

ESTRUCTURAS DE CONTENCIÒN ENTERRADAS **Breve descripción de algunos casos históricos venezolanos**

BURIED RETAINING STRUCTURES

Brief description of same Venezuelan historic cases

Autor: Gianfranco Perri gianfrancoperri@gmail.com

RESUMEN:

Se describen y se comentan algunos casos históricos de obras diseñadas por el autor y ejecutadas en Venezuela, que se refieren a distintas tipologías de estructuras de contención enterradas en uso rutinario en la práctica ingenieril del País. Se hace referencia bien sea a los aspectos constructivos que a los del diseño, reportando en unos casos fotos de obras y en otros esquemas o planos de diseño. Un capítulo específico está dedicado a reseñar de manera sintética los métodos en uso para análisis cálculo y diseño. Dentro de los casos históricos reportados, están las estructuras de contención conformadas por pilotes excavados y vaciados en sitio o por micropilotes, utilizadas en las obras del portal de entrada del túnel Tazón del ferrocarril Caracas-Charallave. Siguen algunos casos de estructuras de contención constituidas por los muros colados de las estaciones del Metro de Valencia y de Caracas. Sigue un capítulo relativo a ejemplos de uso del jet grouting para conformar estructuras de contención enterradas, nuevamente para obras de Metro de Caracas. Los últimos casos reportados se refieren a las tablestacas utilizadas en obras temporales realizadas para algunas instalaciones industriales.

ABSTRAT:

Some historic cases of works designed by the author and executed in Venezuela, which refer to different types of containment structures buried in routine use in the country's engineering practice, are described and discussed. Reference is made either to the construction aspects than to those of the design, reporting in some cases photos of works and in other schemes or design plans. A specific chapter is dedicated to summarizing the methods in use for analysis, calculation and design.

Among the historic cases reported, are the containment structures made up of drilled and cast in situ piles or by micropiles, used in the works of the entrance portal of the Tazón tunnel of the Caracas-Charallave railway. Some cases of containment structures formed by the diaphragm walls of the Valencia and Caracas subway stations follow. There is a chapter on examples of the use of jet grouting to form buried containment structures, again for the Caracas subway works. The latest reported cases refer to metal sheet piles used in temporary works carried out for some industrial facilities.

PALABRAS CLAVE: *contención estructuras enterradas muros pilotes micropilotes tablestacas jet-grouting*

El Tema 3 del Congreso – “Obras de estabilización, taludes, excavaciones y rellenos” – abarca numerosos e importantes capítulos de la ingeniería geotécnica y para resultar satisfactorio su tratamiento integral, aún fuera solo de manera resumida, requeriría un número de páginas extremadamente elevado, seguramente muchas más páginas de las que han sido establecidas por las normas del mismo Congreso. Por lo tanto, he considerado oportuno optar por restringir los alcances de mi presentación, limitándolos a solamente las “estructuras de contención enterradas” y más específicamente a aquellas estructuras cuyo objeto es el de contener el terreno – para evitar inestabilidades y deformaciones de magnitud perjudicial – mediante la aplicación de una reacción esencialmente transversal, pseudo horizontal. Estructuras que, además, se construyan por entero desde la superficie y que, en un segundo momento, eventualmente y no necesariamente, puedan ser parcialmente expuestas mediante la ejecución de excavaciones.

Clásicas estructuras de contención pertenecientes a la categoría así caracterizada son: los llamados muros de pilotes y los muros de micropilotes – en los que los elementos estructurales, los pilotes y los micropilotes, pueden estar dispuestos de manera más o menos contigua y más o menos alineada – y los muros colados. Pero también las tablestacas y los muros de jet grouting y, hasta cierto punto, los muros Berlín, además de otras tipologías menos comunes. Por lo general se trata de estructuras bastante esbeltas, las cuales internamente están sometidas a esfuerzos esencialmente de flexión y de corte, y che generalmente – aunque no exclusivamente – trabajan empotradas en su porción inferior. Adicionalmente, en algunas de las aplicaciones la ejecución de estas estructuras de contención prevé que las mismas sean integradas con elementos – vínculos estructurales – complementarios, principalmente puntales y anclajes, colocados en las cabeceras y, eventualmente, también sobre otros niveles.

A continuación, para estas tipologías estructurales, presentaré sus características peculiares con algunos ejemplos representativos de su utilización. Ejemplos che he seleccionado, en lo posible dentro de aquellos ligados a experiencias personales directas. Una selección que sin embargo ha tenido que estar estrictamente condicionada a la disponibilidad que he tenido de algún material gráfico conservado en mi archivo digital, ya que no puedo acceder a los archivos físicos que reposan en mi oficina. Luego, y para concluir, comentaré muy brevemente los principales elementos que controlan y determinan la selección de una u otra de las estructuras de contención presentadas, de acuerdo con las circunstancias – técnicas y no solo – de las potenciales aplicaciones.

Muros de pilotes y muros de micropilotes

En el caso de los pilotes, por lo general se trata de pilotes de concreto armado, excavados y vaciados en sitio, preferentemente arriostrados en sus cabeceras. Los pilotes se disponen tangentes entre sí, o pueden ser alineados distribuidos con un entre ejes mayor del diámetro en los casos en que el terreno presente una cohesión suficiente a garantizar el efecto arco requerido para evitar cualquier flujo de terreno entre pilotes. De igual manera pueden ejecutarse también pilotes secantes, oportunamente excavados en secuencia alterna para morder aquellos ya excavados y aún no completamente fraguados. Estos pilotes destinados a conformar muros de contención se ejecutan con un diámetro usualmente comprendido entre 50 y 150 cm.

Para los micropilotes, perforados a rotación o a rotoperCUSión, por lo general de diámetro está limitado a poco más que un par de decenas de centímetros, son igualmente vaciados o eventualmente inyectados en sitio con mezclas de mortero de cemento y su armadura está casi siempre constituida por un tubo metálico, aunque se pueden utilizar perfiles o armadura clásica de barras. En cuanto a la disposición geométrica, en la construcción de muros los micropilotes se alinean con separaciones entre ejes generalmente superiores al diámetro, dejando por lo tanto sistemáticamente franjas de terreno no directamente contenidas.

Ambas estructuras de contención, los muros de pilotes y los de micropilotes, deben quedar empotrados debajo del fondo de la excavación a conformar, y pueden funcionar en cantiléver o pueden – los de micropilotes casi siempre – además de estar vinculado en cabecera, complementarse con vínculos adicionales (puntales o tirantes) dispuestos a uno o más niveles de profundidad, dependiendo todo aquello de la relación entre la altura del muro, de la capacidad flexional de los pilotes y micropilotes y de las características geotécnicas del terreno, responsables directas estas últimas – conjuntamente con las eventuales sobrecargas actuantes – de la magnitud de los empujes a contrastar.

Se trata por lo tanto de dos soluciones estructuralmente muy versátiles pudiendo las mismas dar lugar a varias combinaciones – diámetro de los pilotes y micropilotes, inter ejes, longitud del empotramiento, densidad y capacidad de la armadura, niveles y tipologías de los eventuales vínculos, etcétera – dentro de las cuales la que es finalmente seleccionada para cada caso específico depende en buena parte del criterio del proyectista, quien debe compaginar todas las numerosas exigencias en juego: desde las ligadas a las condiciones geotécnicas del terreno a contener, a las económicas, a las relativas a la factibilidad ejecutiva y a las demás eventuales de tipo operacional presentes durante la construcción y durante la vida útil de la obra.

Los ejemplos que en principio he seleccionado para ilustrar estas dos tipologías de estructuras de contención enterradas, se refieren a una misma obra: la construcción del portal Norte del túnel Tazón del ferrocarril Caracas-Cúa. Obra en la cual la solución finalmente adoptada – que previó recurrir a la utilización de ambas alternativas estructurales – bien ilustra por si misma e implícitamente algunas de las peculiaridades que caracterizan y al mismo tiempo diferencian cada una las dos tipologías que, en efectos, solo hasta cierto punto y solo bajo ciertas circunstancias, pueden eventualmente resultar ser intercambiables. Para ilustrar la obra en cuestión, se incluyen: unos extractos de la memoria del diseño, algunos detalles de los correspondientes planos constructivos del proyecto y algunas de las fotos disponibles.



*Portal Norte del túnel Tazón del Ferrocarril Caracas-Cúa:
parte de la trinchera temporal con paredes verticales contenidas por muros de pilotes y de micropilotes*

«El portal Norte del túnel Tazón, el principal – con un largo de casi 7 km – de la línea ferrocarrilera Caracas-Cúa, está localizado dentro del perímetro militar del Fuerte Tiuna y por lo tanto, compatiblemente con la topografía natural del sector, la geometría y tipología del portal han tenido que ser establecidas respetando la exigencia de producir la menos extensa posible ocupación de las áreas in superficie, cuanto menos a nivel permanente, después de concluirse la construcción de la obras. Por lo tanto el proyecto debió contemplar la restitución de la mayor cantidad posible de las áreas afectadas por las obras.

