



PROYECTO DE MUROS PANTALLA PARA EL EDIFICIO CENTRO PLAZA

David Mozó

Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción,
demozo@ing.ucsc.cl

Paulo Orostegui

OITEC Ltda., Ingeniería, Topografía y Geotecnia, Concepción,
porostegui@oitec.cl

Felipe Villalobos

Laboratorio de GeoMateriales, Universidad Católica de la Santísima Concepción,
avillalobos@ucsc.cl

Se analizan aspectos constructivos y de diseño de muros pantalla anclados en suelos arenosos del proyecto Centro Plaza. Se describe brevemente los parámetros geotécnicos más importantes y los equipos de excavación. Se analiza la estabilidad hidráulica y estructural del muro pantalla anclado para diferentes distribuciones de empuje estático y sísmico tanto activo como pasivo. Se presentan resultados de distribuciones de cargas, momentos y deformada del muro.

1. INTRODUCCIÓN. El proyecto de edificio de oficinas Centro Plaza considera la construcción de dos torres de 18 pisos y cuatro niveles de subterráneos para estacionamientos y bodegas. El edificio está emplazado en el centro de Concepción, en Cochrane entre Caupolicán y Aníbal Pinto (Figura 1). Para entibar la excavación de 12 m de profundidad y un edificio adherido de 8 pisos y 1 subterráneo se utilizaron muros pantalla de hormigón armado anclados, ya que este tipo de estructura es más rígida que un muro Berlínés, solución normalmente adoptada en Concepción. Además de ofrecer mayor seguridad durante la construcción, menor ruido y vibración del suelo, el muro pantalla forma parte integral de la estructura y de las fundaciones del edificio. Esto no sólo puede repercutir en un menor tiempo de construcción, sino que un buen diseño puede ofrecer mayor capacidad de soporte y reducir significativamente los asentamientos diferenciales.

Es importante resaltar que un proyecto de análisis, diseño y construcción de un muro pantalla es complejo debido a las diversas variables geotécnicas involucradas en el análisis para asegurar la estabilidad durante y después de la construcción de los muros. Los aspectos constructivos condicionan el diseño en cuanto al tipo de equipo de excavación, lodo estabilizador, secuencia de construcción de muros adoptada y su soporte temporal. El espacio de trabajo es reducido y se trabaja bajo la presión de empezar a construir el edificio en sí lo antes posible. Se requiere de mayor interacción con Ingenieros Estructurales dado que el muro pantalla forma parte importante de la estructura. Además, los antecedentes de Mecánica de Suelos no son siempre lo completo y exhaustivo que se desearía en un proyecto de este tipo.

A lo anterior se debe señalar el hecho que el edificio vecino sufrió daños en elementos estructurales, mayormente agrietamiento de muros de corte en varios de sus pisos, debido al terremoto del 27/02/2010. Esta situación condicionaba aún más un sistema contención rígido que no indujera tensiones producto de asentamientos diferenciales al realizar la excavación.

Para este proyecto se contaba con equipamiento de excavación versátil, de alto rendimiento y precisión. Además de programas computacionales geotécnicos avanzados que permiten realizar por ejemplo análisis de estabilidad de zanjas con lodos y estabilidad estructural del muro

(distribuciones de empuje, momentos, corte, axial y deformada). En función del equipo de excavación disponible y los análisis para el diseño se establecen tramos de muros pantalla de 0.6 m de espesor con un empotramiento de 6 m para contener empujes de suelo y sobrecargas de casas vecinas a la excavación y calle Cochrane. Mientras que un segundo tramo de muro pantalla se diseñó con un espesor de 0.8 m con un empotramiento de 7 m; sin embargo, el muro pantalla resultó de una longitud menor debido a que el muro parte de la cota del sello de fundación del edificio vecino. Esto con el objeto de reducir el espacio entre ambos edificios. El ancho de los paneles se dimensionó de acuerdo al ancho de la cuchara de excavación de 2.5 m de mordida.



Figura 1: Proyecto arquitectónico Centro Plaza

Existen varias publicaciones sobre muros pantallas, pero la mayoría está enfocada al caso de suelos arcillosos y limosos (Santoyo y Segovia 2002; Triantafyllidis 2004). Es por ello que este trabajo surge para incluir el caso de muros pantalla en arenas limpias y permeables.

2. MECÁNICA DE SUELOS. La exploración geotécnica consideró dos ensayos SPT de 20 m de profundidad además de 3 calicatas de 3 m de profundidad. A partir de los resultados de ensayos de laboratorio y SPT se obtuvieron los valores promedio que se muestran en la Tabla 1. Se utilizó el factor de corrección C_N por confinamiento de Skempton (1986) para arenas finas, sueltas y densas de granos con diámetro medio d_{50} entre 0.074 y 0.2 mm. La energía aplicada durante el ensayo SPT no se midió y se asume igual al 60%. De esta manera en la Tabla 1 aparecen los valores promedio medidos N y los corregidos $(N_1)_{60}$. Del mismo modo los valores de ángulo de fricción máximo ϕ'_{max} obtenidos indirectamente de la correlación de Peck *et al.* (1974) son transformados a valores de diseño $\phi'_{diseño}$, los cuales disminuyen producto de la reducción de la dilatación de la arena con el aumento de las tensiones de confinamiento.

