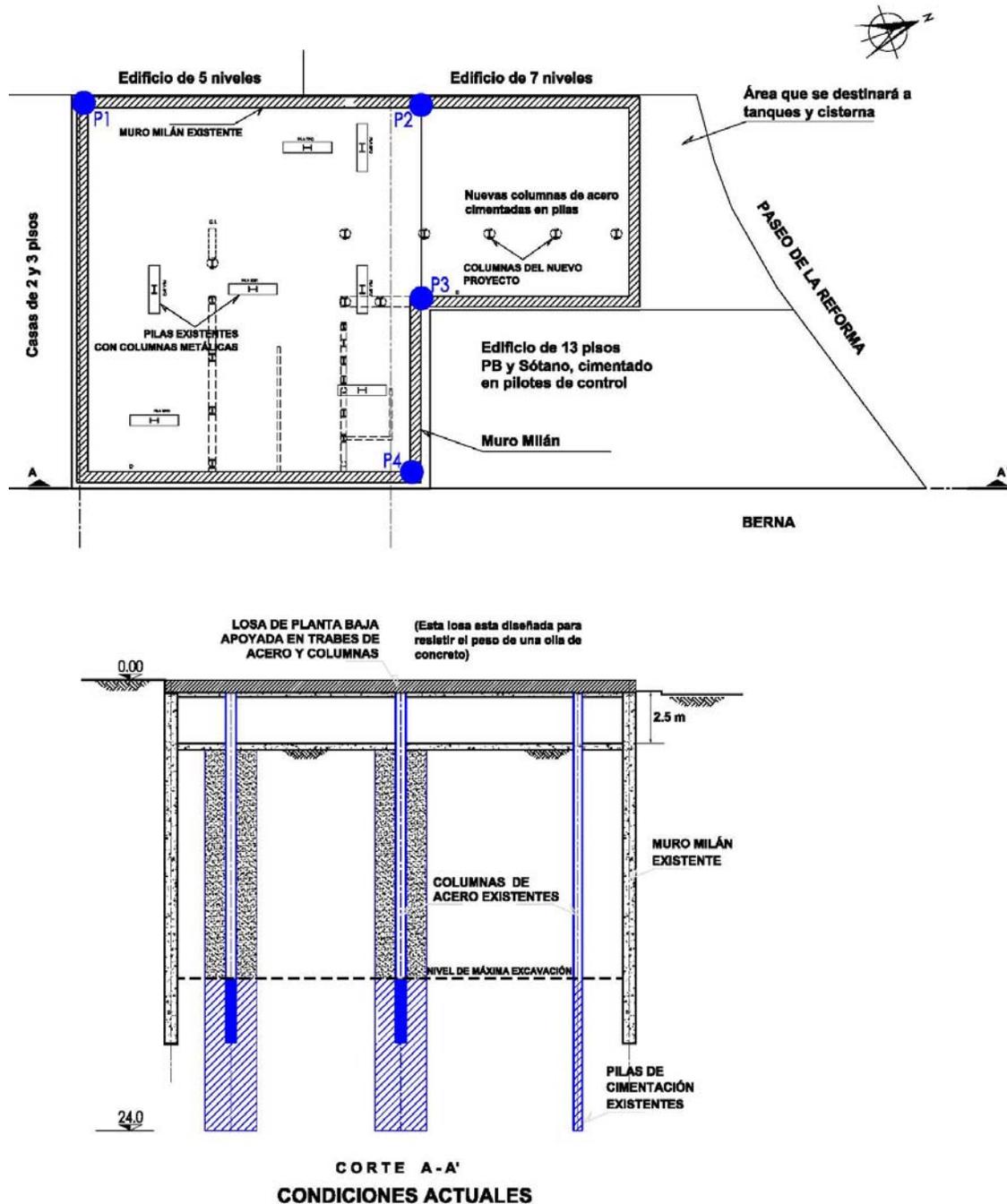


Fig 4.1 Planta y corte de la cimentación con lo existente y el proyecto del City Express Reforma

El terreno colinda al norte con la lateral de Reforma, al oriente con la calle de Berna y un edificio de 13 pisos y PB cimentado en un cajón de 2,5 m de altura, complementado con pilotes de fricción; al sur con casas de 2 y 3 niveles cimentadas en zapatas; al poniente con 2 edificios, el primero de 7 pisos cimentado en un cajón superficial y pilotes de fricción, el segundo de 5 niveles cimentado también en un cajón superficial. Los desplomos de los inmuebles de mayor altura se presentan en la Tabla 4.1 y se ilustran en la Fig 4.2. Los edificios de la colindancia poniente tienen fuertes inclinaciones.

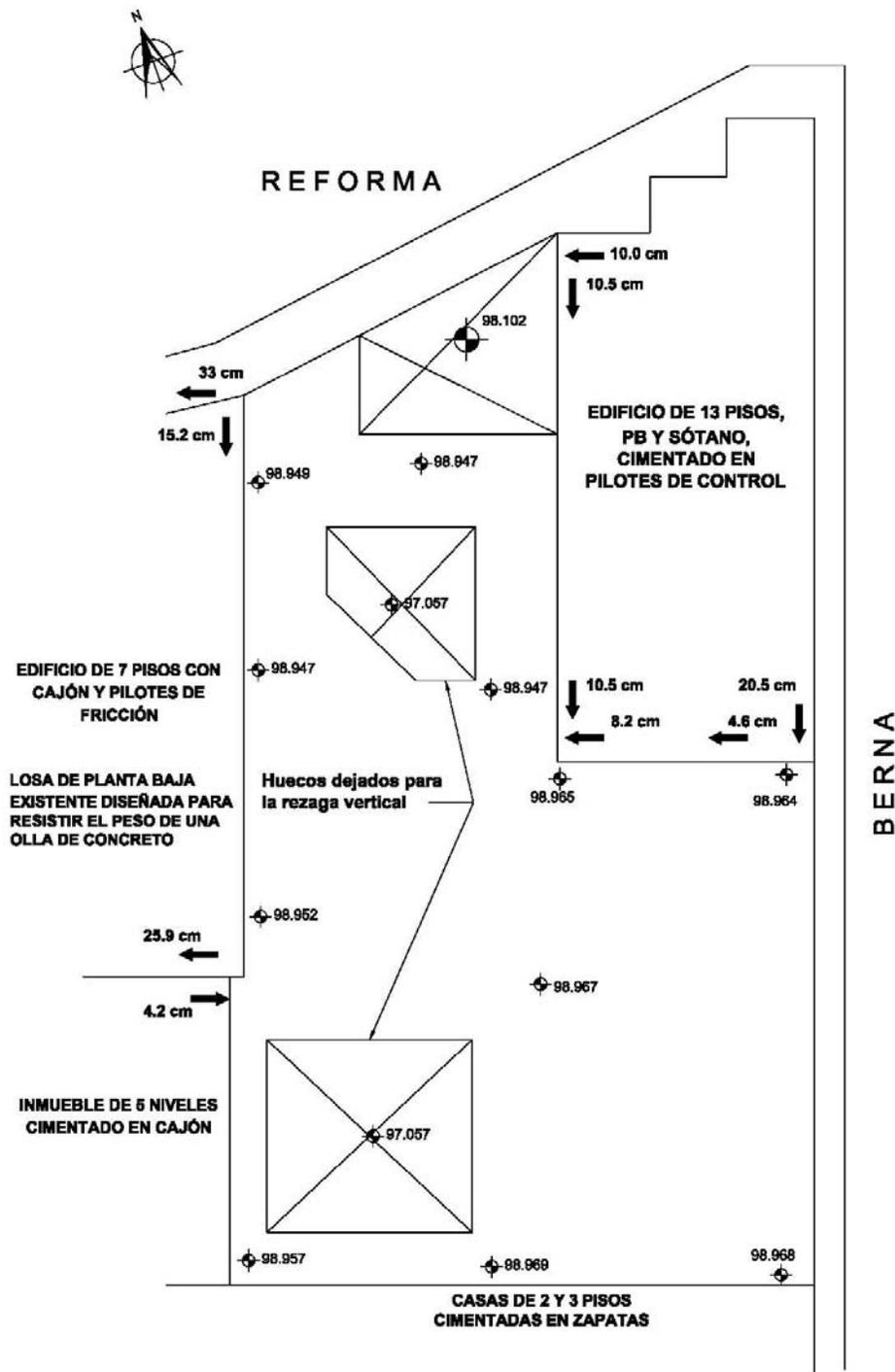


Fig 4.2 Colindancia y desplomos de las estructuras

En la mayor parte del área se tiene un muro Milán que delimita una superficie de 556,5 m², que tiene un grosor de 60 cm y está desplantado a 16,5 m de profundidad, respecto al nivel de banqueteta; el muro está unido por una trabe cabecera de 1,0 m de ancho (Fig 4.1). El recinto está cubierto por una losa maciza de concreto que coincide con el nivel de banqueteta, apoyada en una retícula de traveses de acero, en la trabe cabecera y en columnas metálicas; la losa se diseñó para soportar el peso correspondiente a una olla de concreto llena, un draga de 392 kN (40 t) para realizar la excavación y un camión de 14 m³; para facilitar la rezaga de material producto de la excavación, tiene un par de grandes huecos (Fig 4.2).

Las columnas están cimentadas en pilas oblongas con sección transversal de 0,6x2,7 m y de 10,5 m de largo, que se extienden entre las profundidades de 13,5 y 24,0 m (Fig 4.1). Existe también una excavación de 2,5 m de altura por debajo de la losa, cubierta con una plantilla de concreto pobre.

Tabla 4.1. Plomos de edificios colindantes

Edificio	Desplomos, cm	
	norte-sur	este-poniente
7 pisos al norponiente	esquina nororiente	
	15,2 al sur	33,0 al poniente
	esquina suroriente	
	----	25,9 al poniente
5 pisos al surponiente	esquina nororiente	
	----	4,2 al oriente
	esquina suroriente	
	----	7,2 al oriente
3 pisos al suroriente	esquina nororiente	
	1,5 al norte	----
13 pisos al nororiente	esquina norponiente	
	10,5 al sur	10,0 al poniente
	esquinas suroriente	
	20,5 al sur	4,6 al poniente
	esquina surponiente	
	10,5 al sur	8,2 al poniente

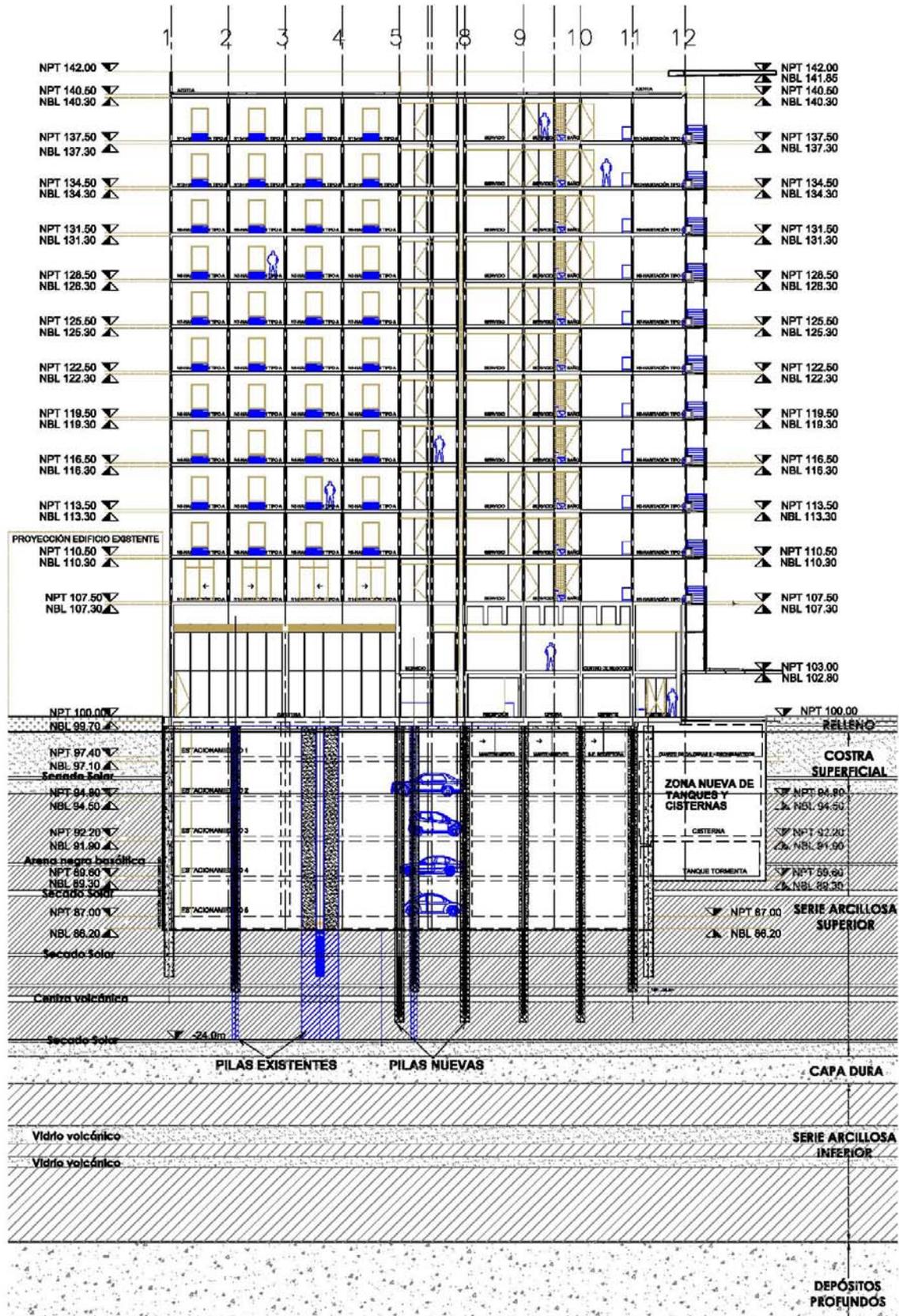
En el área que delimita el muro Milán se construyó un edificio con 5 niveles de sótanos, PB y 12 pisos; la excavación alcanzó una profundidad de 13,5 m, medidos con relación al nivel de banqueteta. La altura de la torre será de 42,0 m. Su estructuración consiste en columnas de acero complementadas con concreto y traveses de acero, con losas de vigueta y bovedilla en los sótanos, y columnas, muros de concreto y losas de vigueta y bovedilla en los entrepisos superiores.

4.1.2 Condiciones geotécnicas del sitio.

El sitio en estudio se encuentra en la zona denominada Lago Centro I (Ref 7), que se caracteriza por estar asociada al sector no colonial de la ciudad donde el suelo ha estado sujeto a sobrecargas pequeñas y medianas; en ella predominan grandes espesores de arcillas de alta compresibilidad con intercalaciones de arenas y limos volcánicos, de mayor resistencia y menor deformabilidad.

Para la caracterización del sitio se realizó un sondeo de cono eléctrico a 31,7 m de profundidad, que se complementó con penetración estándar hasta 37,2 m (Fig 4.3). Mediante un sondeo de muestreo selectivo se recuperaron 6 muestras inalteradas de los estratos blandos, utilizando tubos de pared delgada. Para determinar la presión del agua intersticial se instaló una estación

piezométrica integrada por un tubo de observación a 7,0 m y 4 piezómetros abiertos a 11,5, 18,3, 22,4 y 27,5 m.



Corte A - A'
Fig 4.3 Condiciones estratigráficas y solución de cimentación

A las muestras inalteradas se les realizaron ensayos de consolidación unidimensional y de resistencia al esfuerzo cortante mediante pruebas de compresión triaxial no consolidada no drenada. Los resultados se presentan en la Tabla 4.2.

Con el conocimiento que se tiene de la zona y con el resultado de los sondeos se definieron las condiciones estratigráficas que se resumen a continuación (Fig 4.3):

De 0,0 a 1,0 m relleno integrado por limos arenosos, con algo de pedacería de tabique y concreto.

De 1,0 a 5,0 m costra superficial compuesta por substratos que constituyen una secuencia de materiales naturales: limos y arenas limosas de color café y gris; la resistencia media con el cono eléctrico es de 1,18 MPa (12 kg/cm²).

De 5,0 a 22,2 m serie arcillosa superior, formada por estratos de arcilla separados por lentes duros constituidos por arena negra basáltica, secado solar (limos arenosos de consistencia rígida a dura y arenas limosas semicompactas), y ceniza volcánica, en donde se incrementa notablemente la resistencia de punta del cono eléctrico. La consistencia media de las arcillas corresponde con el adjetivo semirígido; la resistencia promedio de punta en las arcillas vale 0,62 mPa (6,3 kg/cm²) y en los lentes duros varía entre 2,9 y 7,8 MPa (30 y 80 kg/cm²).

De 22,2 a 24,1 m se tiene la primera capa dura, integrada por limo arenoso con algo de arcillas y ocasionales gravas, presenta una cementación variable. La resistencia de punta obtenida con el cono corresponde a valores entre 2,9 y 9,8 MPa (30 y 100 kg/cm²).

De 24,1 a 34,2 m serie arcillosa inferior interrumpida por lentes duros; la consistencia de las arcillas va de semirígida a rígida. La resistencia con el cono varía en las arcillas entre 0,98 y 2,2 MPa (10 y 22 kg/cm²); en los lentes de 2,9 a 5,2 MPa (30 a 53 kg/cm²).

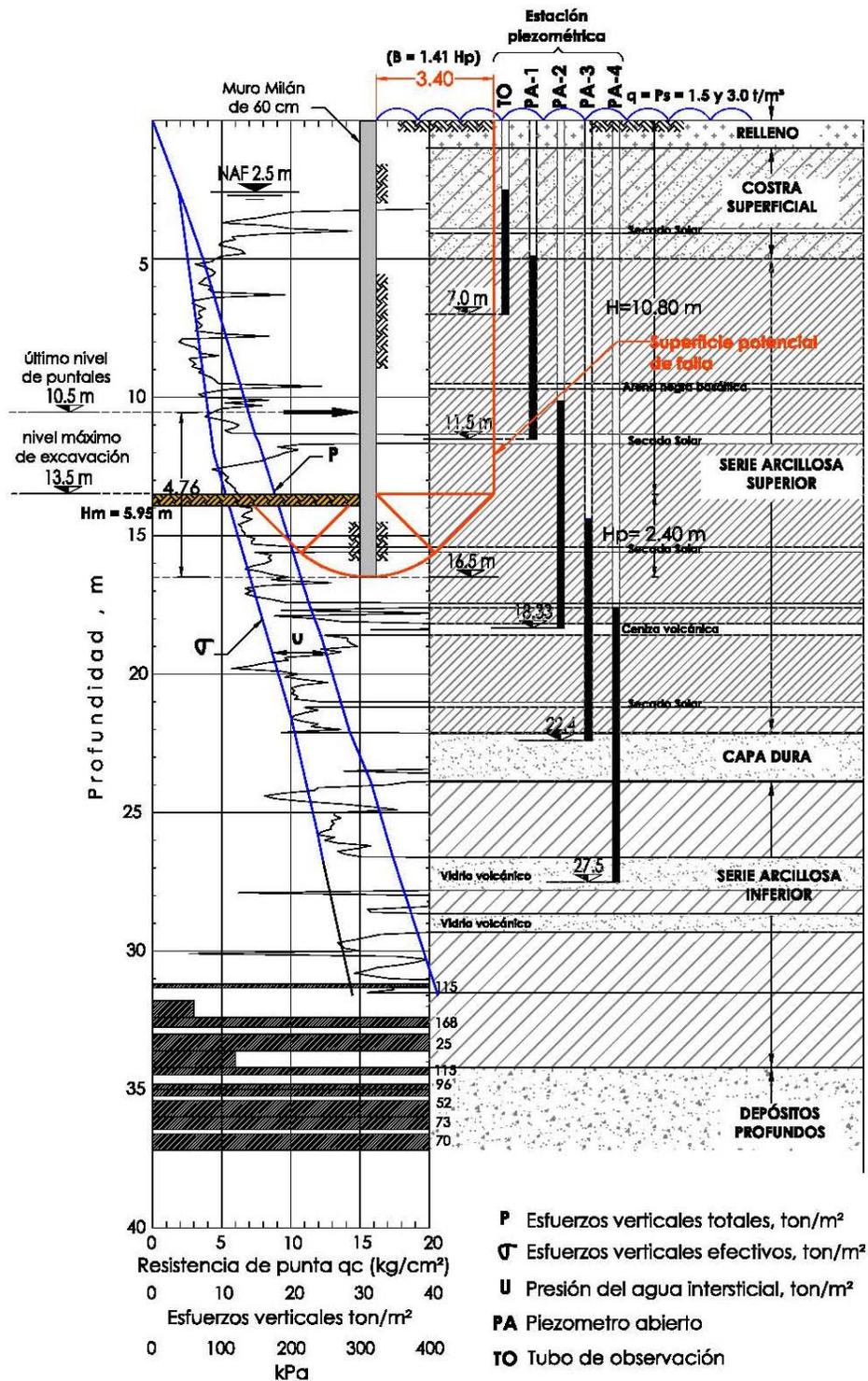
A partir de 34,2 m se tienen los depósitos profundos, integrados por una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonato de calcio; el número de golpes en la prueba de penetración estándar es superior a 50.

Tabla 4.2. Resultado de ensayos de laboratorio

Propiedades	Profundidad de la muestra, m				
	5,3	8,4	14,7	20,8	26,0
Compresión triaxial no consolidada no drenada					
w, %	110	391	284	291	185
γ , kN/m ³ (t/m ³)	3,24 (1,35)	11,1 (1,13)	11,58 (1,18)	11,38 (1,16)	12,16 (1,24)
c, kPa (t/m ²)	24,5 (2,5)	43,2 (4,4)	80,4 (8,2)	60,8 (6,2)	53,9 (5,5)
ϕ grados	24	0	0	5,0	11,0
SUCS	MH	CH	CH	CH	CH

Con los piezómetros abiertos se determinó la presión del agua intersticial que se tiene en los lentes permeables; las magnitudes de la presión de poro se cita en la Tabla 4.3; el nivel freático se localiza a 2,5 m de profundidad con relación al nivel de banqueta. Los diagramas de presión vertical total, presión intersticial y esfuerzo vertical efectivo se muestran en la Fig 4.4.

REFORMA Y BERNA



Prof (m)	Estrato	C, kPa (t/m ²)
0.0 - 3.6 m	Costra superficial	30 (3,0)
3.6 - 5.0 m	Costra superficial	25 (2,5)
5.0 - 10.0 m	Arcillas (SAS)	44 (4,4)
10.0 - 16.5 m	Arcillas (SAS)	82 (8,2)

$C_u = 54 \text{ kPa (5,4 t/m}^2)$ Promedio pesado
 $C_{u_2} = 82 \text{ kPa (8,2 t/m}^2)$ Promedio pesado en la pata de la tablaestaca

Fig. 4.4 Diagrama de esfuerzos y condiciones piezométricas

Tabla 4.3. Presión del agua intersticial

Instrumento	Presión kPa (t/m ²)
piezómetro 1 a 11,5 m	63.8 (6,5)
piezómetro 2 a 18,3 m	80.4 (8,2)
piezómetro 3 a 22,4 m	78.5 (8,0)
piezómetro 4 a 27,5 m	86.3 (8,8)

4.1.3 Procedimiento constructivo.

4.1.3.1 Zona de muro Milán.

En la Fig 4.5 se presentan las diversas etapas del procedimiento constructivo, que se describen de manera resumida como sigue:

a) Primera etapa. Se trazaron en planta las pilas de concreto reforzado, que cimentaron temporalmente a las columnas del nuevo proyecto.

b) Segunda etapa. Perforación de las pilas estabilizadas con lodo bentonítico. Terminada la perforación, se colocó el acero de refuerzo. Asimismo, se instaló el perfil estructural correspondiente a la columna.

Después de colada la pila, se rellenó el espacio anular con una grava-arena, para confinar a los elementos metálicos ahogados en las pilas, que corresponden con las columnas de soporte durante el proceso de excavación y construcción de los sótanos.

c) Tercera etapa. De manera simultánea se perforaron y habilitaron los pozos de bombeo, integrados por puntas eyectoras alojadas dentro de las perforaciones de 0,25 m de diámetro y 16,85 m de profundidad. El pozo se habilitó con un ademe de PVC ranurado de 4" de diámetro, forrado con malla plástica tipo Tyler del No. 8 o similar. En el espacio anular se colocó el filtro granular graduado. El sistema comenzó a funcionar una semana antes del inicio de la excavación.

d) Cuarta etapa. Terminadas las pilas y funcionando el sistema de bombeo, se continuo con el montaje y soldadura de las traveses metálicas principales de la losa de tapa del sótano 1, ligándolas estructuralmente con los perfiles de las columnas, al muro Milán perimetral y entre ellas.

e) Quinta etapa. Enseguida comenzó la excavación, iniciando con la demolición y retiro del firme del fondo. Considerando los espacios, se utilizó un equipo pequeño de ataque y carga frontal, "Bobcats" y "mini-retroexcavadoras", que acumularon el material bajo los puntos para la rezaga vertical con draga. Las traveses de los entrepisos se diseñaron para resistir las presiones horizontales que ejerció el suelo y el agua freática.

f) Sexta etapa. La excavación se llevó hasta 0,5 m por debajo del nivel del sótano 2, para permitir el montaje de las traveses metálicas del entrepiso, ligándolas a las columnas y al muro Milán.

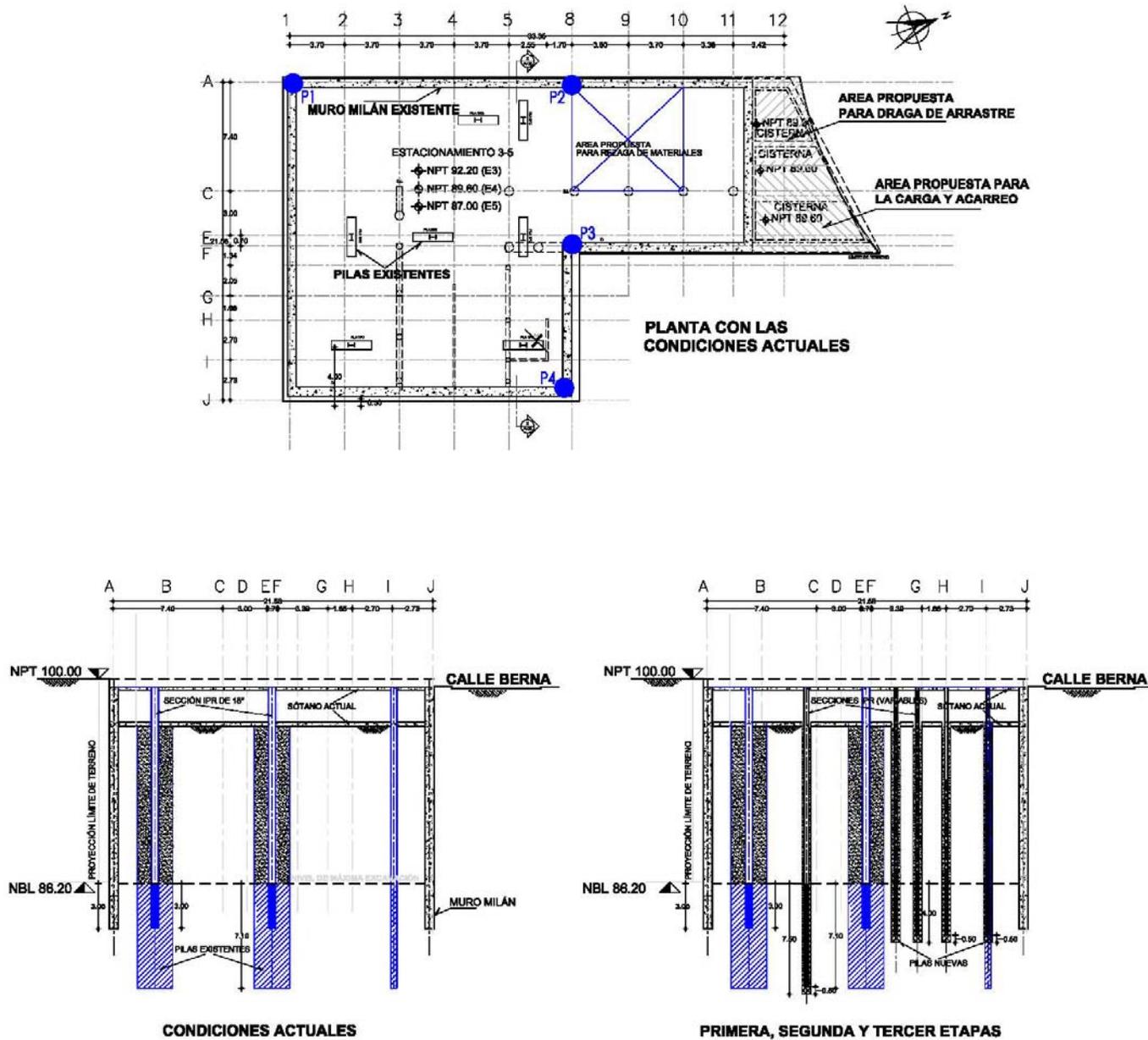


Fig 4.5a Procedimiento constructivo en zona de muro Milán

g) Séptima etapa. Se repitió esta secuencia de actividades, se montaron y soldaron las traves metálicas que forman los sótanos 3 y 4.

h) Octava etapa. Una vez montadas y soldadas las traves del sótano 4, se continuó la excavación hasta 0,2 m por arriba del nivel máximo de excavación; estos últimos 20 cm se retiraron manualmente, a fin de evitar el remoldeo del suelo. Terminada la excavación, se construyó la plantilla de concreto, a excepción de las áreas de contratrabes, para posteriormente excavar las zanjas correspondientes.

A continuación, se armaron la losa y las contratrabes y se coló la cimentación; ligando ambas al muro Milán perimetral; las juntas se trabajaron con membranas de poliuretano para evitar las infiltraciones de agua. En la zona de las columnas se dejaron las preparaciones de acero estructural para el colado posterior de concreto reforzado.

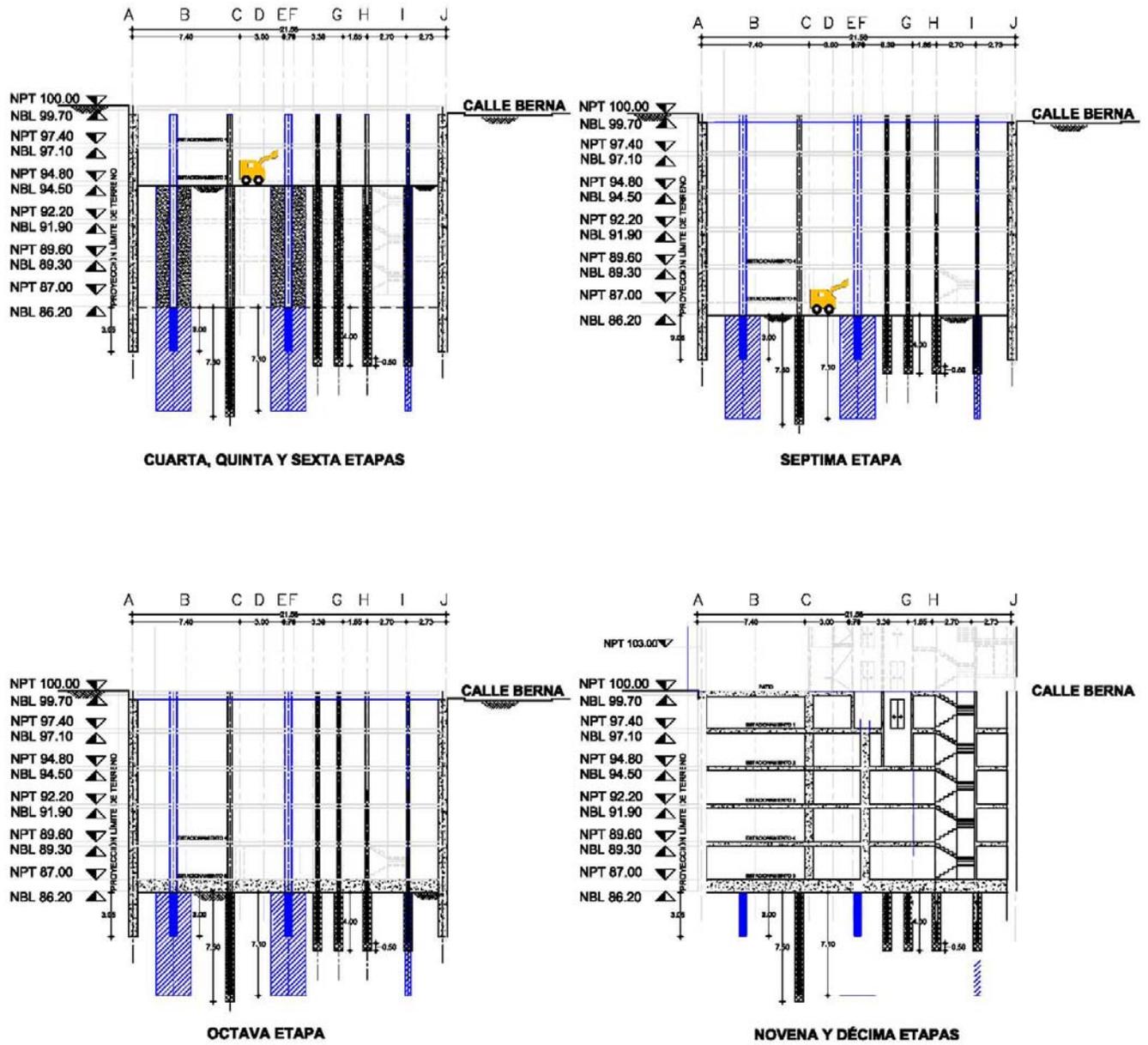


Fig 4.5b Procedimiento constructivo en zona de muro Milán

i) Novena etapa. Se armaron y colaron los revestimientos de concreto de las columnas del sótano 5. Después se continuó con el armado y cimbrado de la losa del sótano 4, colocando los bloques de poliestireno y el acero de refuerzo que dieron forma a las nervaduras estructurales para la vigueta y bovedilla.

j) Décima etapa. Del mismo modo, se construyeron las losas de los sótanos restantes 3, 2 y 1; para cada una de ellas se utilizó concreto de resistencia rápida, ya que sobre este elemento se apoyaron los elementos verticales de la cimbra.

Colada la losa del sótano 1 y una vez que alcanzó su resistencia, se procedió con la demolición de la losa existente de PB y de la trabe cabecera del muro Milán, para continuar con la nueva viga de amarre del muro y de la que nacen las columnas perimetrales. Finalmente, se coló la nueva losa de planta baja.

k) Onceava etapa. Para monitorear el comportamiento de las colindancias y de la propia excavación, se realizó lo siguiente. El control topográfico se llevó a partir de un banco de nivel arbitrario ubicado en la superficie a una distancia de 300 m de la obra, evitando así la influencia de la excavación. Con este banco se monitoreó el movimiento vertical de los puntos de control, que se instalaron definiendo un plano horizontal, espaciándolos a cada 5,0 m. Los movimientos horizontales del muro Milán se midieron con un inclinómetro instalado en la colindancia poniente, frente al inmueble de 7 pisos que está muy inclinado hacia el sur (Tabla 4.1); las mediciones se realizaron cada tercer día.



Fig 4.6. Equipos y almacenamiento de material en la losa de PB

En la Fig 4.6 se muestra claramente lo reducido del espacio; aparece la draga de 25 ton, la perforadora para los pozos de bombeo y la estiba de las nuevas columnas de acero. En la Fig 4.7 se muestra el equipo que se utilizó para realizar la excavación; la rezaga vertical se llevó a cabo con la draga y con un malacate.



Fig 4.7 Mini-retroexcavadoras realizando la excavación



Fig 4.8 Sistema de traves y columnas de los sótanos funcionando como puntales del muro Milán.

4.1.3.2 Zona de muro Berlín.

1.- Trazo, perforación e instalación de 12 (doce) viguetas metálicas verticales de 15,0 m de longitud aproximadamente, formadas por un IPR de 254 mm x 33,1 kg/m, que se empotraron 4,2 m por debajo del nivel de máxima excavación (Figs 4.9 y 4.10); para garantizar su verticalidad se utilizaron dispositivos y controles topográficos.

2.- Una vez colocada la vigueta en su posición, se realizó la inyección a gravedad y en toda su altura de un lodo fraguante formado por una lechada de bentonita, cemento y silicato de sodio como acelerante de fraguado.

3.- Cuarenta y ocho horas después de colocado el lodo fraguante en la última vigueta, se inició la excavación del núcleo que aloja el cuarto de calderas, la cisterna y el tanque de tormentas. Esta excavación se realizó a cielo abierto desde la superficie, previa demolición de la rampa que existía en este espacio.

4.- Durante esta excavación, se colocó en el espacio comprendido entre las viguetas metálicas verticales, lámina acanalada losacero calibre 22, que se soldó a las viguetas metálicas para garantizar su trabajo estructural. La altura máxima que se excavó antes de instalar la lámina fue de 2.0m, evitando con ello la intemperización del material.

5.- La excavación se realizó en toda el área hasta alcanzar 0,30 m por debajo del primer nivel de puntales. Se procedió a la colocación de una viga metálica horizontal que funciona como "madrina", ligándose mediante soldadura y separadores metálicos a las viguetas verticales, recibiendo además a los puntales tubulares de 8" y 10" de diámetro Ced. 40. Las madrinas se sujetaron a las viguetas verticales mediante tirantes formados por trozos de varilla, impidiendo su caída.

6.- Para la fijación y trabajo de estos puntales se dio una precarga de 196,2 kN (20 ton) mediante gatos hidráulicos de pistón. Una vez precargados, se soldaron a las vigas madrinas a partir de una placa metálica colocada en los extremos de los puntales, debiendo aplicar una soldadura de filete en todo su perímetro; para el apoyo en el muro Milán se requirió de placas conectoras. Así mismo se fijaron a las viguetas metálicas verticales mediante tensores de varilla soldados. Una vez concluida la colocación de estos puntales, se continuó con la excavación del núcleo.

7.- Del mismo modo, se colocaron los niveles 2°, 3° y 4° de puntales metálicos horizontales.

8.- Hecho lo anterior, se concluyó la excavación por medios mecánicos hasta alcanzar 0,20 m por arriba del nivel de máxima excavación, utilizando "Bobcats" y "mini-retroexcavadoras". A partir de este punto, la excavación se realizó manualmente para evitar el remoldeo del material del fondo excavado.

9.- Posteriormente, se coló en toda el área excavada una plantilla de concreto simple de $f'c=9,8$ MPa (100 kg/cm^2) y 7,0 cm de espesor aproximadamente. Colada la plantilla se continuó con el armado y colado de la losa de cimentación y contratrabes, dejando en ella las preparaciones necesarias para su liga posterior con los muros perimetrales de concreto reforzado. Es importante mencionar, que durante este colado se colaron los arranques de dichos muros (muñón) para evitar la junta fría entre la losa de fondo y los muros, dejando alojada una banda de PVC en la junta

entre el muñón y los muros. Es importante señalar que este colado se realizó contra el muro Berlín, por lo que las viguetas metálicas verticales quedaron embebidas en el muro definitivo.