Cómo resultado de todas aquellas condiciones, el proyecto finalmente previó la construcción de un largo falso túnel a ser construido dentro de la trinchera de aproximación al portal de la excavación en subterráneo, con lo cual al finalizarse las obras tal trinchera pudo ser rellenada y en consecuencia su área ser restituida. Al mismo tiempo, la referida trinchera, aunque temporal, debió ser conformada en manera tal de ocupar un

área lo menos extensa posible, lo cual evidentemente se pudo lograr realizando los cortes perfectamente verticales y, consecuentemente, realizando paredes que requirieron ser adecuadamente contenidas para ser mantenidas en seguridad de acuerdo con las características geotécnicas de los terrenos.

Una vez establecida la progresiva en la que pudo iniciarse la excavación del túnel – en coincidencia con la mínima cobertura técnicamente aceptable – la trinchera de aproximación resultó ser larga más de 200 m, buena parte de los cuales a ser conformados con ambas paredes verticales de alturas variables hasta alcanzar en el sector más próximo al portal del túnel la docena de metros: 9 m de la altura de la sección del túnel más 3 m de la cobertura mínima requerida. La remanente parte de la trinchera conservaba solamente una de las dos paredes – la de lado Norte – cuya altura se reducía paulatinamente, mientras por el lado Sur la topografía del área determinaba el rápido abatimiento de la altura de la correspondiente pared.

El subsuelo en que se tuvo que excavar la trinchera y que tuvo que ser adecuadamente y estructuralmente contenido, resultó estar constituido por un espesor de 2 a 6 m de suelos limo-arenosos finos, suprayacentes a un basamento constituido por rocas metamórficas, esencialmente del tipo filitas cuarzo-sericíticas que, hasta las profundidades a ser eventualmente afectadas por las estructuras de contención de las paredes verticales a conformar – unos cuantos metros debajo de la cota de fondo trinchera – resultaron estar heterogéneamente meteorizadas y puntualmente casi frescas. El nivel freático detectado en el área se comprobó ser de carácter estacional y es pudo suponer que quedaría abatido de manera natural a consecuencia de la excavación misma de la trinchera.

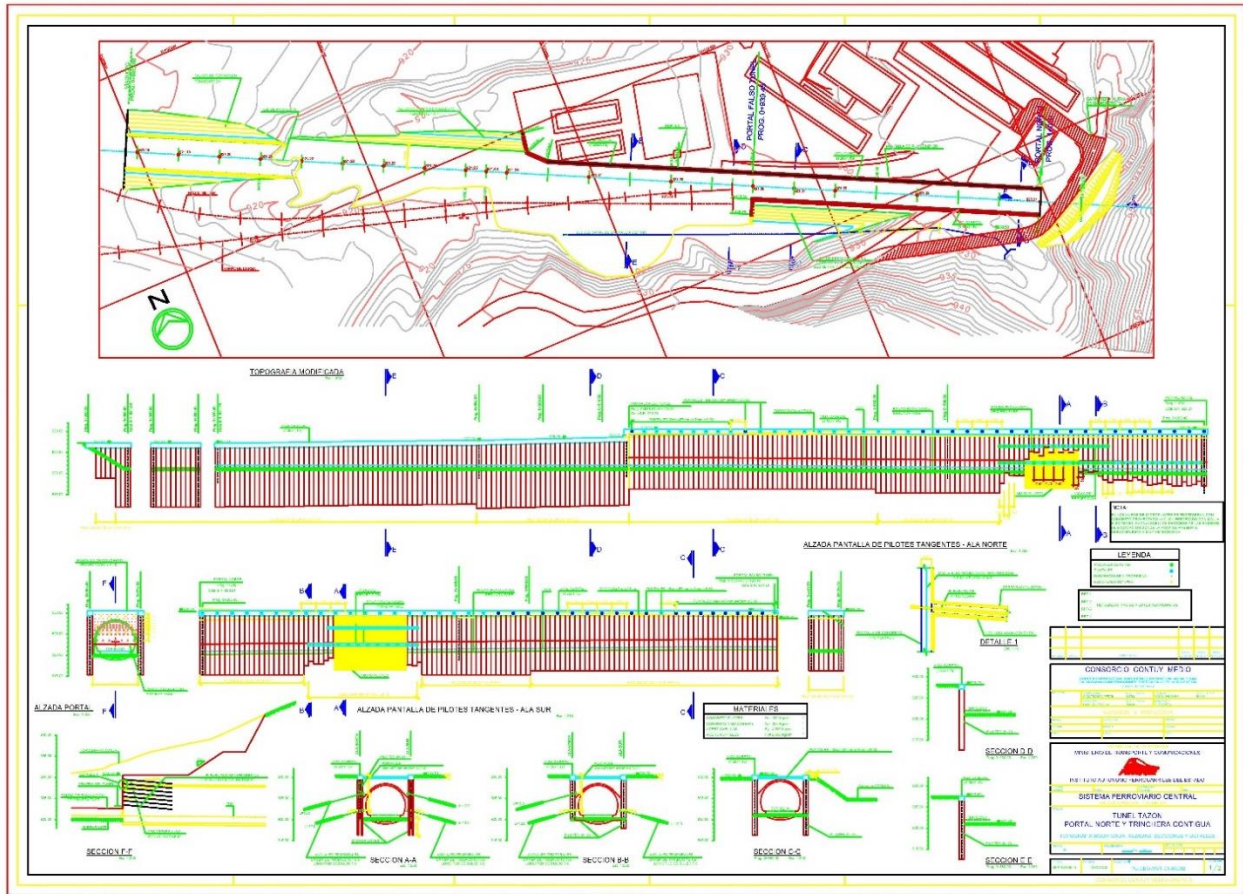
Para la selección de las posibles tipologías estructurales a utilizar para contener de manera estable – aunque solo en parte permanente – las paredes verticales de la trinchera a conformar, entre otros se tomaron en debida cuenta los siguientes elementos:

- La relativa temporalidad – correspondiente a unos pocos años – de las obras a realizar.
- La no requerida completa estanqueidad de las paredes a conformar.
- La no requerida perfecta configuración geométrica de las mismas paredes.
- La inestabilidad de cortes subsuperficiales realizados sin una previa contención estructural.
- La probable dificultad técnica en poder – con equipos rutinarios – excavar pilotes o paneles de muros colados dentro del basamento rocoso eventualmente poco alterado.

Se llegó a seleccionar una solución constituida por muros de pilotes tangentes de concreto armado, excavados y vaciados en sitio, arriostrados y apuntalados en las cabeceras y que, en principio sin vínculos intermedios, quedarán empotrados unos 3 m debajo del fondo excavación. Pilotes por lo tanto de longitud máxima en el orden de los 15 m, realizando con ello una solución técnicamente aceptable y cuyos costos se estimó ser bastante inferior a la alternativa – considerada técnicamente igualmente factible – basada en el uso de muros colados.

Frente a la probable eventualidad de no poderse localmente profundizar la excavación de los pilotes hasta la cota de empotramiento establecida a causa de la elevada competencia geomecánica de los terrenos del basamento rocosos, la excavación de los pilotes afectados se interrumpiría y desde la cota alcanzada se continuaría hasta la cota final del empotramiento, perforando a rotoperusión unos cuantos micropilotes. Perforación de los micropilotes que se realizaría después de completado el vaciado del pilote y habiendo dejado embebidas dentro del vaciado, las camisas metálicas necesarias a permitir la perforación armadura y vaciado de los micropilotes.

Igual solución, de recurrir a los micropilotes, se adoptaría además desde la superficie – o sea sin iniciar a perforar los pilotes – en aquellos sectores de la trinchera en los que las paredes verticales tuvieran que conformarse desde arriba dentro de un basamento rocoso que eventualmente resultara ser próximo a aflorar. En tales circunstancias se construiría de hecho un muro de micropilotes en lugar que un muro de pilotes, además que apuntalándolo en la cabecera, vinculándolo con tirantes dispuestos a otros niveles inferiores. Sobre la base conceptual expuesta, se procedió a elaborar los análisis geotécnicos y los correspondientes diseños estructurales de las soluciones seleccionadas, resultando finalmente ejecutado el proyecto representado en el plano anexo y otros planos complementarios, de detalles, especificaciones, etcétera.



Plano de conjunto en el que puede observarse el desarrollo en planta de la trinchera con alzada de las dos alas verticales de la trinchera contenidas con los muros de pilotes y, localmente, de micropilotes

Las paredes de la trinchera quedan contenidas y estabilizadas mediante la construcción de muros de pilotes tangentes en concreto armado de 1.20 m de diámetro excavados y vaciados en sitio, arriostrados con una viga de concreto armado de 1.50 x 1.15 m. El empotramiento debajo del fondo excavación es de hasta 3 m y para ello los pilotes son de longitud variable, con un máximo de 15 m en coincidencia del portal: 9 m de altura de la sección del túnel 3 m de cobertura y 3 m de empotramiento.