Tabla 1: Valores promedio de los parámetros del suelo de fundación usados en el diseño geotécnico

Horizontes Profundidad	H ₁ 0 – 3.5 m	H ₂ 3.5 – 5.4 m	H ₃ 5.4 – 8 m	H ₄ 8 - 20 m
Clasificación USCS	Rellenos, SM	SM	SP	SP
Diámetro partículas d_{10} y d_{50} , mm	0.06, 0.17	0.05, 0.19	0.06, 0.2	0.07, 0.18
Coefficiente de permeabilidad k , m/s	$3.6 \cdot 10^{-5}$	$2.5 \cdot 10^{-5}$	$3.6 \cdot 10^{-5}$	$5 \cdot 10^{-5}$
Peso unitario γ , kN/m ³	18	19	20	20
N , $(N_1)_{60}$, golpes/pie	10, 14	29, 30	51, 45	110, 65
Ángulo de fricción ϕ'_{max} , $\phi'_{diseño}$, °	31, 30	35, 33	39, 37	44, 37

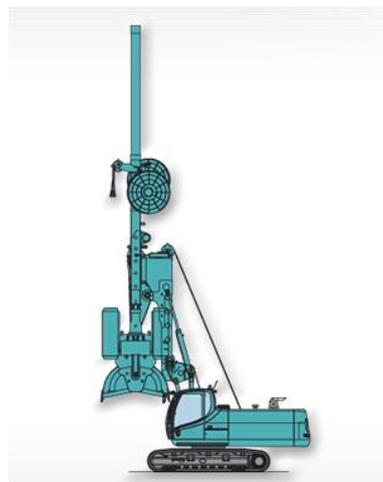
Nivel freático a 9 m (26/08/2008) y 6.5 m (15/07/2010), $G_s = 2.6$ en relleno y 2.8 en arena, $\gamma' = 9.8$ kN/m³

No existen datos de ensayos para obtener valores in situ de permeabilidad ni rigidez del suelo en función de la profundidad para analizar el flujo bajo la pantalla y los desplazamientos horizontales y verticales. Para ello se estimó el coeficiente de permeabilidad usando la simple fórmula de Hazen (1892), $k = 10^{-2} d_{10}^2 = 3.6 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ (k en m/s y d_{10} en mm). Sin embargo, esta estimación no considera el cambio de tensiones con la profundidad ni la anisotropía del suelo ($k_x \neq k_y \neq k_z$), ver Puga *et al.* (2012).

3. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS. Antes de abordar el diseño geotécnico y estructural es primordial plantear las condiciones de construcción del proyecto. La construcción de muros pantalla requiere la aplicación de técnicas constructivas complejas que no es posible detallar en este artículo. Sin embargo, resumidamente se puede señalar que se delimita la zanja de perforación perimetral por medio de muretes guías de hormigón armado de 1 m de alto. Luego se excava la zanja con un equipo llamado cuchara y en la medida que se excava se introduce lodo bentonítico dentro de la zanja. Esto con el objeto de sostener las paredes de la excavación. Se debe mencionar que las propiedades del lodo tales como su peso unitario, viscosidad, tensión de corte y contenido de arena se deben definir a priori y medir en terreno para garantizar la estabilidad de la zanja durante la excavación. Una vez excavado un tramo se introducen las armaduras cuya cuantía ha sido calculada a partir de los diagramas de momento, corte y carga axial que se mencionarán más adelante. La instalación de armaduras también requiere de técnicas constructivas de precisión que eviten el doblado de barras y que mantengan los espesores de recubrimiento. Además se debe instalar un elemento impermeabilizante entre paneles para así evitar infiltraciones de agua entre las juntas de los muros. Finalmente se introducen dos tubos tremie dentro del panel y hasta el fondo de la excavación para hormigonar la zanja excavada, lo cual retira el lodo bentonítico por diferencia de densidad con el hormigón. La bentonita es recuperada e introducida en desarenadores que remueven la arena y ciclones que remueven las partículas más finas. Para mayores detalles sobre la construcción de muros pantalla se recomienda consultar por ejemplo Santoyo y Segovia (2002) y Triantafyllidis (2004). En la excavación de la zanja se utilizó un equipo Casagrande B125 KRC-1 con una cuchara hidráulica que puede excavar tramos de hasta 0.8 m x 2.5 m x 28.5 m de profundidad (Figura 2). La ventaja de este equipo es que cuenta con una cuchara hidráulica unida a una guía telescópica, o Kelly, que permite controlar la verticalidad de la excavación por medio de sensores. Esto no sólo ayuda a evitar desviaciones sino a obtener mejores terminaciones de muros a diferencias de las cucharas guiadas por cables que cuelgan de grúas gravitacionalmente.