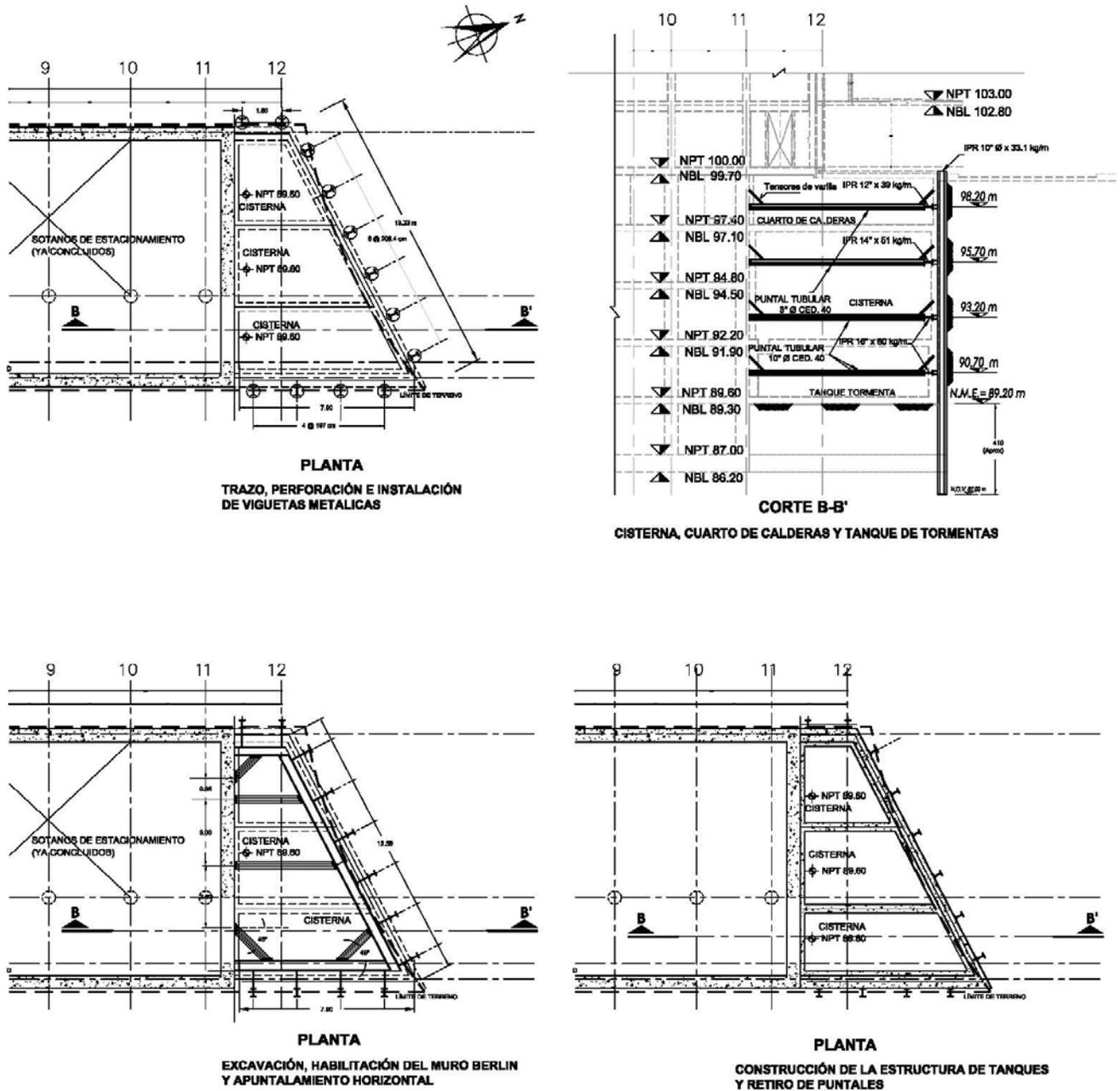
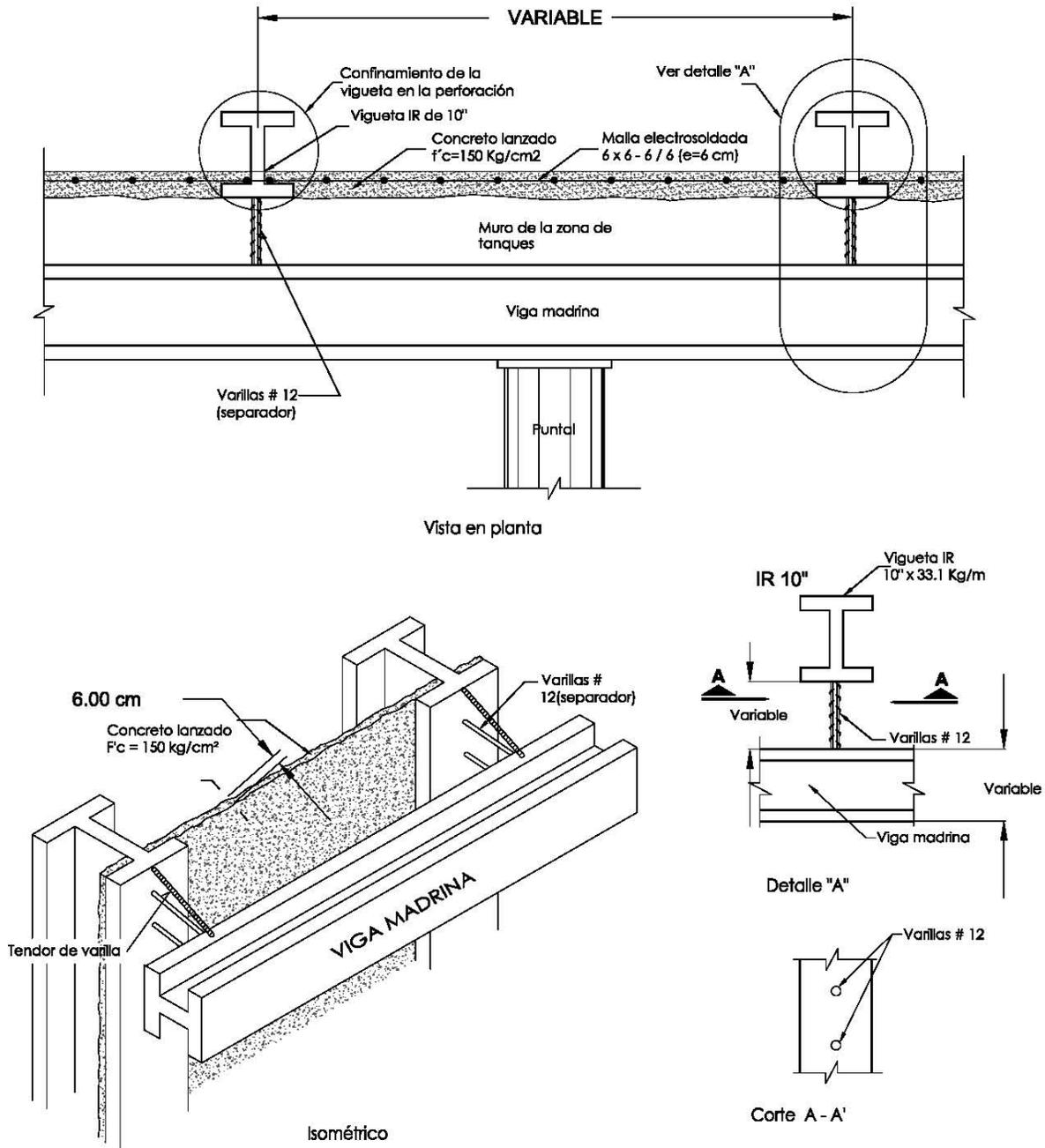


Fig 4.9a Procedimiento constructivo para la zona de tanques y cisternas

10.- Después de este colado y una vez que el concreto de la losa de fondo y del muñón alcanzó por lo menos el 70% de su resistencia de proyecto, se retiró el cuarto nivel de puntales y la viga madrina. Una vez hecho esto, se continuó con la construcción de los muros hasta el nivel de desplante de la losa tapa del tanque de tormentas. Se cimbró y coló dicha losa, realizando la misma construcción del muñón para los muros de la cisterna.

11.- Cuando el concreto de la losa tapa del tanque de tormenta y muñón alcanzó por lo menos el 70% de su resistencia de proyecto, se retiró el tercer nivel de puntales y la viga madrina correspondiente.



SEPARADORES Y METODO DE FIJACIÓN DE LAS MADRINAS

Fig 4.9b Procedimiento constructivo para la zona de tanques y cisternas

12.- Posteriormente, se colaron los muros laterales de la cisterna hasta alcanzar el nivel de la losa tapa. Cuando el concreto de los muros de la cisterna alcanzó por lo menos el 80% de su resistencia de proyecto, se retiró el segundo nivel de puntales y su viga madrina correspondiente.

13.- Se procedió al armado, cimbrado y colado de la losa tapa de la cisterna y el muñón de muros del cuarto de calderas, y una vez que el concreto adquirió por lo menos el 70% de su resistencia de proyecto, se retiró el primer nivel de puntales y su viga madrina correspondiente.

14.- Finalmente, se concluyó la construcción de los muros y losa tapa del cuarto de calderas.



Fig 4.10. Excavación en la zona de Reforma, utilizando un muro Berlín con lámina acanalada losa-acero y 4 niveles de puntales.

Durante la excavación y construcción de los sótanos de la zona de cisternas y cárcamos se presentaron roturas de la tubería de agua potable, generadas por fugas en la de drenaje que se localiza en la banqueta de la lateral de la Av Paseo de la Reforma. En las Figs 4.11 y 4.12 se presenta la gran inundación al interior de la excavación y los daños en la banqueta.



Fig 4.11 Inundación del área de excavación contigua a la lateral de reforma, provocada por fugas en el colector y tubería de agua potable, situadas en la banqueta.

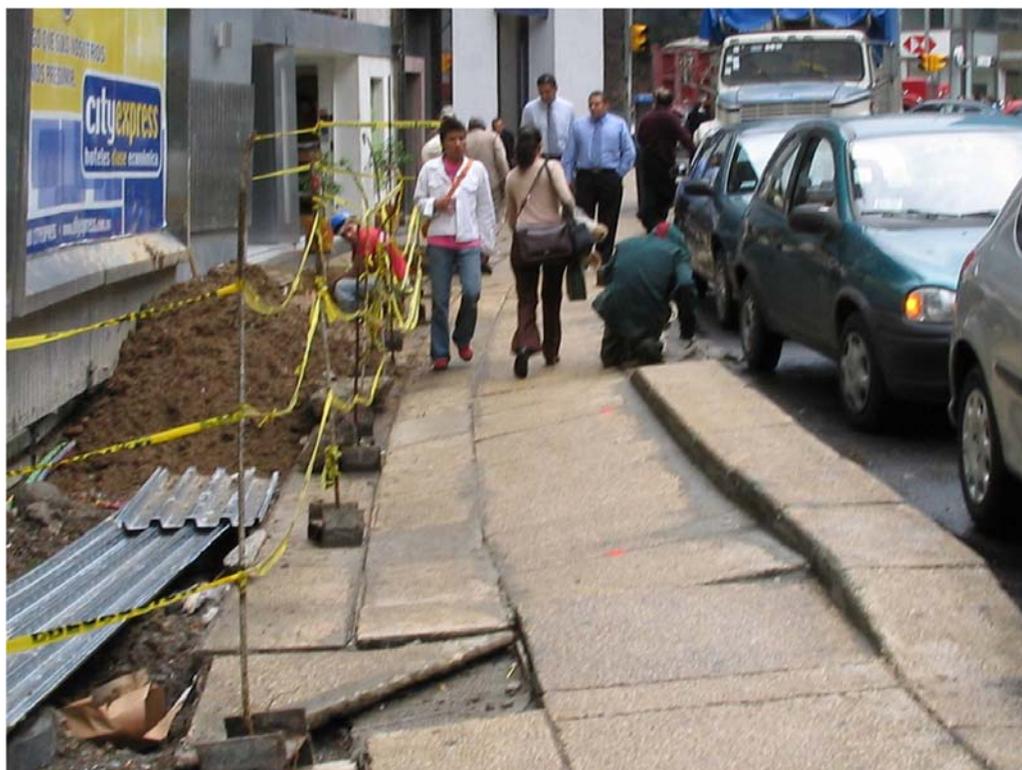


Fig 4.12 Inclinación y daños que se presentaron en la banqueta de la Av Reforma por las fugas del colector y de la tubería de agua potable.

4.1.4 Presiones horizontales y estabilidad del fondo de la excavación.

Para los análisis de estabilidad y la determinación de las presiones horizontales se consideraron las sobrecargas de 14,7 kPa para la calle (1,5 t/m², condición reglamentaria) y de 29,4 kPa para las otras colindancias (3,0 t/m²).

El factor de seguridad contra flujo plástico en el fondo de la excavación (falla de fondo, Fig 3.11), se calculó utilizando el criterio de Tamez citado en el capítulo 3.2.4, utilizando la expresión (3.58). El factor de seguridad resultante fue igual a 3,2 y 3,0 para las 2 sobrecargas existentes de 14,7 y 29,40 kPa (1,5 y 3,0 t/m²), lo que satisface los valores mínimos admisibles (Tabla 3.1). En la Fig 4.4 se muestra la superficie de falla teórica.

$$FS_b = \frac{5,14 \left[1 + 0,2 \frac{H}{B} \right] c_u + 2c_{u2} \frac{H_p}{B} + \frac{2M_r}{h_m^2}}{\gamma_n H + p_s} \quad (3.58)$$

donde

H	altura vertical de la excavación, 13,5 m
B	ancho de la superficie de falla, 1,41 m
c _u	cohesión media a lo largo de la superficie de falla, 52,9 kPa (5,4 t/m ²)
c _{u2}	cohesión media en la pata del muro Milán, 80,4 kPa (8,2 t/m ²)
H _p	pata del muro Milán, 3,0 m
Mr	momento resistente del muro, 559,2 kN-m por metro (57 t-m por metro (ecuación 3.51))
h _m	altura entre el último nivel de puntales y el desplante del muro, 5,95 m
γ _n H	presión total al nivel de desplante, 166,8 kN/m ² (17 t/m ²)
p _s	sobrecarga en superficie, 14,7 y 29,4 kN/m ² (1,5 y 3,0 t/m ²)

Se calcularon los esfuerzos horizontales que ejercerá la masa de suelo contra el muro Milán perimetral, imponiendo en la superficie una sobrecarga de 14,7 y 29,4 kPa (1,5 y 3,0 t/m²); la envolvente de presión horizontal activa (por metro de ancho), que se desarrolla contra el muro se determinó con el criterio de Zeevaert descrito en el capítulo 3.1.1, empleando parámetros de resistencia no drenados, que corresponden con la condición más desfavorable:

$$P_d = \frac{1.254}{D} \int \left(\frac{\gamma_i h_i - u_i}{N_{\phi i}} - \frac{2c_i}{\sqrt{N_{\phi i}}} \right) dh_i + \frac{q}{N_{\phi i}} + u_i \quad (3.1)$$

$$N_{\phi} = \frac{1 + \text{sen} \phi}{1 - \text{sen} \phi} \quad (2.6)$$

donde

P _d	presión envolvente, kPa
γ _i	peso volumétrico de cada estrato, kN/m ³
h _i	espesor de cada estrato, m
c _i	cohesión no drenada para cada estrato, kPa
N _{φi}	factor función del ángulo de fricción interna correspondiente a cada estrato
q	sobrecarga en la superficie, 14,7 y 29,4 kPa (1,5 y 3,0 t/m ²)
D	profundidad de excavación, 13,5 m

u_i presión intersticial considerando las condiciones piezométricas (Fig 4.4), kPa

La envolvente de presión horizontal activa contra el muro Milán se muestra en la Fig 4.13. Las trabes de los entrepisos se diseñaron para resistir estas presiones.

Las presiones horizontales pasivas en la pata del muro que reacciona contra el suelo, se evaluaron con la expresión:

$$\sigma_h = \gamma H_p N_\phi + 2c_u \sqrt{N_\phi} \quad (2.5)$$

donde

γ_i peso volumétrico del suelo en el empotramiento del muro, 11,4 kN/m³ (1,16 t/m³)
las literales ya han sido definidas

La distribución y magnitud de las presiones pasivas que se desarrollan en la pata del muro (empotramiento), se presentan en las Fig 4.13.

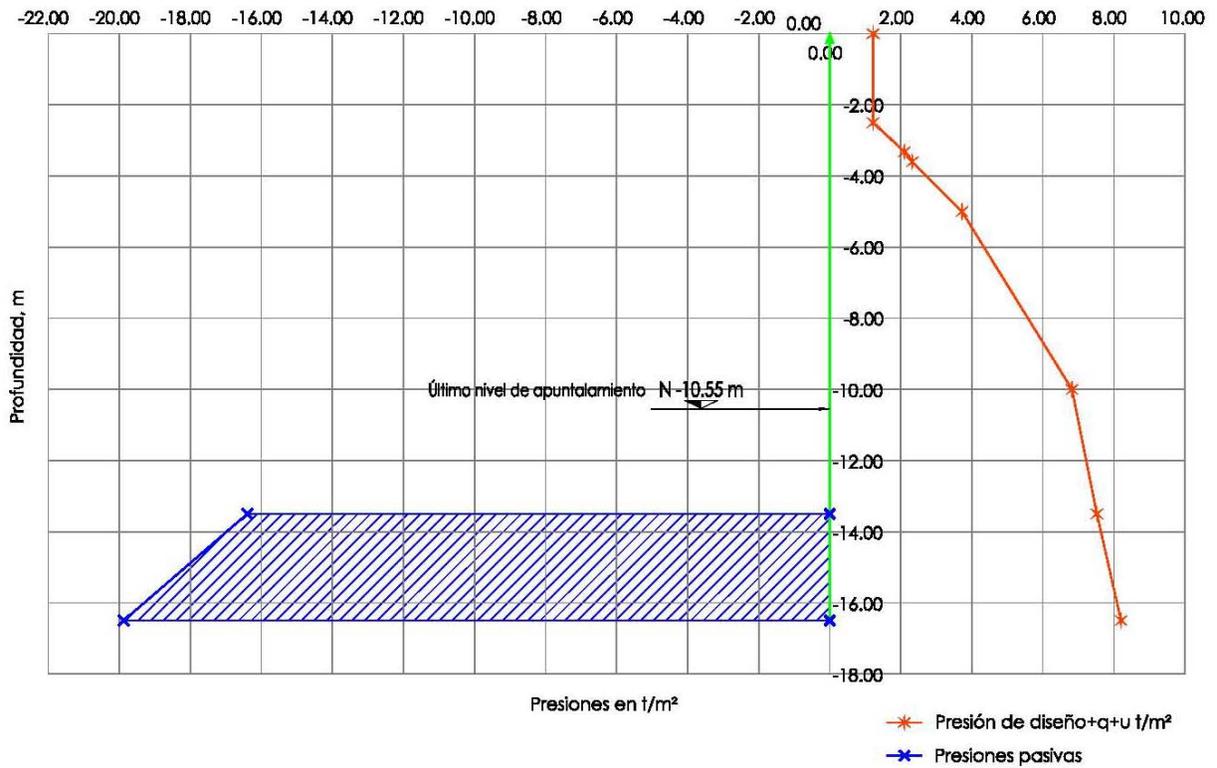
Para la determinación del factor de seguridad contra la falla por empotramiento del muro perimetral, se analizó la condición más crítica que corresponde con (Fig 4.13): a) se tiene colocado el penúltimo nivel de puntales que corresponde con el sótano 4 a 10,55 m de profundidad; b) la excavación se encuentra a su máxima profundidad 13,5 m; c) en este penúltimo nivel de puntales se desarrolla una articulación plástica; y d) el muro está desplantado a 16,5 m. El cálculo del factor de seguridad se obtuvo con el criterio de Tamez presentado en el capítulo 3.2.5 (Fig 3.12), correspondiente al balance de los momentos en el último nivel de apuntalamiento instalado, se efectuó de acuerdo con la expresión siguiente:

$$F_{sp} = \frac{3,57c_u + 0,5\gamma_n H_p + \frac{2M_r}{h_m^2}}{P_{rm}} \quad (3.62)$$

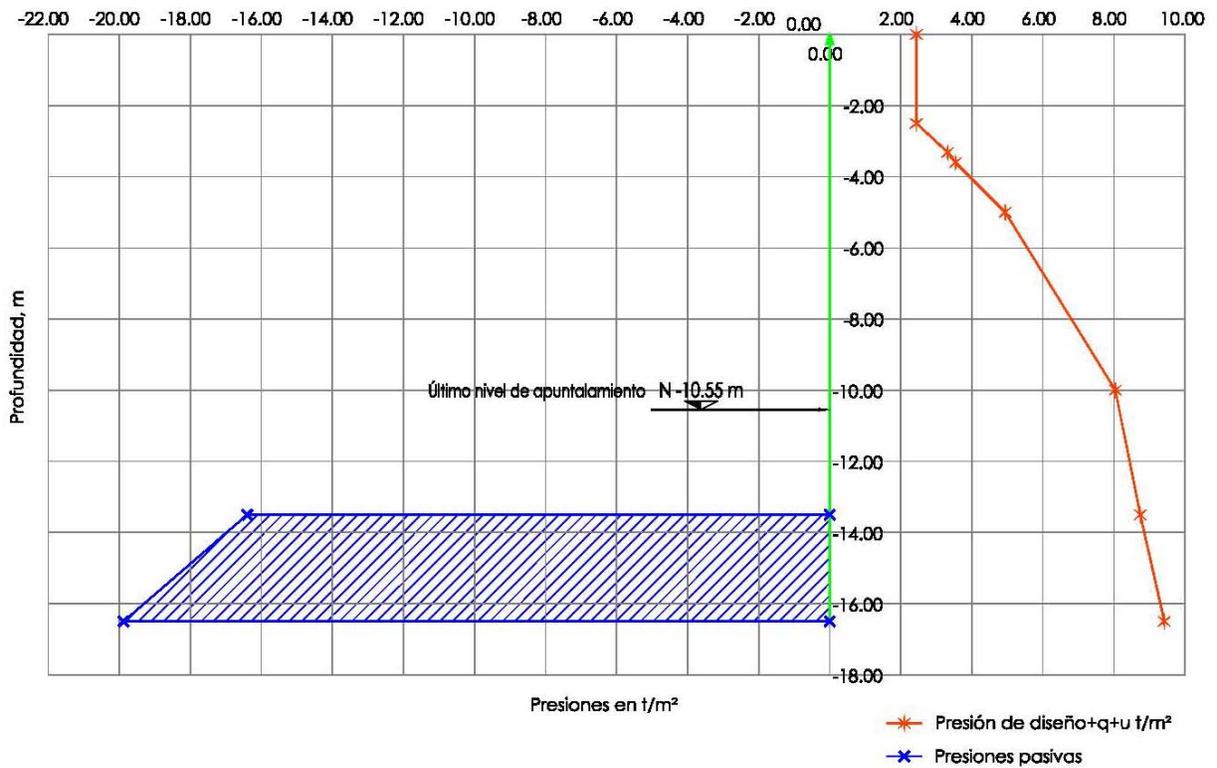
donde

c_u cohesión media a lo largo del muro Milán, 52,9 kPa (5,4 t/m²)
 $\gamma_n H_p$ presión a nivel de desplante del muro en el lado interno, 17,1 kPa (1,74 t/m²)
 H_p longitud de la pata, 3,0 m
 h_m distancia entre el desplante del muro y el último puntal, 5,95 m
 P_{rm} presión media en la pata del muro, 77,5 y 89,3 kPa (7,9 y 9,1 t/m², Fig 4.13)
 M_r momento resistente del muro, 559,2 kN-m por metro (57 t-m por metro (ecuación 3.51))

Sustituyendo los valores se obtiene un factor contra la falla por empotramiento de 3,1 y 2,7 para las sobrecargas de 14,7 y 29,4 kPa (1,5 y 3,0 t/m²); estos valores satisfacen los valores mínimos recomendados (Tabla 3.1).



(a) Esfuerzos horizontales condiciones piezométricas, sobrecarga de 1,5 t/m² (Zeevaert)



(b) Esfuerzos horizontales condiciones piezométricas, sobrecarga de 3,0 t/m² (Zeevaert)

Fig 4.13 Presiones horizontales Reforma y Berna

4.1.5 Desplazamientos esperados.

Utilizando el criterio de Zeevaert se determinó el desplazamiento horizontal de la ataguía al nivel del fondo de la excavación, según lo citado en el capítulo 3.1.4 (Fig 3.5), con las ecuaciones siguientes:

$$\delta_h = \frac{M_x R_a B}{c \tan \alpha} \operatorname{Ln} \left(\frac{c+B}{c-B} \right) \quad (3.26)$$

$$c^2 = \left(\frac{2L + B \tan \alpha}{\tan \alpha} \right) B \quad (3.27)$$

donde:

M_x	módulo de reacción horizontal por la descarga vertical, 0,50 m ² /N (0,050 cm ² /kg)
R_a	acción sobre la pata de la ataguía, 0,485 kN/cm (48,5 kg/cm)
B	semiancho o semilargo, 1.116 cm sentido corto y 1.667,5 cm sentido largo
c	1.888 cm sentido corto y 2.499,3 cm sentido largo
α	ángulo del bloque de suelo que reacciona horizontalmente, 26,6 grados (recomendación del Dr Leonardo Zeevaert)
L	longitud del empotramiento de la pata, 350 cm

Sustituyendo los valores correspondientes, los desplazamientos horizontales de la ataguía al nivel del fondo de la excavación valen para el sentido corto y largo 5,2 y 6,7 cm; para reducirlos a un máximo de 5.0 cm, la excavación entre el último nivel de apuntalamiento y el fondo, se realizaría en etapas alternas de 10.0 m de longitud.

El desplazamiento horizontal en superficie debería ser como máximo el correspondiente a la condición activa, que de acuerdo con la Fig 2.3, alcanzaría un valor entre 1,35 y 6,75 cm. Los verticales en los inmuebles colindantes valdrían lo mismo.

4.1.6 Desplazamientos medidos.

Con el interés de determinar los movimientos asociados a la construcción del edificio y para que se pudieran detectar oportunamente condiciones de inestabilidad, se instalaron en el perímetro puntos de control, distribuidos en todo el perímetro; en la Fig 4.1 se presentan los más representativos de cada una de las colindancias. En ellos se realizó por condiciones de costo, únicamente la medición de desplazamientos verticales; se solicitó la conveniencia de instalar un inclinómetro por cada una de las caras, que fue denegada por su costo.

En la Fig 4.14 se presentan las gráficas de desplazamiento contra tiempo, en las que los valores positivos son expansiones y los negativos asentamientos; para referir las nivelaciones se utilizó como banco de control un punto situado en el Ángel de la Independencia, con un banco superficial en la esquina sur de las calles de Florencia y Paseo de la Reforma. La cronología del avance de construcción se cita en la Tabla 4.4.

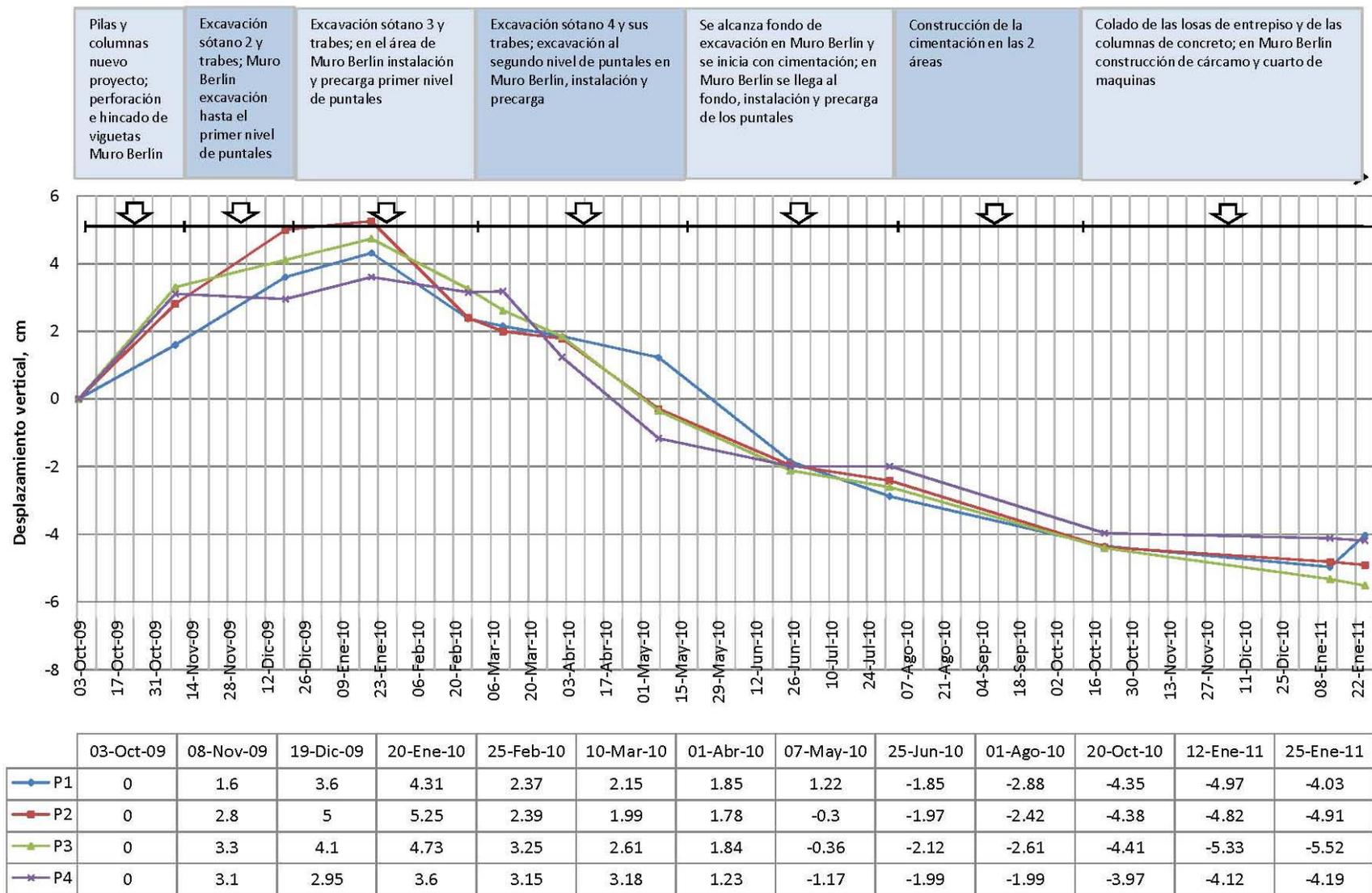


Fig. 4.14 REFORMA Y BERNA, HUNDIMIENTOS

Tabla 4.4. Etapas de construcción

Actividad	Período de construcción
Construcción de las pilas e instalación de las nuevas columnas; perforación e hincado de viguetas para el muro Berlín en el área contigua a Reforma	3 de octubre al 8 de noviembre de 2005
Montaje y soldadura de las traveses del sótano 1 en el recinto del muro Milán; inicio de la excavación en el área del muro Berlín	17 de octubre al 15 de noviembre de 2005
Excavación del sótano 2 y montaje y soldadura de las traveses del sótano 2; para el muro Berlín excavación hasta el primer nivel de puntales	8 de noviembre al 19 de diciembre de 2005
Excavación del sótano 3 y montaje y soldadura de las traveses del sótano 3; instalación y precarga de puntales en la zona del muro Berlín	19 de diciembre al 25 de febrero de 2006
Excavación del sótano 4 y montaje y soldadura de las traveses del sótano 4; excavación al segundo nivel de puntales y precarga en la zona del muro Berlín	25 de febrero al 12 de mayo del 2006
Se alcanza el fondo de excavación en la zona del muro Milán y se inicia la construcción de las losas de cimentación; en el área del muro Berlín se excavó hasta llegar al fondo, instalación del tercero y último nivel de puntales y su correspondiente precarga	15 de mayo al 1 de agosto de 2006
Construcción de la cimentación en las dos áreas	2 agosto al 10 de octubre de 2006
Colado de las losas de entrepiso y de las columnas de concreto; en el área del muro Berlín construcción de cárcamos y cuartos de máquinas	11 de octubre al 12 de enero de 2006

En la Tabla 4.5 se presenta el análisis de los movimientos verticales para las diferentes etapas de construcción. A partir de estos resultados se concluye lo siguiente:

- 1) La expansión alcanzó un valor máximo de 5,2 cm y se presentó poco antes de alcanzar el nivel máximo de la excavación; de acuerdo a lo calculado, se tendría un valor de 8,0 cm al centro de la excavación y de 4,0 cm en los puntos medios de los linderos. La magnitud real en los linderos rebasó ligeramente el valor esperado.
- 2) Las velocidades de expansión y de asentamiento fueron relativamente uniformes en las cuatro colindancias. Una vez colada la cimentación la velocidad de deformación disminuyó de forma importante.
- 3) En todas las colindancias la magnitud de los desplazamientos verticales registrados, está en el límite superior del rango de los calculados, comprendidos entre 1,35 y 6,75 cm. Se presume que los movimientos horizontales alcanzaron valores semejantes.
- 4) En la colindancia poniente con la Av Paseo de la Reforma, aún y cuando el drenaje tenía fugas y provocó en varias ocasiones roturas de la tubería de agua potable, los asentamientos sólo afectaron la banquetta; en la corona del muro Berlín los movimientos fueron semejantes a los de los otros linderos. En relación a los plomos, la variación que se registró fue de 5 mm, que corresponde con desplazamientos verticales de 4 mm.
- 5) Una vez alcanzado el fondo de excavación se midió la pérdida de verticalidad en varios puntos

Tabla 4.5. Desplazamientos verticales y velocidades para las etapas de construcción

Colindancia oriente									
Puntos	Construcción de las pilas e instalación de las nuevas columnas; instalación de traves sótano 1; excavación y traves sótano 2; comienza la del sótano 3. En la zona del muro Berlín excavación, instalación y precarga del 1° nivel de puntales 3 oct a 15 ene			Se alcanza la profundidad máxima en el área de muro Milán; se instalaron las traves de los sótanos 3 y 4. En la zona del muro Berlín excavación, instalación y precarga del 2° nivel de puntales y se alcanza el fondo 15 ene a 23 de junio			Construcción de la cimentación y colado de losas y columnas el área de muro Milán. En la zona del muro Berlín instalación y precarga del 3° nivel de puntales, construcción de la cimentación y de los cárcamos y cuartos de máquinas 23 de junio a 12 de enero		
	δ_t	δ_t	V	δ_t	δ_t	V	δ_t	δ_t	V
P1	4,7	0,0	0,45	-1,9	6,6	0,52	-5,0	3,1	0,12
P2	5,2	0,0	0,50	-1,8	7,0	0,54	-4,9	3,1	0,12
P3	4,6	0,0	0,44	-2,15	6,75	0,53	-5,5	3,35	0,13
P4	4,1	0,0	0,39	-1,99	6,1	0,48	-4,19	2,2	0,1

Los desplazamientos verticales positivos son expansiones y los negativos son hundimientos

δ_t desplazamiento total en cm; δ_p desplazamiento parcial para el período en cuestión en cm; V velocidad de deformación en mm/día.

del muro Milán, registrando valores de 5,1 cm; entre el último nivel de puntales y el fondo, las etapas reales de excavación se mantuvieron en 10 m de longitud. El desplazamiento horizontal determinado con la Teoría de Zeevaert para los 10 m vale 4,8 cm, que es prácticamente igual al medido.

4.2 Excavación a 10.0 m de profundidad en Sevilla y Tokio.

4.2.1 Características generales del proyecto.

La Torre Sevilla se construyó en un terreno que se localiza en la esquina que forman las calles de Sevilla y Tokio, en la colonia Juárez (Fig 4.15) de la delegación Cuauhtémoc; el predio tiene una forma irregular con una superficie de 1.588 m².

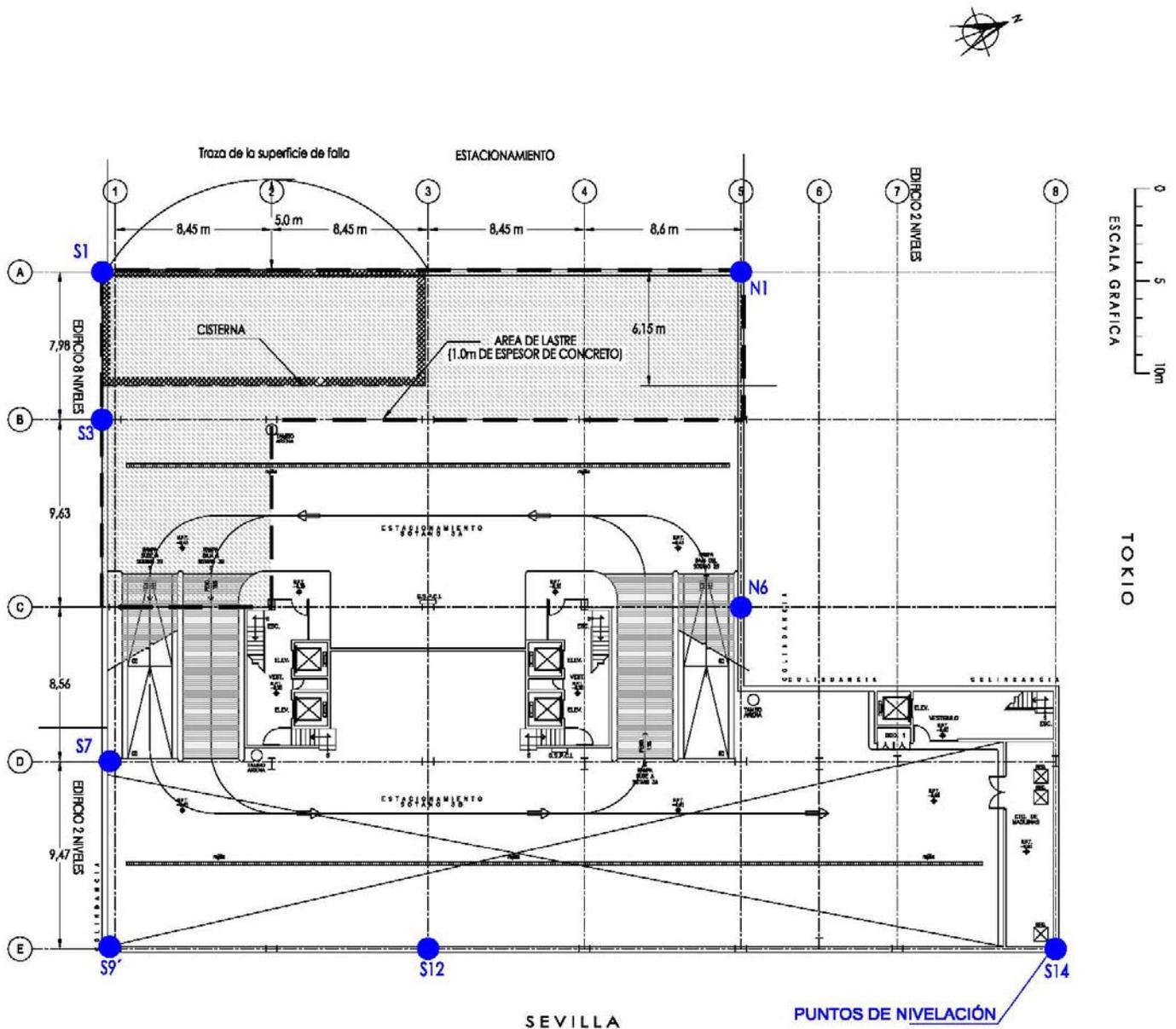


Fig 4.15 Planta de Tokio y Sevilla y ubicación de puntos de nivelación

El edificio tiene 3 niveles de sótanos que ocupan la totalidad de la superficie, y dos torres con planta baja y nueve pisos. La profundidad que alcanza el último sótano, con relación al nivel de banqueta, es de 10,0 m.

El predio colinda al norte con la calle de Tokio y con edificios de 4 y 2 pisos, que exhiben importante deterioro en su estructura; al oriente con la Av Sevilla, al poniente con estacionamiento vehicular, y al sur con inmueble habitacional de 8 pisos y con estructura para comercios de 2 niveles (Fig 4.15).

4.2.2 Condiciones geotécnicas del sitio.

El terreno de interés se ubica en la zona denominada **Lago Centro I**, que se caracteriza por estar asociada al sector no colonial de la ciudad donde el suelo ha estado sujeto a sobrecargas pequeñas y medianas; en ella predominan grandes espesores de arcillas de alta compresibilidad con intercalaciones de arenas y limos volcánicos, de mayor resistencia y menor deformabilidad.

Los trabajos de exploración consistieron en dos sondeos, uno mixto en el que se alternó la técnica de penetración estándar con la obtención de muestras inalteradas, utilizando tubos de pared delgada y el segundo de cono eléctrico. La presión del agua intersticial se determinó mediante una estación piezométrica integrada por un tubo de observación a 6,0 m y 3 piezómetros abiertos a 11,5, 23,0 y 35,0 m de profundidad.