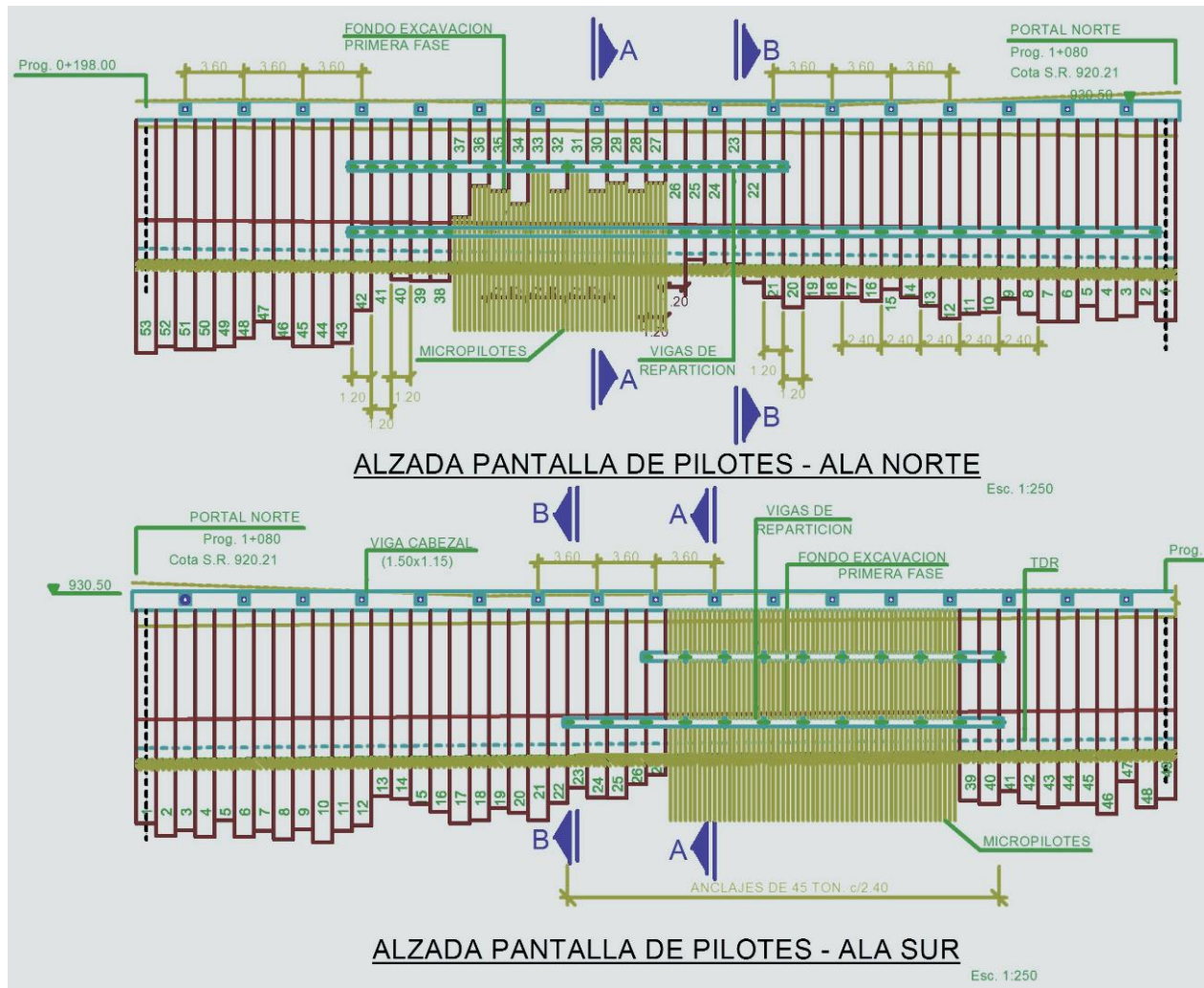
Los muros son apuntalados con tubos metálicos de 45.7 cm de diámetro y 9 mm de espesor, colocados en correspondencia de las riostras separados entre sí 3.6 m, distribuidos a lo largo de los aproximadamente 140 metros lineales en que la trinchera queda simétrica permitiendo el apuntalamiento. Luego, cuando el muro Sur se interrumpe, el muro Norte de altura decreciente trabaja en cantiléver.

En la pared Sur de la trinchera, un tramo largo 18 metros lineales ha sido conformado con un muro de micropilotes, ya que en tal tramo el basamento rocoso subsuperficial ha obstaculizado la perforación de los pilotes. Los 45 micropilotes largos cada uno 12 m, armados con un tubo de acero de 11.43 cm de diámetro y 6 mm de espesor, han sido alineados con entre ejes de 40 cm. Este muro de micropilotes, además que por los puntales de cabecera ha sido vinculado con dos filas de tirantes, respectivamente a cota -3m y -6 m con anclajes de 45 toneladas, con longitudes de 15 m y 12 m y con bulbos largos 7 m, separados horizontalmente entre sí 2.4 m en ambas hileras y haciendo uso, para repartir sus cargas, de vigas metálicas conformadas cada una por 2 perfiles IPN240.

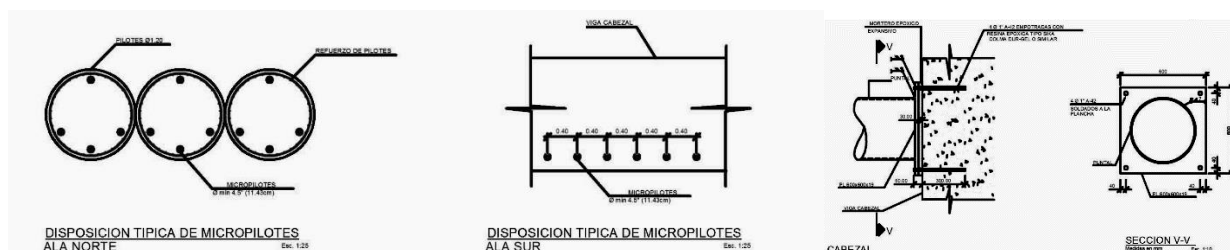
En la pared Norte de la trinchera, a lo largo de un tramo de 13.2 metros lineales de muro, 11 de los pilotes construidos – del número 27 al 37 incluidos – han podido ser perforados solo parcialmente, hasta pocos metros de profundidad, debido a la presencia de un basamento rocoso poco alterado y por lo tanto muy

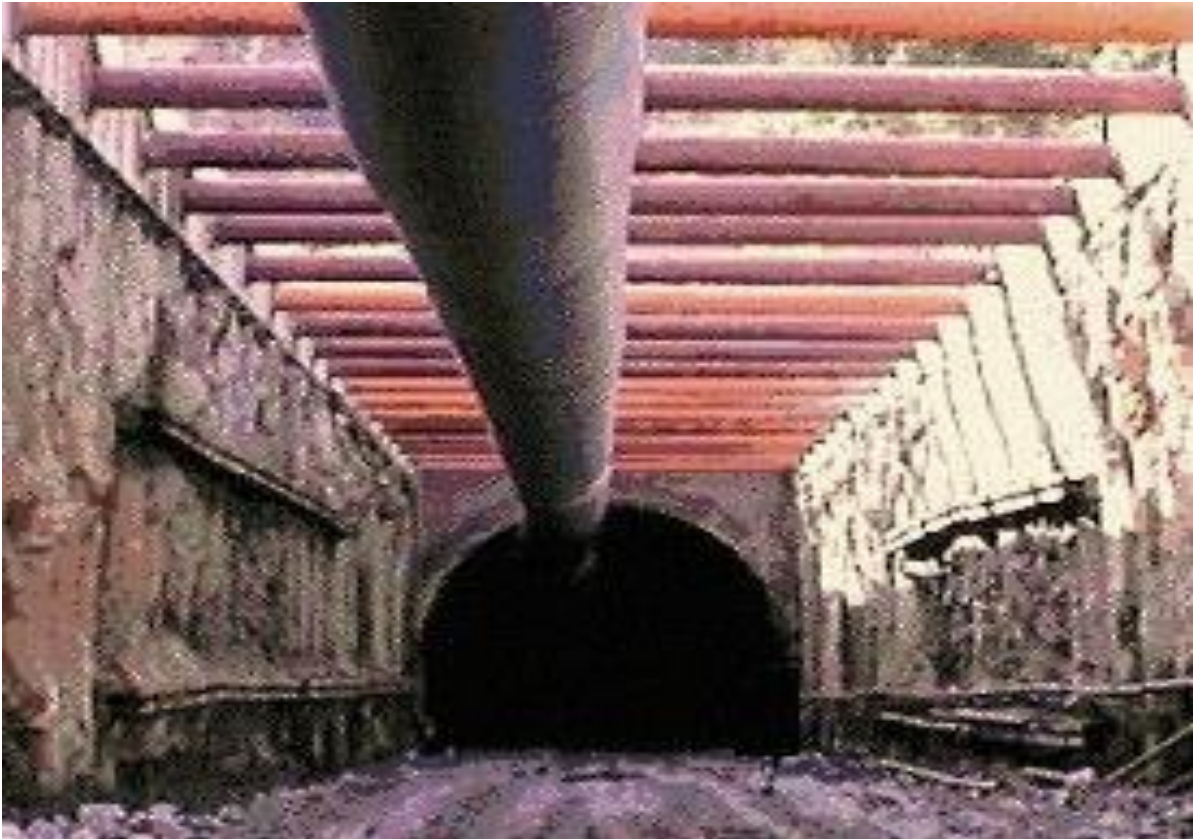
resistente. Estos pilotes han sido luego complementados cada uno con 4 micropilotes perforados a partir de la base del pilote y hasta alcanzar los 3 m del empotramiento originalmente previsto. Construyéndose por lo tanto un total de 44 micropilotes con longitudes diferentes para cada grupo de 4, dependiendo en cada caso de la cota de fondo alcanzada por el correspondiente pilote.