(a)



(b)

Figura 2: Máquina Casagrande B125 KRC-1 con cuchara hidráulica y Kelly telescópico mostrando a) la mordida de la cuchara durante la excavación de muro pantalla en el proyecto Centro Plaza y b) dibujo de la máquina completa

4. DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO. La estabilidad al flujo bajo el muro fue estudiada por medio del programa computacional GGU-SS-FLOW2D (2008). Este programa permite el análisis de flujo estacionario en condiciones planas usando el Método de Elementos Finitos MEF. Para resolver problemas de flujo normalmente se utiliza el método de diferencias finitas. Sin embargo, el MEF es más adecuado para acomodarse a geometrías y condiciones de borde complicadas además de ser numéricamente más estable.

Para estudiar la estabilidad estructural del muro pantalla se utilizó el programa comercial GGU-RETAIN (2008), el cual se basa en las recomendaciones de la EAB (2008). Este programa computacional resuelve el problema de equilibrio límite de cuerpos rígidos. De esta forma el muro anclado se modela mediante el método de Kranz (1953) o también llamado de bloques. El método consiste en plantear un estado de equilibrio límite sobre el bloque de suelo potencialmente deslizable detrás del muro sobre el cual son aplicadas fuerzas resultantes de empuje, anclajes, fricción, sísmicas, peso del bloque y sobrecargas. El método de bloques también ha sido usado en el diseño de muros Berlineses en Concepción (Oróstegui y Villalobos 2010). Las sobrecargas utilizadas en el diseño de muros pantalla fueron 25 kN/m^2 para las construcciones vecinas (casas de albañilería y hormigón armado de dos pisos) y una sobrecarga general de 16 kN/m^2 por piso en el caso del edificio vecino al muro pantalla. Se consideraron 9 niveles lo que corresponde a 144 kN/m^2 y un corte basal equivalente al 17% de la carga vertical.

Para el diseño de anclajes temporales se estimó el empuje sísmico activo y pasivo a partir de valores de coeficiente sísmico horizontal iguales a 0.15 en los sectores de casas y la calle y 0.18 en la zona del edificio colindante al muro. Estos valores son habitualmente adoptados para este tipo de proyectos en Concepción (Oróstegui y Villalobos 2010), no obstante no existen mediciones de aceleración ni deformación en excavaciones en Concepción que avalen estos valores. Cabe señalar que durante el terremoto del 27/02/2010 existían entibaciones proyectadas con coeficientes sísmicos entre 0.12 y 0.15, las cuales no presentaron daños. En consecuencia estos valores fueron considerados en los diseños de las secuencias de construcción de anclajes que comprometen estructuras vecinas, es decir, en las etapas de excavación. Se debe notar que no se consideraron aceleraciones verticales, cuando éstas podrían llegar a ser importantes, en particular en Concepción, donde en el terremoto del 27/02/2010 se registraron valores de aceleraciones verticales máximas próximos a la horizontal máxima. Para este diseño no se consideró la norma NCh 3206, ya que el diseño del proyecto fue anterior a noviembre 2010, fecha en que esta norma se hizo oficial.

La determinación de la longitud libre y la longitud de bulbo siguen las recomendaciones de la EAB (2008) y contemplan el mismo procedimiento de cálculo adoptado en los anclajes de muro Berlínés en Concepción en cuanto a propiedades de los cables de anclaje y cálculo de tensión en el anclaje a partir de valores estimados de fricción suelo-bulbo (Oróstegui y Villalobos 2010). El diseño de las armaduras de la pantalla se realizó según lo indicado en el código ACI 318S. Las cargas de diseño han sido obtenidas a través de los análisis realizados mediante el programa GGU-RETAIN.

5. RESULTADOS Y ANÁLISIS. La Figura 3 muestra un ejemplo de determinación de líneas equipotenciales y campo de vectores de flujo alrededor del muro pantalla. Se han considerado condiciones muy desfavorables como suelo isotrópico con $k = 10^{-4} \text{ m/s}$ y napa freática a 2 m. Notar que se produce un descenso de 2 m del nivel freático junto al muro producto del flujo, resultando en una carga hidráulica de 8 m en vez de 10 m. Los valores de gradiente hidráulico máximo i_{max} se dan al fondo de la excavación y son próximos a 0.22. No obstante, se determinaron valores de i entre 0.3 y 1 bajo la base del muro, esto producto de las máximas velocidades horizontales de flujo que ocurren justo bajo el muro como lo indica el mayor tamaño (magnitud) de los vectores de velocidad mostrados en la Figura 3. En la medida que el sector con $i_{\text{max}} > 0.25$ esté acotado y no se expanda hacia la superficie se evitará el transporte de partículas por erosión y la consiguiente inestabilidad de la excavación y la pantalla. Se determinaron valores de caudales de alrededor de $4 \text{ m}^3/\text{hr/m}$, valores a considerar en el diseño de depresión de la napa

en la excavación. Mayores detalles sobre el análisis de flujo bajo muros pantalla el lector interesado los encuentra en Mozó (2012).