A las muestras se les determinó su contenido natural de agua y su clasificación visual y al tacto; adicionalmente en las muestras inalteradas se realizaron ensayos de compresión triaxial no consolidada no drenada (TXUU) y de consolidación unidimensional.

Con el conocimiento que se tiene de la zona y con la información proporcionada por el cliente, se definieron las condiciones estratigráficas que se resumen a continuación (Fig 4.16):

De 0,0 a 0,6 relleno controlado para pavimento.

De 0,6 a 5,7 m costra superficial integrada por substratos que constituyen una secuencia de materiales naturales: limos y arenas limosas de color café y gris; el contenido natural de agua varía entre 50 y 120 %. La resistencia de punta que registró el sondeo de cono eléctrico va de 0,49 a 2,9 MPa (5 a 30 kg/cm²).

De 5,7 a 22,0 m serie arcillosa superior, se trata de la secuencia de arcillas de alta compresibilidad de la zona de lago, formada por estratos de arcilla separados por lentes duros constituidos por limos arenosos de consistencia rígida a dura y arenas limosas semicompactas a compactas donde se incrementa notablemente la resistencia a la penetración estándar. La consistencia media de las arcillas corresponde con el adjetivo semirígido, con un contenido de agua que varía entre 130 y 330 %. La resistencia que se midió con el cono eléctrico en las arcillas varía entre 0,39 y 1,1 MPa (4.0 y 11.0 kg/cm²), con una media de 0,69 MPa (7.0 kg/cm²); en los lentes duros va de 0,98 a 9,8 MPa (10 a 100 kg/cm²).

De 22,0 a 24,5 m se tiene la primera capa dura integrada por estratos de limo endurecidos por secado; el contenido de agua en estos oscila entre 50 y 80%. La resistencia determinada con el cono varía entre 1,96 y 7,3 MPa (20 y 75 kg/cm²).

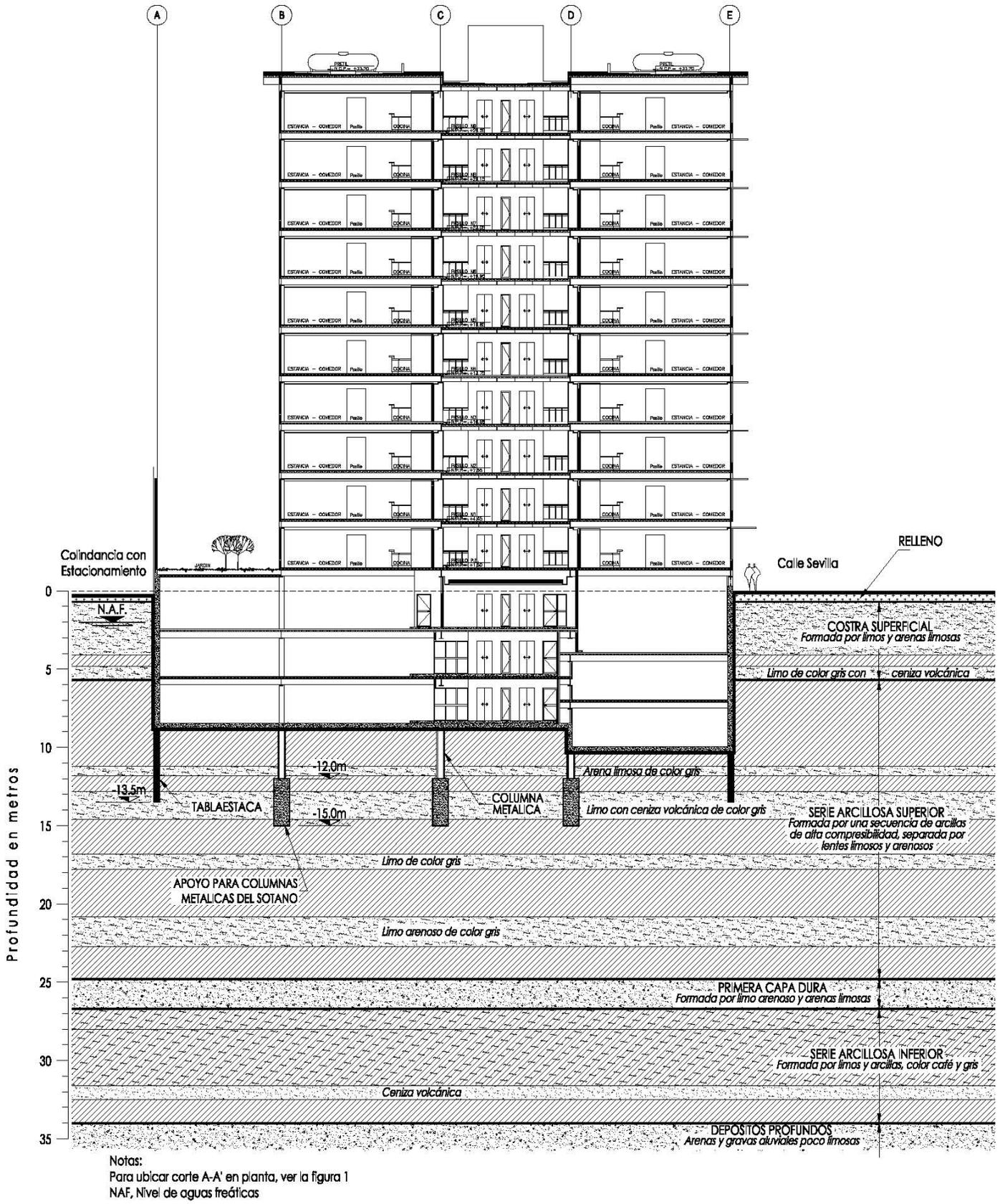


Fig 4.16 Corte estratigráfico Tokio y Sevilla

De 24,5 a 32,0 m serie arcillosa inferior, esta serie está también interrumpida por lentes duros limo arenosos. El contenido de agua medio vale 80 % y la consistencia es semirígida a rígida. La resistencia media con el cono eléctrico es igual a 1,37 MPa (14 kg/cm²).

De 32,0 m en adelante, se tienen los depósitos profundos, integrados por una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonato de calcio; el contenido de humedad máximo es alrededor del 50 %. La resistencia con el cono es superior a 19,6 MPa (200 kg/cm²); el número de golpes en la prueba de penetración estándar es superior a 50.

Tabla 4.6. Resultado de ensayos de laboratorio

Propiedades	Profundidad, m			
	0,0 a 5,7	5,7 a 12,1	12,1 a 13,0	13,0 a 13,5
w, %	50 a 120	230	205	224
γ , kN/m ³ (t/m ³)	12,8 (1,3)	11,8 (1,2)	14,7 (1,5)	11,8 (1,2)
c, kPa (t/m ²)	63,8 (6,5)	37,3 (3,8)	19,6 (2,0)	37,3 (3,8)
ϕ grados	6	0	28	0,0
SUCS	M y CH	CH	ML	CH

Con la estación piezométrica se estableció que el nivel freático se localiza a 2,0 m de profundidad medido con relación al nivel de banqueta; que seguramente está alimentado por fugas de las instalaciones municipales; los valores de presión determinados se citan en la Tabla 4.7. El estado de esfuerzos en la masa de suelo se presenta en la Fig 4.17.

Tabla 4.7. Presión del agua intersticial

Instrumento	Presión kPa (t/m ²)
	Mayo 2001
Tubo de observación a 6.0 m	39,2 (4,0)
Piezómetro 1 a 11,5 m	69,7 (7,1)
Piezómetro 2 a 23,0 m	60,8 (6,2)
Piezómetro 3 a 35,0 m	100,1 (10,2)

4.2.3 Procedimiento constructivo.

4.2.3.1 Secuencia constructiva.

El sistema de niveles gemelos se presenta esquemáticamente en la Fig 4.18. De manera breve consistió en:

- 1) Se realizaron calas en la posición de las columnas de los sótanos y en la traza de la tablestaca, para detectar y remover los restos de cimentaciones antiguas.
- 2) Se perforaron y colaron las pilas que constituyeron los apoyos para las columnas de los sótanos, instalando en ellas las columnas metálicas; se desplantaron a una profundidad de 15 m, medidos desde el nivel de banqueta, con una longitud efectiva de 3,0 m.

TOKIO Y SEVILLA

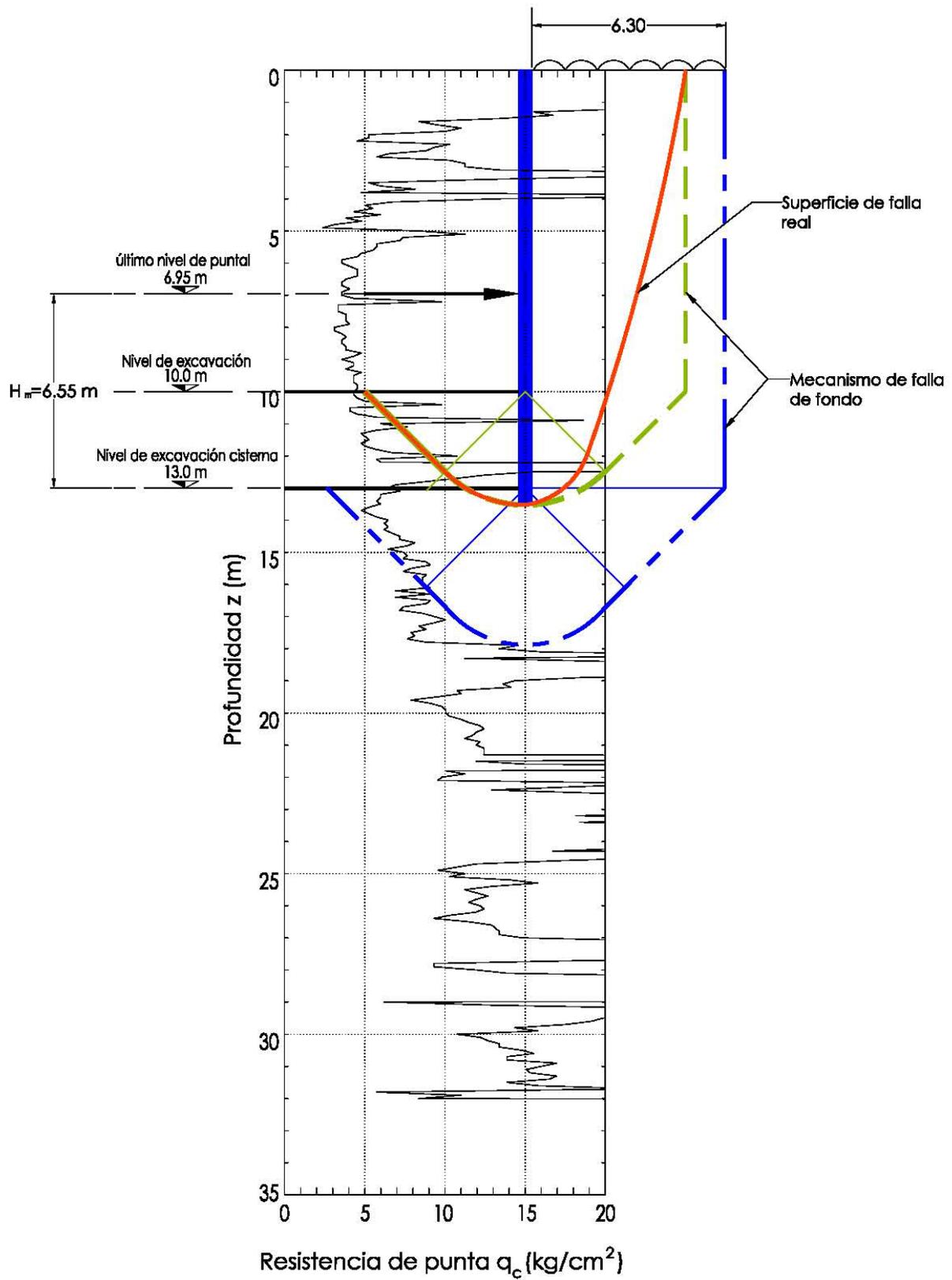
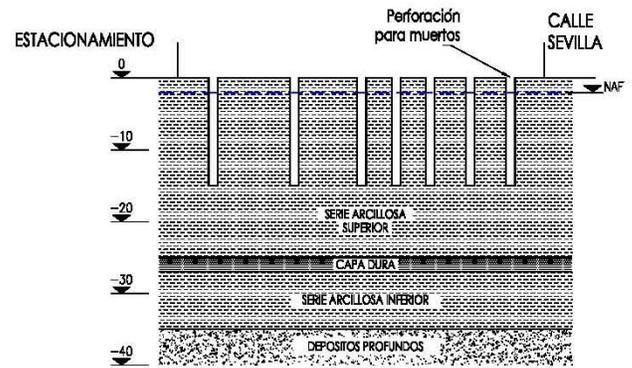
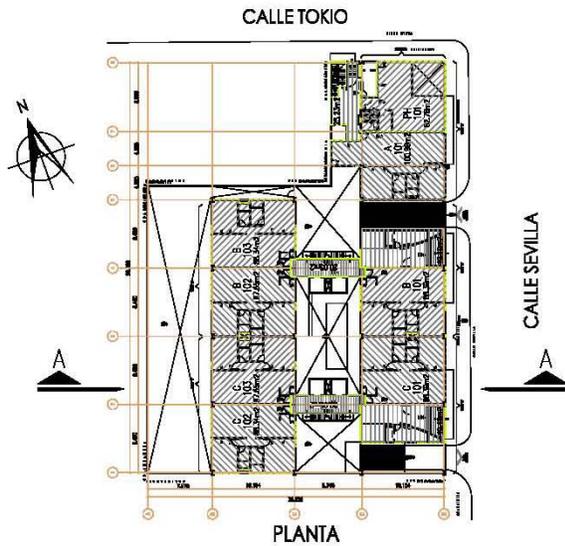
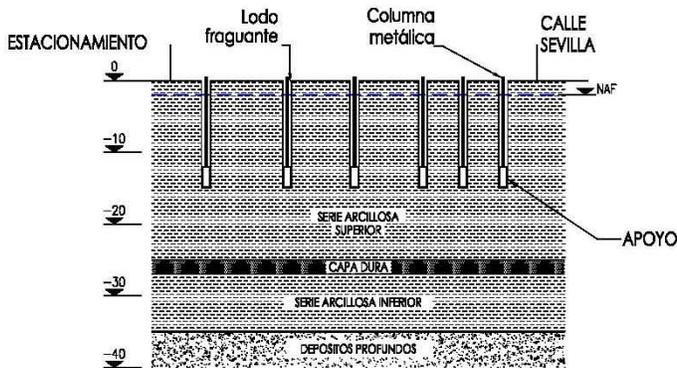


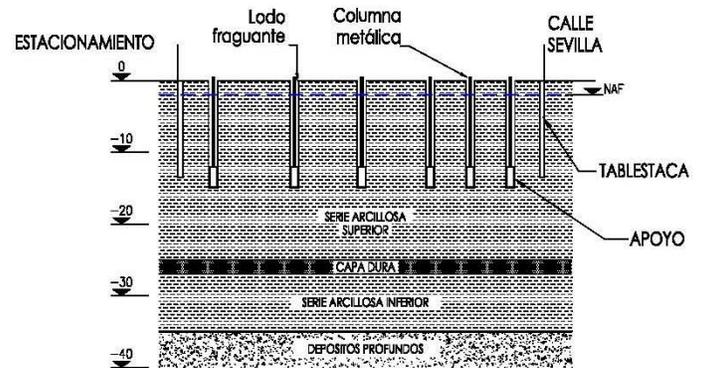
Fig 4.17 Diagrama de presiones horizontales



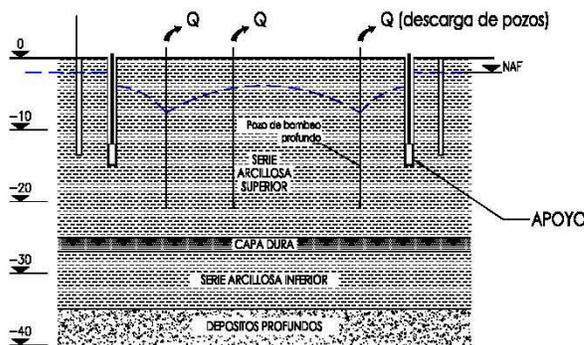
1) PERFORACION PARA APOYOS, ADEMANDO CON LODO BENTONITICO



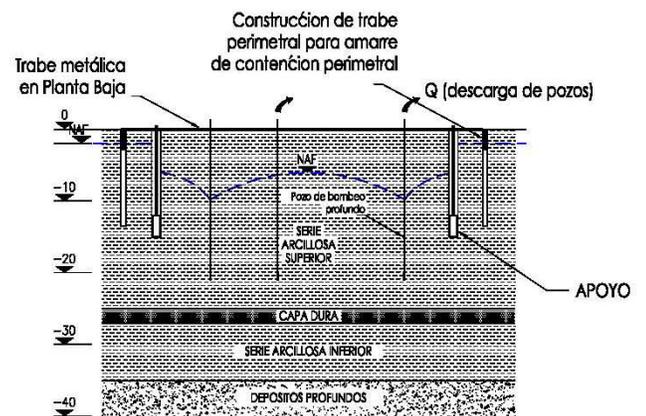
2) CONSTRUCCION DE LOS APOYOS COLADOS CON PROCEDIMIENTO TREMIE Y COLOCACION DE COLUMNAS METALICAS BAJO LODO BENTONITICO PARA DESPUES SUSTITUIR ESE LODO POR LODO FRAGUANTE



3) INSTALACION DE CONTENCIÓN PERIMETRAL A PARTIR DE ESTA ETAPA SE PUEDE INICIAR LA CONSTRUCCION DE SUPERESTRUCTURA DE NIVEL DE BANQUETA HACIA ARRIBA

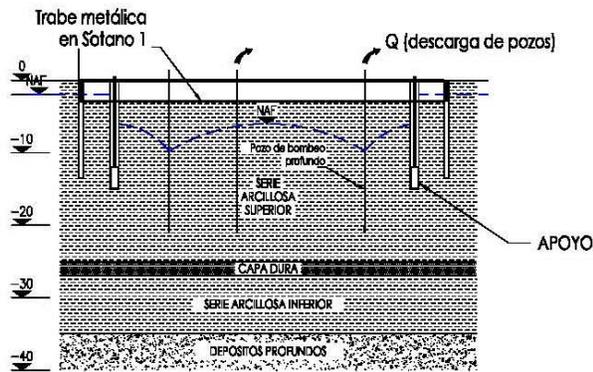


4) CONSTRUCCION DE POZOS DE BOMBEO PROFUNDO E INSTRUMENTACION. SE INICIA EL ABATIMIENTO DEL NAF EN FORMA DESCENDENTE HASTA EL SEGUNDO NIVEL DE SOTANOS

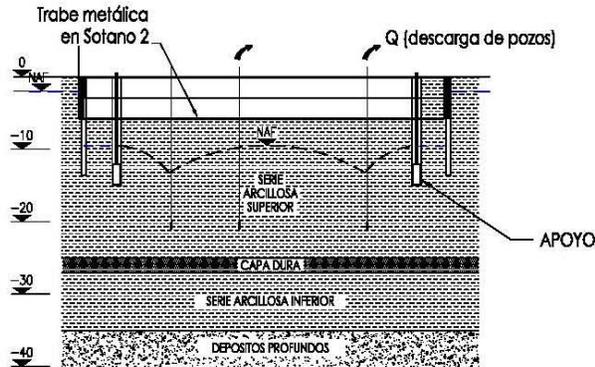


5) CONSTRUCCION DE TRABE PERIMETRAL Y MONTAJE DE TRABES METALICAS PARA APUNTALAR LA CONTENCIÓN A NIVEL DE PLANTA BAJA (PB)

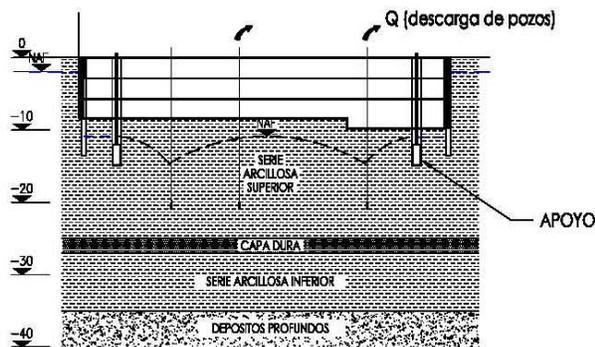
Fig 4.18a Procedimiento constructivo



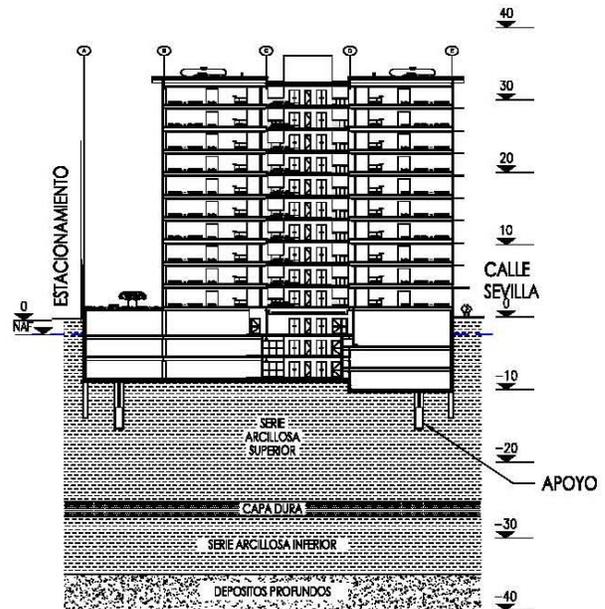
6) EXCAVACION DEL PRIMER NIVEL DE SOTANOS, MONTAJE DE TRABES METALICAS PARA APUNTALAR LA CONTENCIÓN PERIMETRAL A NIVEL DEL SOTANO 1



7) ABATIMIENTO DEL NAF, BAJAR LAS BOMBAS POR DEBAJO DEL TERCER NIV. DE SOTANOS. EXCAVACION DEL SEGUNDO NIV. DE SOTANOS Y MONTAJE DE SUS TRABES METALICAS, CALAFATEO O INYECCION DE FILTRACIONES DE AGUA. SE REPITEN ACTIVIDADES HASTA LLEGAR AL ULTIMO SOTANO (SOTANO 3)



8) CONSTRUCCION ASCENDENTE DE LOSAS, COLUMNAS Y TRABES DE LOS SOTANOS Y DE LA SUPERESTRUCTURA. EL BOMBEO FUNCIONARA HASTA TENER UNA PRESION QUE PUEDA EQUILIBRARSE CON LA SUBPRESION



9) TERMINACION DE LA SUPERESTRUCTURA

Fig 4.18b Procedimiento constructivo

- 3) Se confinaron las columnas metálicas mediante lodo fraguante.
- 4) Se hincó la tablestaca perimetral de 30 y 35 cm de espesor a 13,5 m de profundidad.
- 5) Se instaló y se puso en marcha del sistema de bombeo eyector.
- 6) Se excavaron el primer nivel de sótano, con la correspondiente instalación de las traves de entrepiso de planta baja y sótano 1; en el centro se continuó con la excavación dejando bermas de 3,0 a 4,0 m de ancho y un talud de 45°; la máxima altura dejada entre la berma y el fondo de excavación fue de 4,0 m.
- 7) Se excavó el segundo nivel de sótano y se instalaron las traves de entrepiso, en el centro se profundizó la excavación respetando los lineamientos citados.
- 8) Al concluirse la excavación, se realizó el zanjeo para las contratraves y dados de la cimentación, terminando con la losa de fondo.

Para las columnas perimetrales, primeramente se construyeron las pilas, continuando con el sembrado de las columnas de los sótanos; después se hincó la tablestaca; el espacio que se dejó entre los paños de pilas y ataguía fue de 30 cm.

4.2.3.2 **Tablaestacas.**

El Procedimiento seguido para el hincado de tablestaca fue el siguiente:

- a) Para el hincado se utilizaron 3 perforaciones previas por tableta, de 13,5 m de profundidad y de 0,5 m de diámetro. En un lapso menor a 18 hrs después de terminadas se llevó a cabo el hincado, ayudados por un martillo Delmag D-30.
- b) Las piezas se hincaron de manera consecutiva cuidando la verticalidad, de tal forma que el “macho” de la pieza removi6 el material de la “hembra” de la ya instalada, dejando un hueco que posteriormente se inyect6.
- c) Al término de cada jornada de trabajo se procedió al sellado de las juntas, utilizando tubos galvanizados de 19 mm de diámetro, por medio de los que se inyect6 desde el fondo lodo fraguante; la presión máxima fue de 98,1 kPa (1,0 kg/cm²).

4.2.4 **Presiones horizontales y estabilidad del fondo de la excavación.**

Estabilidad del fondo de la excavación. El factor de seguridad contra flujo plástico en el fondo de la excavación (falla de fondo, Fig 3.11), se obtuvo con el criterio de Tamez, utilizando la expresión (3.58). El factor de seguridad resultante fue igual a 2,8 y 2,4 para las dos sobrecargas existentes de 19,6 y 39,2 kPa (2,0 y 4,0 t/m²); lo que satisface los valores mínimos admisibles (Tabla 3.1). En la Fig 4.19 se muestra la superficie de falla teórica.

$$F_s = \frac{5,14 \left[1 + 0,2 \frac{H}{B} \right] c_u + 2c_{u2} \frac{H_p}{B} + \frac{2M_r}{h_m^2}}{\gamma_n H + p_s} \quad (3.58)$$

donde

H	altura de la excavación, 10,0 m
B	ancho de la superficie de falla, 5,0 m
H _p	pata del muro Milán, 3,5 m
c _u	cohesión media a lo largo de la superficie de falla, 47,1 kPa (4,8 t/m ²)
c _{u2}	cohesión media a lo largo del empotramiento, 32,4 kPa (3,3 t/m ²)
M _r	momento resistente del muro Milán, 245,3 kN-m (25 t-m)
h _m	altura entre el fondo de la excavación y el último puntal, 6,55 m
γ _n H	presión total al fondo de la excavación, 123,6 kPa (12,6 t/m ²)
p _s	sobrecarga en el hombro de la excavación, 19,6 y 39,2 kPa (2 y 4 t/m ²)

Sustituyendo los valores correspondientes se obtuvieron factores de seguridad de 2,8 y 2,4, para las sobrecargas de 19,6 y 39,2 kPa (2 y 4 t/m²). Estos satisfacen los mínimos requeridos para garantizar la estabilidad (Tabla 3.1).

Se calcularon los esfuerzos horizontales asociados a la masa de suelo, imponiendo en la superficie una sobrecarga de 19,6 y 39,2 kPa (2 y 4 t/m²); la envolvente de presión horizontal activa (por metro de ancho), que se desarrolla contra el muro se determinó utilizando el criterio de Zeevaert (Terzaghi-Peck) descrito en el capítulo 3.1.1, empleando parámetros de resistencia no drenados, que corresponden con la condición más desfavorable:

$$P_d = \frac{1.254}{D} \int \left(\frac{\gamma_i h_i - u_i}{N_{\phi_i}} - \frac{2c_i}{\sqrt{N_{\phi_i}}} \right) dh_i + \frac{q}{N_{\phi_i}} + u_i \quad (3.1)$$

$$N_{\phi} = \frac{1 + \text{sen } \phi}{1 - \text{sen } \phi} \quad (2.6)$$

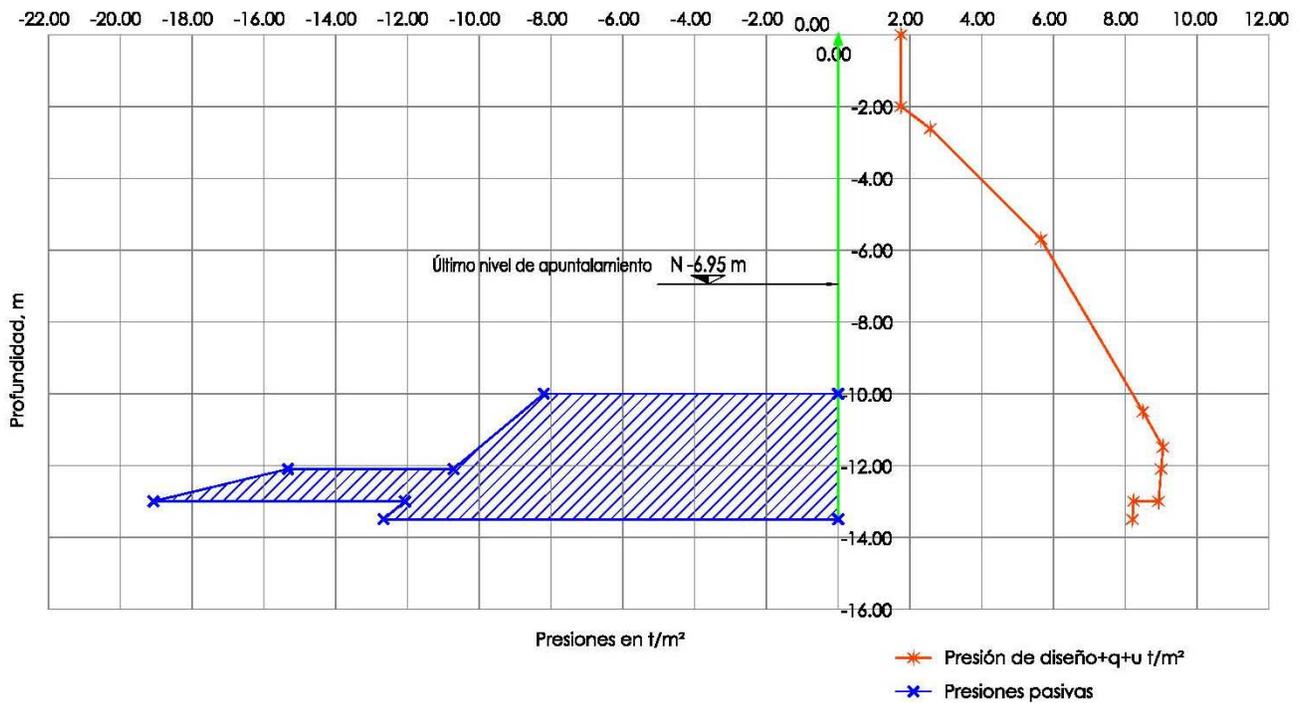
donde:

P _d	presión envolvente correspondiente a la condición activa, kPa
γ _i	peso volumétrico saturado de cada estrato, kN/m ³
h _i	espesor de cada estrato, m
c _i	cohesión no drenada para cada estrato, kPa
φ _i	ángulo de fricción interna de cada estrato, grados
q	sobrecarga en la superficie, 19,6 y 39,2 kPa (2,0 y 4,0 t/m ²)
D	profundidad de excavación, 10 m
u _i	presión intersticial considerando las condiciones piezométricas, kPa

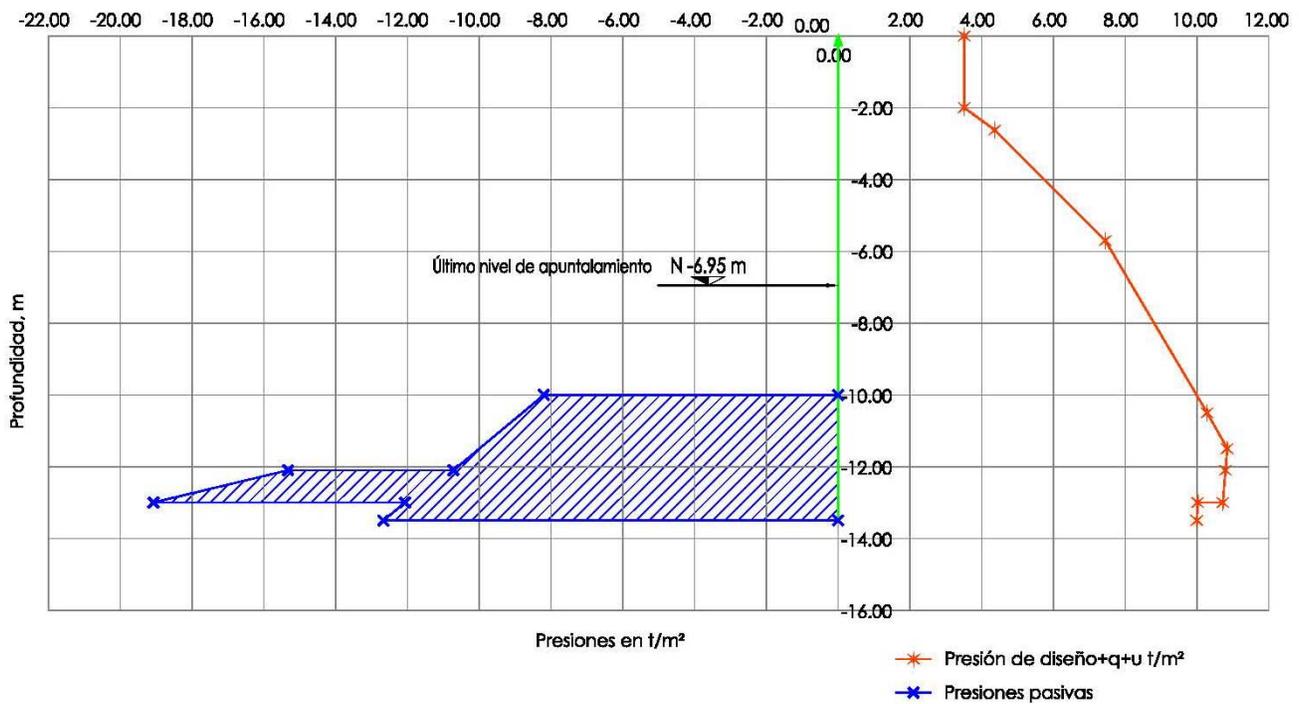
A partir de la profundidad máxima de excavación la presión envolvente, progresa con la pendiente del diagrama de presión activa; su magnitud se muestra en la Fig 4.20.