Finalmente, también este tramo de la pared Norte, conformado de manera híbrida, con pilotes en las cotas superiores y con micropilotes en las cotas inferiores y en el empotramiento, ha sido vinculado, además que por los puntales de las cabeceras, por dos hileras de tirantes con características geométricas y estructurales similares a las ya descritas para el muro de micropilotes de la pared Sur.»



Sectores de las paredes Norte y Sur de la trinchera con indicados los tramos contenidos por muros de micropilotes





Sectores de la trinchera con las paredes contenidas por muros de micropilotes atirantados



Falso túnel construido y pronto para ser enterrado y restituir el área ocupada por la trinchera

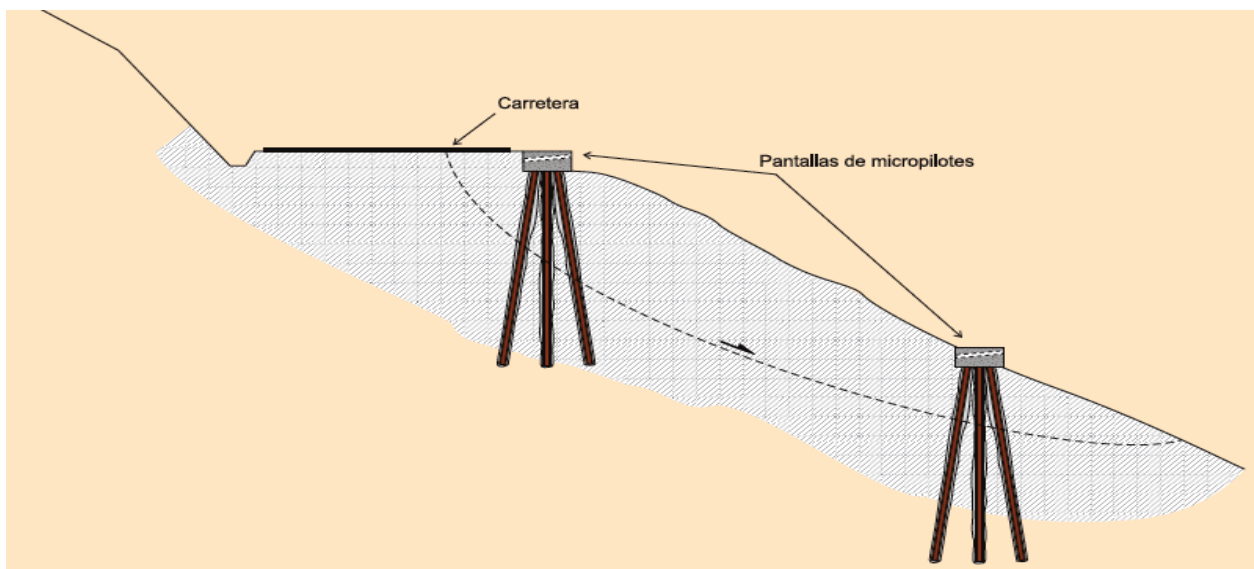
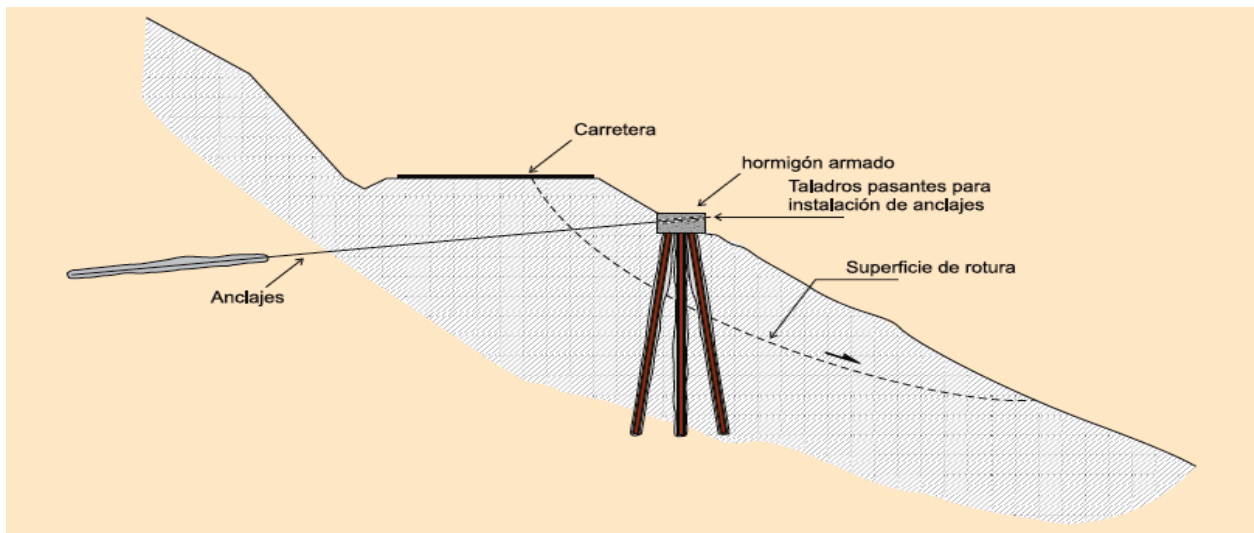
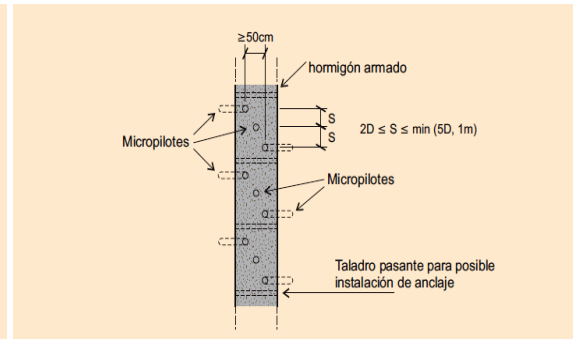
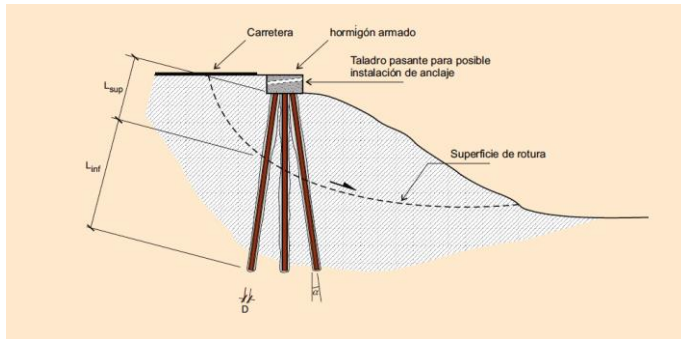


Al fondo la trinchera con las paredes verticales contenidas por muros de pilotes apuntalados



Sector final de la pared Norte contenida por muro de pilotes en cantiléver

Muy numerosas son también las circunstancias en que, la contención y estabilización de terrenos – planos o inclinados, libres o sobrecargados, sujetos a potenciales deformaciones o a posibles inestabilidades – por medio de micropilotes sistemática y oportunamente distribuidos que trabajan permanentemente enterrados, encuentra una satisfactoria efectividad. Y en Venezuela son bastante comunes y muy variadas las experiencias al respecto [ver el ejemplo al final de este escrito]. Lamentablemente no dispongo de las memorias y los planos específicos correspondientes a algunos de los tantos proyectos desarrollados, pero reporto a continuación unos pocos esquemas que bien se corresponden con muchos de aquellos proyectos.