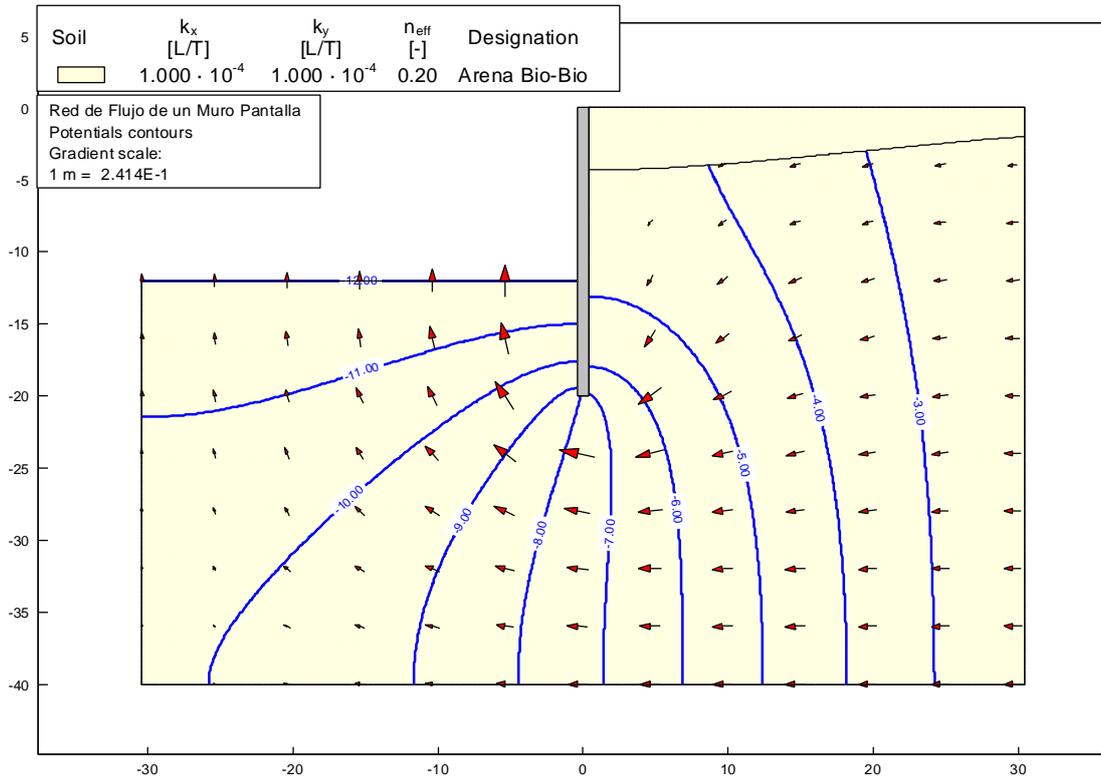


Figura 3: Líneas equipotenciales y campo de vectores de flujo alrededor de la pantalla

En las Figuras 4 y 5 se muestra la geometría del tramo de muro pantalla ubicada junto a las casas y las distribuciones de empujes laterales tanto activos como pasivos, diagramas de momentos flectores, fuerza de corte, fuerzas axiales y la deformada del muro pantalla. Mientras que en las Figuras 6 y 7 se presenta la geometría del tramo de muro pantalla ubicado junto al edificio con las mismas distribuciones mencionadas anteriormente. Las figuras deben ser vistas como una secuencia constructiva donde se representa la excavación sin anclaje (caso inicial que no se muestra en este documento), con una y dos líneas de anclaje finales (excepto la pantalla ubicada junto al edificio y las casas apuntaladas).

La Figura 4 muestra el análisis de una etapa constructiva intermedia del muro de 0.6 m de espesor y 18 m de profundidad al lado de las casas para la primera línea de anclajes cuando la excavación tiene 7.5 m de profundidad. Estos anclajes son de 600 kN de carga, 10.5 m de longitud libre, 9 m de bulbo y 30° de inclinación. Dado que es una etapa intermedia de excavación no aparecen los diagramas completos hasta la punta del muro pantalla.

La Figura 5 es el estado final de la Figura 3, es decir, excavación de 12 m y muro empotrado 6 m. El nivel de la napa freática dentro de la excavación es deprimida por medio de punteras a al menos 0.5 m bajo el fondo de la excavación. Mientras que detrás del muro se asume a 6.5 m de profundidad. Esta diferencia de carga hidráulica induce un gradiente hidráulico mayor a cero que a la vez provoca un flujo por debajo de la pantalla. La estabilidad hidráulica de la pantalla ha sido estudiada por Mozó (2012) quien determinó que para las condiciones del proyecto el factor de seguridad para el gradiente hidráulico de salida es mayor a 4 en la excavación, pero bajo la punta del muro es próximo a 1.25. Esto implica que en la salida (fondo de la excavación) no existe peligro de erosión y que el flujo ascendente no reduce significativamente la resistencia al corte del suelo. El empuje hidrodinámico neto corresponde a la primera distribución de empujes (de forma triangular) mostrada en la Figura 5. A este empuje se agregan los empujes activos debido a los