Las presiones horizontales pasivas en la parte interna del muro que reacciona contra el suelo, se evaluaron como sigue:

$$\sigma_h = \gamma H_p N_{\phi} + 2c_{u2} \sqrt{N_{\phi}} \quad 2.5$$



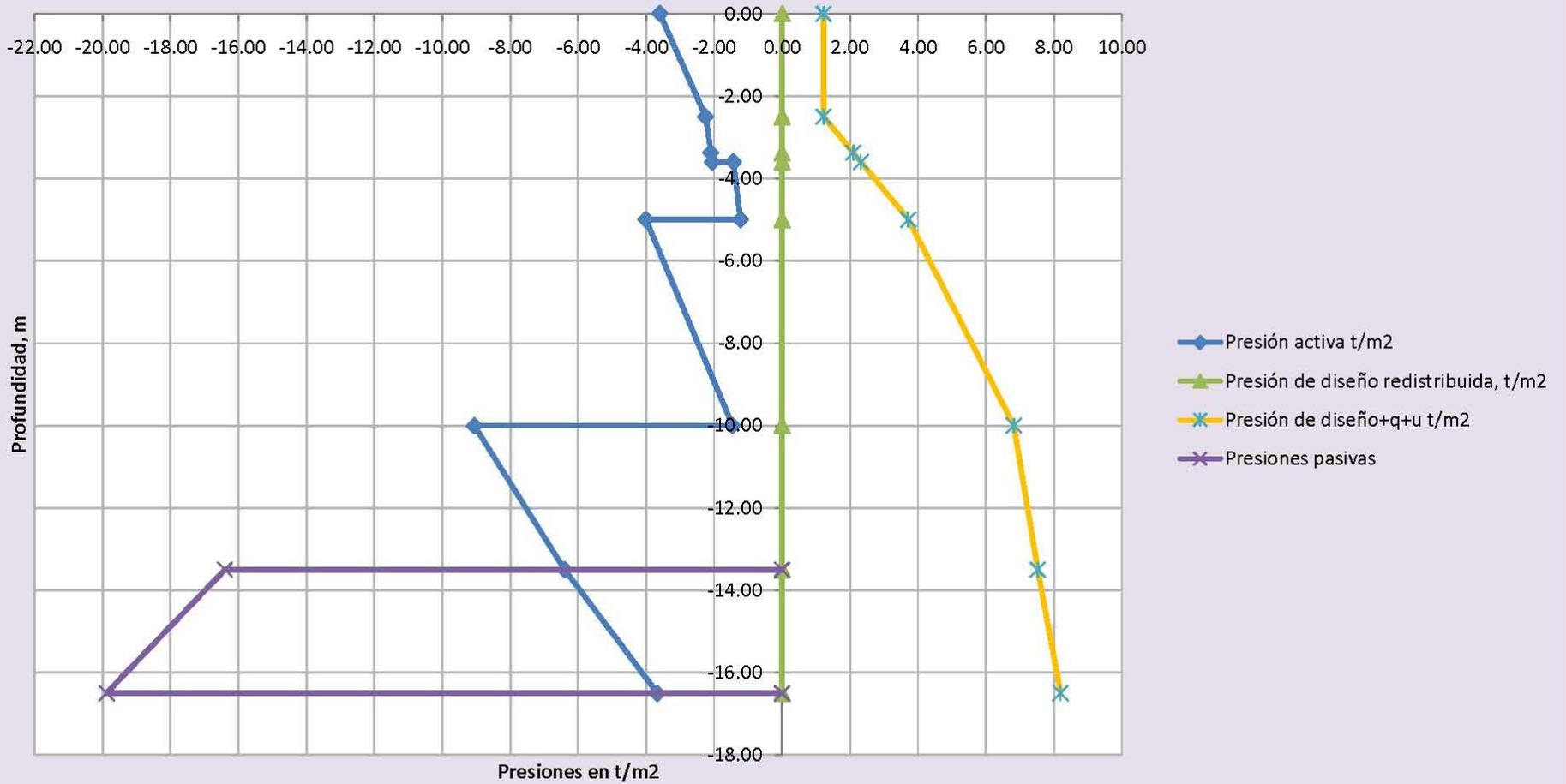
(a) Esfuerzos horizontales condiciones piezométricas, sobrecarga de 2,0 t/m² (Zeevaert)



(b) Esfuerzos horizontales condiciones piezométricas, sobrecarga de 4,0 t/m² (Zeevaert)

Fig 4.19 Diagrama de presiones horizontales Tokio y Sevilla

Fig 4.20a Esfuerzos horizontales condiciones piezométricas, sobrecarga de 1,5 t/m² (Zeevaert), Reforma y Berna



4.20a CALCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES QUE EJERCE EL SUELO AL MURO MILÁN, MÉTODO DE ZEEVAERT CONDICIONES PIEZOMÉTRICAS Y SOBRECARGA DE 1,5 t/m2

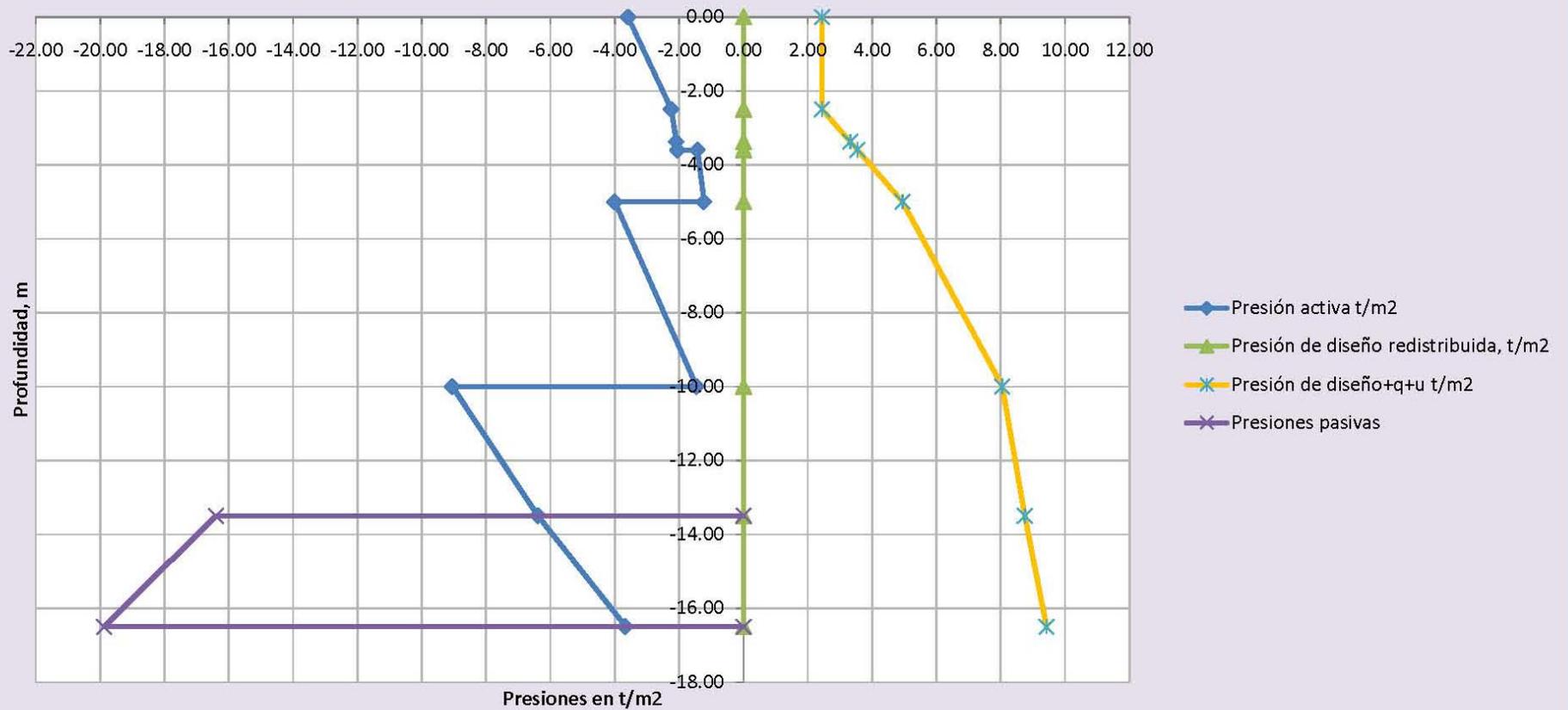
Reforma y Berna

EXCAVACIÓN A 13.5 m DE PROFUNDIDAD; EL MURO MILÁN ESTÁ DESPLANTADO A 16.5 m

Determinación de la presión envolvente con el criterio de Zeevaert, utilizando Rankine sobrecarga de 1.5 t/m2

Estratos	prof, m	γ , t/m3	c, t/m2	Φ , grados	p, t/m2	u, t/m2	σ , t/m2	q, t/m2	N Φ	$\sigma/N\Phi$, t/m2	$2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m2	$\sigma-2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m2	q/N Φ , t/m2	pd, t/m2	qmedia, t/m2	pd+qm/N Φ +u, t/m2
1	0.00	1.50	3.00	28.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	2.78	0.00	3.60	-3.60	0.54	0.00	1.22
1	-2.50	1.50	3.00	28.00	3.75	0.00	3.75	3.75	1.50	2.78	1.35	3.60	-2.25	0.54	0.00	1.22
1	-3.375	1.50	3.00	28.00	5.06	0.88	4.19	4.19	1.50	2.78	1.51	3.60	-2.09	0.54	0.00	1.22
1	-3.60	1.50	3.00	28.00	5.40	1.10	4.30	4.30	1.50	2.78	1.55	3.60	-2.05	0.54	0.00	1.22
2	-3.60	1.35	2.50	24.00	5.40	1.10	4.30	4.30	1.50	2.38	1.81	3.24	-1.43	0.63	0.00	1.22
2	-5.00	1.35	2.50	24.00	7.29	2.50	4.79	4.79	1.50	2.38	2.02	3.24	-1.23	0.63	0.00	1.22
3	-5.00	1.13	4.40	0.00	7.29	2.50	4.79	4.79	1.50	1.00	4.79	8.80	-4.01	1.50	0.00	1.22
3	-10.00	1.13	4.40	0.00	12.94	5.60	7.34	7.34	1.50	1.00	7.34	8.80	-1.46	1.50	0.00	1.22
4	-10.00	1.16	8.20	0.00	12.94	5.60	7.34	7.34	1.50	1.00	7.34	16.40	-9.06	1.50	0.00	1.22
4	-13.50	1.16	8.20	0.00	17.00	7.00	10.00	10.00	1.50	1.00	10.00	16.40	-6.40	1.50	0.00	1.22
4	-16.50	1.16	8.20	0.00	20.48	7.75	12.73	12.73	1.50	1.00	12.73	16.40	-3.67	1.50	0.00	1.22
Presiones horizontales pasivas en la pata del muro																
Estratos										$\sigma/N\Phi$, t/m2	$2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m2	$\sigma/N\Phi+2c/\sqrt{N\Phi}$	$\sigma/N\Phi+2c/\sqrt{N\Phi}+u$			
1	-13.50												0			
1	-13.5	1.16	8.20	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	16.40	16.40	-16.40		
3	-16.5	1.16	8.2	0.00	3.48	0.91	2.57	0.00	0.00	1.00	2.57	16.40	18.97	-19.88		
3	-16.5												0			

Fig 4.20b Esfuerzos horizontales condiciones pizométricas, sobrecarga de 3,0 t/m² (Zeevaert), Reforma y Berna



4.20b CALCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES QUE EJERCE EL SUELO AL MURO MILÁN, MÉTODO DE ZEEVAERT CONDICIONES PIZOMÉTRICAS Y SOBRECARGA DE 3 t/m²

Reforma y Berna

EXCAVACIÓN A 13.5 m DE PROFUNDIDAD; EL MURO MILÁN ESTÁ DESPLANTADO A 16.5 m

Determinación de la presión envolvente con el criterio de Zeevaert, utilizando Rankine sobrecarga de 3 t/m²

Estratos	prof, m	γ , t/m ³	c, t/m ²	Φ , grados	p, t/m ²	u, t/m ²	σ , t/m ²	q, t/m ²	N Φ	$\sigma/N\Phi$, t/m ²	$2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m ²	$\sigma-2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m ²	q/N Φ , t/m ²	pd, t/m ²	qmedia, t/m ²	pd+qm/N Φ +u, t/m ²
1	0.00	1.50	3.00	28.00	0.00	0.00	0.00	3.00	2.78	0.00	3.60	-3.60	1.08	0.00	2.44	2.44
1	-2.50	1.50	3.00	28.00	3.75	0.00	3.75	3.00	2.78	1.35	3.60	-2.25	1.08	0.00	2.44	2.44
1	-3.375	1.50	3.00	28.00	5.06	0.88	4.19	3.00	2.78	1.51	3.60	-2.09	1.08	0.00	2.44	3.32
1	-3.60	1.50	3.00	28.00	5.40	1.10	4.30	3.00	2.78	1.55	3.60	-2.05	1.08	0.00	2.44	3.54
2	-3.60	1.35	2.50	24.00	5.40	1.10	4.30	3.00	2.38	1.81	3.24	-1.43	1.26	0.00	2.44	3.54
2	-5.00	1.35	2.50	24.00	7.29	2.50	4.79	3.00	2.38	2.02	3.24	-1.23	1.26	0.00	2.44	4.94
3	-5.00	1.13	4.40	0.00	7.29	2.50	4.79	3.00	1.00	4.79	8.80	-4.01	3.00	0.00	2.44	4.94
3	-10.00	1.13	4.40	0.00	12.94	5.60	7.34	3.00	1.00	7.34	8.80	-1.46	3.00	0.00	2.44	8.04
4	-10.00	1.16	8.20	0.00	12.94	5.60	7.34	3.00	1.00	7.34	16.40	-9.06	3.00	0.00	2.44	8.04
4	-13.50	1.16	8.20	0.00	17.00	7.00	10.00	3.00	1.00	10.00	16.40	-6.40	3.00	0.00	2.44	8.74
4	-16.50	1.16	8.20	0.00	20.48	7.75	12.73	3.00	1.00	12.73	16.40	-3.67	3.00	0.00	2.44	9.42
Presiones horizontales pasivas en la pata del muro										$\sigma/N\Phi$, t/m ²	$2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m ²	$\sigma N\Phi+2c\sqrt{N\Phi}$	$\sigma N\Phi+2c\sqrt{N\Phi}+u$			
Estratos	1	-13.50														0
	1	-13.5	1.16	8.20	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	16.40	16.40	-16.40		
	3	-16.5	1.16	8.2	0.00	3.48	0.91	2.57	0.00	1.00	2.57	16.40	18.97	-19.88		
	3	-16.5														0

donde

γ_i peso volumétrico del suelo en el empotramiento del muro, 11,8 kN/m³ (1,2 t/m³)
las literales ya han sido definidas

Las presiones pasivas que se desarrollan en la parte interna del muro, se presentan en la Fig 4.20.

Para determinar el factor de seguridad contra la falla por empotramiento del muro perimetral, se analizó la condición más crítica que corresponde con: a) se tiene colocado el último nivel de troqueles, que corresponde con -6,95 m; b) la excavación se encuentra en su máxima profundidad de 10 m; c) en este último nivel de apuntalamiento, se desarrolla una articulación plástica; y d) el muro está apoyado a -13,5 m. El cálculo del factor de seguridad se realizó con el criterio de Tamez presentado en el capítulo 3.2.5 (Fig 3.12):

$$F_{sp} = \frac{3,57c_u + 0,5\gamma_n H_p + \frac{2M_r}{h_m^2}}{P_{rm}} \quad (3.62)$$

donde

c_u cohesión media a lo largo de la ataguía, 48 kPa (4,8 t/m²)
 $\gamma_n H_p$ presión media al desplante del muro en el lado interno, 21 kPa (2,1 t/m²)
 H_p longitud de la pata, 3,5 m
 h_m distancia entre el desplante del muro y el último puntal, 6,55 m
 p_{rm} presión media en la pata del muro, ver las figuras de presión horizontal

Sustituyendo los valores se determinó un factor contra la falla por empotramiento de 3.5 y 2.7 para las sobrecargas de 19,6 y 39,2 kPa (2 y 4 t/m²); estos valores satisfacen los mínimos solicitados de 2 (Tabla 3.1).

4.2.5 Desplazamientos esperados.

Con el criterio de Zeevaert se determinó el desplazamiento horizontal de la ataguía al nivel del fondo de la excavación, según lo citado en el capítulo 3.1.4 (Fig 3.5), con las ecuaciones siguientes:

$$\delta_h = \frac{M_x R_a B}{c \tan \alpha} \ln \left(\frac{c+B}{c-B} \right) \quad (3.26)$$

$$c^2 = \left(\frac{2L + B \tan \alpha}{\tan \alpha} \right) B \quad (3.27)$$

donde:

M_x módulo de reacción horizontal por la descarga vertical, 0,49 m²/N (0,05 cm²/kg)
 R_a acción sobre la pata de la ataguía, 0,46 y 0,52 kN/cm (47 y 53 kg/cm)
 B semiancho o semilargo, 1.740 cm sentido corto y 2.547,5 cm sentido largo
 c 2.259,6 cm sentido corto y 3.087,5 cm sentido largo
 α ángulo del bloque de suelo que reacciona horizontalmente, 26,6 grados (recomendación del Dr Leonardo Zeevaert)

L longitud del empotramiento de la pata, 300 cm

Sustituyendo los valores correspondientes, los desplazamientos horizontales de la ataguía al nivel del fondo de la excavación valen para el sentido corto y largo 8,3 y 9,0 cm. Para reducir estos valores a 5,0 cm, se decidió realizar el ataque del fondo en tramos cortos, correspondientes a la dimensión de los entre-ejes y cuartos de claro 9,65 m (Fig 4.15), con lo que los desplazamientos se reducen a magnitudes de 5,7 y 5,1 cm; para estar seguro de no sobrepasar estos valores, se acordó medir los desplomos de la tabletas de concreto, pudiendo en caso de requerirse aumentar un nivel de puntal y reducir así estos movimientos.

La magnitud de los desplazamientos debería ser como máximo la correspondiente a la condición activa, que de acuerdo con la Fig 2.3, alcanzaría un valor entre 1,0 y 5,0 cm. Los correspondientes verticales en los inmuebles colindantes valdrían lo mismo.

4.2.6 Desplazamientos medidos.

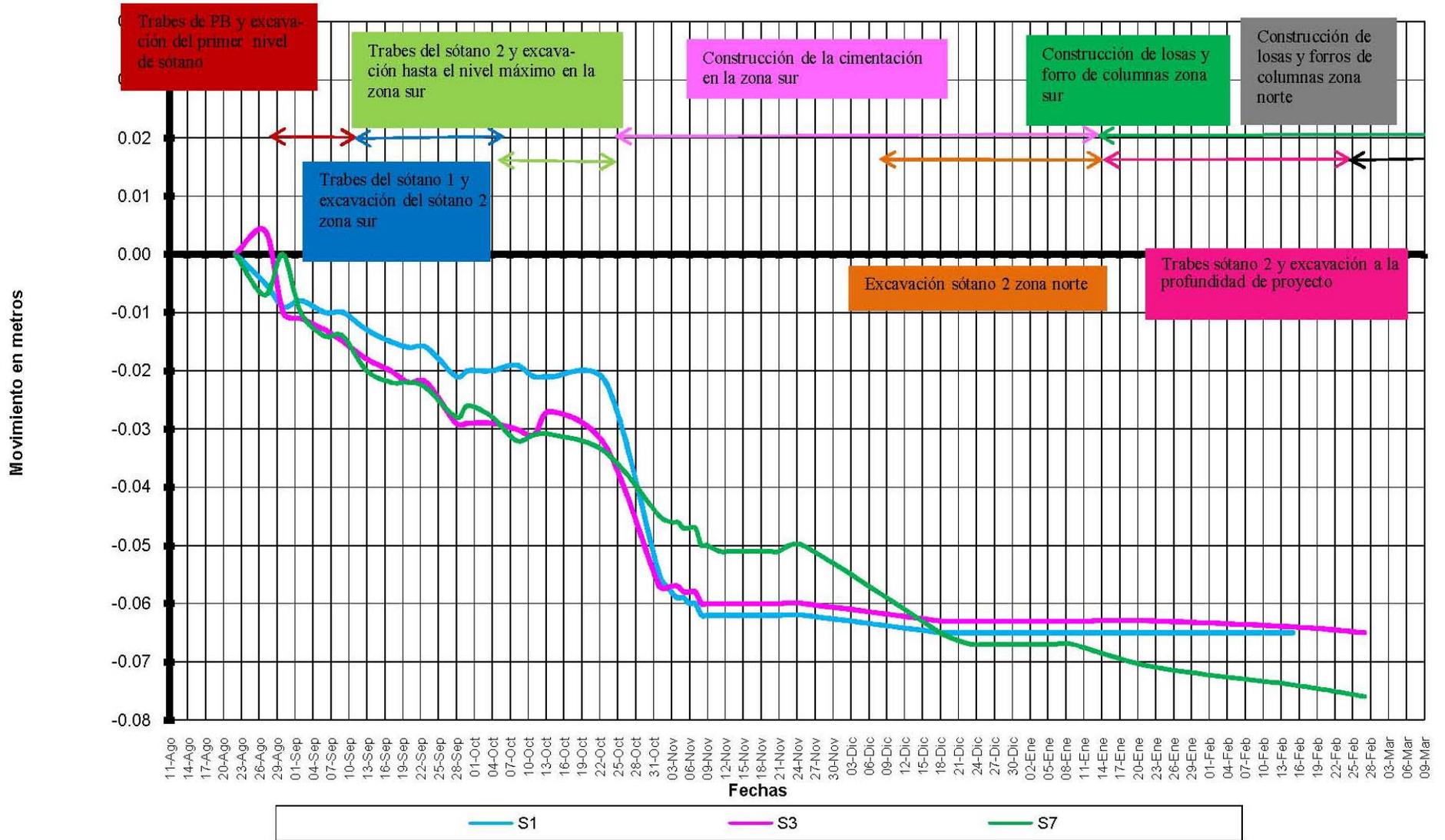
Con el fin de determinar los movimientos asociados a la construcción del edificio y para que se pudieran detectar oportunamente condiciones de inestabilidad, se instalaron en el perímetro puntos de control, distribuidos en todo el perímetro; en la Fig 4.15 se presentan los más representativos de cada una de las colindancias. En ellos se realizó por condiciones de costo, únicamente la medición de desplazamientos verticales; se solicitó la conveniencia de instalar un inclinómetro por cada una de las caras, que fue denegada por su costo.

En las Figs 4.21 a 4.24 se presentan las gráficas de desplazamiento contra tiempo, en las que los valores positivos corresponden con expansiones y los negativos con asentamientos; ellas corresponden con puntos instalados en la colindancia oriente, norte, norte en la acera opuesta de la calle de Sevilla y la poniente, respectivamente; para el control se utilizó un punto de control situado en la acera poniente de la intersección de Paseo de la Reforma y Sevilla. La cronología del avance de construcción se cita en la Tabla 4.8 y se precisa en las todas las figuras.

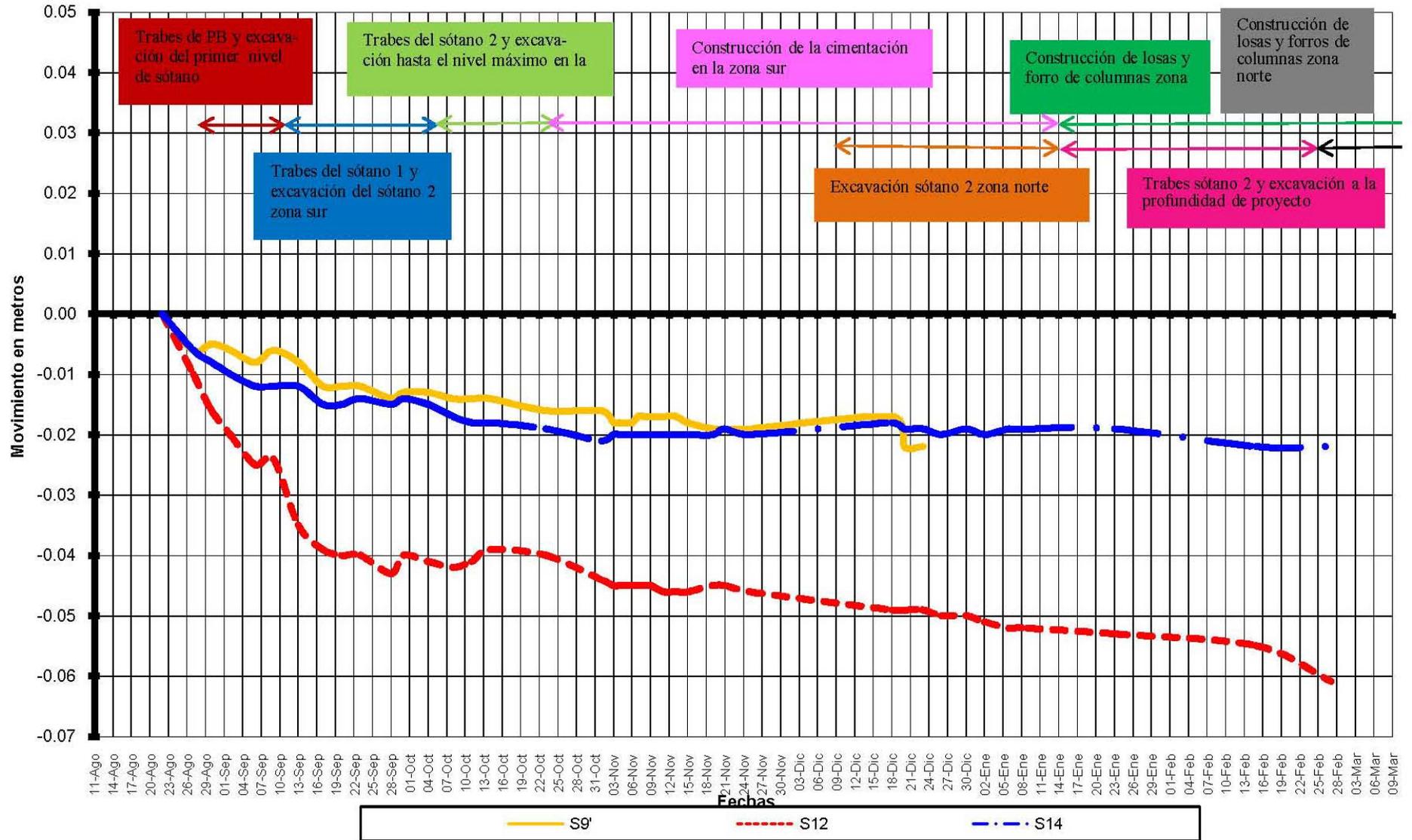
Tabla 4.8. Etapas de construcción

Actividad	Período de construcción
Fabricación, hincado de tablaestaca y pilas de cimentación temporal	5 de junio al 27 de agosto de 2002
Montaje y soldadura de las traveses de PB y excavación del sótano 1	27 de agosto al 11 de septiembre de 2002
Montaje y soldadura de las traveses del sótano 1 y excavación del sótano 2 en la zona sur	11 de septiembre al 5 de octubre de 2002
Montaje y soldadura de las traveses del sótano 2 y excavación al nivel de proyecto	5 de octubre al 25 de octubre de 2002
Construcción de contratrabes y losa de cimentación zona sur	25 de octubre al 14 de enero del 2003
Construcción de losas y forros de concreto de columnas en la zona sur	A partir del 14 de enero de 2003
Excavación del sótano 2 en la zona norte	9 de diciembre al 14 de enero de 2003
Montaje y soldadura de las traveses del sótano 2 y excavación al nivel de proyecto en la zona norte	14 de enero al 25 de febrero de 2003
Construcción de contratrabes y losa de cimentación en la zona sur	A partir del 25 de febrero de 2003
Cierre del cajón de cimentación	Mediados de abril de 2003

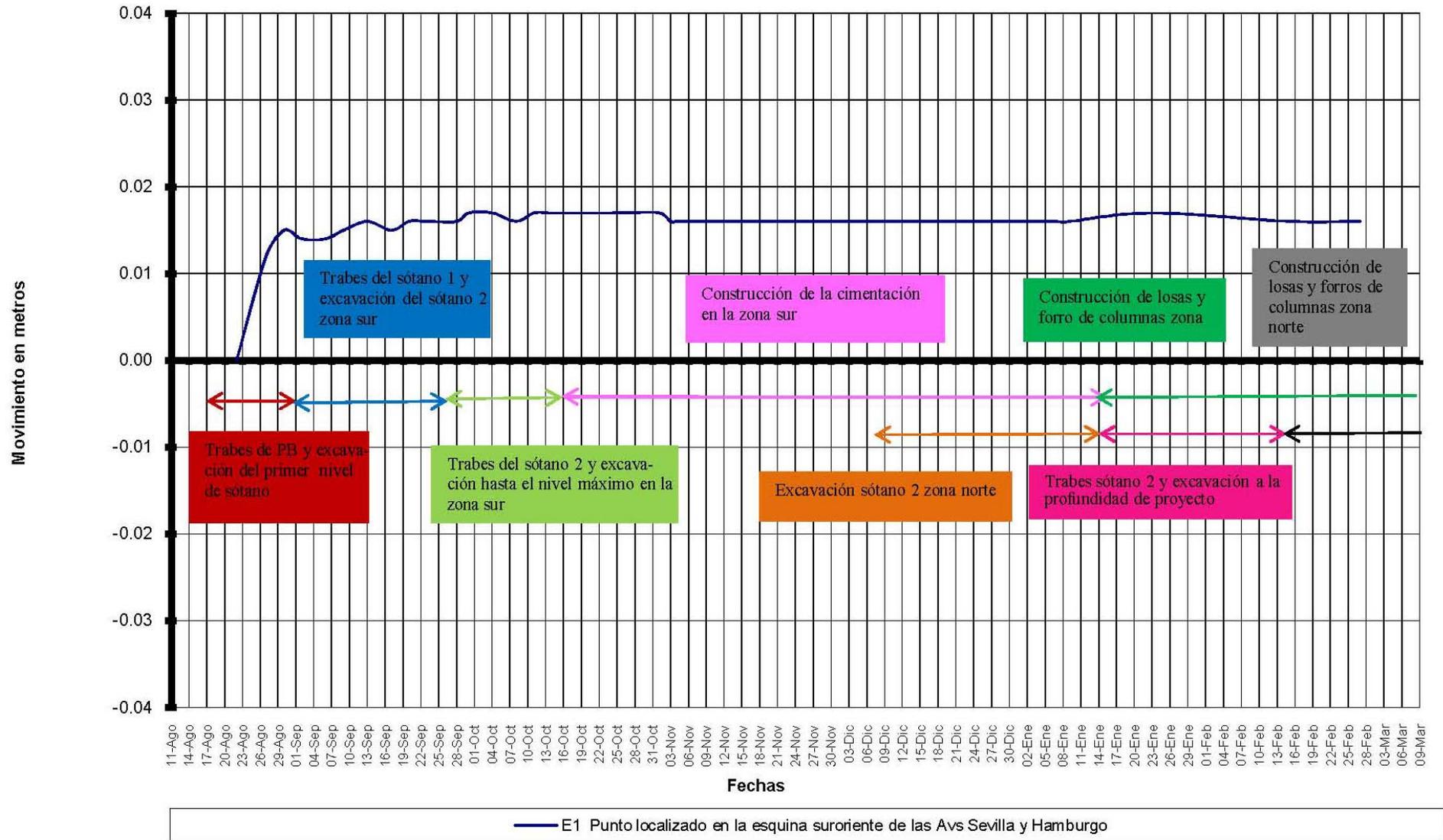
**FIG 4.21 TOKIO Y SEVILLA
COLINDANCIA SUR**



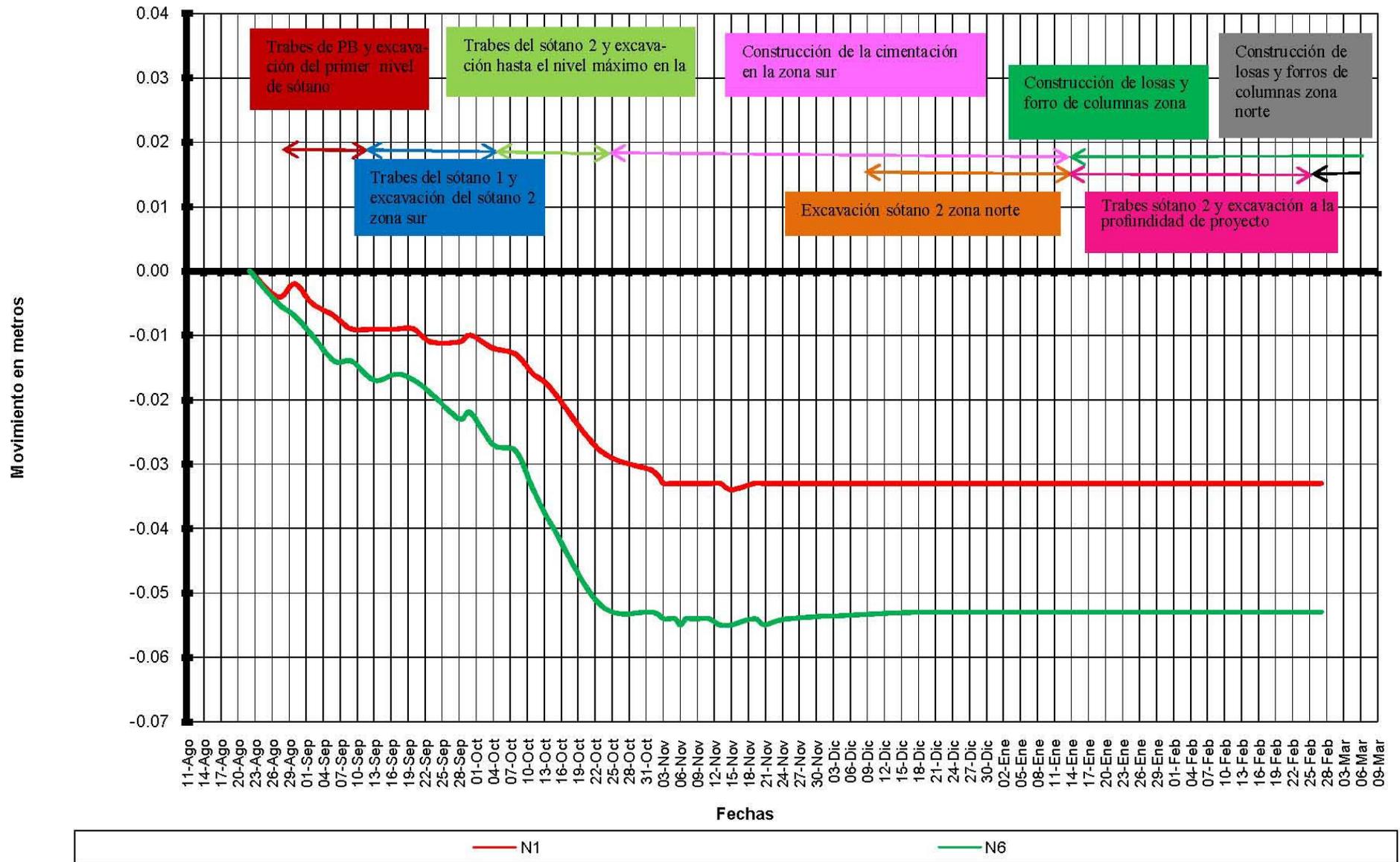
**FIG 4.22 TOKIO Y SEVILLA
COLINDANCIA PONIENTE**



**FIG 4.23 TOKIO Y SEVILLA
COLINDANCIA PONIENTE ACERA OPUESTA**



**FIG 4.24 TOKIO Y SEVILLA
COLINDANCIA NORTE**



En la siguiente Tabla 4.9 se presenta el análisis de los movimientos verticales para las diferentes etapas de construcción. Del análisis de estos resultados se concluye lo siguiente:

- 1) En todas las colindancias los desplazamientos verticales inhiben las expansiones debidas a la excavación, que de acuerdo a lo calculado alcanzarían un valor de 8,0 cm al centro de la excavación, 4,0 cm en los puntos medios de los linderos y de 2,0 cm en las esquinas.
- 2) En el punto S1 localizado próximo a la zona de la falla de las tabletas, ocurrida en el lindero sur hacia la esquina oriente, y en el S3 situado al extremo norte del edificio ubicado en el lindero oriente hacia la esquina sur; en ellos se observa un incremento importante de la velocidad de asentamiento en un período muy corto, que está asociada a la sobrexcaación que produjo la falla (capítulo 5). Una vez logrado el control del accidente y alcanzada a la estabilización de la zona, la velocidad fue muy baja.
- 3) En el punto S7 situado en un inmueble que presentaba muchas grietas en muros y pisos, al llegar al fondo de la excavación en la zona sur la velocidad de hundimiento se incrementó, lo que produjo seguramente la rotura del drenaje, aumentándose nuevamente la velocidad. Después de realizar las reparaciones correspondientes se redujeron los asentamientos.
- 4) La velocidad de hundimientos para el momento en que se alcanza la máxima profundidad en la zona sur, es semejante entre los puntos S3, S7, S9', S12, S14, N1 y N6. La diferencia con el S12 localizado al centro de la Av Sevilla que registró magnitudes y velocidades del orden del doble, se debe a la carga dinámica asociada al tráfico.
- 5) En la acera de Sevilla opuesta a la obra, se registró una expansión elástica de 1,5 cm; magnitud muy cercana a la determinada teóricamente con un valor de 2,0 cm.
- 6) En las colindancias norte y poniente la magnitud de los desplazamientos verticales registrados, está en el límite inferior del rango de los calculados, comprendidos entre 1,0 y 5,0 cm. Se presume que los movimientos horizontales alcanzaron valores semejantes.
- 7) En el caso de los puntos de las colindancia oriente S1 y S3 los hundimientos rebasan ligeramente el valor máximo de 5,0 cm. En lo que concierne al S7 ya se citaron las causas que llevaron a tener magnitudes de 7,7 cm.
- 8) Una vez alcanzado el fondo de excavación se midió la pérdida de verticalidad en varios puntos de las tabletas de concreto, registrando valores entre 5,0 y 7,0 cm; incluso estas magnitudes se midieron en la zona de la falla (Fig 4.15), antes de que ocurriera. El valor determinado con la Teoría de Zeevaert es de 5,7 y 5,1 cm, que corresponde con el 81 y 98 % de los ocurridos.

Tabla 4.9. Desplazamientos verticales y velocidades para las etapas de construcción

Colindancia oriente																		
Puntos	Excavación del sótano 1 y porción sur del sótano 2 27 ago a 28 sep			Fondo de la excavación zona sur 28 sep a 25 oct			Construcción de la cimentación zona sur 25 oct a 1 nov (falla de tabletas en la zona sur oriente, 30 oct)			Construcción de la cimentación zona sur 1 nov a 25 nov			Construcción de la cimentación zona sur y excavación del sótano 2 zona norte 25 nov a 18 dic			Losas y forros de columna en zona sur, fondo de excavación, cimentación, losas y columnas de concreto zona norte 18 dic a 25 feb		
	δ_t	δ_p	V	δ_t	δ_p	V	δ_t	δ_p	V	δ_t	δ_p	V	δ_t	δ_p	V	δ_t	δ_p	V
S1	2,0	0,0	0,6	2,0	0,0	0,0	6,1	4,1	5,8	6,1	0,0	0,0	6,3	0,2	0,9	6,4	0,1	0,14
S3	2,9	0,0	0,9	2,9	0,0	0,0	6,0	3,1	4,4	6,1	0,0	0,0	6,25	0,15	0,06	6,35	0,1	0,14
S7	2,9	0,0	0,9	3,2	0,3	0,1	5,0	1,8	2,6	5,1	0,0	0,04	6,6	0,5	0,17	7,7	1,1	0,23
Todos los desplazamientos son hundimientos												Punto S7 fugas en drenaje			Punto S7 del 24 de dic al 9 de enero V 0,0; del 9 de enero en adelante 0,23			
Colindancia poniente																		
Puntos	Excavación del sótano 1 y fondo de la excavación zona sur 27 ago a 7 oct			Construcción de la cimentación zona sur, excavación al nivel de desplante en la zona norte 7 oct a 1 nov			Construcción de la cimentación zona sur, losas y forros de columna en zona sur, cimentación, losas y columnas de concreto zona norte 1 nov a 28 feb											
	δ_t	δ_p	V	δ_t	δ_p	V	δ_t	δ_t	V									
N1'	1,25	0,0	0,3	3,3	2,05	0,82	3,3	0,0	0,0									
N6	2,8	0,0	0,7	5,3	2,5	1,0	5,3	0,0	0,0									
Colindancia norte																		
Puntos	Excavación del sótano 1 y fondo de la excavación en zona sur 27 ago a 5 oct			Construcción de la cimentación zona sur, excavación del sótano 2 zona norte, cimentación, losas y forros de concreto 5 oct a 28 feb														
	δ_t	δ_p	V	δ_t	δ_p	V												
S9'	1,3	0,0	0,33	2,0	0,7	0,05												
S12	4,1	0,0	1,1	6,1	2,0	0,13												
S14	1,4	0,0	0,36	2,2	0,8	0,05												
Todos los desplazamientos son hundimientos																		
Colindancia norte acera opuesta																		
Puntos	Excavación del sótano 1 27 ago a 1 sept			Excavación al fondo en la zona sur, construcción de la cimentación zona sur, excavación del sótano 2 zona norte, cimentación, losas y forros de concreto 1 sep a 28 feb														
	δ_t	δ_p	V	δ_t	δ_p	V												
E1	1,5	0,0	3,0	1,7	0,2	0,01												
Todos los desplazamientos son expansiones																		

δ_t desplazamiento total en cm; δ_p desplazamiento parcial para el período en cuestión en cm; V velocidad de deformación en mm/día.

4.3 Comparación del diseño entre los métodos de Zeevaert y Tamez.

4.3.1 Proyecto Reforma y Berna.

4.3.1.1 Diagramas de presiones horizontales.

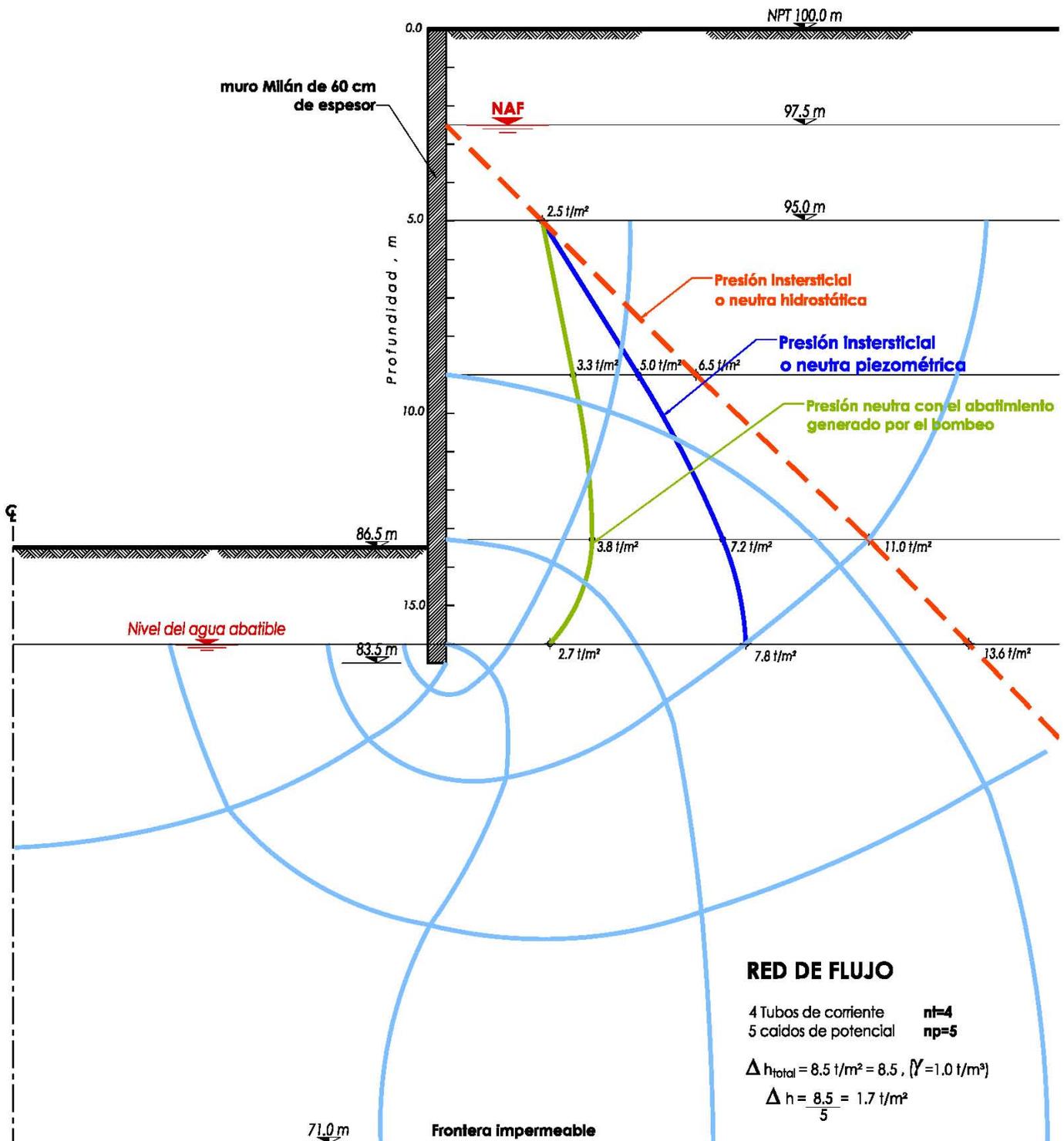
En la Tabla 4.10 se presentan los empujes totales que se desarrollan contra la ataguía utilizando los métodos de esfuerzos efectivos que propone Zeevaert y el de esfuerzos totales de Tamez, explicados en los capítulos 3.1.1 y Fig 3.1 y 3.2.2 y Fig 3.8, respectivamente. También se precisa en porcentaje su magnitud relativa a la determinada con Zeevaert y la red de flujo generada por el bombeo. Los diagramas de presiones horizontales y la red de flujo se presentan en las Figs 4.25 a 4.31.