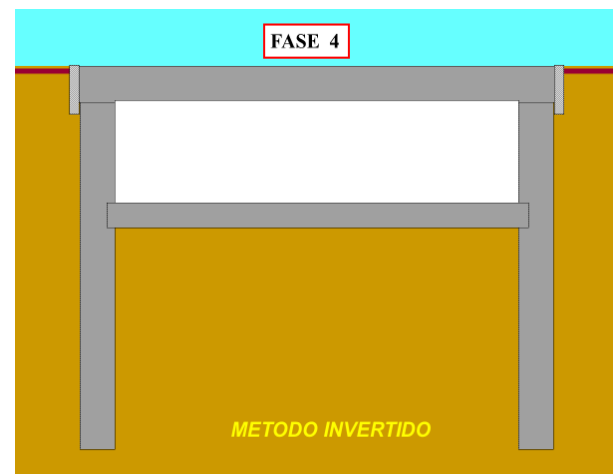
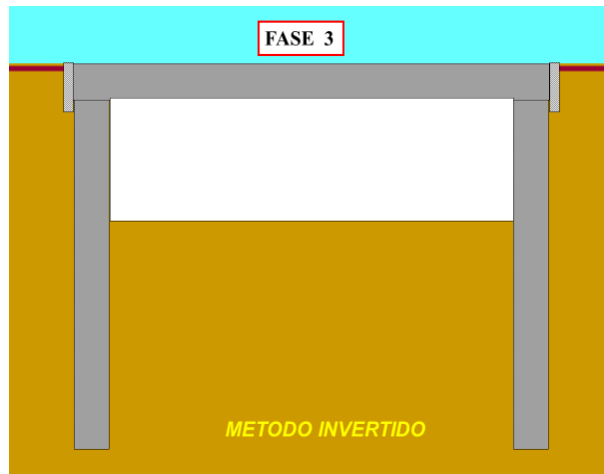
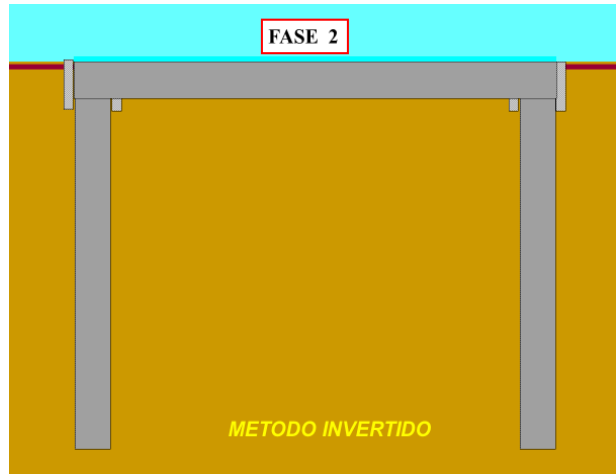
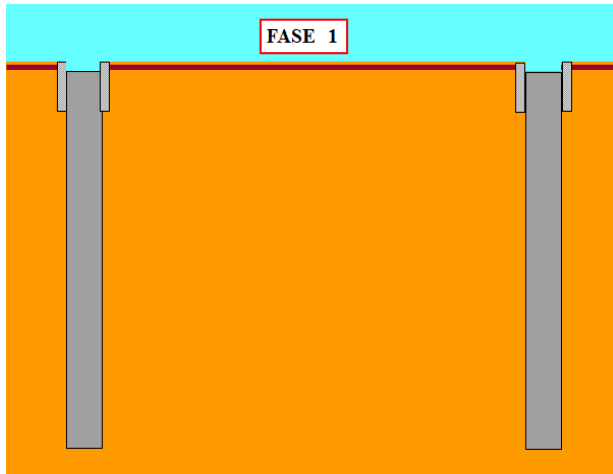
Muros colados

Para Venezuela, el uso de los llamados muros colados constituye algo de absoluta rutina, y esto desde hace mucho tiempo: una tecnología entrada en la práctica cotidiana de las construcciones civiles urbanas a partir de los primeros años setenta en concomitancia con el auge del desarrollo edil y con la construcción en Caracas de numerosos grandes edificios de oficinas, para los cuales la necesidad de disponer de estacionamientos, indujo a prever un número cada vez mayor de niveles subterráneos. Edificios además, muy a menudo ubicados en terrenos afectados por niveles freáticos subsuperficiales y adyacentes a edificaciones preexistentes, condiciones ambas muy exigentes, sea en relación con la estanqueidad de los ambientes subterráneos a crear y sea en relación con la prevención de los asentamientos y en general de las deformaciones del terreno, potencialmente perjudiciales para la obra propia y para las estructuras vecinas. Luego, con la construcción del Metro de Caracas, iniciada hacia finales de los Setenta, todo ingeniero civil – casi todo habitante – de la capital se familiarizó con la construcción de los muros colados, en cantiléver, apuntalados, atirantados y demás variantes, sistemáticamente en uso para contener eficientemente y en toda seguridad desniveles verticales a menudo muy altos, creados en terrenos inestables.

Dejando de lado por lo tanto los aspectos básicos de esta tecnología, he considerado tratar el tema haciendo solo y directa referencia al caso especial de los muros colados construidos siguiendo una metodología no rutinaria, conocida como invertida, mediante la cual a todas las otras numerosas peculiaridades propias de los muros colados se añade la posibilidad de poder ejecutar amplias y profundas excavaciones sin tener que mantener – a nivel de superficie – ocupada y por tanto inoperante todo el área afectada: una posibilidad esta extremadamente ventajosa cuando lo que se está construyendo es una estructura totalmente enterrada – como por ejemplo las vías y estaciones subterráneas de trenes, las conexiones viarias o peatonales, los estacionamientos, etcétera – en ambientes urbanos congestionados. Y como ejemplos haré referencia a las estaciones subterráneas del Metro de Valencia y a las de la prolongación de la Línea 3 del Metro de Caracas.