estratos de suelo y a la sobrecarga de 25 kPa, y el empuje pasivo de reacción. La tercera distribución mostrada corresponde a los momentos flectores con valores máximos del orden de 500 kNm/m y la cuarta y quinta distribuciones son las de corte y carga axial. Con estos valores se calcula la armadura del muro para resistir tanto la tracción como la compresión y el corte. Notar que la carga axial en la punta del muro es de 658.1 kN/m, lo cual resulta en una tensión transmitida al suelo de aproximadamente 1 MPa. Sin embargo, un cálculo de capacidad de soporte última q_u para una zapata corrida a 6 m de profundidad entrega valores por sobre los 4 MPa, aunque sin considerar el efecto desnivelador del suelo de trasdós que induce carga horizontal y momento, lo cual podría reducir a la mitad q_u .

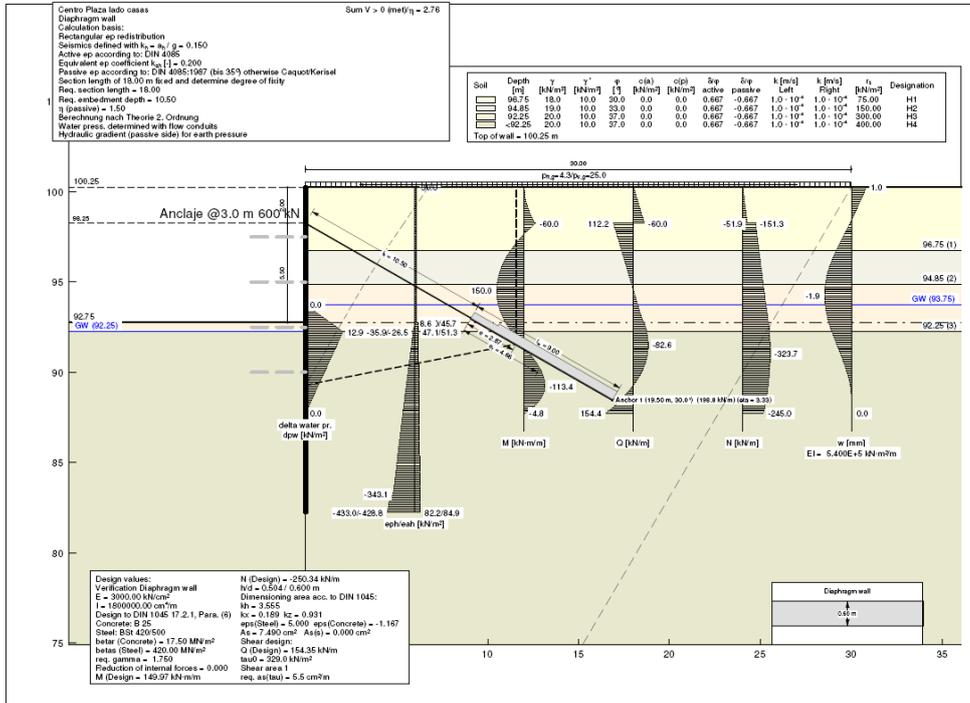


Figura 4: Análisis de la estabilidad después de la ejecución de la primera línea de anclajes para la pantalla que contiene los empujes de suelo y sobrecargas de casas vecinas a la excavación de 7.5 m

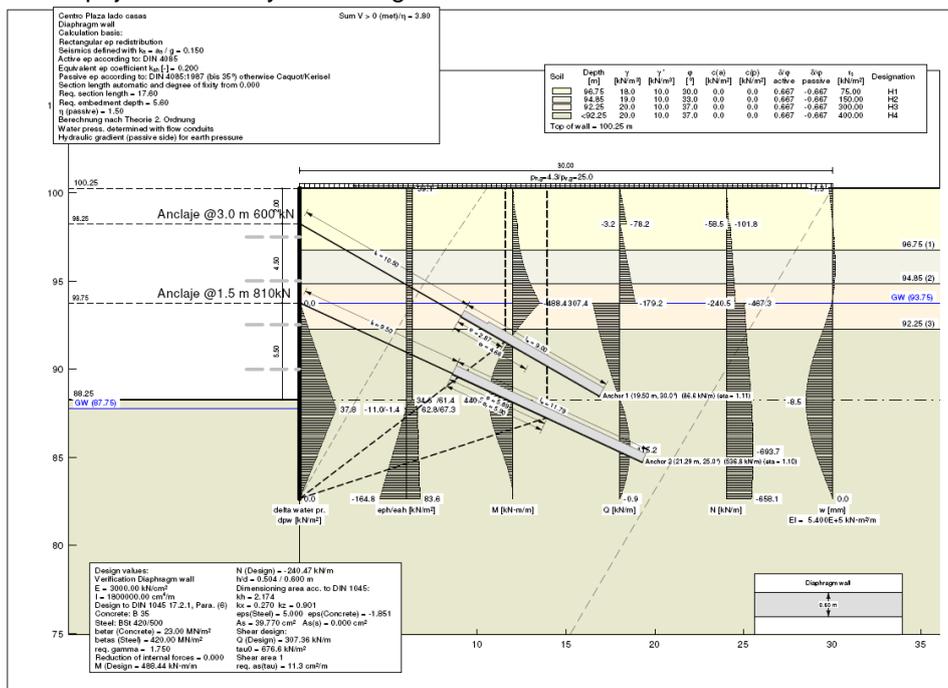


Figura 5: Análisis del estado final para la pantalla que contiene los empujes de suelo y sobrecargas de casas vecinas a la excavación de 12 m después de la ejecución de la segunda línea de anclajes.