Tabla 4.10. Empuje total contra la ataguía

Método de determinación de las presiones horizontales	Empuje total kN/m (t/m)		Porcentaje relativo al de Zeevaert con red de flujo	
	Sobrecarga kPa (t/m ²)		Sobrecarga kPa (t/m ²)	
	14,7 (1,5)	29,4 (3)	14,7 kpa (1,5 t/m ²)	29,4 kpa (3 t/m ²)
Zeevaert red de flujo	553,3 (56,4)	750,5 (76,5)	100%	100%
Zeevaert con condiciones piezométricas	824,0 (84,0)	1.024,0 (104,4)	148%	136%
Tamez	364,0 (37,1)	576,8 (58,8)	66%	77%

4.3.1.2 Cargas en los puntales.

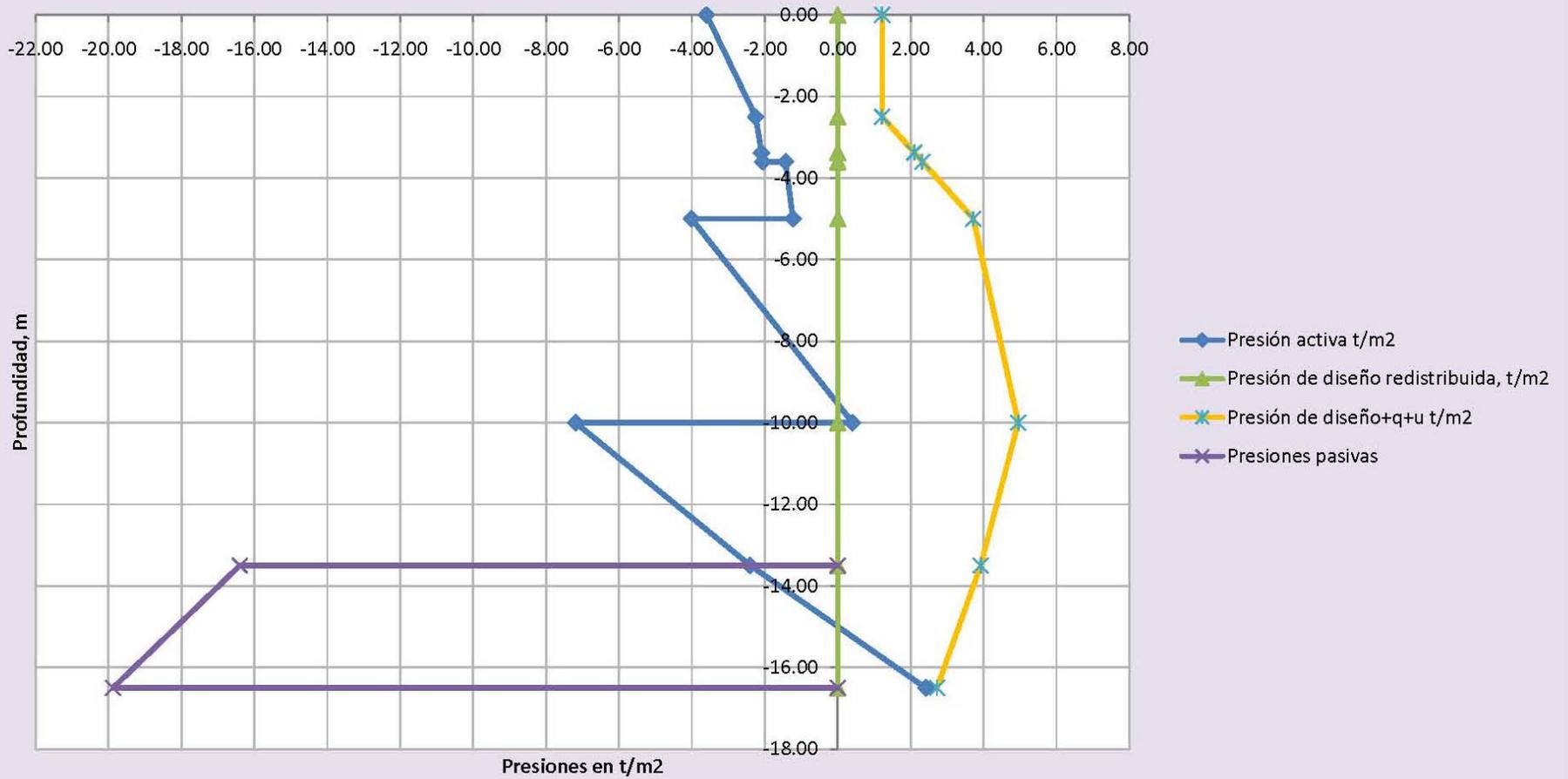
Con los diagramas de presiones horizontales de Zeevaert y Tamez se calcularon las fuerzas actuantes en los puntales, considerando para ello las áreas tributarias correspondientes para cada nivel. En la Tabla 4.11 se citan los valores obtenidos y se presenta su comparación con los que se determinan con el método de Zeevaert y la red de flujo asociada al bombeo Figs 4.25 a 4.31.



La frontera impermeable se consideró a una profundidad de 29,0 m, en donde inician las arcillas limosas de muy baja permeabilidad, justo en el contacto con el segundo lente de vidrio volcánico después de la capa dura.

Fig 4.25 Red de flujo Reforma y Berna

**Fig 4.26 Esfuerzos horizontales con red de flujo, sobrecarga de 1,5 t/m²
(Zeevaert)
Reforma y Berna**



4.26 CALCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES QUE EJERCE EL SUELO AL MURO MILÁN, MÉTODO DE ZEEVAERT CON RED DE FLUJO Y SOBRECARGA DE 1,5 t/m2

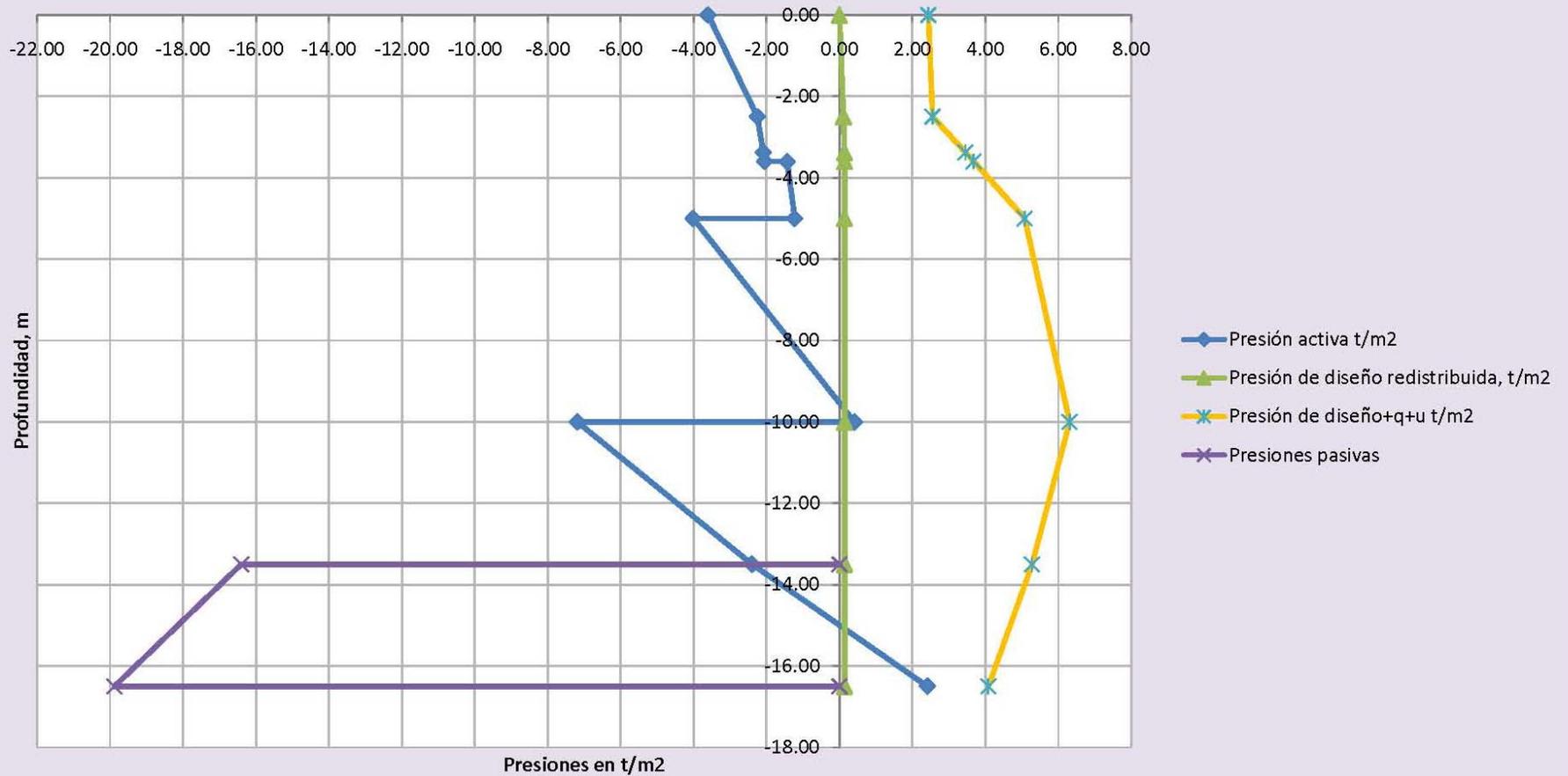
Reforma y Berna

EXCAVACIÓN A 13.5 m DE PROFUNDIDAD; EL MURO MILÁN ESTÁ DESPLANTADO A 16.5 m

Determinación de la presión envolvente con el criterio de Zeevaert, utilizando Rankine sobrecarga de 1.5 t/m2

Estratos	prof, m	γ , t/m3	c, t/m2	Φ , grados	p, t/m2	u, t/m2	σ , t/m2	q, t/m2	N Φ	$\sigma/N\Phi$, t/m2	$2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m2	$\sigma-2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m2	q/N Φ , t/m2	pd, t/m2	qmedia, t/m2	pd+qm/N Φ +u, t/m2	
1	0.00	1.50	3.00	28.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	2.78	0.00	3.60	-3.60	0.54	0.00	1.22	
1	-2.50	1.50	3.00	28.00	3.75	0.00	3.75	1.50	1.50	2.78	1.35	3.60	-2.25	0.54	0.00	1.22	
1	-3.375	1.50	3.00	28.00	5.06	0.88	4.19	1.50	1.50	2.78	1.51	3.60	-2.09	0.54	0.00	1.22	
1	-3.60	1.50	3.00	28.00	5.40	1.10	4.30	1.50	1.50	2.78	1.55	3.60	-2.05	0.54	0.00	1.22	
2	-3.60	1.35	2.50	24.00	5.40	1.10	4.30	1.50	1.50	2.38	1.81	3.24	-1.43	0.63	0.00	1.22	
2	-5.00	1.35	2.50	24.00	7.29	2.50	4.79	1.50	1.50	2.38	2.02	3.24	-1.23	0.63	0.00	1.22	
3	-5.00	1.13	4.40	0.00	7.29	2.50	4.79	1.50	1.50	1.00	4.79	8.80	-4.01	1.50	0.00	1.22	
3	-10.00	1.13	4.40	0.00	12.94	3.73	9.21	1.50	1.50	1.00	9.21	8.80	0.41	1.50	0.00	1.22	
4	-10.00	1.16	8.20	0.00	12.94	3.73	9.21	1.50	1.50	1.00	9.21	16.40	-7.19	1.50	0.00	1.22	
4	-13.50	1.16	8.20	0.00	17.00	3.00	14.00	1.50	1.50	1.00	14.00	16.40	-2.40	1.50	0.00	1.22	
4	-16.50	1.16	8.20	0.00	20.48	1.67	18.81	1.50	1.50	1.00	18.81	16.40	2.41	1.50	0.00	1.22	
Presiones horizontales pasivas en la pata del muro																	
Estratos										$\sigma/N\Phi$, t/m2	$2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m2	$\sigma/N\Phi+2c/\sqrt{N\Phi}$	$\sigma/N\Phi+2c/\sqrt{N\Phi}+u$				
1	-13.50																0
1	-13.5	1.16	8.20	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	16.40	16.40	-16.40			
3	-16.5	1.16	8.2	0.00	3.48	0.91	2.57	0.00	0.00	1.00	2.57	16.40	18.97	-19.88			
3	-16.5																0

**Fig 4.27 Esfuerzos horizontales con red de flujo, sobrecarga de 3 t/m²
(Zeevaert)
Reforma y Berna**



4.27 CÁLCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES QUE EJERCE EL SUELO AL MURO MILÁN, MÉTODO DE ZEEVAERT CON RED DE FLUJO Y SOBRECARGA DE 3 t/m²

Reforma y Berna

EXCAVACIÓN A 13.5 m DE PROFUNDIDAD; EL MURO MILÁN ESTÁ DESPLANTADO A 16.5 m

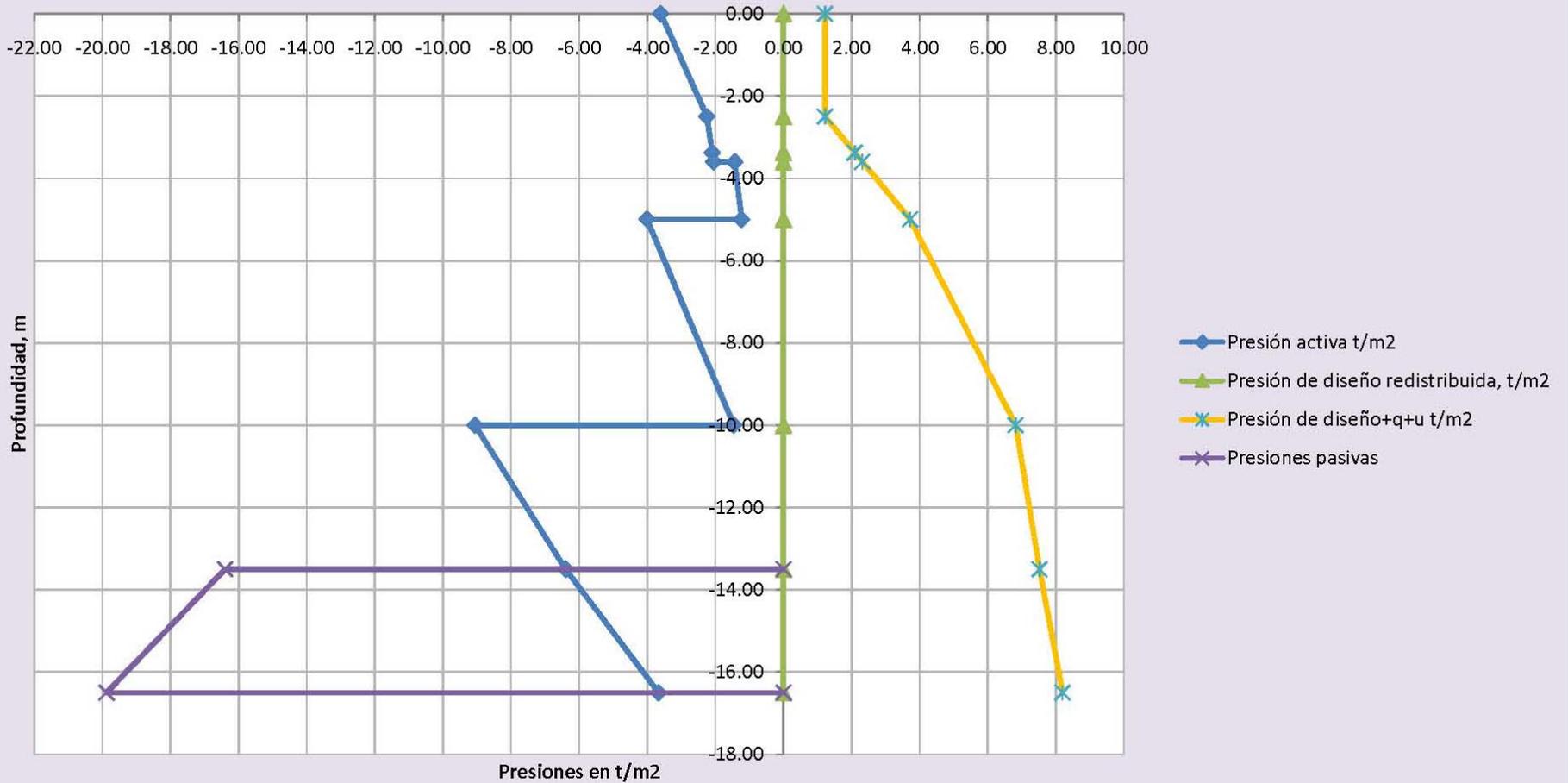
Determinación de la presión envolvente con el criterio de Zeevaert, utilizando Rankine sobrecarga de 1.5 t/m²

Estratos	prof, m	γ , t/m ³	c, t/m ²	Φ , grados	p, t/m ²	u, t/m ²	σ , t/m ²	q, t/m ²	N Φ	$\sigma/N\Phi$, t/m ²	$2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m ²	$\sigma-2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m ²	q/N Φ , t/m ²	pd, t/m ²	qmedia, t/m ²	pd+qm/N Φ +u, t/m ²
1	0.00	1.50	3.00	28.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3.00	2.78	0.00	3.60	-3.60	1.08	0.00	2.44
1	-2.50	1.50	3.00	28.00	3.75	0.00	3.75	3.00	3.00	2.78	1.35	3.60	-2.25	1.08	0.11	2.55
1	-3.375	1.50	3.00	28.00	5.06	0.88	4.19	3.00	3.00	2.78	1.51	3.60	-2.09	1.08	0.14	2.44
1	-3.60	1.50	3.00	28.00	5.40	1.10	4.30	3.00	3.00	2.78	1.55	3.60	-2.05	1.08	0.14	2.44
2	-3.60	1.35	2.50	24.00	5.40	1.10	4.30	3.00	3.00	2.38	1.81	3.24	-1.43	1.26	0.14	2.44
2	-5.00	1.35	2.50	24.00	7.29	2.50	4.79	3.00	3.00	2.38	2.02	3.24	-1.23	1.26	0.14	2.44
3	-5.00	1.13	4.40	0.00	7.29	2.50	4.79	3.00	3.00	1.00	4.79	8.80	-4.01	3.00	0.14	2.44
3	-10.00	1.13	4.40	0.00	12.94	3.73	9.21	3.00	3.00	1.00	9.21	8.80	0.41	3.00	0.14	2.44
4	-10.00	1.16	8.20	0.00	12.94	3.73	9.21	3.00	3.00	1.00	9.21	16.40	-7.19	3.00	0.14	2.44
4	-13.50	1.16	8.20	0.00	17.00	3.00	14.00	3.00	3.00	1.00	14.00	16.40	-2.40	3.00	0.14	2.44
4	-16.50	1.16	8.20	0.00	20.48	1.67	18.81	3.00	3.00	1.00	18.81	16.40	2.41	3.00	0.14	2.44

Presiones horizontales pasivas en la pata del muro

Estratos	prof, m	$\sigma/N\Phi$, t/m ²	$2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m ²	$\sigma/N\Phi+2c/\sqrt{N\Phi}$	$\sigma/N\Phi+2c\sqrt{N\Phi}+u$
1	-13.50				0
1	-13.5	0.00	16.40	16.40	-16.40
3	-16.5	0.91	16.40	18.97	-19.88
3	-16.5				0

Fig 4.28 Esfuerzos horizontales condiciones piezométricas, sobrecarga de 1,5 t/m² (Zeevaert), Reforma y Berna



4.28 CALCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES QUE EJERCE EL SUELO AL MURO MILÁN, MÉTODO DE ZEEVAERT CONDICIONES PIEZOMÉTRICAS Y SOBRECARGA DE 1,5 t/m2

Reforma y Berna

EXCAVACIÓN A 13.5 m DE PROFUNDIDAD; EL MURO MILÁN ESTÁ DESPLANTADO A 16.5 m

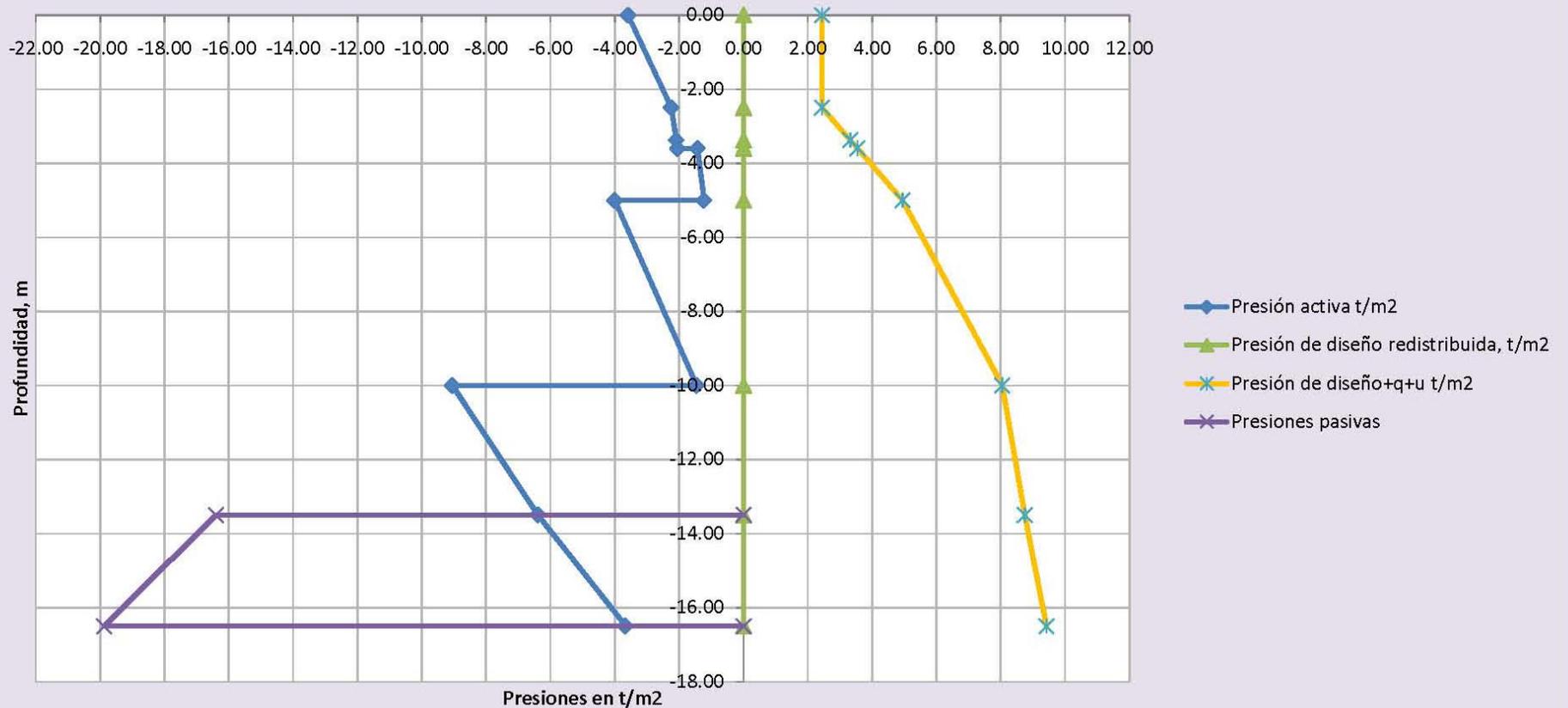
Determinación de la presión envolvente con el criterio de Zeevaert, utilizando Rankine sobrecarga de 1.5 t/m2

Estratos	prof, m	γ , t/m3	c, t/m2	Φ , grados	p, t/m2	u, t/m2	σ , t/m2	q, t/m2	N Φ	$\sigma/N\Phi$, t/m2	$2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m2	$\sigma-2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m2	q/N Φ , t/m2	pd, t/m2	qmedia, t/m2	pd+qm/N Φ +u, t/m2
1	0.00	1.50	3.00	28.00	0.00	0.00	0.00	1.50	2.78	0.00	3.60	0.00	-3.60	0.54	0.00	1.22
1	-2.50	1.50	3.00	28.00	3.75	0.00	3.75	1.50	2.78	1.35	3.60	-2.25	0.54	0.00	1.22	1.22
1	-3.375	1.50	3.00	28.00	5.06	0.88	4.19	1.50	2.78	1.51	3.60	-2.09	0.54	0.00	1.22	2.10
1	-3.60	1.50	3.00	28.00	5.40	1.10	4.30	1.50	2.78	1.55	3.60	-2.05	0.54	0.00	1.22	2.32
2	-3.60	1.35	2.50	24.00	5.40	1.10	4.30	1.50	2.38	1.81	3.24	-1.43	0.63	0.00	1.22	2.32
2	-5.00	1.35	2.50	24.00	7.29	2.50	4.79	1.50	2.38	2.02	3.24	-1.23	0.63	0.00	1.22	3.72
3	-5.00	1.13	4.40	0.00	7.29	2.50	4.79	1.50	1.00	4.79	8.80	-4.01	1.50	0.00	1.22	3.72
3	-10.00	1.13	4.40	0.00	12.94	5.60	7.34	1.50	1.00	7.34	8.80	-1.46	1.50	0.00	1.22	6.82
4	-10.00	1.16	8.20	0.00	12.94	5.60	7.34	1.50	1.00	7.34	16.40	-9.06	1.50	0.00	1.22	6.82
4	-13.50	1.16	8.20	0.00	17.00	7.00	10.00	1.50	1.00	10.00	16.40	-6.40	1.50	0.00	1.22	7.52
4	-16.50	1.16	8.20	0.00	20.48	7.75	12.73	1.50	1.00	12.73	16.40	-3.67	1.50	0.00	1.22	8.20

Presiones horizontales pasivas en la pata del muro

Estratos	prof, m	$\sigma N\Phi$, t/m2	$2c\sqrt{N\Phi}$, t/m2	$\sigma N\Phi + 2c\sqrt{N\Phi}$	$\sigma N\Phi + 2c\sqrt{N\Phi} + u$
1	-13.50	1.00	0.00	16.40	0
1	-13.5	1.00	0.00	16.40	-16.40
3	-16.5	1.00	2.57	18.97	-19.88
3	-16.5	1.00	2.57	18.97	0

Fig 4.29 Esfuerzos horizontales condiciones pizométricas, sobrecarga de 3,0 t/m² (Zeevaert), Reforma y Berna



4.29 CALCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES QUE EJERCE EL SUELO AL MURO MILÁN, MÉTODO DE ZEEVAERT CONDICIONES PIZOMÉTRICAS Y SOBRECARGA DE 3 t/m2

Reforma y Berna

EXCAVACIÓN A 13.5 m DE PROFUNDIDAD; EL MURO MILÁN ESTÁ DESPLANTADO A 16.5 m

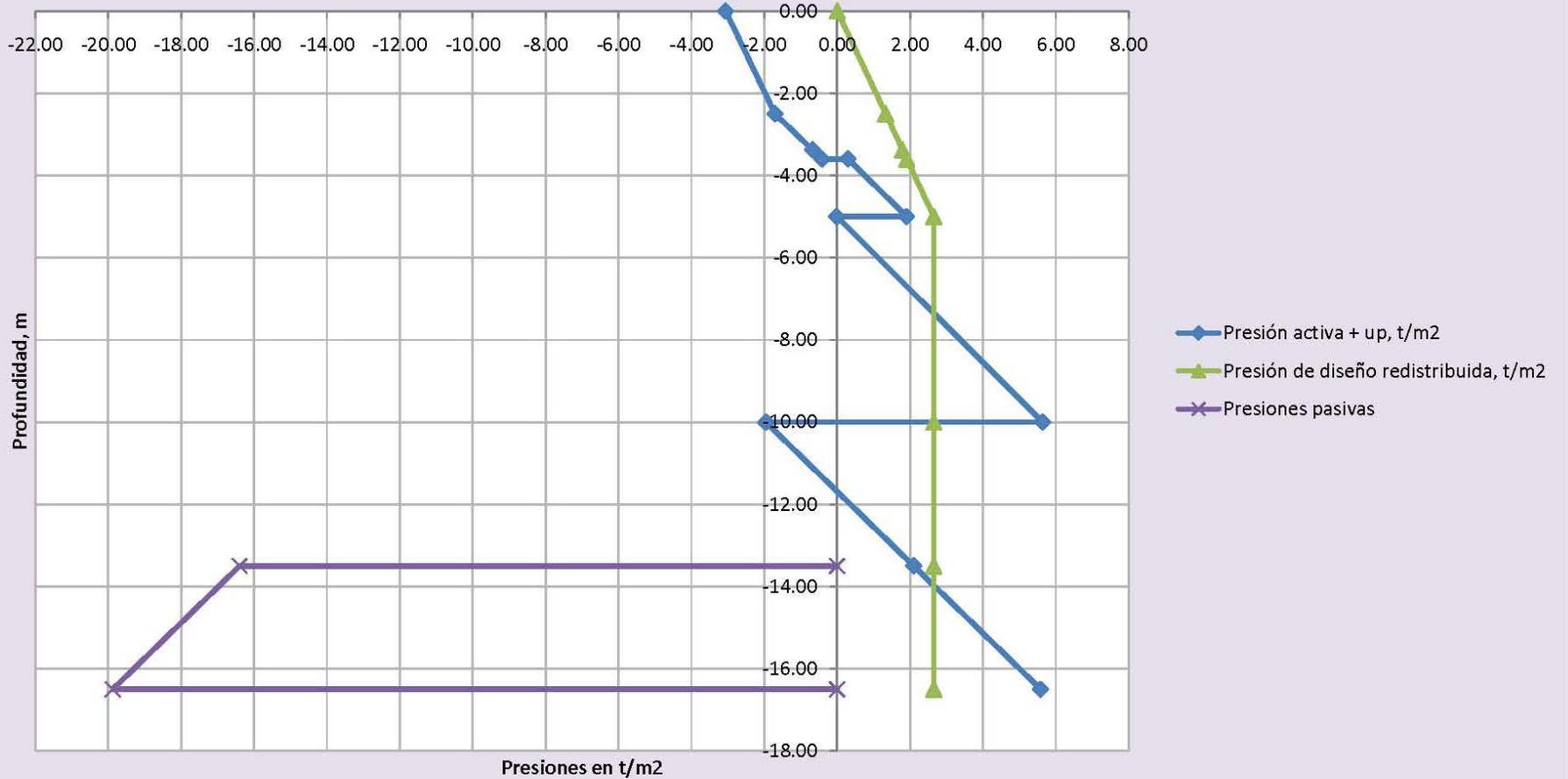
Determinación de la presión envolvente con el criterio de Zeevaert, utilizando Rankine sobrecarga de 3 t/m2

Estratos	prof, m	γ , t/m3	c, t/m2	Φ , grados	p, t/m2	u, t/m2	σ , t/m2	q, t/m2	N Φ	$\sigma/N\Phi$, t/m2	$2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m2	$\sigma-2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m2	q/N Φ , t/m2	pd, t/m2	qmedia, t/m2	pd+qm/N Φ +u, t/m2
1	0.00	1.50	3.00	28.00	0.00	0.00	0.00	3.00	2.78	0.00	3.60	-3.60	1.08	0.00	2.44	2.44
1	-2.50	1.50	3.00	28.00	3.75	0.00	3.75	3.00	2.78	1.35	3.60	-2.25	1.08	0.00	2.44	2.44
1	-3.375	1.50	3.00	28.00	5.06	0.88	4.19	3.00	2.78	1.51	3.60	-2.09	1.08	0.00	2.44	3.32
1	-3.60	1.50	3.00	28.00	5.40	1.10	4.30	3.00	2.78	1.55	3.60	-2.05	1.08	0.00	2.44	3.54
2	-3.60	1.35	2.50	24.00	5.40	1.10	4.30	3.00	2.38	1.81	3.24	-1.43	1.26	0.00	2.44	3.54
2	-5.00	1.35	2.50	24.00	7.29	2.50	4.79	3.00	2.38	2.02	3.24	-1.23	1.26	0.00	2.44	4.94
3	-5.00	1.13	4.40	0.00	7.29	2.50	4.79	3.00	1.00	4.79	8.80	-4.01	3.00	0.00	2.44	4.94
3	-10.00	1.13	4.40	0.00	12.94	5.60	7.34	3.00	1.00	7.34	8.80	-1.46	3.00	0.00	2.44	8.04
4	-10.00	1.16	8.20	0.00	12.94	5.60	7.34	3.00	1.00	7.34	16.40	-9.06	3.00	0.00	2.44	8.04
4	-13.50	1.16	8.20	0.00	17.00	7.00	10.00	3.00	1.00	10.00	16.40	-6.40	3.00	0.00	2.44	8.74
4	-16.50	1.16	8.20	0.00	20.48	7.75	12.73	3.00	1.00	12.73	16.40	-3.67	3.00	0.00	2.44	9.42

Presiones horizontales pasivas en la pata del muro

Estratos	prof, m	$\sigma/N\Phi$, t/m2	$2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m2	$\sigma N\Phi+2c/\sqrt{N\Phi}$	$\sigma N\Phi+2c\sqrt{N\Phi}+u$
1	-13.50	1.00	0.00	16.40	0
1	-13.5	1.00	0.00	16.40	-16.40
3	-16.5	1.00	2.57	16.40	-19.88
3	-16.5	1.00	2.57	16.40	0

**Fig 4.30 Esfuerzos horizontales sobrecarga de 1,5 t/m² (Tamez)
Reforma y Berna**



4.30 CALCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES QUE EJERCE EL SUELO AL MURO MILÁN, MÉTODO DE TAMEZ Y SOBRECARGA DE 1,5 t/m2

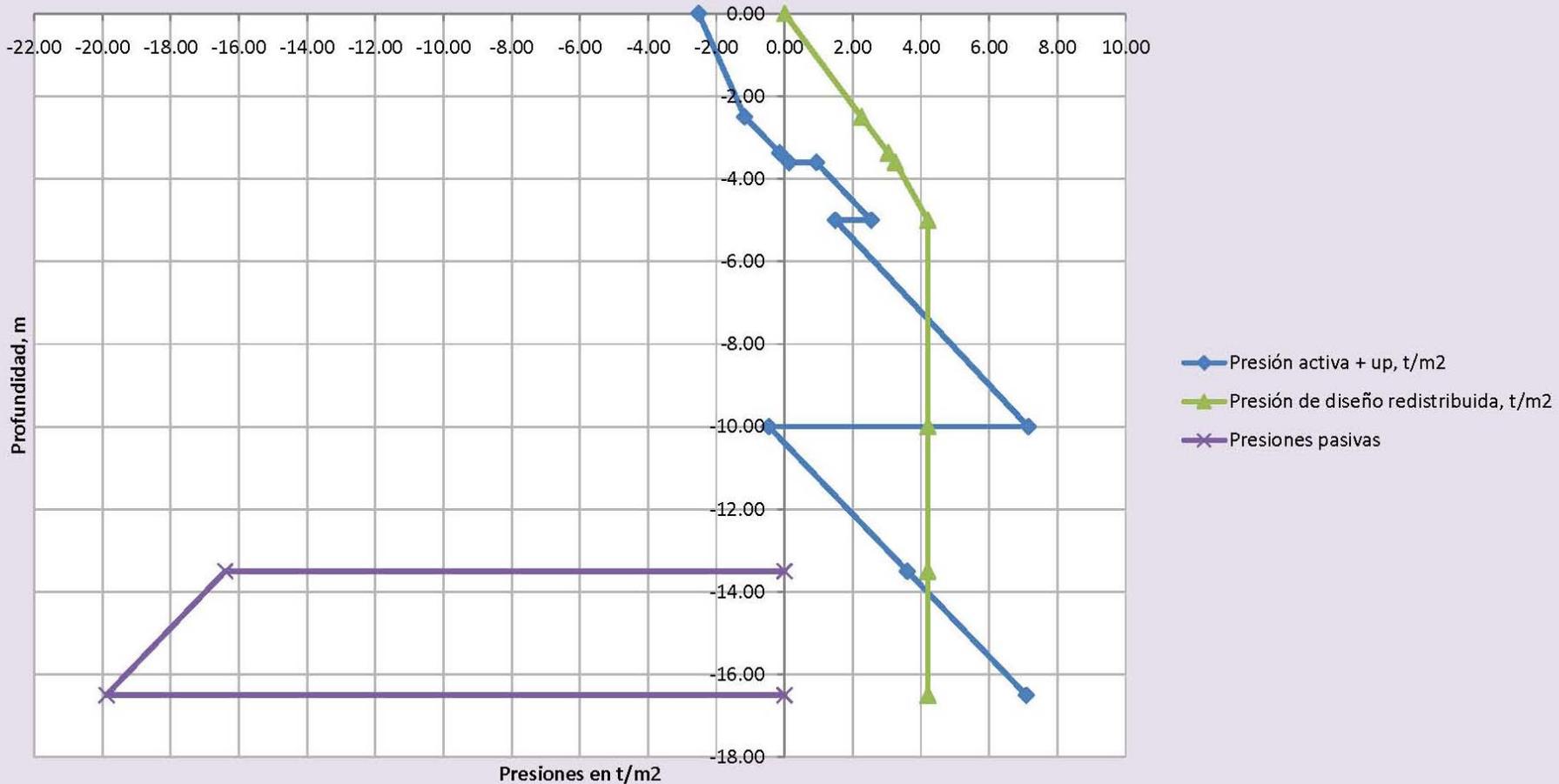
Reforma y Berna

EXCAVACIÓN A 13.5 m DE PROFUNDIDAD; EL MURO MILÁN ESTÁ DESPLANTADO A 16.5 m

Determinación de la presión envolvente con el criterio de Zeevaert, utilizando Rankine sobrecarga de 1.5 t/m2

Estratos	prof, m	γ , t/m3	c, t/m2	Φ , grados	ρ , t/m2	u , t/m2	σ , t/m2	q, t/m2	N Φ	$\sigma/N\Phi$, t/m2	$2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m2	$\sigma/N\Phi - 2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m2	q/N Φ , t/m2	$\sigma/N\Phi - 2c/\sqrt{N\Phi} + q/N\Phi + u$, t/m2	pd, t/m2
1	0.00	1.50	3.00	28.00	0.00	0.00	0.00	1.50	2.78	0.00	3.60	-3.60	0.54	-3.06	0
1	-2.50	1.50	3.00	28.00	3.75	0.00	3.75	1.50	2.78	1.35	3.60	-2.25	0.54	-1.71	1.33
1	-3.375	1.50	3.00	28.00	5.06	0.88	4.19	1.50	2.78	1.51	3.60	-2.09	0.54	-0.68	1.79
1	-3.60	1.50	3.00	28.00	5.40	1.10	4.30	1.50	2.78	1.55	3.60	-2.05	0.54	-0.41	1.91
2	-3.60	1.35	2.50	24.00	5.40	1.10	4.30	1.50	2.38	1.81	3.24	-1.43	0.63	0.30	1.91
2	-5.00	1.35	2.50	24.00	7.29	2.50	4.79	1.50	2.38	2.02	3.24	-1.23	0.63	1.90	2.65
3	-5.00	1.13	4.40	0.00	7.29	0.00	7.29	1.50	1.00	7.29	8.80	-1.51	1.50	-0.01	2.65
3	-10.00	1.13	4.40	0.00	12.94	0.00	12.94	1.50	1.00	12.94	8.80	4.14	1.50	5.64	2.65
4	-10.00	1.16	8.20	0.00	12.94	0.00	12.94	1.50	1.00	12.94	16.40	-3.46	1.50	-1.96	2.65
4	-13.50	1.16	8.20	0.00	17.00	0.00	17.00	1.50	1.00	17.00	16.40	0.60	1.50	2.10	2.65
4	-16.50	1.16	8.20	0.00	20.48	0.00	20.48	1.50	1.00	20.48	16.40	4.08	1.50	5.58	2.65
Presiones horizontales pasivas en la pata del muro															
Estratos										$\sigma/N\Phi$, t/m2	$2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m2	$\sigma/N\Phi + 2c/\sqrt{N\Phi}$	$\sigma/N\Phi + 2c/\sqrt{N\Phi} + u$		
1	-13.50									1.00	0.00	16.40	16.40	-16.40	0
1	-13.5	1.16	8.20	0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	16.40	16.40	-16.40	0
3	-16.5	1.16	8.2	0.00	3.48	0.00	3.48	0.00	0.00	1.00	3.48	16.40	19.88	-19.88	0
3	-16.5														0

**Fig 4.31 Esfuerzos horizontales sobrecarga de 3 t/m² (Tamez)
Reforma y Berna**



4.31 CÁLCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES QUE EJERCE EL SUELO AL MURO MILÁN, MÉTODO DE TAMEZ, SOBRECARGA DE 3 t/m²

Reforma y Berna

EXCAVACIÓN A 13.5 m DE PROFUNDIDAD; EL MURO MILÁN ESTÁ DESPLANTADO A 16.5 m

Determinación de la presión envolvente con el criterio de Zeevaert, utilizando Rankine sobrecarga de 1.5 t/m²

Estratos	prof, m	γ , t/m ³	c, t/m ²	Φ , grados	ρ , t/m ²	u, t/m ²	σ , t/m ²	q, t/m ²	N Φ	$\sigma/N\Phi$, t/m ²	$2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m ²	$\sigma/N\Phi - 2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m ²	q/N Φ , t/m ²	$\sigma/N\Phi - 2c/\sqrt{N\Phi} + q/N\Phi + u$, t/m ²	pd, t/m ²
1	0.00	1.50	3.00	28.00	0.00	0.00	0.00	3.00	2.78	0.00	3.60	-3.60	1.08	-2.52	0
1	-2.50	1.50	3.00	28.00	3.75	0.00	3.75	3.00	2.78	1.35	3.60	-2.25	1.08	-1.17	2.25
1	-3.375	1.50	3.00	28.00	5.06	0.88	4.19	3.00	2.78	1.51	3.60	-2.09	1.08	-0.14	3.04
1	-3.60	1.50	3.00	28.00	5.40	1.10	4.30	3.00	2.78	1.55	3.60	-2.05	1.08	0.13	3.24
2	-3.60	1.35	2.50	24.00	5.40	1.10	4.30	3.00	2.38	1.81	3.24	-1.43	1.26	0.93	3.24
2	-5.00	1.35	2.50	24.00	7.29	2.50	4.79	3.00	2.38	2.02	3.24	-1.23	1.26	2.53	4.2
3	-5.00	1.13	4.40	0.00	7.29	0.00	7.29	3.00	1.00	7.29	8.80	-1.51	3.00	1.49	4.2
3	-10.00	1.13	4.40	0.00	12.94	0.00	12.94	3.00	1.00	12.94	8.80	4.14	3.00	7.14	4.2
4	-10.00	1.16	8.20	0.00	12.94	0.00	12.94	3.00	1.00	12.94	16.40	-3.46	3.00	-0.46	4.2
4	-13.50	1.16	8.20	0.00	17.00	0.00	17.00	3.00	1.00	17.00	16.40	0.60	3.00	3.60	4.2
4	-16.50	1.16	8.20	0.00	20.48	0.00	20.48	3.00	1.00	20.48	16.40	4.08	3.00	7.08	4.2
Presiones horizontales pasivas en la pata del muro										$\sigma/N\Phi$, t/m ²	$2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m ²	$\sigma/N\Phi + 2c/\sqrt{N\Phi}$	$\sigma/N\Phi + 2c/\sqrt{N\Phi} + u$		
Estratos	1	-13.50								1.00	0.00	16.40	16.40	0	
	1	-13.5	1.16	8.20	0.00	0	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	16.40	16.40	-16.40	
	3	-16.5	1.16	8.2	0.00	3.48	0.00	3.48	0.00	1.00	3.48	16.40	19.88	-19.88	
	3	-16.5												0	

Tabla 4.11. Carga para los puntales

Nivel de apuntalamiento	Profundidad m	Fuerza en los puntales kn/m (t/m)					
		Zeevaert red de flujo		Zeevaert piezometría		Tamez	
		Sobrecarga kPa (t/m ²)		Sobrecarga kPa (t/m ²)		Sobrecarga kPa (t/m ²)	
		14,7 (1,5)	29,4 (3)	14,7 (1,5)	29,4 (3)	14,7 (1,5)	29,4 (3)
1	2,75	59,8 (6,1)	108,9 (11,1)	59,8 (6,1)	108,9 (11,1)	43,2 (4,4)	67,7 (6,9)
2	5,35	94,2 (9,6)	124,6 (12,7)	99,1 (10,1)	134,4 (13,7)	65,7 (6,7)	103,0 (10,5)
3	7,95	113,8 (11,6)	144,2 (14,7)	141,3 (14,4)	180,5 (18,4)	67,7 (6,9)	106,9 (10,9)
4	10,55	127,5 (13,0)	159,9 (16,3)	186,4 (19,0)	218,8 (22,3)	71,6 (7,3)	113,8 (11,6)
Porcentaje de las fuerzas para cada nivel de puntal relativo al de Zeevaert con red de flujo							
1	2,75	100%	100%	100%	100%	72%	62%
2	5,35	100%	100%	105%	108%	70%	83%
3	7,95	100%	100%	124%	125%	59%	74%
4	10,55	100%	100%	146%	137%	56%	71%

4.3.1.3 Factores de seguridad.

En las Tablas 4.12 y 4.13 se presentan los cálculos correspondientes al factor de seguridad para la estabilidad de la pata de la ataguía, utilizando primeramente el método de momentos propuesto por Zeevaert descrito en el capítulo de 3.1.2, Fig 3.2 y el de Tamez que considera el mecanismo de falla de Prandtl para la pata, citado en el capítulo 3.2.5 y Fig 3.12.