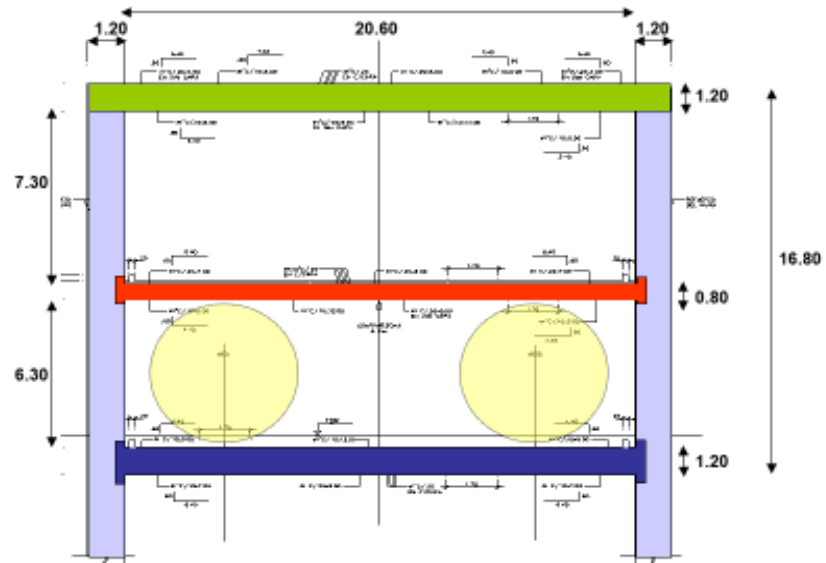
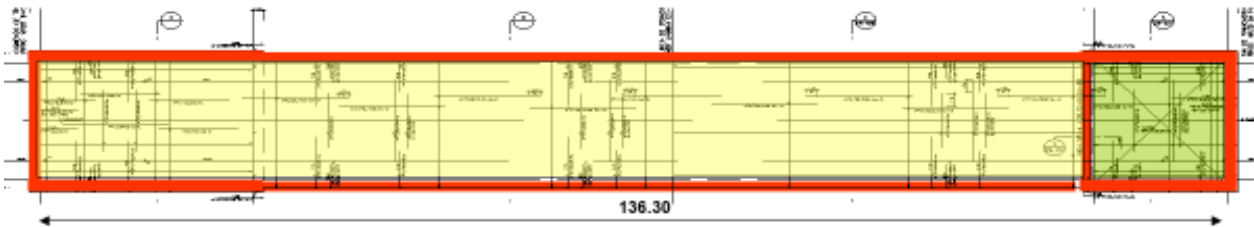
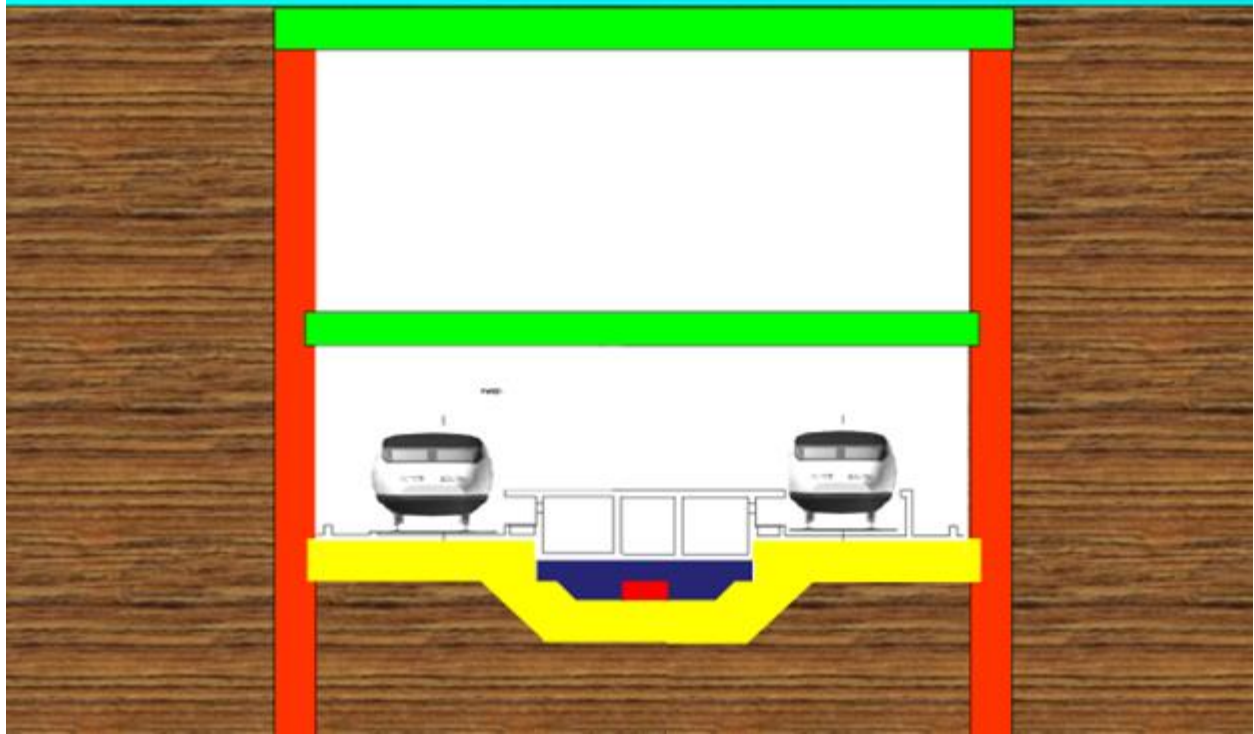
Por “método invertido” para el caso de una estación subterránea de metro, se refiere aquel procedimiento constructivo según el cual, después de la excavación armada y vaciado de los muros – colados – perimetrales de la estación, se pasa a construir la estructura del techo de la estación y sucesivamente se procede, desde el subterráneo, a excavar y construir todas las demás estructuras internas, esencialmente las losas de mezanine y de andén y/o losa de fondo, junto con todos los otros elementos estructurales accesorios, como escaleras, pasillos de comunicación, etcétera. Con tal procedimiento constructivo por tanto, se libera el área de superficie al tránsito y demás actividades en tiempos relativamente breves, ya que la mayor parte de las etapas constructivas de la estación se llevan finalmente a cabo desde el subterráneo.

Quizás el detalle constructivo más importante y más recurrente que requiere el procedimiento invertido, es el que se refiere a las reservas que, dentro del cuerpo de los muros colados perimetrales de la estación, deben ser previstas para el adecuado y fundamental empotramiento que dentro de tales reservas debe ser realizado en todos los casos para las losas de mezanine y de andén o losa de fondo estación, y también para las losas de techo estación en aquellos casos en que resulte necesario a causa de la profundidad de las mismas y de la proximidad de edificaciones o servicios a preservar. Estas reservas, o recesos, se realizan aplicando específicos espesores – generalmente de madera – al extradós de las armaduras de los paneles de muros colados perimetrales, para con ello impedir la penetración del concreto colado dentro de aquellos espacios destinados al sucesivo referido empotramiento de las losas y manteniendo al mismo tiempo también la presencia de una armadura relevante dentro del más profundo espesor del mismo receso. Naturalmente entre los aspectos fundamentales de este problema está el geométrico, en el sentido de la precisión con la cual tales recesos deben ser previstos y conformados a los diferentes niveles de profundidad en todos los paneles involucrados en cada caso. Niveles estos que inclusive pueden variar de panel a panel, en los casos de las losas con pendiente.



Fases constructivas típicas del método invertido utilizado para construir estructuras subterráneas mediante el uso de muros colados para sostener y contener las paredes perimetrales de la estructura

Sección tipo Estación Los Jardines - Línea 3 Metro de Caracas



Trinchera cambiavías de Coche – Línea 3 Metro de Caracas

Vale la pena señalar que especial atención debe ser prestada al referido detalle del empotramiento estructural de las losas a los muros perimetrales cuando se trata de losas del techo de la estación, debido a las grandes cargas verticales de tierra y de tránsito de superficie que generalmente deben ser soportadas y transmitidas por estas losas a nivel de techo estación. En estos casos las reservas, o recesos, dentro del cuerpo de los paneles colados deben ser más profundos y las conexiones muros-losas deben ser estructuralmente mucho más eficientes, así cómo puede apreciarse en la figura de los detalles estructurales.

También reviste cierta peculiaridad y criticidad estructural del método constructivo invertido, la manera en que se deben transmitir las cargas de superficie, techo y mezanine al terreno de fundación durante las etapas temporales iniciales del proceso constructivo, hasta tanto no sea construida por completo la losa de fondo estación, la cual en definitiva transmitirá permanentemente la mayor parte de las cargas de toda la estructura al terreno de fundación. Mientras tanto serán los muros colados perimetrales que a través de su necesario y adecuado empotramiento deben funcionar como elementos de fundación profunda.



*Excavación y armado de un panel de muro colado de la Estación Santa Rosa del Metro de Valencia
nótese en la armadura los sitios de recesos que deben quedar en los muros para los empotramientos*

Finalmente, las losas de techo y de mezanine deben prever la presencia de importantes aperturas temporales, estratégicamente ubicadas dentro del área de la estación en función de las previstas operaciones de desescombro de los terrenos que, siendo excavados desde el subterráneo, deben ser eficientemente evacuados hasta la superficie. Estas aperturas temporales de dimensiones relativamente importantes obligan a prever la existencia de situaciones estructuralmente muy exigentes para las losas de techo y de mezanine, y a prever al mismo tiempo, adecuados y eficientes detalles estructurales para su posterior cierre, o eventualmente para su posterior redimensionado para los casos de su posible coincidencia con alguna de las aperturas funcionales permanentes presentes en la estación.

Para el diseño del cuerpo principal de la estación, la estructura se divide en pórticos planos de ancho unitario equivalente que representan las diferentes secciones de la estación. Cada pórtico es analizado considerando diferentes fases de diseño – las constructivas y la permanente – para finalmente obtener las envolventes que resumen en cada elemento los valores de combinaciones de cargas que condicionan su diseño estructural.

Para cada fase, el modelo estructural reconoce la evolución del proceso constructivo incorporando los muros y losas existentes, las condiciones particulares de vinculación entre muros-losas-vigas y la interacción de los muros con el terreno circundante, incorporando apropiadamente las propiedades geomecánicas de todos los estratos existentes en el subsuelo.

La Fase Constructiva 1, representa la condición en la cual los muros están empotrados en el terreno por debajo del primer nivel de la excavación y el techo está vaciado monolíticamente en su nivel superior. Las cargas de diseño son el peso propio del techo, el relleno parcial de tierra sobre el techo, la sobrecarga provisional de uso, los empujes laterales del terreno, los empujes debidos a la sobrecarga en superficie y los empujes hidrostáticos debidos al nivel freático. Aunque el relleno no será colocado totalmente en esta fase, se contempla la posibilidad que el techo de la estación sea utilizado como área disponible al contratista para depósito de los materiales de la construcción, entre otros.

La Fase Constructiva 2, considera la losa de mezzanina vaciada y la extensión de la excavación hasta el nivel inferior de la losa de fondo andén. Las cargas de diseño para esta fase son además de las cargas gravitacionales antes citadas, el peso propio y sobrecarga de uso de la mezzanina y los empujes laterales del terreno, calculados considerando las sobrecargas en superficie y las eventuales presiones de nivel freático. Esta situación representa la condición crítica para verificar la capacidad de los muros como fundación.