La Figura 6 muestra el caso del muro junto al edificio en el estado final de excavación de 7.5 m. Notar que el muro parte a nivel del sello de fundación del edificio vecino cuya sobrecarga es de 144 kPa. Se utiliza sólo un nivel de anclaje, con anclajes separados a 1.2 m de 800 kN de carga, cuya longitud total es de 25.5 m, bulbo de 14.5 m e inclinación de 20°. La sobrecarga induce grandes valores de empuje activo lo cual repercute en altos valores de momento flector, corte y carga axial máximas, además de una deformada máxima de 13.5 mm a nivel de la excavación. Para reducir la deformada máxima y las grandes solicitaciones resultantes se decidió no colocar otra línea de anclajes bajo la única línea mostrada en la Figura 5 debido a la presencia de agua subterránea a 6.5 m. Como consecuencia de esto se aumentó el espesor del muro a 0.8 m y la cuantía de acero.

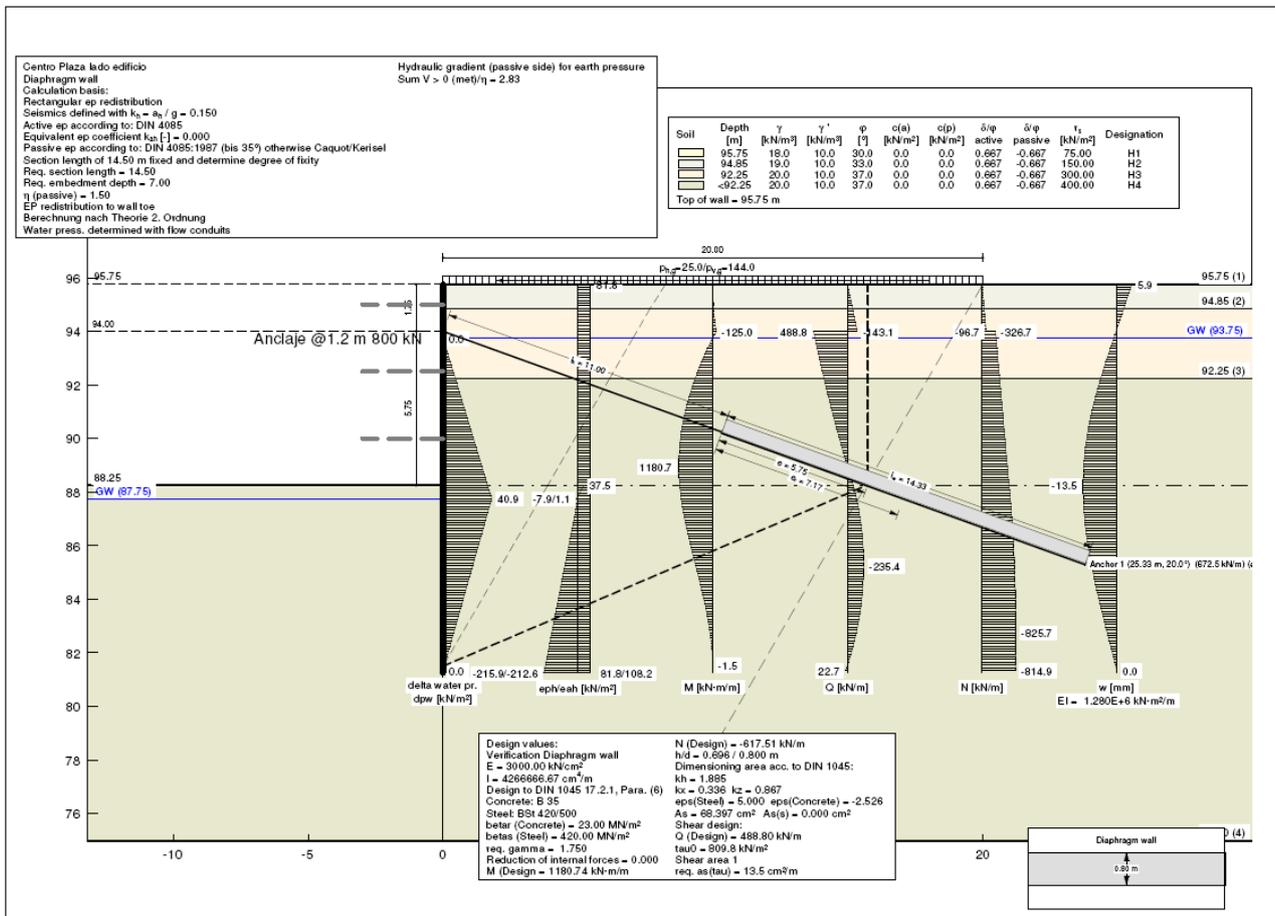


Figura 6: Análisis del estado final para la pantalla que contiene los empujes de suelo y sobrecarga del edificio vecino a la excavación