En la Tabla 4.14 se precisan los valores de los factores de seguridad de la falla de fondo determinados con los métodos de Zeevaert y el de Tamez que se presentan en los capítulos 3.1.3 Fig 3.3 y 3.2.4 Fig 3.11, respectivamente.

4.3.2 Proyecto Sevilla y Tokio.

4.3.2.1 Diagramas de presiones horizontales.

En la Tabla 4.15 se presentan los empujes totales que se desarrollan contra la ataguía utilizando los métodos de esfuerzos efectivos que propone Zeevaert y el de esfuerzos totales de Tamez, explicados en los capítulos 3.1.1 Fig 3.1 y 3.2.2 Fig 3.8, respectivamente. También se precisa en porcentaje su magnitud relativa a la determinada con Zeevaert y la red de flujo generada por el bombeo Figs 4.32 a 4.38.

Tabla 4.12. Factor de seguridad de la pata con el método de momentos

Método de Zeevaert con red de flujo, sobrecarga de 14,7 kPa (1,5 t/m ²)				
Fuerza	Magnitud kN/m (t/m)	Brazo de palanca m	Momentos kN-m (t-m)	
			Resistente	Motor
Ea1	158,9 (16,2)	2,975	--	472 (48,1)
Ea2	17,7 (1,8)	3,95	--	70 (7,1)
Ea3	34,7 (3,54)	1,475	--	51 (5,2)
Ea4	12,8 (1,3)	0,98	--	13 (1,3)
Ep1	482,7 (49,2)	4,45	2.147 (218,9)	--
Ep2	51,0 (5,2)	4,95	253 (25,8)	--
M _r	--		559 (57)	--
Sumas	Factor de seguridad 4,9		2,960 (301,7)	605 (61,7)
Satisface el valor recomendado de 2				
Método de Zeevaert con red de flujo, sobrecarga de 29,4 kPa (3 t/m ²)				
Fuerza	Magnitud kN/m (t/m)	Brazo de palanca m	Momentos kN-m (t-m)	
			Resistente	Motor
Ea1	228 (23,2)	2,975	--	677 (69)
Ea2	18,2 (1,86)	3,95	--	72 (7,3)
Ea3	35,1 (3,58)	1,475	--	52 (5,3)
Ea4	12,5 (1,27)	0,98	--	11,8 (1,2)
Ep1	483 (49,2)	4,45	2.147 (218,9)	--
Ep2	51,0 (5,2)	4,95	253 (25,8)	--
M _r	--		559 (57)	--
Sumas	Factor de seguridad 3,6		2,960 (301,7)	813 (82,9)
Satisface el valor recomendado de 2				
Método de Zeevaert con presión piezométrica, sobrecarga de 14,7 kPa (1,5 t/m ²)				
Fuerza	Magnitud kN/m (t/m)	Brazo de palanca m	Momentos kN-m (t-m)	
			Resistente	Motor
Ea1	404 (41,2)	2,975	--	1.226 (122,6)
Ea2	8,5 (0,87)	3,95	--	17 (1,7)
Ea3	17,4 (1,77)	1,475	--	79 (7,9)
Ea4	10,0 (1,02)	0,98	--	50 (5,0)
Ep1	483 (49,2)	4,45	2.147 (218,9)	--
Ep2	51 (5,2)	4,95	253 (25,8)	--
M _r	--		559 (57)	--
Sumas	Factor de seguridad 2,2; satisface el valor recomendado de 2.0		2,960 (301,7)	1.346 (137,2)
Satisface el valor recomendado de 2				
Método de Zeevaert con presión piezométrica, sobrecarga de 29,4 kPa (3 t/m ²)				
Fuerza	Magnitud kN/m (t/m)	Brazo de palanca m	Momentos kN-m (t-m)	
			Resistente	Motor
Ea1	476 (48,5)	2,975	--	1.415 (144,2)
Ea2	8,5 (0,87)	3,95	--	16,7 (1,7)
Ea3	17,4 (1,77)	1,475	--	77,5 (7,9)
Ea4	9,8 (1,0)	0,98	--	49,0 (5,0)
Ep1	483 (49,2)	4,45	2.147 (218,9)	--
Ep2	51 (5,2)	4,95	253 (25,8)	--

M_r	--		559 (57)	--
Sumas	Factor de seguridad 1,9		2,960 (301,7)	1.588,8 (158,9)
Está ligeramente por debajo del valor recomendado de 2; siendo superior al mínimo de 1,5 requerido cuando se conoce perfectamente el suelo y sus propiedades físicas y mecánicas				
Método de Tamez, sobrecarga de 14,7 kPa (1,5 t/m ²)				
Fuerza	Magnitud kN/m (t/m)	Brazo de palanca m	Momentos kN-m (t-m)	
			Resistente	Motor
Ea1	155 (15,8)	2,975	--	460 (46,9)
Ep1	483 (49,2)	4,45	2.147 (218,9)	--
Ep2	51 (5,2)	4,95	253 (25,8)	--
M_r	--		559 (57)	--
Sumas	Factor de seguridad 6,4		2,960 (301,7)	460 (46,9)
Satisface el valor recomendado de 2				
Método de Tamez, sobrecarga de 29,4 kPa (3 t/m ²)				
Fuerza	Magnitud kN/m (t/m)	Brazo de palanca m	Momentos kN-m (t-m)	
			Resistente	Motor
Ea1	245 (25)	2,975	--	730 (74,4)
Ep1	483 (49,2)	4,45	2.147 (218,9)	--
Ep2	51 (5,2)	4,95	253 (25,8)	--
M_r	--		559 (57)	--
Sumas	Factor de seguridad 4,1		2,960 (301,7)	730 (74,4)
Satisface el valor recomendado de 2				

Tabla 4.13. Factor de seguridad de la pata con Tamez, falla bidimensional

Método con el que se determinó la presión horizontal	Factores de seguridad	
	Sobrecarga kPa (t/m ²)	
	14,7 (1,5)	29,4 (3,0)
Zeevaert con red de flujo	7,3	5,3
Zeevaert con presión presiométrica	3,1	2,7
Tamez	9,1	5,8
En todos los casos se satisface el factor de seguridad mínimo de 1,7		

Tabla 4.14. Factor de seguridad contra la falla de fondo

Criterio de Tamez falla bidimensional		
Método con el que se determinó la presión horizontal	Factores de seguridad	
	Sobrecarga kPa (t/m ²)	
	14,7 (1,5)	29,4 (3,0)
Es independiente del método	3,2	3,0
Se satisface el factor recomendable de 1,7		
Criterio de Zeevaert falla bidimensional, Nc 5,7		
Es independiente del método	1,7	1,5
Para la sobrecarga de menor se satisface el 1,7, y para la mayor es menor que este valor		
Criterio de Zeevaert falla bidimensional, Nc función de la geometría, Nc = 6,95		
Es independiente del método	2,0	1,88
Satisface el valor recomendado de 1,7		

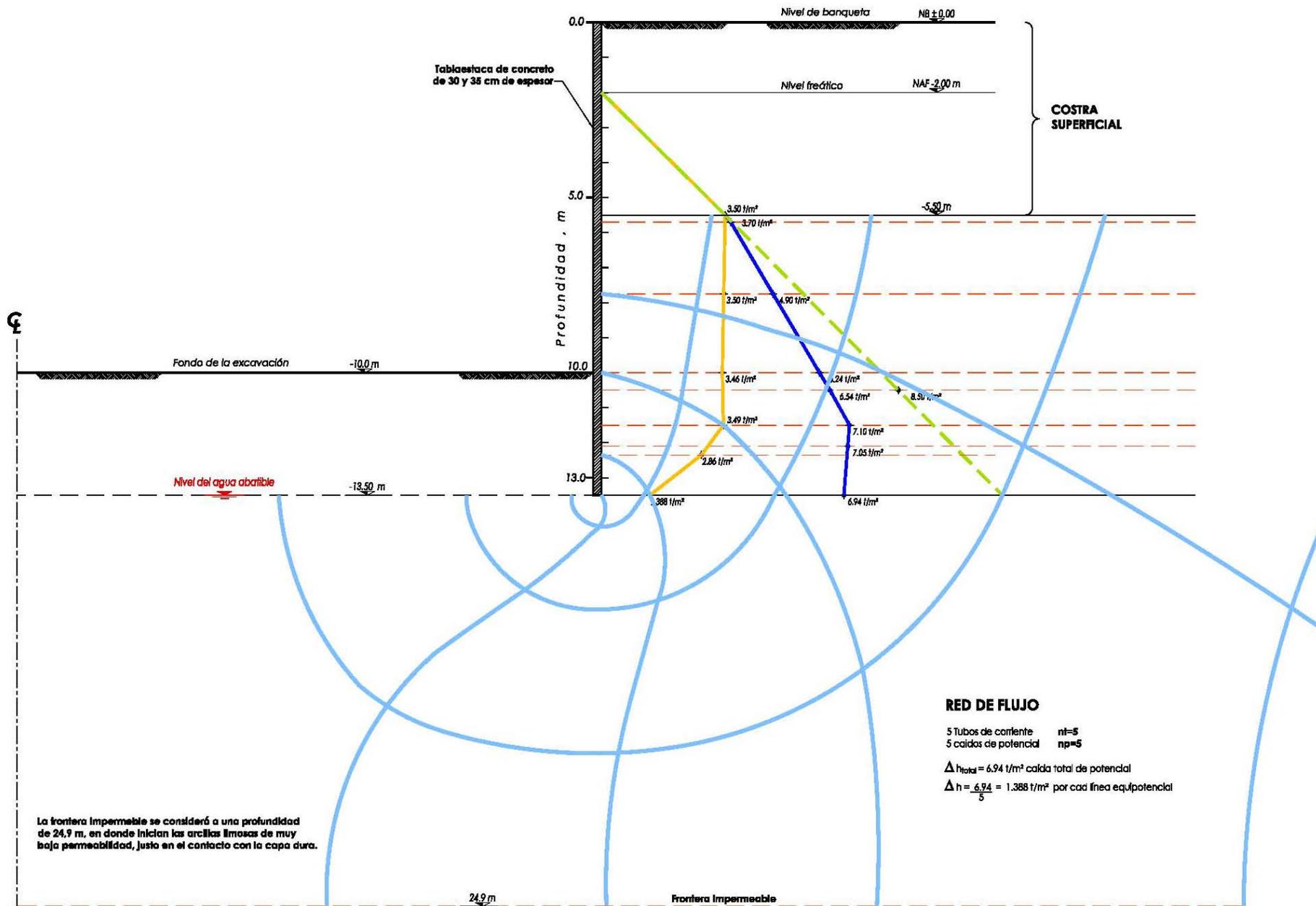
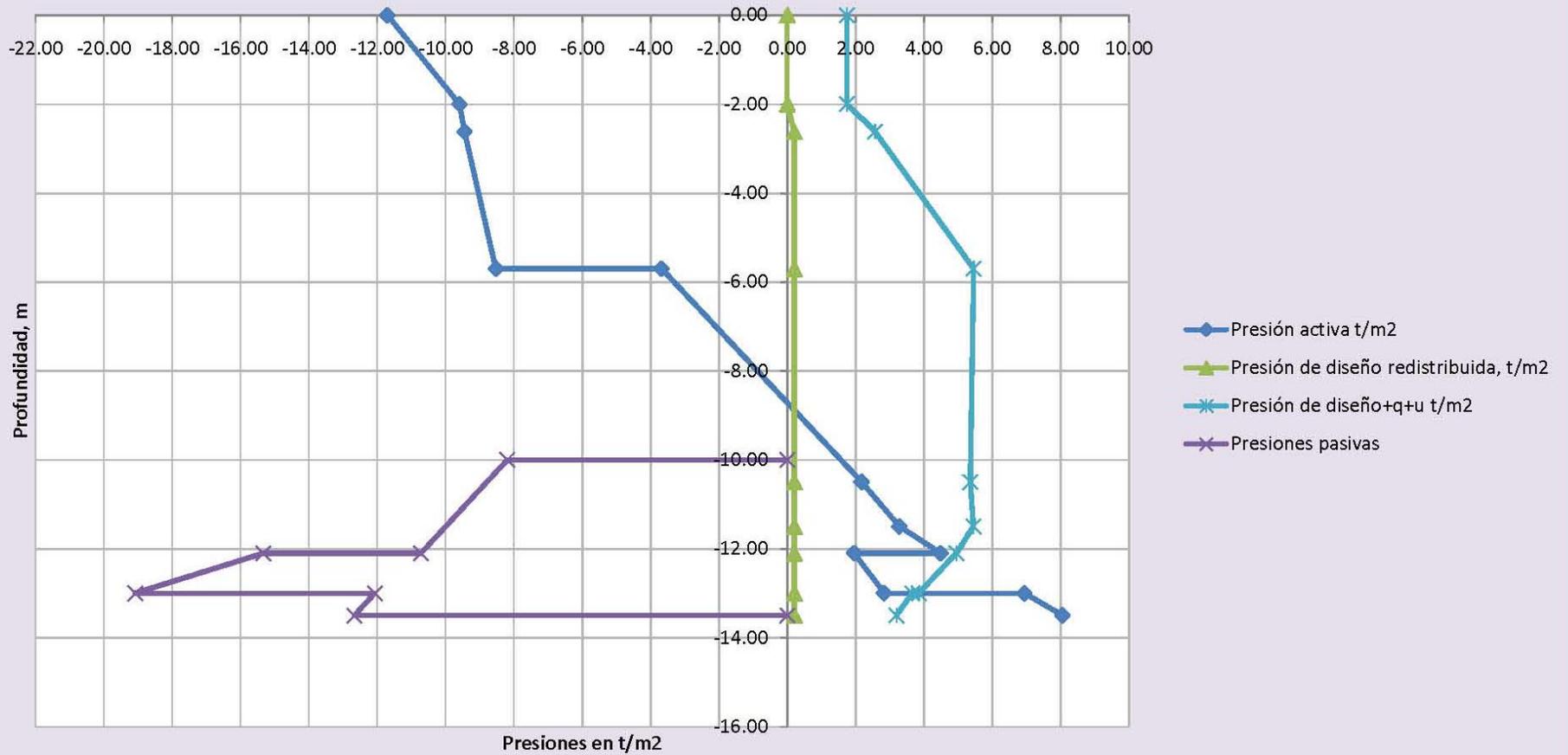


Fig 4.32 Red de flujo Tokio y Sevilla

**Fig 4.33 Esfuerzos horizontales con red de flujo, sobrecarga de 2 t/m² (Zeevaert)
Tokio y Sevilla**



4.33 CÁLCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES QUE EJERCE EL SUELO AL MURO MILÁN, MÉTODO DE ZEEVAERT CON RED DE FLUJO Y SOBRECARGA DE 2 t/m2

Tokio y Sevilla

EXCAVACIÓN A 10 m DE PROFUNDIDAD; EL MURO MILÁN ESTÁ DESPLANTADO A 13.5 m

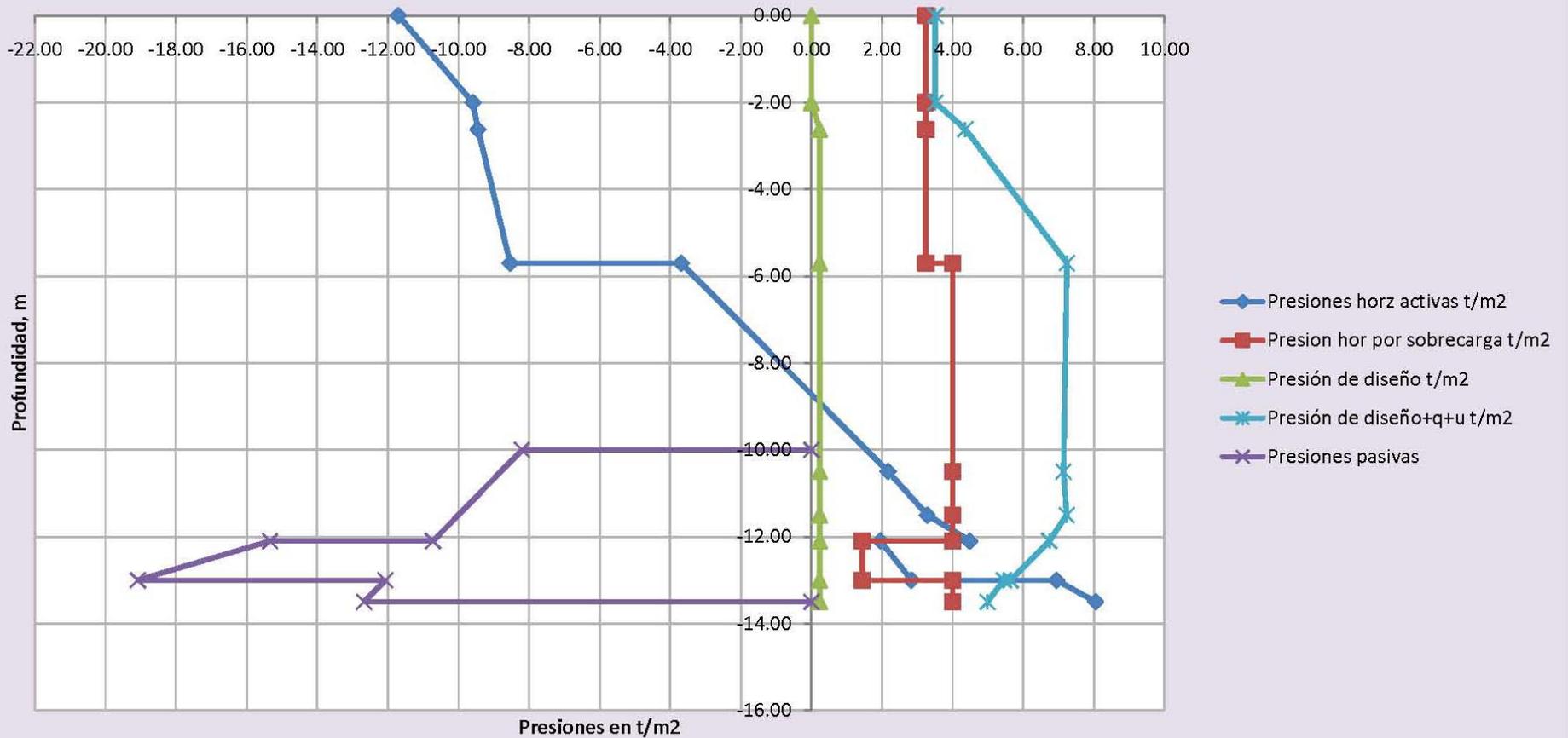
Determinación de la presión envolvente con el criterio de Zeevaert, utilizando Rankine sobrecarga de 2.0 t/m2

Estratos	prof, m	γ , t/m3	c, t/m2	Φ , grados	p, t/m2	u, t/m2	σ , t/m2	q, t/m2	N Φ	$\sigma/N\Phi$, t/m2	2c/N Φ , t/m2	$\sigma-2c/N\Phi$, t/m2	q/N Φ , t/m2	pd, t/m2	qmedia, t/m2	pd+qm/N Φ +u, t/m2
1	0.00	1.30	6.50	6.00	0.00	0.00	0.00	2.00	1.23	0.00	11.70	-11.70	1.62	0.00	1.75	1.75
1	-2.00	1.30	6.50	6.00	2.60	0.00	2.60	2.00	1.23	2.11	11.70	-9.60	1.62	0.00	1.75	1.75
1	-2.62	1.30	6.50	6.00	3.41	0.62	2.79	2.00	1.23	2.26	11.70	-9.44	1.62	0.20	1.75	2.67
1	-5.70	1.30	6.50	6.00	7.41	3.50	3.91	2.00	1.23	3.17	11.70	-8.53	1.62	0.20	1.75	5.45
2	-5.70	1.20	3.80	0.00	7.41	3.50	3.91	2.00	1.00	3.91	7.60	-3.69	2.00	0.20	1.75	5.45
2	-10.50	1.20	3.80	0.00	13.17	3.40	9.77	2.00	1.00	9.77	7.60	2.17	2.00	0.20	1.75	5.35
2	-11.50	1.20	3.80	0.00	14.37	3.49	10.88	2.00	1.00	10.88	7.60	3.28	2.00	0.20	1.75	5.44
2	-12.10	1.20	3.80	0.00	15.09	3.00	12.09	2.00	1.00	12.09	7.60	4.49	2.00	0.20	1.75	4.95
3	-12.10	1.50	2.00	28.00	15.09	3.00	12.09	2.00	2.78	4.35	2.40	1.95	0.72	0.20	1.75	4.95
3	-13.00	1.50	2.00	28.00	16.44	1.90	14.54	2.00	2.78	5.23	2.40	2.83	0.72	0.20	1.75	3.85
4	-13.00	1.20	3.80	0.00	16.44	1.90	14.54	2.00	1.00	14.54	7.60	6.94	2.00	0.20	1.75	3.66
4	-13.50	1.20	3.80	0.00	17.04	1.39	15.65	2.00	1.00	15.65	7.60	8.05	2.00	0.20	1.75	3.20

Presiones horizontales pasivas en la pata del muro

Estratos	prof, m	γ , t/m3	c, t/m2	Φ , grados	p, t/m2	u, t/m2	σ , t/m2	q, t/m2	N Φ	$\sigma/N\Phi$	2c/N Φ	$\sigma/N\Phi+2c/N\Phi$	$\sigma/N\Phi+2c/N\Phi+u$
1	-10.00												0
1	-10	1.20	3.80	0.00	0.6	0.00	0.60	0.00	1.00	0.60	7.60	8.20	-8.20
1	-12.1	1.2	3.8	0	3.12	0.00	3.12	0	1.00	3.12	7.60	10.72	-10.72
2	-12.1	1.5	2	28	3.12	0.00	3.12	0	2.78	8.67	6.67	15.33	-15.33
2	-13	1.5	2	28	4.47	0.00	4.47	0	2.78	12.42	6.67	19.08	-19.08
3	-13	1.2	3.8	0	4.47	0.00	4.47	0	1.00	4.47	7.60	12.07	-12.07
3	-13.5	1.2	3.8	0	5.07	0.00	5.07	0	1.00	5.07	7.60	12.67	-12.67
3	-13.5												0

**Fig 4.34 Esfuerzos horizontales con red de flujo, sobrecarga de 4 t/m²
(Zeevaert)
Tokio y Sevilla**



4.34 CÁLCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES QUE EJERCE EL SUELO AL MURO MILÁN, MÉTODO DE ZEEVAERT CON RED DE FLUJO Y SOBRECARGA DE 4 t/m²

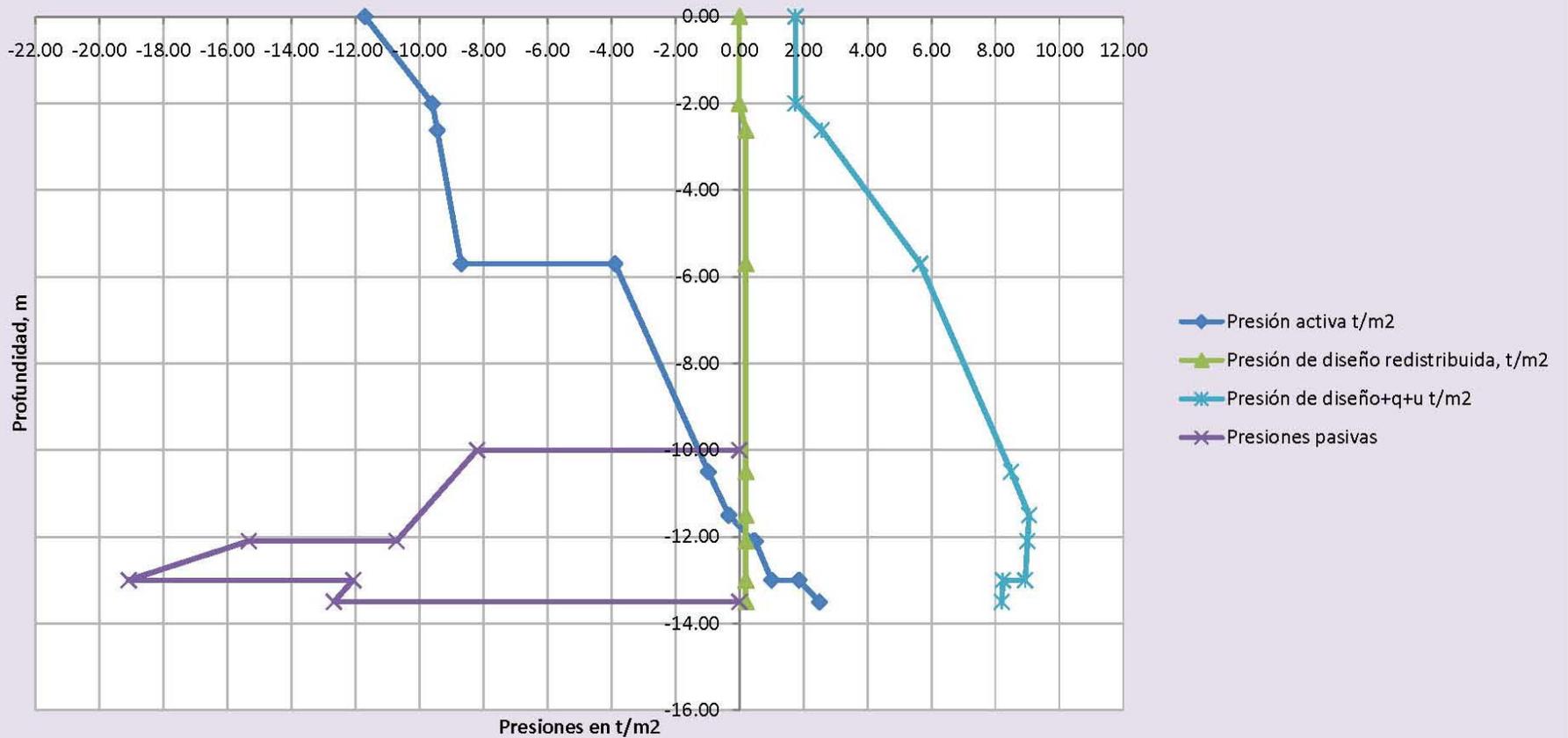
Tokio y Sevilla

EXCAVACIÓN A 10 m DE PROFUNDIDAD; EL MURO MILÁN ESTÁ DESPLANTADO A 13.5 m

Determinación de la presión envolvente con el criterio de Zeevaert, utilizando Rankine sobrecarga de 4.0 t/m²

Estratos	prof, m	γ , t/m ³	c, t/m ²	Φ , grados	p_v , t/m ²	u , t/m ²	σ , t/m ²	q , t/m ²	$N\Phi$	$\sigma/N\Phi$, t/m ²	$2c/N\Phi$, t/m ²	$\sigma-2c/N\Phi$, t/m ²	$q/N\Phi$, t/m ²	pd, t/m ²	qmedia, t/m ²	pd+qm/NΦ+u, t/m ²
1	0.00	1.30	6.50	6.00	0.00	0.00	0.00	4.00	1.23	0.00	11.70	-11.70	3.24	0.00	3.51	3.51
1	-2.00	1.30	6.50	6.00	2.60	0.00	2.60	4.00	1.23	2.11	11.70	-9.60	3.24	0.00	3.51	3.51
1	-2.62	1.30	6.50	6.00	3.41	0.62	2.79	4.00	1.23	2.26	11.70	-9.44	3.24	0.23	3.51	4.36
1	-5.70	1.30	6.50	6.00	7.41	3.50	3.91	4.00	1.23	3.17	11.70	-8.53	3.24	0.23	3.51	7.24
2	-5.70	1.20	3.80	0.00	7.41	3.50	3.91	4.00	1.00	3.91	7.60	-3.69	4.00	0.23	3.51	7.24
2	-10.50	1.20	3.80	0.00	13.17	3.40	9.77	4.00	1.00	9.77	7.60	2.17	4.00	0.23	3.51	7.14
2	-11.50	1.20	3.80	0.00	14.37	3.49	10.88	4.00	1.00	10.88	7.60	3.28	4.00	0.23	3.51	7.23
2	-12.10	1.20	3.80	0.00	15.09	3.00	12.09	4.00	1.00	12.09	7.60	4.49	4.00	0.23	3.51	6.74
3	-12.10	1.50	2.00	28.00	15.09	3.00	12.09	4.00	2.78	4.35	2.40	1.95	1.44	0.23	3.51	6.74
3	-13.00	1.50	2.00	28.00	16.44	1.90	14.54	4.00	2.78	5.23	2.40	2.83	1.44	0.23	3.51	5.64
4	-13.00	1.20	3.80	0.00	16.44	1.90	14.54	4.00	1.00	14.54	7.60	6.94	4.00	0.23	3.51	5.45
4	-13.50	1.20	3.80	0.00	17.04	1.39	15.65	4.00	1.00	15.65	7.60	8.05	4.00	0.23	3.51	4.99
Presiones horizontales pasivas en la pata del muro																
Estratos										$\sigma N\Phi$	$2cN\Phi$	$\sigma N\Phi+2cN\Phi$	$\sigma N\Phi+2cN\Phi+u$			
1	-10.00															0
1	-10	1.20	3.80	0.00	0.8	0.00	0.60	0.00	1.00	0.60	7.60	8.20	-8.20			
1	-12.1	1.2	3.8	0	3.12	0.00	3.12	0.00	1.00	3.12	7.60	10.72	-10.72			
2	-12.1	1.5	2	28	3.12	0.00	3.12	0.00	2.78	8.67	6.67	15.33	-15.33			
2	-13	1.5	2	28	4.47	0.00	4.47	0.00	2.78	12.42	6.67	19.08	-19.08			
3	-13	1.2	3.8	0	4.47	0.00	4.47	0.00	1.00	4.47	7.60	12.07	-12.07			
3	-13.5	1.2	3.8	0	5.07	0.00	5.07	0.00	1.00	5.07	7.60	12.67	-12.67			
3	-13.5															0

Fig 4.35 Esfuerzos horizontales condiciones piezométricas, sobrecarga de 2 t/m² (Zeevaert), Tokio y Sevilla



4.35 CÁLCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES QUE EJERCE EL SUELO AL MURO MILÁN, MÉTODO DE ZEEVAERT CONDICIONES PIEZOMÉTRICAS Y SOBRECARGA DE 2 t/m2

Tokio y Sevilla

EXCAVACIÓN A 10 m DE PROFUNDIDAD; EL MURO MILÁN ESTÁ DESPLANTADO A 13.5 m

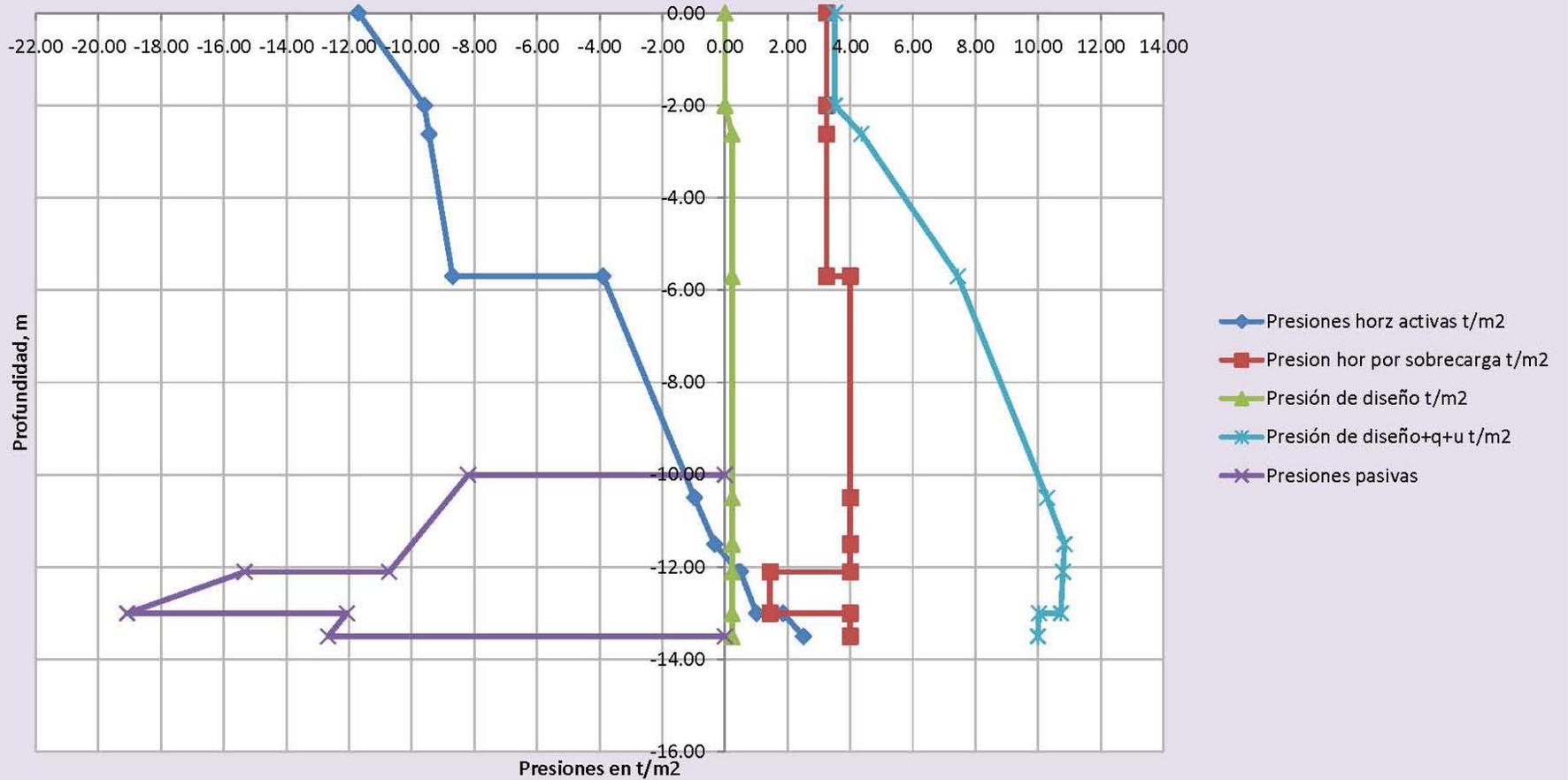
Determinación de la presión envolvente con el criterio de Zeevaert, utilizando Rankine sobrecarga de 2.0 t/m2