La condición definitiva designa la Fase Constructiva 3 o permanente, en la cual se ha vaciado la losa de fondo y todas las estructuras complementarias internas de la estación. Esta representa la condición de trabajo permanente de la estación donde se espera a largo plazo que la función de soporte vertical de los muros se vea disminuida por la incorporación de la losa de fondo como losa de fundación. Las cargas de diseño para la fase permanente son el peso de la estructura y acabados, el relleno de tierra sobre el techo para restitución de vialidad, las sobrecargas de superficie, las cargas de uso estipuladas por la norma de diseño para la estación, la carga del andén y de vías férreas juntamente con los empujes laterales del terreno, incluyendo los empujes hidrostáticos debidos al nivel freático.

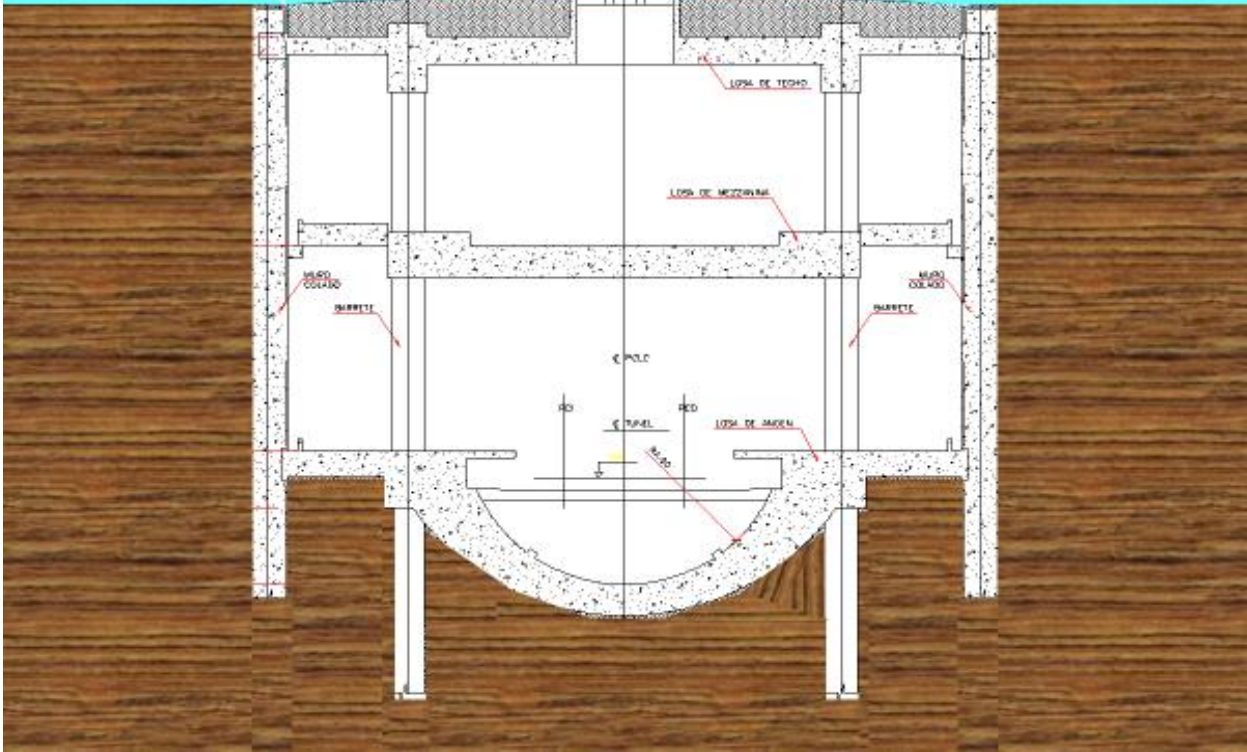
En cada fase, las cargas actuantes son apropiadamente mayoradas y combinadas para garantizar los factores de seguridad requeridos. Una verificación de flotabilidad es necesaria inmediatamente al vaciar la losa de fondo, cuando el nivel freático es importante. En figura se muestra la envolvente típica de momentos flectores en cada una de las fases de diseño.

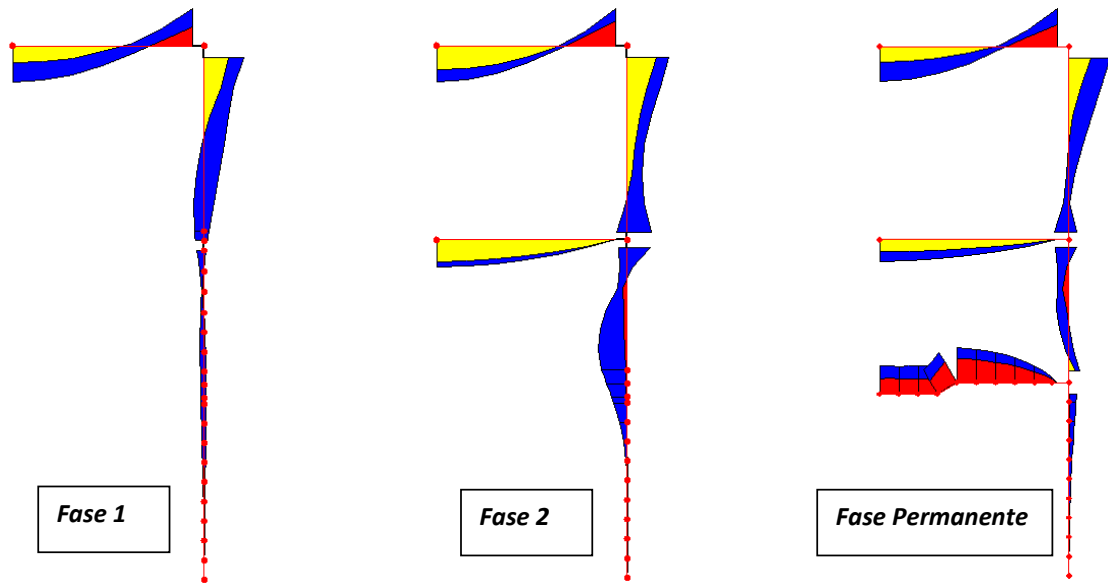
Para la determinación de los empujes laterales sobre los muros, durante las fases constructivas se emplea el coeficiente del empuje activo del terreno y se reconoce la eventual cohesión del material por constituir esta una condición temporal, provisional o transitoria, mientras que para la fase definitiva o permanente se emplea el coeficiente del empuje de reposo, despreciándose completamente la cohesión del material.

Cuando la estación contemple la existencia de vigas longitudinales y barrotes intermedios, se requiere emplear un modelo de pórtico plano sometido a las cargas gravitacionales transferidas por las losas en las diferentes fases de diseño. Para el diseño de los barrotes, durante las fases constructivas debe verificarse su capacidad como fundación y su capacidad resistente como columna, tanto en la sección neta como en la sección reducida en correspondencia con los ya referidos recesos. Durante la condición permanente de trabajo debe verificarse su capacidad resistente como columna para la totalidad de las cargas actuantes.

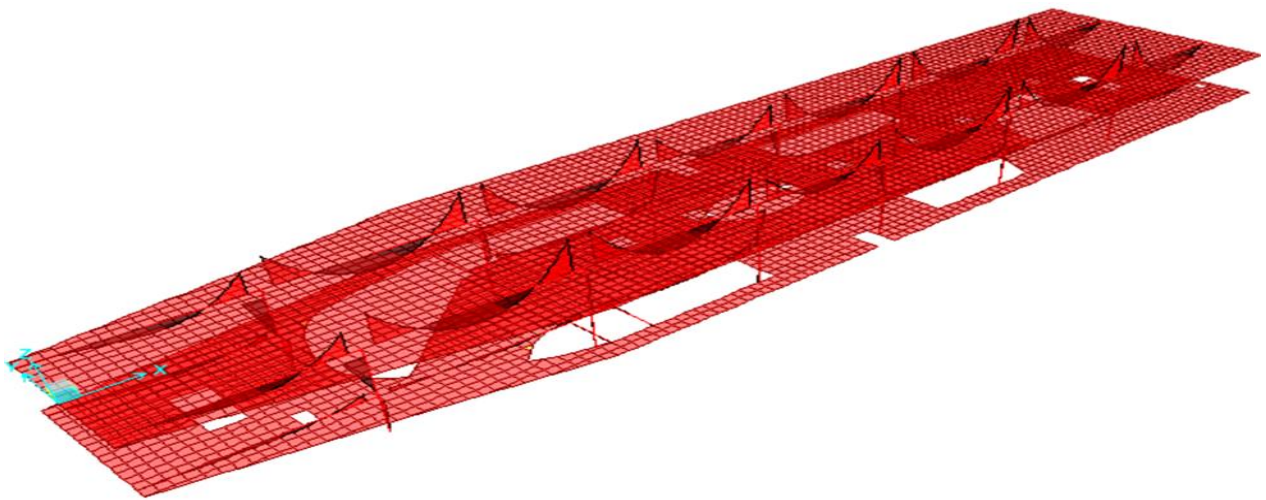
Para el diseño de las vigas de techo se consideran las cargas debidas al peso propio, la cubierta de tierra y la sobrecarga de uso en superficie. Para estas vigas, debido a la considerable rigidez impuesta por la barreta en el plano de carga, el modelo reconoce una junta rígida equivalente al semi ancho de los barrotes, excepto en los extremos de la viga sobre los muros donde se considera un apoyo simple en vista que el aporte de rigidez del muro fuera de su plano es relativamente menor.