La Tabla 2 resume los resultados del diseño de anclajes que corresponde a los tramos de los distintos muros pantalla (lado de casas y lado de edificio), donde S_n es la separación horizontal entre anclajes, T_0 es la resistencia del anclaje obtenida del programa GGU-RETAIN utilizando un factor de seguridad de 1.8, L , L_L y L_s son la longitud total, libre y del bulbo del anclaje, respectivamente y β es la inclinación del anclaje respecto a la horizontal. La Figura 7 muestra la geometría en planta de los muros pantalla y también se observa la distribución de anclajes en cuanto a su separación. Notar que la mayor densidad de los anclajes se encuentra en el corte N°2 (muro pantalla junto al edificio) ya que hay una separación de 1.2 m entre anclajes. Además existe un sector sin anclajes, los cuales son reemplazados por puntales de acero, esto debido al rechazo de los propietarios a traspasar bajo su propiedad.

Tabla 2: Diseño de anclajes para la pantalla que contiene empujes de suelo y sobrecargas de casas y edificio vecinos a la excavación

Línea de anclaje	S_h , m	T_0 , kN	L, m	L_L , m	L_s , m	β (°)
1 (casas)	3	600	19,5	10,5	9	30
2 (casas)	1.5	810	21,5	9,5	12	25
1 (edificio)	1.2	800	25.5	11	14.5	20

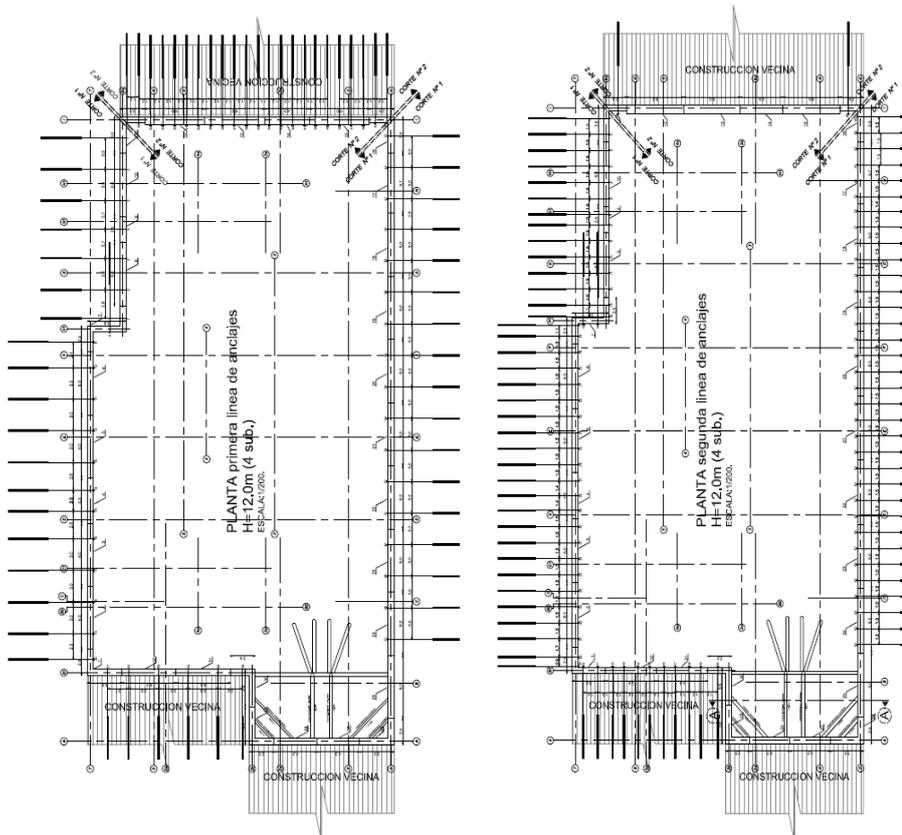


Figura 7: Vista en planta de la primera y segunda línea de anclajes mostrando perímetro del muro y zona de puntales (Lancuyen, 2010)

Los puntales horizontales se emplazan horizontalmente en la misma cota que estaban proyectados los anclajes, y dado el diseño de los mismos, no fue necesario realizar una excavación ataludada para su instalación (Figura 7a). Para controlar las deformaciones se aplica una carga de pretensado a los puntales una vez instalados, esto se logra utilizando un gato de tensado instalado en un costado del puntal y reaccionado contra una base emplazada en una fundación de reacción. Dicha fundación es un pilote metálico hincado en la dirección axial del puntal. Las cargas sobre los puntales son de 600 y 810 kN.