Estratos	prof, m	γ , t/m3	c, t/m2	ϕ , grados	p, t/m2	u, t/m2	σ , t/m2	q, t/m2	N ϕ	$\sigma/N\phi$, t/m2	2c/N ϕ , t/m2	$\sigma-2c/\sqrt{N\phi}$, t/m2	q/N ϕ , t/m2	pd, t/m2	qmedia, t/m2	pd+qm/N ϕ +u, t/m2
1	0.00	1.30	6.50	6.00	0.00	0.00	0.00	2.00	1.23	0.00	11.70	-11.70	1.62	0.00	1.75	1.75
1	-2.00	1.30	6.50	6.00	2.60	0.00	2.60	2.00	1.23	2.11	11.70	-9.60	1.62	0.00	1.75	1.75
1	-2.62	1.30	6.50	6.00	3.41	0.62	2.79	2.00	1.23	2.26	11.70	-9.44	1.62	0.20	1.75	2.57
1	-5.70	1.30	6.50	6.00	7.41	3.70	3.71	2.00	1.23	3.01	11.70	-8.70	1.62	0.20	1.75	5.65
2	-5.70	1.20	3.80	0.00	7.41	3.70	3.71	2.00	1.00	3.71	7.60	-3.89	2.00	0.20	1.75	5.65
2	-10.50	1.20	3.80	0.00	13.17	6.54	6.63	2.00	1.00	6.63	7.60	-0.97	2.00	0.20	1.75	8.49
2	-11.50	1.20	3.80	0.00	14.37	7.10	7.27	2.00	1.00	7.27	7.60	-0.33	2.00	0.20	1.75	9.05
2	-12.10	1.20	3.80	0.00	15.09	7.05	8.04	2.00	1.00	8.04	7.60	0.44	2.00	0.20	1.75	9.00
3	-12.10	1.50	2.00	28.00	15.09	7.05	8.04	2.00	2.78	2.89	2.40	0.49	0.72	0.20	1.75	9.00
3	-13.00	1.50	2.00	28.00	16.44	6.98	9.46	2.00	2.78	3.41	2.40	1.01	0.72	0.20	1.75	8.93
4	-13.00	1.20	3.80	0.00	16.44	6.98	9.46	2.00	1.00	9.46	7.60	1.86	2.00	0.20	1.75	8.23
4	-13.50	1.20	3.80	0.00	17.04	6.94	10.10	2.00	1.00	10.10	7.60	2.50	2.00	0.20	1.75	8.20

Presiones horizontales pasivas en la pata del muro

Estratos	prof, m	γ , t/m3	c, t/m2	ϕ , grados	p, t/m2	u, t/m2	σ , t/m2	q, t/m2	N ϕ	$\sigma/N\phi$	2c/N ϕ	$\sigma/N\phi+2c/N\phi$	$\sigma/N\phi+2c/N\phi+u$
1	-10.00												0
1	-10	1.20	3.80	0.00	0.6	0.00	0.60	0.00	1.00	0.60	7.60	8.20	-8.20
1	-12.1	1.2	3.8	0	3.12	0.00	3.12	0	1.00	3.12	7.60	10.72	-10.72
2	-12.1	1.5	2	28	3.12	0.00	3.12	0	2.78	8.67	6.67	15.33	-15.33
2	-13	1.5	2	28	4.47	0.00	4.47	0	2.78	12.42	6.67	19.08	-19.08
3	-13	1.2	3.8	0	4.47	0.00	4.47	0	1.00	4.47	7.60	12.07	-12.07
3	-13.5	1.2	3.8	0	5.07	0.00	5.07	0	1.00	5.07	7.60	12.67	-12.67
3	-13.5												0

Fig 4.36 Esfuerzos horizontales condiciones piezométricas, sobrecarga 4 t/m² (Zeevaert), Tokio y Sevilla



4.36 CÁLCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES QUE EJERCE EL SUELO AL MURO MILÁN, MÉTODO DE ZEEVAERT CONDICIONES PIEZOMÉTRICAS Y SOBRECARGA DE 4 t/m²

Tokio y Sevilla

EXCAVACIÓN A 10 m DE PROFUNDIDAD; EL MURO MILÁN ESTÁ DESPLANTADO A 13.5 m

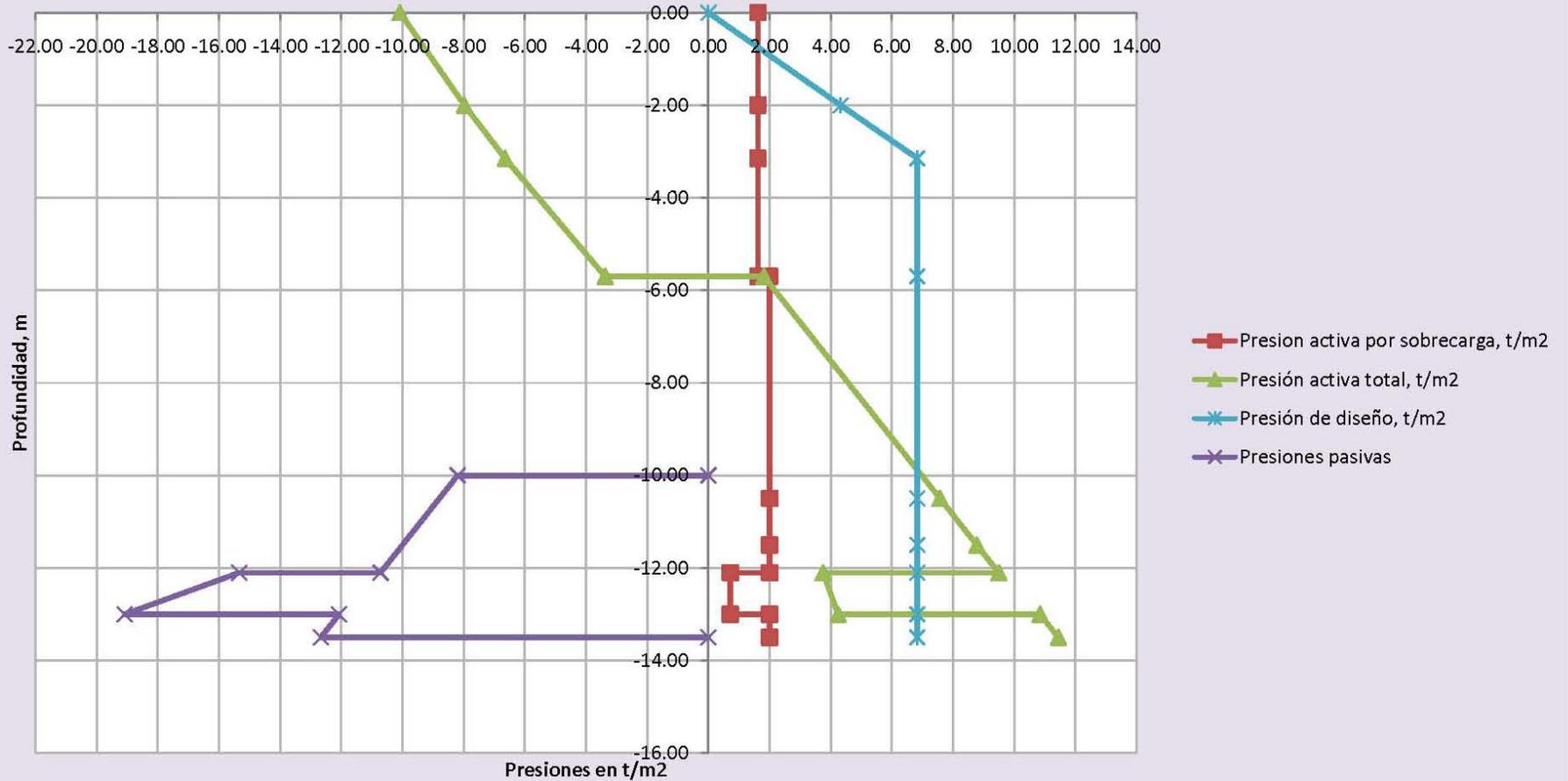
Determinación de la presión envolvente con el criterio de Zeevaert, utilizando Rankine sobrecarga de 4.0 t/m²

Estratos	prof, m	γ , t/m ³	c, t/m ²	Φ , grados	ρ , t/m ²	u, t/m ²	σ , t/m ²	q, t/m ²	N Φ	$\sigma/N\Phi$, t/m ²	2c/N Φ , t/m ²	$\sigma-2c/N\Phi$, t/m ²	q/N Φ , t/m ²	pd, t/m ²	qmedia, t/m ²	pd+qm/N Φ +u, t/m ²
1	0.00	1.30	6.50	6.00	0.00	0.00	0.00	4.00	1.23	0.00	11.70	-11.70	3.24	0.00	3.51	3.51
1	-2.00	1.30	6.50	6.00	2.60	0.00	2.60	4.00	1.23	2.11	11.70	-9.60	3.24	0.00	3.51	3.51
1	-2.62	1.30	6.50	6.00	3.41	0.62	2.79	4.00	1.23	2.26	11.70	-9.44	3.24	0.23	3.51	4.38
1	-5.70	1.30	6.50	6.00	7.41	3.70	3.71	4.00	1.23	3.01	11.70	-8.70	3.24	0.23	3.51	7.44
2	-5.70	1.20	3.80	0.00	7.41	3.70	3.71	4.00	1.00	3.71	7.60	-3.89	4.00	0.23	3.51	7.44
2	-10.50	1.20	3.80	0.00	13.17	6.54	6.63	4.00	1.00	6.63	7.60	-0.97	4.00	0.23	3.51	10.28
2	-11.50	1.20	3.80	0.00	14.37	7.10	7.27	4.00	1.00	7.27	7.60	-0.33	4.00	0.23	3.51	10.84
2	-12.10	1.20	3.80	0.00	15.09	7.05	8.04	4.00	1.00	8.04	7.60	0.44	4.00	0.23	3.51	10.79
3	-12.10	1.50	2.00	28.00	15.09	7.05	8.04	4.00	2.78	2.89	2.40	0.49	1.44	0.23	3.51	10.79
3	-13.00	1.50	2.00	28.00	16.44	6.98	9.46	4.00	2.78	3.41	2.40	1.01	1.44	0.23	3.51	10.72
4	-13.00	1.20	3.80	0.00	16.44	6.98	9.46	4.00	1.00	9.46	7.60	1.86	4.00	0.23	3.51	10.02
4	-13.50	1.20	3.80	0.00	17.04	6.94	10.10	4.00	1.00	10.10	7.60	2.50	4.00	0.23	3.51	9.99

Presiones horizontales pasivas en la pata del muro

Estratos	prof, m	$\sigma/N\Phi$	2c/N Φ	$\sigma/N\Phi+2c/N\Phi$	$\sigma/N\Phi+2c/N\Phi+u$
1	-10.00				0
1	-10	1.00	0.60	7.60	-8.20
1	-12.1	1.00	3.12	7.60	-10.72
2	-12.1	2.78	8.67	6.67	-15.33
2	-13	2.78	12.42	6.67	-19.08
3	-13	1.00	4.47	7.60	-12.07
3	-13.5	1.00	5.07	7.60	-12.67
3	-13.5				0

**Fig 4.37 Esfuerzos horizontales sobrecarga de 2 t/m2 (Tamez)
Tokio y Sevilla**



4.37 CÁLCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES QUE EJERCE EL SUELO AL MURO MILÁN, MÉTODO DE TAMEZ Y SOBRECARGA DE 2 t/m²

Tokio y Sevilla

EXCAVACIÓN A 10 m DE PROFUNDIDAD; EL MURO MILÁN ESTÁ DESPLANTADO A 13.5 m

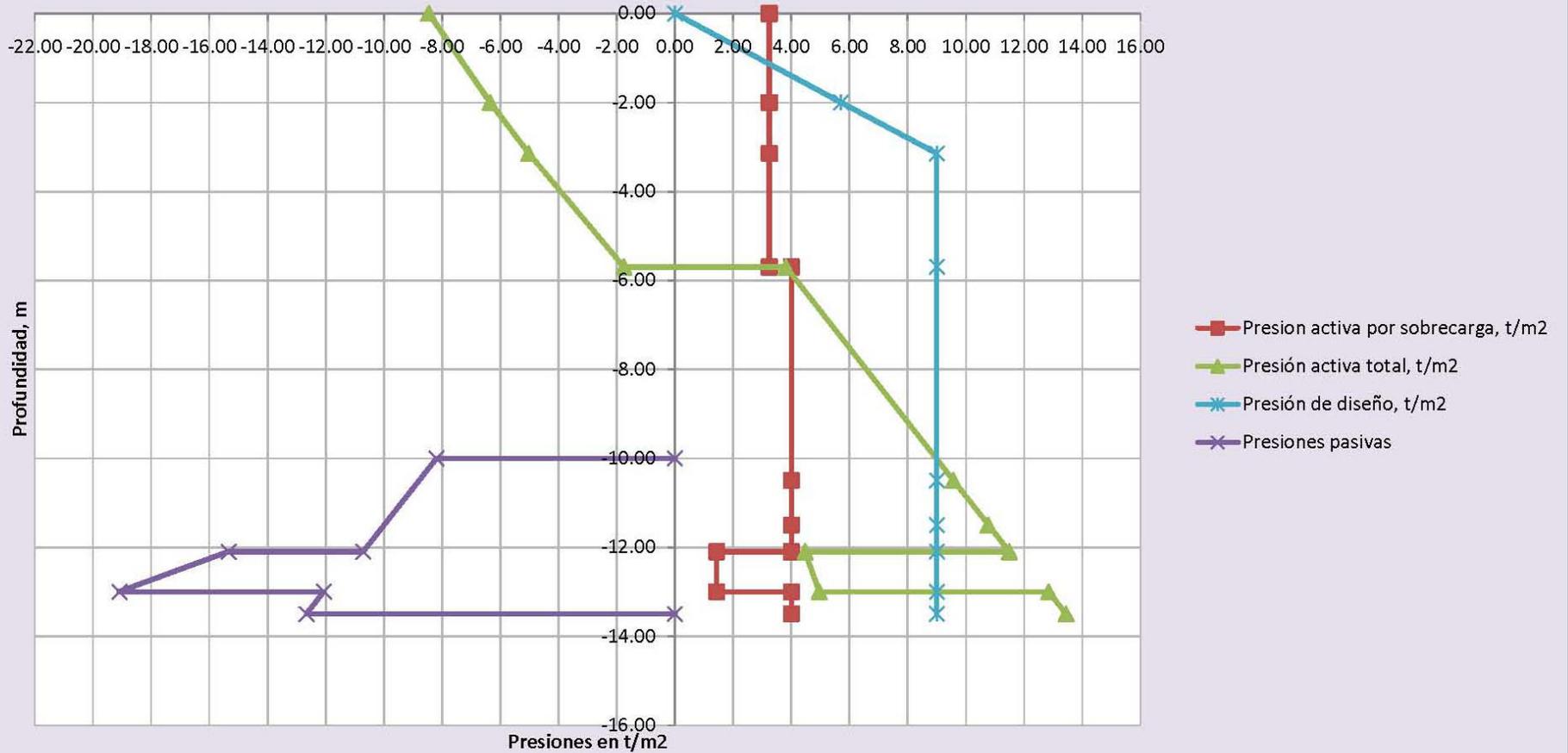
Determinación de la presión envolvente con el criterio de Tamez, utilizando Rankine sobrecarga de 2.0 t/m²

Estratos	prof, m	γ , t/m ³	c, t/m ²	Φ , grados	p, t/m ²	u, t/m ²	σ , t/m ²	q, t/m ²	N Φ	$\sigma/N\Phi$, t/m ²	2c/N Φ , t/m ²	$\sigma-2c/\sqrt{N\Phi}$, t/m ²	q/N Φ , t/m ²	$\sigma+u$, t/m ²	pd _t , t/m ²
1	0.00	1.30	6.50	6.00	0.00	0.00	0.00	2.00	1.23	0.00	11.70	-11.70	1.62	-10.08	0.00
1	-2.00	1.30	6.50	6.00	2.60	0.00	2.60	2.00	1.23	2.11	11.70	-9.60	1.62	-7.97	4.32
1	-3.15	1.30	6.50	6.00	4.10	0.62	3.48	2.00	1.23	2.82	11.70	-8.89	1.62	-6.65	6.83
1	-5.70	1.30	6.50	6.00	7.41	3.70	3.71	2.00	1.23	3.01	11.70	-8.70	1.62	-3.38	6.83
2	-5.70	1.20	3.80	0.00	7.41	3.70	3.71	2.00	1.00	7.41	7.60	-0.19	2.00	1.81	6.83
2	-10.50	1.20	3.80	0.00	13.17	6.54	6.63	2.00	1.00	13.17	7.60	5.57	2.00	7.57	6.83
2	-11.50	1.20	3.80	0.00	14.37	7.10	7.27	2.00	1.00	14.37	7.60	6.77	2.00	8.77	6.83
2	-12.10	1.20	3.80	0.00	15.09	7.05	8.04	2.00	1.00	15.09	7.60	7.49	2.00	9.49	6.83
3	-12.10	1.50	2.00	28.00	15.09	7.05	8.04	2.00	2.78	5.43	2.40	3.03	0.72	3.75	6.83
3	-13.00	1.50	2.00	28.00	16.44	6.98	9.46	2.00	2.78	5.92	2.40	3.52	0.72	4.24	6.83
4	-13.00	1.20	3.80	0.00	16.44	6.98	9.46	2.00	1.00	16.44	7.60	8.84	2.00	10.84	6.83
4	-13.50	1.20	3.80	0.00	17.04	6.94	10.10	2.00	1.00	17.04	7.60	9.44	2.00	11.44	6.83

Presiones horizontales pasivas en la pata del muro

Estratos	prof, m	γ , t/m ³	c, t/m ²	Φ , grados	p, t/m ²	u, t/m ²	σ , t/m ²	q, t/m ²	N Φ	$\sigma/N\Phi$	2c/N Φ	$\sigma/N\Phi+2c/N\Phi$	$\sigma/N\Phi+2c/N\Phi+u$
1	-10.00												0.00
1	-10.00	1.20	3.80	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	1.00	0.60	7.60	8.20	-8.20
1	-12.10	1.20	3.80	0.00	3.12	0.00	3.12	0.00	1.00	3.12	7.60	10.72	-10.72
2	-12.10	1.50	2.00	28.00	3.12	0.00	3.12	0.00	2.78	8.67	6.67	15.33	-15.33
2	-13.00	1.50	2.00	28.00	4.47	0.00	4.47	0.00	2.78	12.42	6.67	19.08	-19.08
3	-13.00	1.20	3.80	0.00	4.47	0.00	4.47	0.00	1.00	4.47	7.60	12.07	-12.07
3	-13.50	1.20	3.80	0.00	5.07	0.00	5.07	0.00	1.00	5.07	7.60	12.67	-12.67
3	-13.50												0.00

**Fig 4.38 Esfuerzos horizontales sobrecarga de 4 t/m² (Tamez)
Tokio y Sevilla**



4.38 CÁLCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES QUE EJERCE EL SUELO AL MURO MILÁN, MÉTODO DE TAMEZ Y SOBRECARGA DE 4 t/m²

Tokio y Sevilla

EXCAVACIÓN A 10 m DE PROFUNDIDAD; EL MURO MILÁN ESTÁ DESPLANTADO A 13.5 m

Determinación de la presión envolvente con el criterio de Tamez, utilizando Rankine sobrecarga de 4.0 t/m²

Estratos	prof, m	γ , t/m ³	c, t/m ²	Φ , grados	p , t/m ²	u , t/m ²	σ , t/m ²	q , t/m ²	N Φ	$\sigma/N\Phi$, t/m ²	2c/N Φ , t/m ²	$\sigma-2c/N\Phi$, t/m ²	q/N Φ , t/m ²	$\sigma+u$, t/m ²	pdt, t/m ²
1	0.00	1.30	6.50	6.00	0.00	0.00	0.00	4.00	1.23	0.00	11.70	-11.70	3.24	-8.46	0.00
1	-2.00	1.30	6.50	6.00	2.60	0.00	2.60	4.00	1.23	2.11	11.70	-9.60	3.24	-6.35	5.71
1	-3.15	1.30	6.50	6.00	4.10	0.62	3.48	4.00	1.23	2.82	11.70	-8.89	3.24	-5.03	9.00
1	-5.70	1.30	6.50	6.00	7.41	3.70	3.71	4.00	1.23	3.01	11.70	-8.70	3.24	-1.75	9.00
2	-5.70	1.20	3.80	0.00	7.41	3.70	3.71	4.00	1.00	7.41	7.60	-0.19	4.00	3.81	9.00
2	-10.50	1.20	3.80	0.00	13.17	6.54	6.63	4.00	1.00	13.17	7.60	5.57	4.00	9.57	9.00
2	-11.50	1.20	3.80	0.00	14.37	7.10	7.27	4.00	1.00	14.37	7.60	6.77	4.00	10.77	9.00
2	-12.10	1.20	3.80	0.00	15.09	7.05	8.04	4.00	1.00	15.09	7.60	7.49	4.00	11.49	9.00
3	-12.10	1.50	2.00	28.00	15.09	7.05	8.04	4.00	2.78	5.43	2.40	3.03	1.44	4.47	9.00
3	-13.00	1.50	2.00	28.00	16.44	6.98	9.46	4.00	2.78	5.92	2.40	3.52	1.44	4.96	9.00
4	-13.00	1.20	3.80	0.00	16.44	6.98	9.46	4.00	1.00	16.44	7.60	8.84	4.00	12.84	9.00
4	-13.50	1.20	3.80	0.00	17.04	6.94	10.10	4.00	1.00	17.04	7.60	9.44	4.00	13.44	9.00

Presiones horizontales pasivas en la pata del muro

Estratos	prof, m	γ , t/m ³	c, t/m ²	Φ , grados	p , t/m ²	u , t/m ²	σ , t/m ²	q , t/m ²	N Φ	$\sigma/N\Phi$	2c/N Φ	$\sigma/N\Phi+2c/N\Phi$	$\sigma/N\Phi+2c/N\Phi+u$
1	-10.00											0.00	0.00
1	-10.00	1.20	3.80	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	1.00	0.60	7.60	8.20	-8.20
1	-12.10	1.20	3.80	0.00	3.12	0.00	3.12	0.00	1.00	3.12	7.60	10.72	-10.72
2	-12.10	1.50	2.00	28.00	3.12	0.00	3.12	0.00	2.78	8.67	6.67	15.33	-15.33
2	-13.00	1.50	2.00	28.00	4.47	0.00	4.47	0.00	2.78	12.42	6.67	19.08	-19.08
3	-13.00	1.20	3.80	0.00	4.47	0.00	4.47	0.00	1.00	4.47	7.60	12.07	-12.07
3	-13.50	1.20	3.80	0.00	5.07	0.00	5.07	0.00	1.00	5.07	7.60	12.67	-12.67
3	-13.50												0.00

Tabla 4.15. Empuje total contra la atagüa

Método de determinación de las presiones horizontales	Empuje total kN/m (t/m)		Porcentaje relativo al de Zeevaert con red de flujo	
	Sobrecarga kPa (t/m ²)		Sobrecarga kPa (t/m ²)	
	19,6 (2)	39,2 (4)	19,6 (2)	39,2 (2)
Zeevaert red de flujo	582 (59,3)	799 (81,4)	100%	100%
Zeevaert con condiciones piezométricas	765,2 (78,0)	1,001 (102)	132%	125%
Tamez	794,6 (81)	1,042 (106,2)	137%	130%

4.3.2.2 Cargas en los puntales.

Con los diagramas de presiones horizontales de Zeevaert y Tamez se calcularon las fuerzas actuantes en los puntales, considerando para ello las áreas tributarias correspondientes para cada nivel. En las Tablas 4.16a y b se citan los valores obtenidos y se presenta su comparación con los que se determinan con el método de Zeevaert y la red de flujo asociada al bombeo Figs 4.32 a 4.38.

Tabla 4.16a. Carga para los puntales niveles inferiores

Nivel de apuntalamiento	Profundidad m	Fuerza en los puntales kn/m (t/m)					
		Zeevaert red de flujo		Zeevaert piezometría		Tamez	
		Sobrecarga kPa (t/m ²)		Sobrecarga kPa (t/m ²)		Sobrecarga kPa (t/m ²)	
		19,6 (2)	39,2 (4)	19,6 (2)	39,2 (4)	19,6 (2)	39,2 (4)
1	0,0	34,3 (3,5)	68,7 (7,0)	34,3 (3,5)	69 (7,0)	42 (4,3)	89 (9,14)
2	3,95	121 (12,3)	181 (18,5)	124 (12,6)	184 (18,8)	217 (22,1)	286 (29,2)
3	6,95	159 (16,2)	212 (21,6)	188 (19,2)	240 (24,5)	200 (20,4)	265 (27,0)
Porcentaje de las fuerzas para cada nivel de puntal relativo al de Zeevaert con red de flujo							
1	0,0	100%	100%	100%	100%	123%	131%
2	3,95	100%	100%	102%	102%	180%	158%
3	6,95	100%	100%	119%	113%	126%	125%

Tabla 4.16b. Carga para los puntales niveles superiores

Nivel de apuntalamiento	Profundidad m	Fuerza en los puntales kN/m (t/m)					
		Zeevaert red de flujo		Zeevaert piezometría		Tamez	
		Sobrecarga kPa (t/m ²)		Sobrecarga kPa (t/m ²)		Sobrecarga kPa (t/m ²)	
		19,6 (2)	39,2 (4)	19,6 (2)	39,2 (4)	19,6 (2)	39,2 (4)
1	2,45	89,3 (9,1)	157,9 (16,1)	89,3 (9,1)	157,9 (16,1)	158,9 (16,2)	209,9 (21,4)
2	5,45	146,2 (14,9)	199,1 (20,3)	156,0 (15,9)	204,0 (20,8)	200,1 (20,4)	264,8 (27,0)
Porcentaje de las fuerzas para cada nivel de puntal relativo al de Zeevaert con red de flujo							
1	0,0	100%	100%	100%	100%	178%	133%
2	3,95	100%	100%	107%	102%	137%	133%

4.3.2.3 Factores de seguridad.

En las Tablas 4.17 y 4.18 se presentan los cálculos correspondientes al factor de seguridad para la estabilidad de la pata de la ataguía, utilizando primero el método de momentos propuesto por Zeevaert descrito en el capítulo de 3.1.2 Fig 3.2, y el de Tamez que considera el mecanismo de falla de Prandtl para la pata, citado en el capítulo 3.2.5 Fig 3.12.

Tabla 4.17. Factor de seguridad de la pata con el método de momentos, niveles inferiores

Método de Zeevaert con red de flujo, sobrecarga de 19,7 kPa (2 t/m ²)				
Fuerza	Magnitud kN/m (t/m)	Brazo de palanca m	Momentos kN-m (t-m)	
			Resistente	Motor
Ea1	247 (25,2)	3,275	--	809 (82,5)
Ea2	52 (5,3)	1,775	--	93,2 (9,5)
Ea3	1,4 (0,14)	1,183	--	1,9 (0,2)
Ea4	15,0 (1,5)	4,05	--	59,8 (6,1)
Ea5	0,44 (0,045)	4,22	--	1,9 (0,19)
Ea6	6,5 (0,66)	4,85	--	31,4 (3,2)
Ea7	1,5 (0,15)	4,95	--	7,3 (0,74)
Ea8	4,9 (0,495)	5,75	--	28,0 (2,9)
Ea9	15,2 (1,54)	6,3	--	95,2 (9,7)
Ea10	2,7 (0,28)	6,38	--	17,4 (1,77)
Ep1	282 (28,7)	4,8	1.352 (137,8)	--
Ep2	25,5 (2,6)	4,45	114,8 (11,7)	--
Ep3	62,8 (6,4)	5,6	351,2 (35,8)	--
Ep4	16,7 (1,7)	5,65	94,1 (9,6)	--
Ep5	19,1 (1,95)	6,3	120,7 (12,29)	--
Ep6	1,5 (0,15)	6,38	9,4 (0,96)	--
M _r	--		235,4 (24)	--
Sumas	Factor de seguridad 1,99		2.277,9 (232,2)	1.144,8 (116,7)
Satisface prácticamente el valor recomendado de 2				
Método de Zeevaert con red de flujo, sobrecarga de 39,2 kPa (4 t/m ²)				
Fuerza	Magnitud kN/m (t/m)	Brazo de palanca m	Momentos kN-m (t-m)	
			Resistente	Motor

Ea1	362,0 (36,9)	3,275	--	1.186,0 (120,9)
Ea2	52,3 (5,33)	1,775	--	93,3 (9,5)
Ea3	1,2 (0,12)	1,183	--	1,4 (0,142)
Ea4	14,7 (1,5)	4,05	--	59,6 (6,1)
Ea5	0,44 (0,045)	4,22	--	1,9 (0,19)
Ea6	6,5 (0,66)	4,85	--	31,4 (3,2)
Ea7	1,5 (0,15)	4,95	--	7,3 (0,74)
Ea8	4,9 (0,495)	5,75	--	28,0 (2,85)
Ea9	6,4 (0,65)	6,3	--	40,2 (4,1)
Ea10	2,7 (0,278)	6,38	--	17,4 (1,8)
Ep1	282 (28,7)	4,8	1.351,8 (137,8)	--
Ep2	25,8 (2,63)	4,45	114,8 (11,7)	--
Ep3	62,8 (6,4)	5,6	351,2 (35,8)	--
Ep4	17 (1,7)	5,65	94,2 (9,6)	--
Ep5	16,7 (1,95)	6,3	120,7 (12,3)	--
Ep6	1,5 (0,15)	6,38	9,4 (0,96)	--
M _r	--		235,4 (24,0)	--
Sumas	Factor de seguridad 1,55		2.277,9 (232,2)	1.466,6 (149,5)
Está por debajo del valor recomendado de 2; siendo superior al mínimo de 1,5 requerido cuando se conoce perfectamente el suelo, sus propiedades físicas y mecánicas				
Método de Zeevaert con piezometría, sobrecarga de 19,6 kPa (2 t/m ²)				
Fuerza	Magnitud kN/m (t/m)	Brazo de palanca m	Momentos kN-m (t-m)	
			Resistente	Motor
Ea1	415,0 (42,3)	3,275	--	1.357,7 (138,4)
Ea2	35,5 (3,62)	2,367	--	84,4 (8,6)
Ea3	20,1 (2,04)	4,05	--	81,0 (8,3)
Ea4	2,7 (0,28)	4,217	--	11,6 (1,2)
Ea5	15,0 (1,5)	4,85	--	72,6 (7,4)
Ea6	0,15 (0,015)	4,75	--	0,7 (0,071)
Ea7	21,9 (2,2)	5,6	--	122,5 (12,5)
Ea8	0,31 (0,032)	5,75	--	1,8 (0,181)
Ea9	8,7 (0,9)	6,3	--	55,0 (5,61)
Ep1	282 (28,7)	4,8	1.352 (137,8)	--
Ep2	25,8 (2,63)	4,45	115 (11,7)	--
Ep3	62,8 (6,4)	5,6	351 (35,8)	--
Ep4	16,7 (1,7)	5,65	94 (9,6)	--
Ep5	19,1 (1,95)	6,3	121 (12,3)	--
Ep6	1,5 (0,15)	6,38	9,4 (0,96)	--
M _r	--		235,4 (24,0)	--
Sumas	Factor de seguridad 1,28		2.277,9 (232,2)	1.786,4 (182,1)
Está por debajo del valor recomendado de 2, así como también del mínimo de 1,5 requerido cuando se conoce perfectamente el suelo y sus propiedades físicas y mecánicas				
Método de Zeevaert con piezometría, sobrecarga de 39,2 kPa (4 t/m ²)				
Fuerza	Magnitud kN/m (t/m)	Brazo de palanca m	Momentos kN-m (t-m)	
			Resistente	Motor
Ea1	525,8 (53,6)	3,275	--	1.721,7 (175,5)
Ea2	36,6 (3,7)	2,367	--	86,3 (8,8)

Ea3	20,6 (2,1)	4,05	--	83,5 (8,51)
Ea4	2,7 (0,3)	4,217	--	11,6 (1,2)
Ea5	15,7 (1,6)	4,85	--	74,6 (7,6)
Ea6	0,14 (0,015)	4,75	--	0,7 (0,071)
Ea7	22,5 (2,3)	5,6	--	125,6 (12,8)
Ea8	0,31 (0,032)	5,75	--	1,8 (0,181)
Ea9	8,9 (0,9)	6,3	--	56,2 (5,7)
Ep1	281,5 (28,7)	4,8	1.351,8 (137,8)	--
Ep2	25,8 (2,6)	4,45	114,8 (11,7)	--
Ep3	62,8 (6,4)	5,6	351,2 (35,8)	--
Ep4	16,7 (1,7)	5,65	94,2 (9,6)	--
Ep5	19,1 (1,95)	6,3	120,6 (12,29)	--
Ep6	1,5 (0,15)	6,38	9,4 (0,96)	--
M _r	--		235,4 (24,0)	--
Sumas	Factor de seguridad 1,05		2.277,9 (232,2)	2.162 (220,4)
Método de Tamez, sobrecarga de 19,6 kPa (2 t/m ²)				
Está ligeramente por debajo del valor recomendado de 2, así como también del mínimo de 1,5 requerido cuando se conoce perfectamente el suelo y sus propiedades físicas y mecánicas				
Fuerza	Magnitud kN/m (t/m)	Brazo de palanca m	Momentos kN-m (t-m)	
			Resistente	Motor
Ea1	438,5 (44,7)	3,275	--	1.438,1 (146,6)
Ep1	281,5 (28,7)	4,8	1.351,8 (137,8)	--
Ep2	25,8 (2,6)	4,45	114,7 (11,7)	--
Ep3	62,8 (6,4)	5,6	351,1 (35,8)	--
Ep4	16,7 (1,7)	5,65	94,2 (9,6)	--
Ep5	19,1 (1,95)	6,3	120,6 (12,3)	--
Ep6	1,5 (0,15)	6,38	9,4 (0,96)	--
M _r	--		235,4 (24,0)	--
Sumas	Factor de seguridad 1,58		2.277,9 (232,2)	1.438,1 (146,6)
Está por debajo del valor recomendado de 2, y cumple con el mínimo de 1,5 requerido cuando se conoce perfectamente el suelo y sus propiedades físicas y mecánicas				
Método de Tamez, sobrecarga de 39,2 kPa (4 t/m ²)				
Fuerza	Magnitud kN/m (t/m)	Brazo de palanca m	Momentos kN-m (t-m)	
			Resistente	Motor
Ea1	587,6 (59,9)	3,275	--	1.922,8 (196)
Ep1	281,5 (28,7)	4,8	1.351,8 (137,8)	--
Ep2	25,8 (2,6)	4,45	114,7 (11,7)	--
Ep3	62,8 (6,4)	5,6	351,2 (35,8)	--
Ep4	16,7 (1,7)	5,65	94,2 (9,6)	--
Ep5	19,1 (1,95)	6,3	120,6 (12,3)	--
Ep6	1,5 (0,15)	6,38	9,4 (0,96)	--
M _r	--		235,4 (24,0)	--
Sumas	Factor de seguridad 1,18		2.277,9 (232,2)	1.922,8 (196)
Está por debajo del valor recomendado de 2, y del mínimo de 1,5 requerido cuando se conoce perfectamente el suelo y sus propiedades físicas y mecánicas				

Tabla 4.18. Factor de seguridad de la pata con Tamez, falla bidimensional

Método con el que se determinó la presión horizontal	Factores de seguridad	
	Sobrecarga kPa (t/m ²)	
	19,6 (2)	39,2 (4)
Zeevaert con red de flujo	3,8	2,9
Zeevaert con presión presiométrica	3,5	2,7
Tamez	3,0	2,2
En todos los casos se satisface el factor de seguridad mínimo de 1,7		

En la Tabla 4.19 se indican los valores de los factores de seguridad de la falla de fondo determinados con los métodos de Zeevaert y el de Tamez que se presentan en los capítulos 3.1.3 y 3.2.4, respectivamente.

Tabla 4.19. Factor de seguridad contra la falla de fondo

Criterio de Tamez falla bidimensional		
Método con el que se determinó la presión horizontal	Factores de seguridad	
	Sobrecarga kPa (t/m ²)	
	19,6 (2)	39,2 (4)
Es independiente del método	2,8	2,4
Se satisface el factor recomendable de 1,7		
Criterio de Zeevaert falla bidimensional, Nc 5,7		
Es independiente del método	1,3	1,1
Los valores son inferiores al solicitado de 1,7		
Criterio de Zeevaert falla bidimensional, Nc función de la geometría (Nc = 6,76)		
Es independiente del método	1,5	1,34
Los valores son inferiores al solicitado de 1,7		

4.4 Conclusiones.

Las conclusiones derivadas del análisis de estas dos excavaciones con los métodos de Zeevaert y Tamez se presentan enseguida. La excavación y construcción de la cimentación de Reforma y Berna se realizó en 11 meses; la de Tokio y Sevilla tomó 6 meses.

1) Empuje total. Evidentemente el procedimiento con el que se obtienen los menores valores corresponden al de Zeevaert con red de flujo; cuando la cohesión no drenada es alta, los valores con Tamez (esfuerzos totales) resultan entonces los más pequeños, incluso por debajo de los determinados con la red de flujo.

2) Carga en los puntales. Aceptando áreas tributarias uniformes, con el criterio de Zeevaert las cargas en los puntales inferiores es mayor que la de los superiores, mientras que con el de Tamez es uniforme, salvo para el más superficial.

3) Factor de seguridad contra falla de fondo. De acuerdo con los resultados con ambas teorías se satisfacen las condiciones de estabilidad, obteniéndose mayores factores de seguridad con el criterio de Tamez, que considera todas las fuerzas que intervienen en la superficie potencial de falla.

4) Factor de seguridad del empotramiento de la ataguía. Con la teoría propuesta por Tamez para el mecanismo de falla se obtienen factores de seguridad superiores; en ambos casos se satisfacen los valores mínimos requeridos para garantizar la estabilidad. En particular el factor para la pata determinado con el método de Zeevaert, en el caso de la excavación de Reforma y Berna se cumple el valor mínimo de 2; mientras que para el de Tokio y Sevilla sólo el que considera la red de flujo lo satisface. Para el criterio de Tamez todos satisfacen los márgenes de seguridad.

5. FALLA DE EXCAVACIÓN

5.1 Descripción del accidente.

Durante la excavación y construcción de la cimentación del proyecto localizado en las calles de Tokio y Sevilla, descrito en el capítulo 4.2, al alcanzar en la esquina surponiente el nivel máximo de excavación ocurrió una falla. En las fotos se presenta la zona fallada, que corresponde con la colindancia con el estacionamiento vehicular; en la planta de la Fig 5.1 se precisa el área siniestrada.

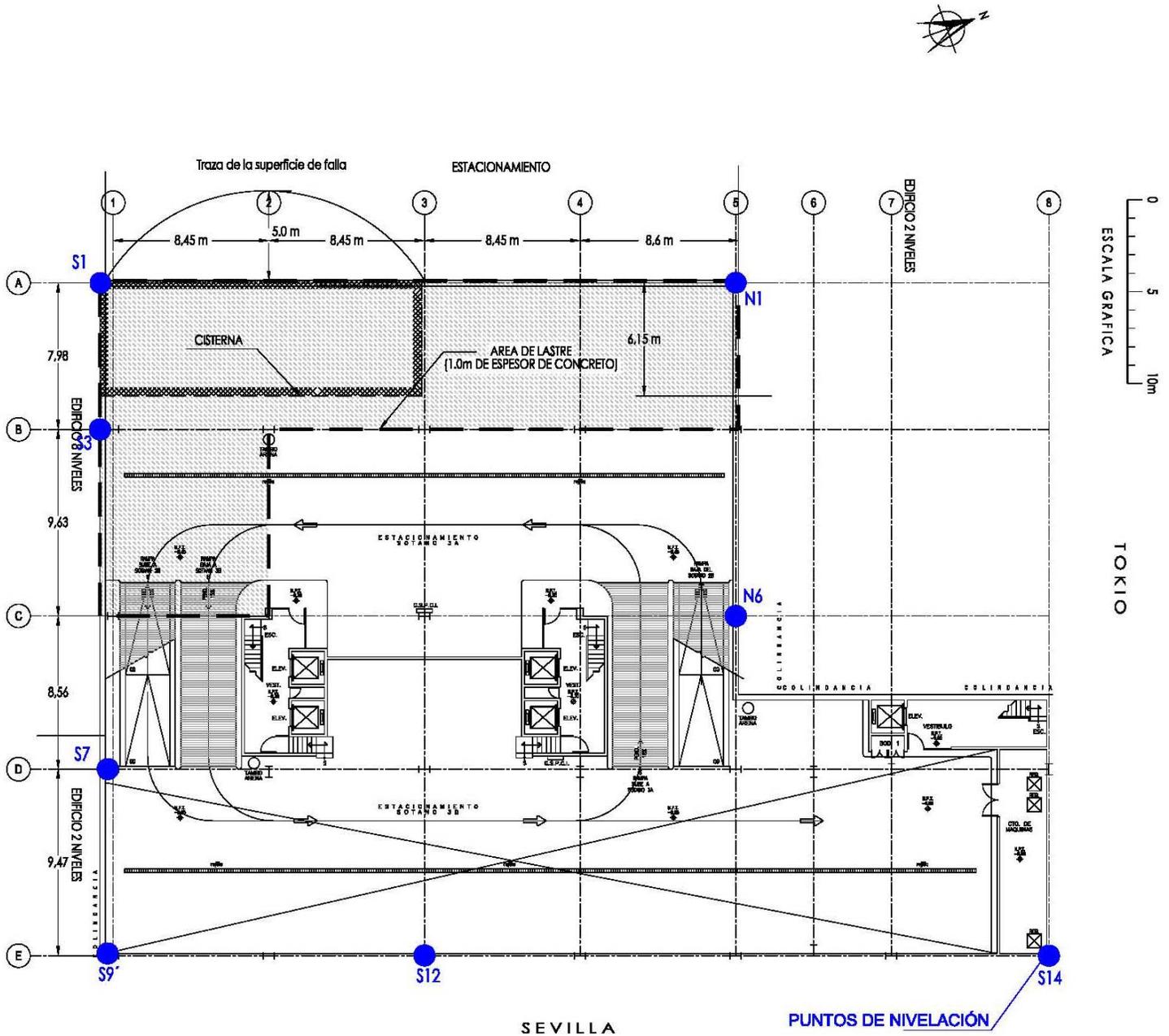


Fig 5.1 Planta del edificio con la traza de la zona de falla



Fig 5.2. Tablaestacas de concreto de 1.0 m de ancho y 0,3 cm de espesor, desplantada a 13,5 m de profundidad; al centro se observan los pies de las tabletas prefabricadas de concreto reforzado; se aprecian también las columnas y traveses de los sótanos que constituyen el sistema de retención.



Fig 5.3. Vista general de la falla que involucró 2 crujeías. A la izquierda se observa la colindancia sur, integrada por un edificio de 8 niveles cimentado en una losa complementada con pilotes de fricción; en esta colindancia los desplazamientos horizontales asociados alcanzaron 6,1 cm.



Fig 5.4. Detalle de la colindancia sur y de la punta de las piezas de concreto; al centro se distingue uno de los pozos de bombeo eyector y una de las vigas mdrinas con los tacones para sujetar las tabletas.

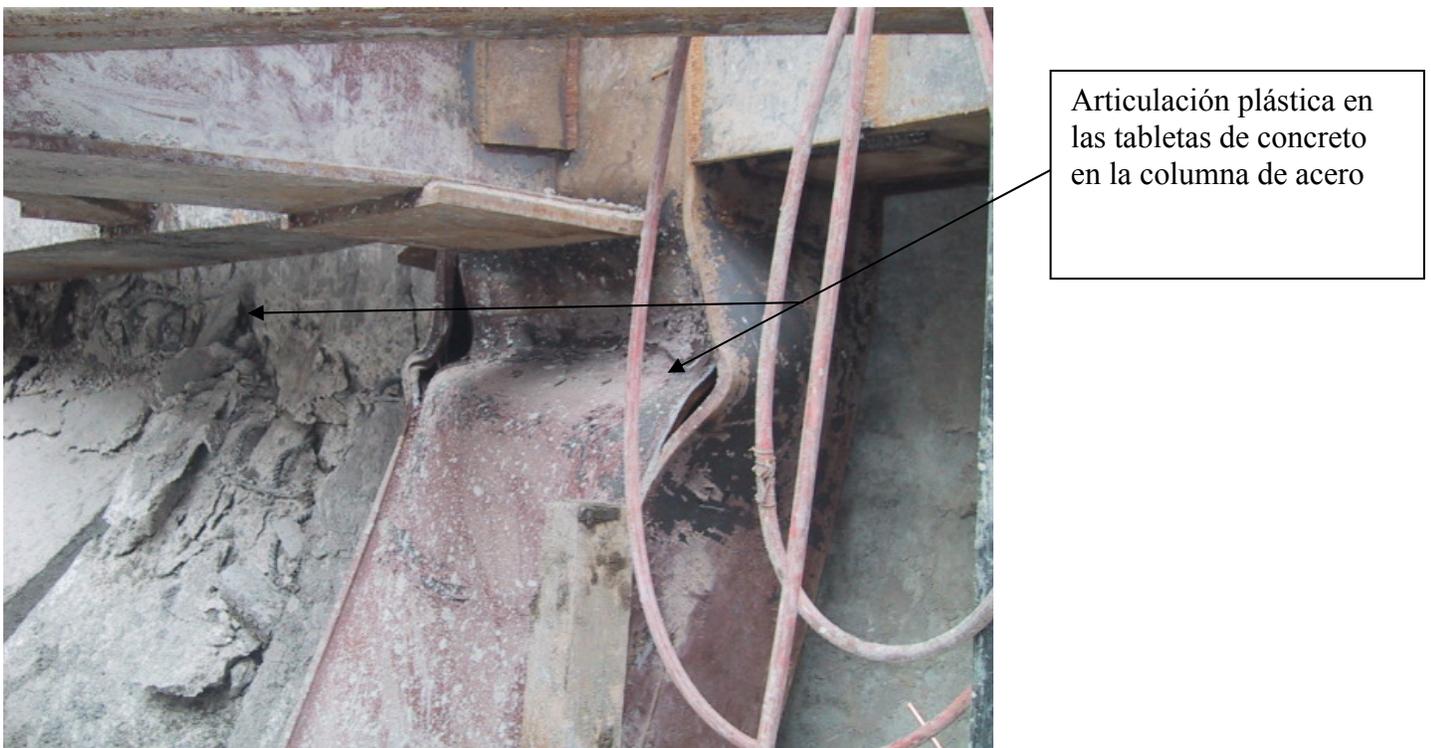


Fig 5.5. Se muestra la plastificación de la ataguía de concreto y de la columna A-3 al nivel del último puntal a una profundidad de 6,95 m, su localización en planta aparece en la Fig 5.1; lo que corresponde plenamente con los criterios de Zeevaert y Tamez.



Superficie de falla,
penetró 5,0 m

Fig 5.6. Se muestra la zona de falla que se presentó en el terreno del estacionamiento que colida al poniente (Fig 5.1); las tabletas además de asentarse se desplazaron ligeramente hacia el oriente.

5.2 Causas que produjeron la falla.

5.2.1 Superficie de falla teórica.

En la Fig 5.7 se muestran las superficies de falla asociadas a la falla de fondo y la realmente ocurrida; los factores de seguridad se determinaron con los métodos de Tamez y Zeevaert, considerando las condiciones tridimensionales. Las expresiones son las siguientes:

Método de Tamez tridimensional (capítulo 3.2.4 Fig 3.11).

$$F_s = \frac{5,14 \left[1 + 0,2 \frac{B}{L} \right] \left[1 + 0,2 \frac{H}{B} \right] c_u + 2c_{u2} \frac{H_p}{B} + \frac{2M_r}{h_m^2}}{\gamma_n H + p_s} \quad (3.59)$$

$$B = 1,41 H_p \quad (3.49)$$

donde

H	altura de la excavación, 13,0 m
B	ancho de la superficie de falla, 5,0 y 6,3 m
H _p	pata del muro Milán, 0,5 m
L	longitud de la excavación, 16,9 m
c _u	cohesión media de 47,1 kPa (4,8 t/m ²)
c _{u2}	cohesión en la zona baja del mecanismo de falla, 56,9 kPa (5,8 t/m ²)

M_r	momento resistente del muro Milán, 245,2 kN-m (25 t-m)
h_m	altura entre el fondo de la excavación y el último puntal, 6,55 m
$\gamma_n H$	presión total al fondo de la excavación, 161,9 kPa (16,5 t/m ²)
p_s	sobrecarga en el hombro de la excavación, 2,5 kPa (0,25 t/m ²)

Sustituyendo los valores correspondientes se obtiene un factor de seguridad de 2,4, que resulta mayor que el mínimo requerido para garantizar la estabilidad.

Método de Zeevaert (capítulo 3.1.3 Fig 3.3).

Las expresiones utilizadas en la determinación del factor de seguridad contra la falla de fondo son las siguientes:

$$F_s = \frac{c N_c}{\gamma_n + p_s} \quad (3.12)$$

$$N_c = 5,4 \left[1 + 0,25 \frac{D_f}{B} + 0,25 \frac{B}{L} \right] \quad (5.1, \text{Ref 7})$$

donde

c	cohesión en la zona baja del mecanismo de falla, 56,9 kPa (5,8 t/m ²)
B	ancho de la zona de la excavación, 5,0 m
D_f	profundidad de la excavación, 13,0 m
	Las demás literales ya fueron definidas

Al sustituir los valores se determinó un factor de seguridad igual a 2,9; este valor es también mayor que el mínimo admisible.

Conclusión. Por los factores de seguridad determinados se concluye que se satisfacen las condiciones de seguridad para impedir que se desarrolle el mecanismo de falla de fondo.

La falla de la tablaestaca de concreto se presentó al eliminarse el empotramiento y aumentarse el momento flexionante con relación al último nivel de apuntalamiento; en las Figs 5.8 y 5.9 se presentan las presiones horizontales sobre la ataguía determinadas con el método de Zeevaert para una sobrecarga de 5 kPa (0,5 t/m²). Aceptando las presiones menores que corresponden con la red de flujo, el momento flexionante en relación al último nivel de puntales es de 908,4 kN-m (92,6 t-m), que es 3,7 veces mayor que el momento resistente de la sección 245,3 kN-m (25 t-m). El desarrollo de la articulación plástica a este nivel de apuntalamiento está totalmente en concordancia con la predicción teórica (Fig 5.5).

5.2.2 Superficie de falla teórica y real.

En la Fig 5.7 se presentan las superficies de falla teóricas determinadas con los criterios de Tamez y Zeevaert, definidas para los niveles de excavación de 10 y 13 m; como se observa, la penetración varía entre 5,0 y 6,0 m. El topógrafo hizo el levantamiento correspondiente de la traza de la superficie de falla, determinando una penetración de 5,0 m, una traza correspondiente a un arco de círculo y levantó un punto al interior de la misma, lo que permitió el trazo que se muestra en la Fig 5.7. En la Fig 5.6, con las dimensiones del automóvil rojo se puede constatar que la falla penetró del orden de 5.0 m en el

TOKIO Y SEVILLA

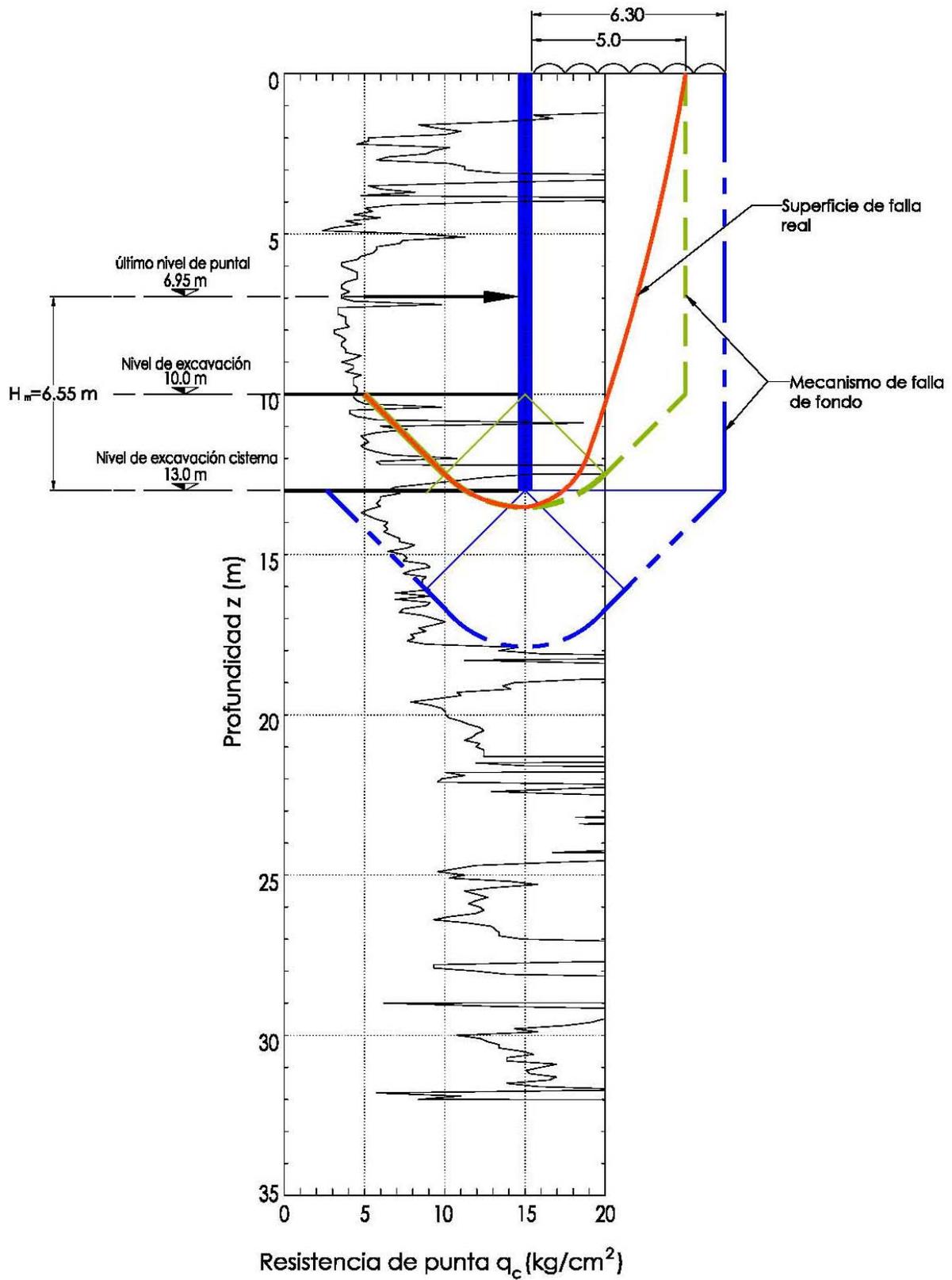
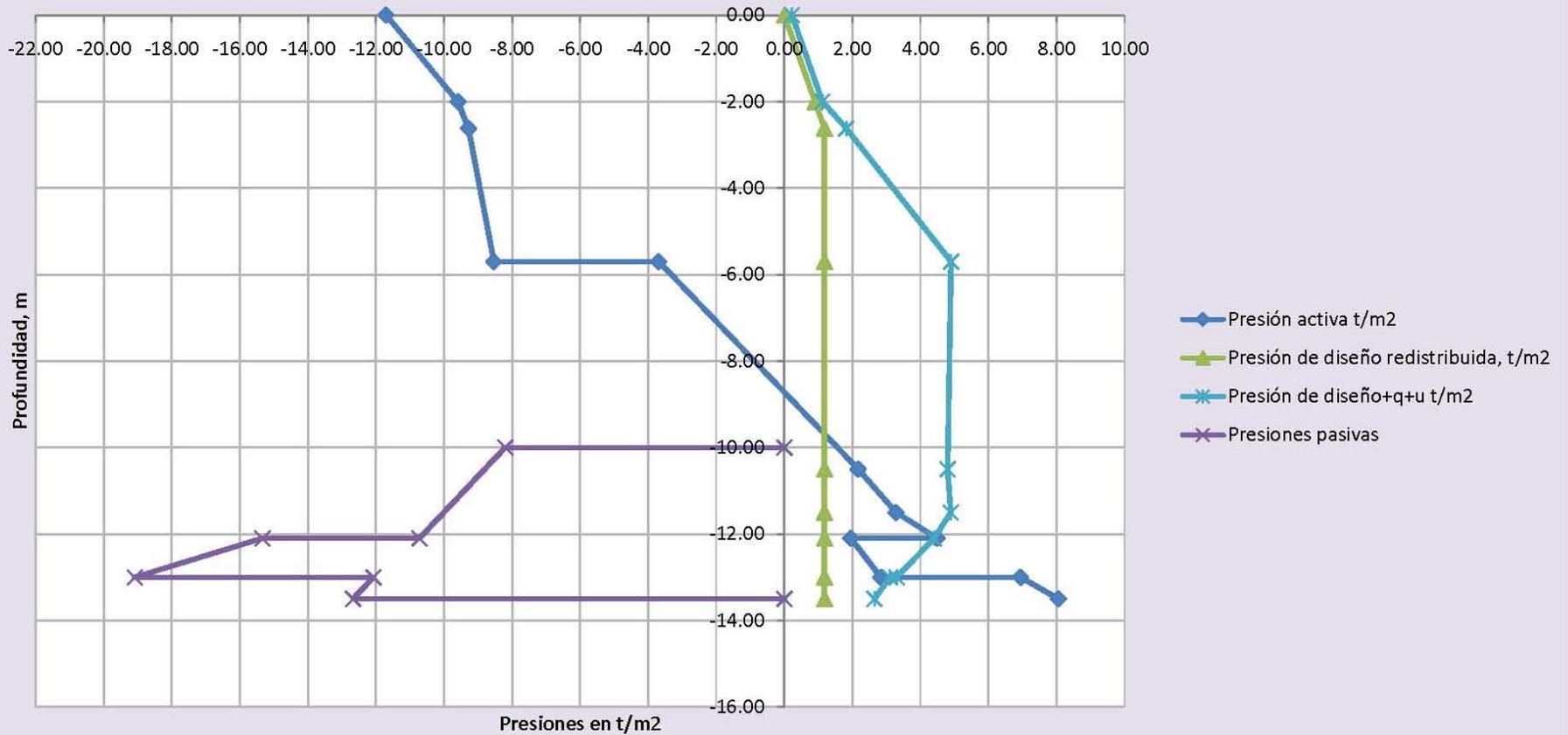


Fig 5.7 Superficies de falla

**Fig 5.8 Esfuerzos horizontales con red de flujo, sobrecarga de 0,5 t/m²
(Zeevaert)
Tokio y Sevilla**



5.8 CÁLCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES QUE EJERCE EL SUELO AL MURO MILÁN, MÉTODO DE ZEEVAERT CON RED DE FLUJO Y SOBRECARGA DE 0,5 t/m2

Tokio y Sevilla

EXCAVACIÓN A 10 m DE PROFUNDIDAD; EL MURO MILÁN ESTÁ DESPLANTADO A 13.5 m

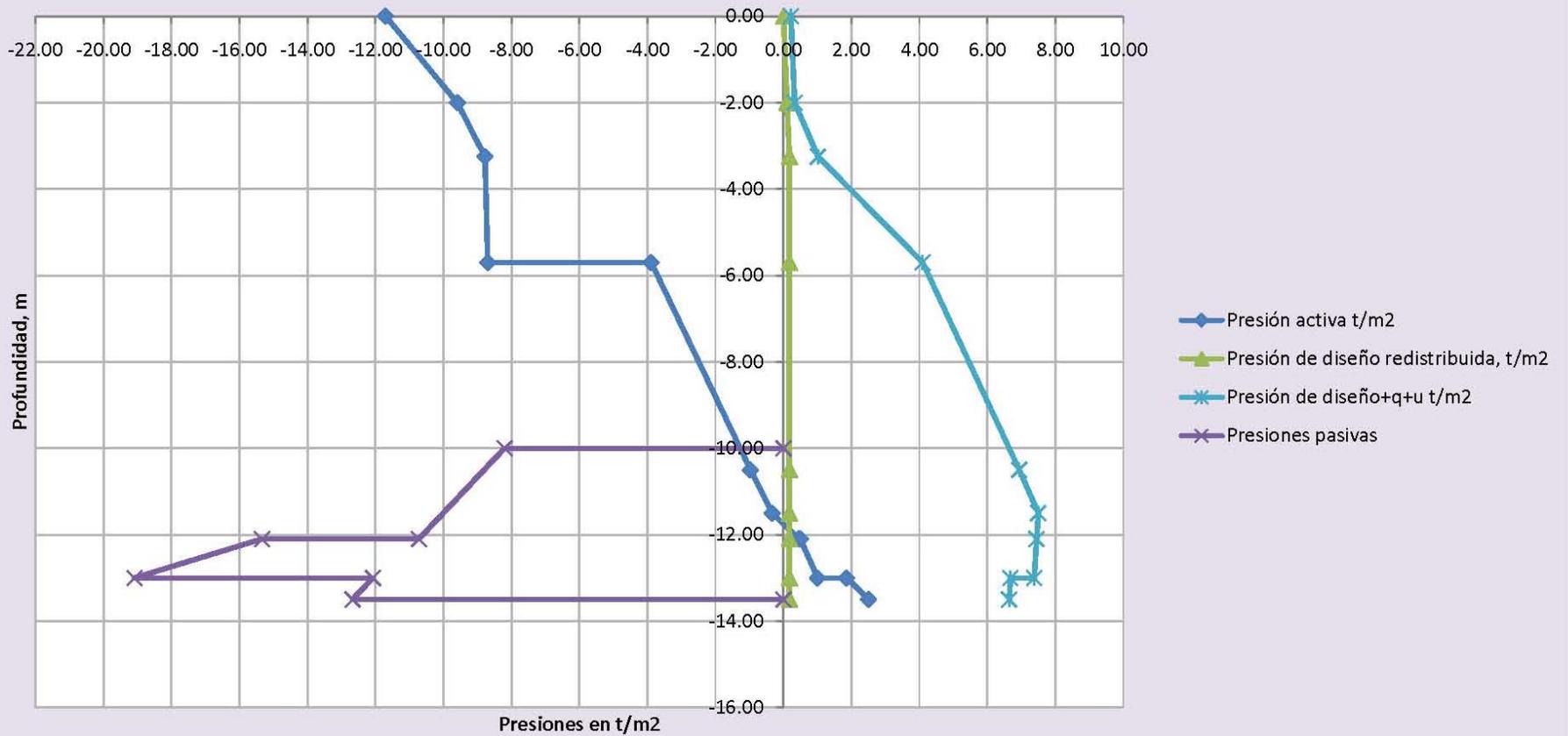
Determinación de la presión envolvente con el criterio de Zeevaert, utilizando Rankine sobrecarga de 2.0 t/m2

Estratos	prof, m	γ , t/m3	c, t/m2	ϕ , grados	p, t/m2	u, t/m2	σ_v , t/m2	q, t/m2	N ϕ	$\sigma/N\phi$, t/m2	2c/N ϕ , t/m2	$\sigma-2c/N\phi$, t/m2	q/N ϕ , t/m2	pd, t/m2	qmedia, t/m2	pd+qm/N ϕ +u, t/m2
1	0.00	1.30	6.50	6.00	0.00	0.00	0.00	0.25	1.23	0.00	11.70	-11.70	0.20	0.00	0.22	0.22
1	-2.00	1.30	6.50	6.00	2.60	0.00	2.60	0.25	1.23	2.11	11.70	-9.60	0.20	0.90	0.22	1.12
1	-2.62	1.30	6.50	6.00	3.41	0.42	2.99	0.25	1.23	2.42	11.70	-9.28	0.20	1.18	0.22	1.82
1	-5.70	1.30	6.50	6.00	7.41	3.50	3.91	0.25	1.23	3.17	11.70	-8.53	0.20	1.18	0.22	4.90
2	-5.70	1.20	3.80	0.00	7.41	3.50	3.91	0.25	1.00	3.91	7.60	-3.69	0.25	1.18	0.22	4.90
2	-10.50	1.20	3.80	0.00	13.17	3.40	9.77	0.25	1.00	9.77	7.60	2.17	0.25	1.18	0.22	4.80
2	-11.50	1.20	3.80	0.00	14.37	3.49	10.88	0.25	1.00	10.88	7.60	3.28	0.25	1.18	0.22	4.89
2	-12.10	1.20	3.80	0.00	15.09	3.00	12.09	0.25	1.00	12.09	7.60	4.49	0.25	1.18	0.22	4.40
3	-12.10	1.50	2.00	28.00	15.09	3.00	12.09	0.25	2.78	4.35	2.40	1.95	0.09	1.18	0.22	4.40
3	-13.00	1.50	2.00	28.00	16.44	1.90	14.54	0.25	2.78	5.23	2.40	2.83	0.09	1.18	0.22	3.30
4	-13.00	1.20	3.80	0.00	16.44	1.90	14.54	0.25	1.00	14.54	7.60	6.94	0.25	1.18	0.22	3.11
4	-13.50	1.20	3.80	0.00	17.04	1.39	15.65	0.25	1.00	15.65	7.60	8.05	0.25	1.18	0.22	2.65

Presiones horizontales pasivas en la pata del muro

Estratos	prof, m	γ , t/m3	c, t/m2	ϕ , grados	p, t/m2	u, t/m2	σ_v , t/m2	q, t/m2	N ϕ	$\sigma/N\phi$	2c/N ϕ	$\sigma/N\phi+2c/N\phi$	$\sigma/N\phi+2c/N\phi+u$
1	-10.00												0
1	-10	1.20	3.80	0.00	0.6	0.00	0.60	0.00	1.00	0.60	7.60	8.20	-8.20
1	-12.1	1.2	3.8	0	3.12	0.00	3.12	0	1.00	3.12	7.60	10.72	-10.72
2	-12.1	1.5	2	28	3.12	0.00	3.12	0	2.78	8.67	6.67	15.33	-15.33
2	-13	1.5	2	28	4.47	0.00	4.47	0	2.78	12.42	6.67	19.08	-19.08
3	-13	1.2	3.8	0	4.47	0.00	4.47	0	1.00	4.47	7.60	12.07	-12.07
3	-13.5	1.2	3.8	0	5.07	0.00	5.07	0	1.00	5.07	7.60	12.67	-12.67
3	-13.5												0

Fig 5.9 Esfuerzos horizontales condiciones piezométricas, sobrecarga de 0.5 t/m² (Zeevaert), Tokio y Sevilla



5.9 CÁLCULO DE LAS PRESIONES HORIZONTALES QUE EJERCE EL SUELO AL MURO MILÁN, MÉTODO DE ZEEVAERT CONDICIONES PIEZOMÉTRICAS Y SOBRECARGA DE 0,5 t/m²

Tokio y Sevilla

EXCAVACIÓN A 10 m DE PROFUNDIDAD; EL MURO MILÁN ESTÁ DESPLANTADO A 13.5 m

Determinación de la presión envolvente con el criterio de Zeevaert, utilizando Rankine sobrecarga de 2.0 t/m²

Estratos	prof, m	γ , t/m ³	c, t/m ²	Φ , grados	p, t/m ²	u, t/m ²	σ , t/m ²	q, t/m ²	N Φ	$\sigma/N\Phi$, t/m ²	2c/N Φ , t/m ²	$\sigma-2c/N\Phi$, t/m ²	q/N Φ , t/m ²	pd, t/m ²	qmedia, t/m ²	pd+qm/N Φ +u, t/m ²
1	0.00	1.30	6.50	6.00	0.00	0.00	0.00	0.25	1.23	0.00	11.70	-11.70	0.20	0.00	0.22	0.22
1	-2.00	1.30	6.50	6.00	2.60	0.00	2.60	0.25	1.23	2.11	11.70	-9.60	0.20	0.11	0.22	0.33
1	-3.25	1.30	6.50	6.00	4.23	0.62	3.61	0.25	1.23	2.92	11.70	-8.78	0.20	0.18	0.22	1.02
1	-5.70	1.30	6.50	6.00	7.41	3.70	3.71	0.25	1.23	3.01	11.70	-8.70	0.20	0.18	0.22	4.10
2	-5.70	1.20	3.80	0.00	7.41	3.70	3.71	0.25	1.00	3.71	7.60	-3.89	0.25	0.18	0.22	4.10
2	-10.50	1.20	3.80	0.00	13.17	6.54	6.63	0.25	1.00	6.63	7.60	-0.97	0.25	0.18	0.22	6.94
2	-11.50	1.20	3.80	0.00	14.37	7.10	7.27	0.25	1.00	7.27	7.60	-0.33	0.25	0.18	0.22	7.50
2	-12.10	1.20	3.80	0.00	15.09	7.05	8.04	0.25	1.00	8.04	7.60	0.44	0.25	0.18	0.22	7.45
3	-12.10	1.50	2.00	28.00	15.09	7.05	8.04	0.25	2.78	2.89	2.40	0.49	0.09	0.18	0.22	7.45
3	-13.00	1.50	2.00	28.00	16.44	6.98	9.46	0.25	2.78	3.41	2.40	1.01	0.09	0.18	0.22	7.38
4	-13.00	1.20	3.80	0.00	16.44	6.98	9.46	0.25	1.00	9.46	7.60	1.86	0.25	0.18	0.22	6.68
4	-13.50	1.20	3.80	0.00	17.04	6.94	10.10	0.25	1.00	10.10	7.60	2.50	0.25	0.18	0.22	6.64

Presiones horizontales pasivas en la pata del muro

Estratos	prof, m	γ , t/m ³	c, t/m ²	Φ , grados	p, t/m ²	u, t/m ²	σ , t/m ²	q, t/m ²	N Φ	$\sigma/N\Phi$	2c/N Φ	$\sigma/N\Phi+2c/N\Phi$	$\sigma/N\Phi+2c/N\Phi+u$
1	-10.00												0
1	-10	1.20	3.80	0.00	0.6	0.00	0.60	0.00	1.00	0.60	7.60	8.20	-8.20
1	-12.1	1.2	3.8	0	3.12	0.00	3.12	0	1.00	3.12	7.60	10.72	-10.72
2	-12.1	1.5	2	28	3.12	0.00	3.12	0	2.78	8.67	6.67	15.33	-15.33
2	-13	1.5	2	28	4.47	0.00	4.47	0	2.78	12.42	6.67	19.08	-19.08
3	-13	1.2	3.8	0	4.47	0.00	4.47	0	1.00	4.47	7.60	12.07	-12.07
3	-13.5	1.2	3.8	0	5.07	0.00	5.07	0	1.00	5.07	7.60	12.67	-12.67
3	-13.5												0

terreno colindante; en la parte superficial se tuvo un deslizamiento adicional del relleno, alcanzando un máximo de 10.0 m.

La superficie de falla real está prácticamente limitada por la teórica correspondiente a la excavación de 10 m; la teórica para la profundidad de 13 m se extiende en la superficie a 6,3 m del lindero hacia afuera (Fig 5.7).

5.3 Conclusiones.

Con la comparación mostrada de las superficies de falla en la Fig 5.7, se concluye que las metodologías establecidas por Zeevaert y Tamez, tienen alta congruencia con la geometría de la falla real, ocurrida por la pérdida del empotramiento de la ataguía y el fuerte incremento del momento flexionante. Lo anterior es totalmente congruente con lo expuesto por la teoría, en relación a que el empotramiento de la estructura de retención disminuye el momento y su rigidez reduce los desplazamientos asociados a la excavación y construcción del sistema de contención.

5.4 Acciones para la reparación del accidente.

Los trabajos que se llevaron a cabo para la reparación del accidente se comentan en las fotos siguientes.



Fig 5.10. Colado de bloque de concreto de 1,0 m de espesor para estabilizar la zona de la falla y garantizar la estabilidad del edificio de 8 pisos; se aprecia claramente la tubería de concreto y la cimbra; ello se realizó en la crujía de la esquina surponiente (Fig 5.1).



Fig 5.11. Vista en detalle del concreto en la zona de la falla; el lodo del fondo se dejó ahí, al igual que la se dejaron las patas falladas de las tabletas de concreto.



Fig 5.12. Retiro de los vehículos para iniciar los trabajos de estabilización de la zona de falla.



Fig 5.13. Construcción de pantalla impermeable a lo largo de la traza de la superficie de falla para controlar el flujo de agua hacia la excavación y para evitar que, ello indujera asentamientos en las casas colindantes al sur (Fig 5.1). Se observa a la perforadora realizando uno de los pozos de inyección, que se espaciaron a cada 50 cm, alcanzando una profundidad de 20,0 m



Fig 5.14. Perforaciones en las tabletas para drenar la zona fallada, y controlar el agua con el bombeo interior de la excavación.



Foto 5.15. Vista de la pantalla impermeable alrededor de la traza de la zona de la falla.



Foto 5.16. Terminada la pantalla impermeable alrededor de la traza de falla, se comenzó con el retiro del material suelto, restos del firme de concreto y restos de las cimentaciones de construcciones antiguas; después se afinó la superficie y se protegió con una cubierta de concreto lanzado de 7 cm de espesor de 150 kg/cm^2 , reforzado con una malla electrosoldada 6x6-6/6.



Foto 5.17. Arreglos en la cimentación para colar las contratraves y columnas de concreto que envuelven las correspondientes de acero.



Foto 5.18. Demolición parcial de las tabletas para proceder a la construcción del muro de concreto en la zona del lindero; detrás de ellas se removió el resto del relleno, para después instalar la cimbra para el citado muro y losa de cimentación.



Foto 5.19. Estabilización completa de la superficie de falla utilizando la membrana de concreto lanzado, reforzada con una malla electrosoldada.



Fig 5.20. Colado del muro perimetral en el entre-eje contiguo al norte de la zona de falla (Fig 5.1), así como el correspondiente a la losa de cimentación.



Fig 5.21. Otra vista del colado del muro perimetral en la crujía contigua a la zona de falla.



Foto 5.22. Recuperación del nivel en la crujía de la esquina fallada en la que se coló el bloque de concreto de 1,0 m de espesor; se observa la demolición de las tabletas y del concreto masivo. El ataque perimetral se ejecutó en 3 tramos; para continuar con el siguiente se exigió haber concluido la losa y el muro en el anterior.

6 CONCLUSIONES GENERALES

1. En el diseño del sistema de contención para una excavación en suelos arcillosos de la ciudad de México la variable tiempo es fundamental, pues dependiendo de los meses que demande la excavación y construcción de la cimentación, se utilizará para la determinación de las presiones horizontales el método de esfuerzos totales o de esfuerzos efectivos.

Para lapsos menores a 6 meses el método de esfuerzos totales representa mejor las condiciones reales, ya que el estado de flujo establecido que desarrolla el bombeo no alcanza a desarrollarse por completo; para aquellas excavaciones que necesiten un tiempo mayor a 6 meses, el de esfuerzos efectivos será el mejor. Las excavaciones hasta de 5.0 m de profundidad por lo general pueden realizarse en períodos menores a los 6 meses; las mayores demandan períodos más prolongados.

2. Una vez que se hayan determinado los diagramas de presiones horizontales será necesario compararlos con los estipulados en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal, que precisa en sus normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones (5.1.3 estabilidad de excavaciones ademas), que el empuje considerado sobre los troqueles será por lo menos igual al producido por el agua.

3. La experiencia de una gran cantidad de sistemas de contención diseñados con los métodos de Zeevaert y Tamez, nos permite concluir primeramente que, con ambos se garantiza la estabilidad de las construcciones vecinas y la de la propia excavación, y que las deformaciones en las edificaciones contiguas han sido reducidas, con afectaciones mínimas. Sin embargo, la magnitud del empuje determinado con estos dos procedimientos varía mucho, sin establecerse un patrón definido.

4. Con el criterio de esfuerzos totales de Tamez para cohesiones no drenadas altas, se obtienen empujes muy pequeños e incluso nulos, que harían al diseñador inexperto incluso dudar sobre la necesidad del sistema de contención. Con el de Zeevaert, al descomponer el efecto del suelo, de la sobrecarga y del agua, siempre se tendrá un empuje, que por otra parte, satisface lo estipulado en el inciso 5.1.3 de estabilidad de excavaciones ademas de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Ref 7).

5. La estabilidad del fondo de la excavación y la de la pata de la ataguía, se deberán revisar con la teoría propuesta por Tamez que, considera todas las fuerzas que intervienen en la superficie potencial de falla.

6. Los ejemplos muestran claramente que la rigidez de la ataguía está directamente relacionada con los desplazamientos horizontales y verticales que ocurrirán en las colindancias; por lo que la selección del sistema es fundamental para garantizar un buen comportamiento general de la excavación y de las construcciones vecinas.

7. El método propuesto por Zeevaert para determinar los desplazamientos horizontales de la ataguía en el fondo de la excavación, predicen confiablemente los reales; por lo que se deberá utilizar para determinar si estos movimientos son aceptables tanto para los inmuebles colindantes, como para la propia excavación.

8. Los sistemas de apuntalamiento horizontal con las traveses de entrepiso, como los mostrados en este trabajo, así como aquellos en los que se utilizan las losas y traveses, tienen la desventaja siguiente: no se

pueden aplicar precargas, para reducir los desplazamientos horizontales que se desarrollan durante el proceso de excavación y construcción de la cimentación.

9. Las recientes falla de sistemas de contención en excavaciones realizadas en la ciudad de México, asociadas al incremento de las presiones del agua generadas por la infiltración de lluvia y por fugas en las instalaciones municipales, nos llevan a concluir lo siguiente:

a) Durante el desarrollo del estudio geotécnico se deberán inspeccionar las tuberías de drenaje con cámara, además de localizar con métodos geofísicos (georadar) fugas en las del agua potable, a fin de llevar a cabo las reparaciones correspondientes, previendo de esta manera las falla, que afectan a las vialidades, instalaciones y a los inmuebles vecinos.

b) Para aumentar el margen de seguridad de la ataguía, se recomienda utilizar el criterio de Zeevaert considerando las condiciones piezométricas, lo que incrementará las presiones horizontales utilizadas para el diseño estructural del sistema de retención completo, incluidos los puntales.

10. Para mejorar el conocimiento relativo al diseño y comportamiento de excavaciones en las arcillas de la ciudad de México, sería necesario en varias de las excavaciones efectuar las siguientes mediciones: a) La variación con el tiempo de los desplazamientos verticales en superficie, tanto de la excavación como de las estructuras contiguas, abarcando una distancia horizontal por lo menos igual al ancho de la excavación; b) Perfil de la variación de desplazamientos horizontales con la profundidad y con el tiempo, instalando para ello inclinómetros en los linderos; c) Medición de la carga en los puntales y su variación con el progreso de la excavación y construcción de la cimentación. La depuración de esta información permitirá llevar a cabo los ajustes necesarios en las metodologías de cálculo que existen actualmente.

11. Las excavaciones profundas deben ser diseñadas y construidas por diseñadores y constructores con experiencia; la inexperiencia en una o en ambas, seguramente conducirá irremediablemente a la falla.

7. REFERENCIAS

1. Zeevaert L, **Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions**. Van Nostrand & Reinhold Co. 2nd edition, New York 1983.
2. Tamez E, **Ingeniería de Cimentaciones, Conceptos Básicos de la Práctica**. TGC Geotecnia, México 2001.
3. Terzaghi K, Peck R, **Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica**. Editorial El Ateneo S A, 2^a edición, 1976.
4. Olivari G, **Mecanique des Sols, Tome 2**. Ecole Nationale de Travaux Publics de l'Etat, Lyon, France 1983.
5. **Manual de Construcción Geotécnica Tomo I**. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México 2002.
6. Zeevaert L, **Design of Compensated Foundations, Ground Engineer's Reference Book**. Edited by F G Bell Butterworths Scientific, Ltd England, Chapter 51, 1987.
7. Gobierno del Distrito Federal, **Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones**", Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, 2004.