La Figura 7b muestra la distribución de la línea de anclajes para el tramo de muro pantalla que contiene los empujes de suelo y la sobrecarga del edificio vecino a la excavación. Notar que los muros sobre la línea de anclaje (sobre el sello de fundación del edificio vecino) son demolidos. Mientras que la Figura 8 muestra la distribución de las 2 líneas de anclaje para los tramos de muro pantalla que contiene los empujes de suelo y las casas vecinas a la excavación.



Figura 7: a) Ubicación de los de apuntalamientos utilizados en el proyecto de muro pantalla y b) línea de anclaje del muro pantalla que contiene al edificio vecino a la excavación



Figura 8: Líneas de anclaje del muro pantalla que contiene las casas vecinas a la excavación, mostrando instalación del sistema de agotamiento

6. COMENTARIOS FINALES. El proyecto contempló 3111 m² de muros pantalla anclados con 152 anclajes postensados totalizando 3248.5 ml con cargas entre 600 y 810 kN, a esto se le debe agregar una zona de apuntalamiento considerando las mismas condiciones de carga. Una vez que las losas son construidas unidas al muro pantalla y éstas pueden actuar como puntales para resistir los empujes laterales, se procede a destensar los anclajes. Se utilizó bandas *waterstop* de pvc que impiden el paso del agua entre los paneles dándole estanqueidad a la pantalla. Las juntas de los paneles fueron prefabricadas, construidas de hormigón armado y utilizadas de manera definitiva para los tramos de los muros pantalla. Una ventaja de utilizar la estructuración de muros pantalla fue que ésta minimiza los desplazamientos horizontales en comparación con otros tipos de estructuras de entibación (muro Berlínés por ejemplo) y por ende existen menos probabilidades de que se produzcan asentamiento significativos en el trasdós de las pantallas donde se encuentran emplazadas estructuras vecinas como son por ejemplo, calles, casas y edificios.

Se recomienda considerar en futuros proyectos estudios de Mecánica de Suelos en los cuales se explore a lo menos 10 m por debajo del sello de fundación y se considere la determinación del coeficiente de permeabilidad y el módulo de deformación con la profundidad en la dirección horizontal y vertical. Esto con el fin de efectuar análisis de estabilidad hidráulica más confiables y

que se incluya la posible anisotropía del suelo. Aunque intuitivamente y previos proyectos han demostrado que los asentamientos son reducidos, es necesario estimar asentamientos a pesar de que no existe un método de cálculo difundido de asentamientos de muros pantalla. Para justamente responder al punto anterior se recomienda la utilización de programas computacionales geotécnicos de estabilidad estructural de elementos finitos (a diferencia de equilibrio límite utilizado en este trabajo) que permitan determinar los desplazamientos y asentamientos del suelo y la pantalla. Más importante aún, se recomienda encarecidamente monitorear in situ los movimientos de la pantalla y del suelo.

REFERENCIAS

- ACI 318S (2008). Building code requirements for structural concrete. American Concrete Institute
- Constructora Lancuyen (2010). *Proyecto Centro Plaza. Muro Pantalla Anclado*. Informe interno, Concepción
- EAB (2008). *Recommendations on Excavations*. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., 2nd edition. Ernst & Sohn
- GGU-RETAIN (2008). Analysis and design of sheet pile walls, soldier pile walls and in-situ concrete walls to EAB. Version 5, Civilserve GmbH, Steinfeld
- GGU-SS-FLOW2D (2008). Modelling of groundwater flow using finite elements in two-dimensional systems. Version 9, Civilserve GmbH, Steinfeld
- Hazen, A. (1892). Some physical properties of sands and gravels, with special reference to their use in filtration. 24th Annual Rep., Massachusetts State Board of Health, Pub. Doc. No. 34, 539-556
- Kranz, E. (1953). *Über die Verankerung von Spundwänden*. Berlin, Ernst & Sohn
- Mozó, D.E. (2012). *Análisis y diseño de muros pantalla en suelos arenosos*. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción
- NCh 3206 (2010). Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y socializados. INN, Chile.
- Orostegui, P. y Villalobos, F. (2009). Diseño y construcción de las entibaciones para los estacionamientos subterráneos de los Tribunales de Justicia de Concepción. *Obras y Proyectos* 6, 63-71
- Peck, R.B., Hanson, W.E. and Thornburn, T.H. (1974). *Foundation Engineering*. Wiley & Sons
- Puga, P., Villalobos, F. y Poblete, M. (2012). Estudio experimental de la permeabilidad de la arena Bío Bío. VII Congreso Chileno de Geotecnia, Concepción
- Santoyo, E. y Segovia, J. (2002). *Manual de construcción geotécnica. Muros milán*. Tomo 1, Cap. 3, 57-203. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Skempton, A.W. (1986). Standard Penetration Test procedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation. *Géotechnique* 36, No. 3, 425-447
- Triantafyllidis, Th. (2004). *Planung und Bauausführung im Spezialtiefbau*. Teil 1: Schlitzwand und Dichtwandtechnik. Ernst & Sohn