Estación Santa Rosa del Metro de Valencia

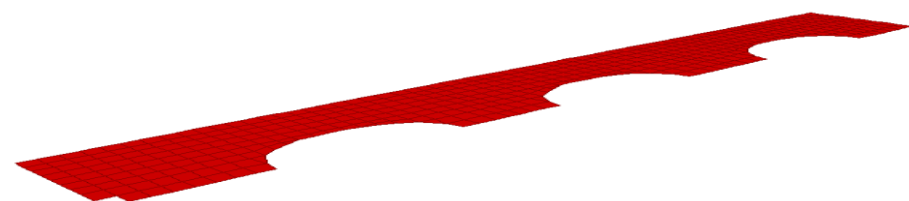
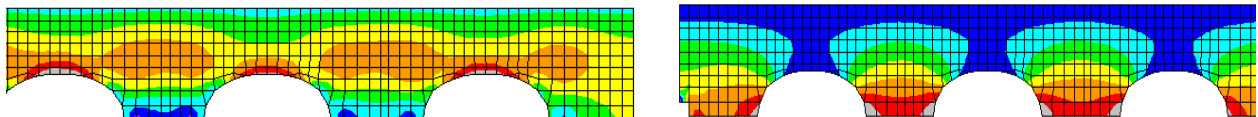




Envolvente típica de momentos flectores en diferentes fases de diseño



Vista 3D modelo estación con envolvente de momentos flectores en vigas y barros



Modelo mezzanina con envolvente de momentos flectores en cada dirección

Jet grouting

En este caso se trata de una tecnología geotécnica que en Venezuela llegó precisamente con el Metro de Caracas, en el 1978: llegó desde Parma - Italia para solamente ejecutar una obra específica. Pero la compañía italiana – CCP – que decidió abrir en Caracas, primero una filial y luego una compañía nacional, se quedó.

Para aquella fecha la tecnología jet grouting era bastante nueva en el mundo ya que solo tenía pocos años, una media docena, de haber entrado en la práctica ingenieril. A presión muy elevada, se inyecta en el terreno a tratar – a través de uno o más inyectores ubicados transversalmente en el extremo ascendente de un tubo metálico rotante y con una presión muy elevada – una mezcla de agua-cemento de manera tal que el terreno y la mezcla resultan agitados y remezclados con lo cual, una vez completado el fraguado, se logra una estructura columnar continua de buenas características mecánicas, cuya calidad estructural está controlada esencialmente por la naturaleza geotécnica del terreno, además que por los parámetros del proceso.

Se trata de una técnica de inyección que, debido a su peculiar capacidad de disgregar el terreno mezclándolo contemporáneamente con el fluido inyectado, permite tratar cualquier tipo de terreno relativamente blando, independientemente de su potencial inyectabilidad, y evitando que en terrenos de composición heterogénea, la mezcla inyectada siga vías preferenciales disponiéndose, ineficientemente, en vetas o en capas. Adicionalmente, y en contraposición con las técnicas tradicionales de inyecciones en terreno, con el jet grouting, gracias a su peculiaridad de optimizar la energía de inyección y de garantizar la uniformidad del resultado en el sector tratado induciendo notables incrementos de la resistencia al corte del terreno natural, puede realizarse el tratamiento de elementos y volúmenes controlados y selectivamente dirigidos, siguiendo formas geométricamente definidas y selectivamente orientados en el espacio subterráneo.

Se introduce en el terreno un tubo de 60 a 80 mm aproximadamente de diámetro, hasta la profundidad requerida. Durante esta operación una válvula que se abre o cierra automáticamente por diferencia de presión permite, desde un inyector ubicado axialmente en la base del tubo, la salida de agua bajo presión proveniente de una bomba, lo cual favorece la penetración del tubo como ocurre en las técnicas normales de perforación.

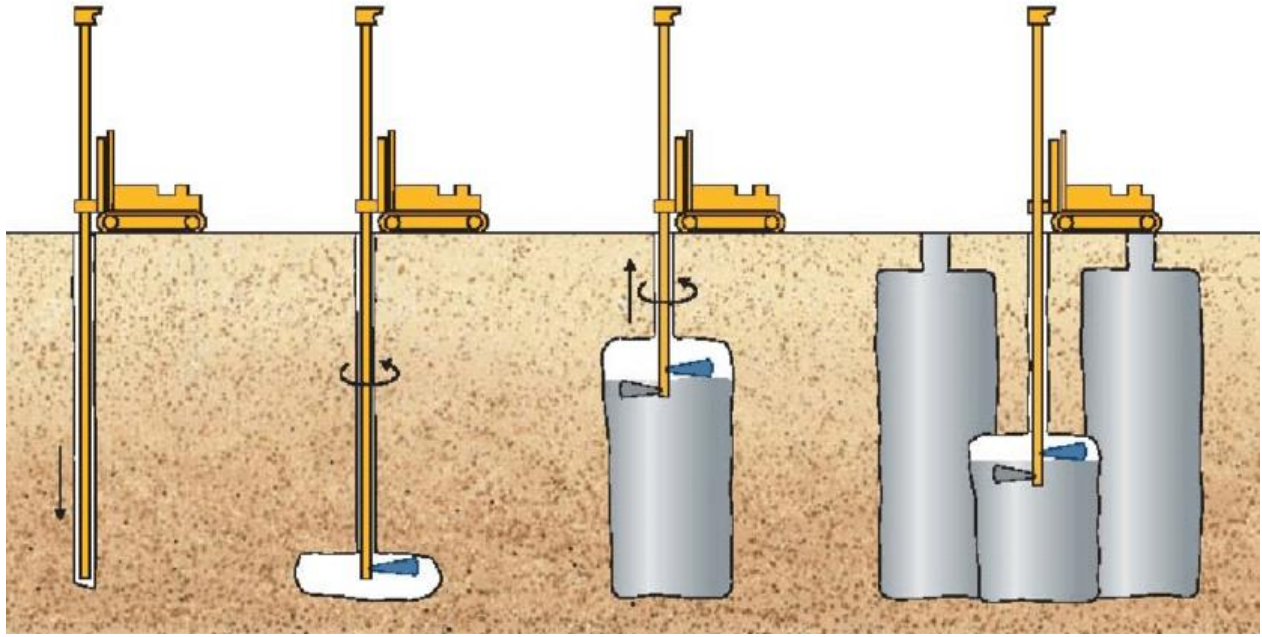
Después de la completa penetración del tubo en lugar del agua se inyecta, desde la misma base del tubo pero perpendicularmente al eje, la mezcla estabilizante bajo presión sumamente elevada. Puesto que el tubo gira, esta operación de inyección afecta todo el entorno y hasta un radio que depende esencialmente de las condiciones del terreno, de la presión e inyección y de la naturaleza de la mezcla. En este radio queda completamente destruida la estructura original del terreno, el cual queda disgregado agitado y mezclado íntimamente con la sustancia inyectada.

Finalmente, debido a que durante la operación de inyección, el tubo también se retrae gradualmente, el tratamiento afecta sin solución de continuidad, niveles cada vez más altos y en consecuencia se viene conformando en el subsuelo alrededor del eje de la perforación una estructura cohesiva – suelo cemento – con forma de columna. Repitiendo las operaciones indicadas en distintas perforaciones puede ejecutarse, según las exigencias, sea un tratamiento continuo – lineal o curvo o circular – por medio de columnas adyacentes y eventualmente compenetradas entre sí, así como un tratamiento discreto con cualquier distribución requerida en el espacio enterrado.

En las aplicaciones de rutina, la presión de inyección es de 300 a 500 Kg/cm², el diámetro de las toberas del inyector es de 2 a 4 mm, la velocidad de rotación es de 15 a 25 revoluciones por minuto y la velocidad de elevación es de aproximadamente 1 a 5 cm/s. Se inyectan alrededor de 30 litros por minuto de lechada agua cemento en proporción de 1:1. La cantidad de cemento requerida por metro lineal de cada columna de 50 a 60 cm de diámetro, es de entre 150 y 250 Kg.

Con los parámetros referenciales indicados, oportunamente ajustados según las finalidades de cada caso, y dependiendo de la naturaleza del terreno, se puede obtener un producto final – columna – de 40 a 100 cm de diámetro, resistencia media a la compresión libre de 10 a 200 Kg/cm² y coeficientes de permeabilidad de entre 10E-7 y 10E-9 cm/s.

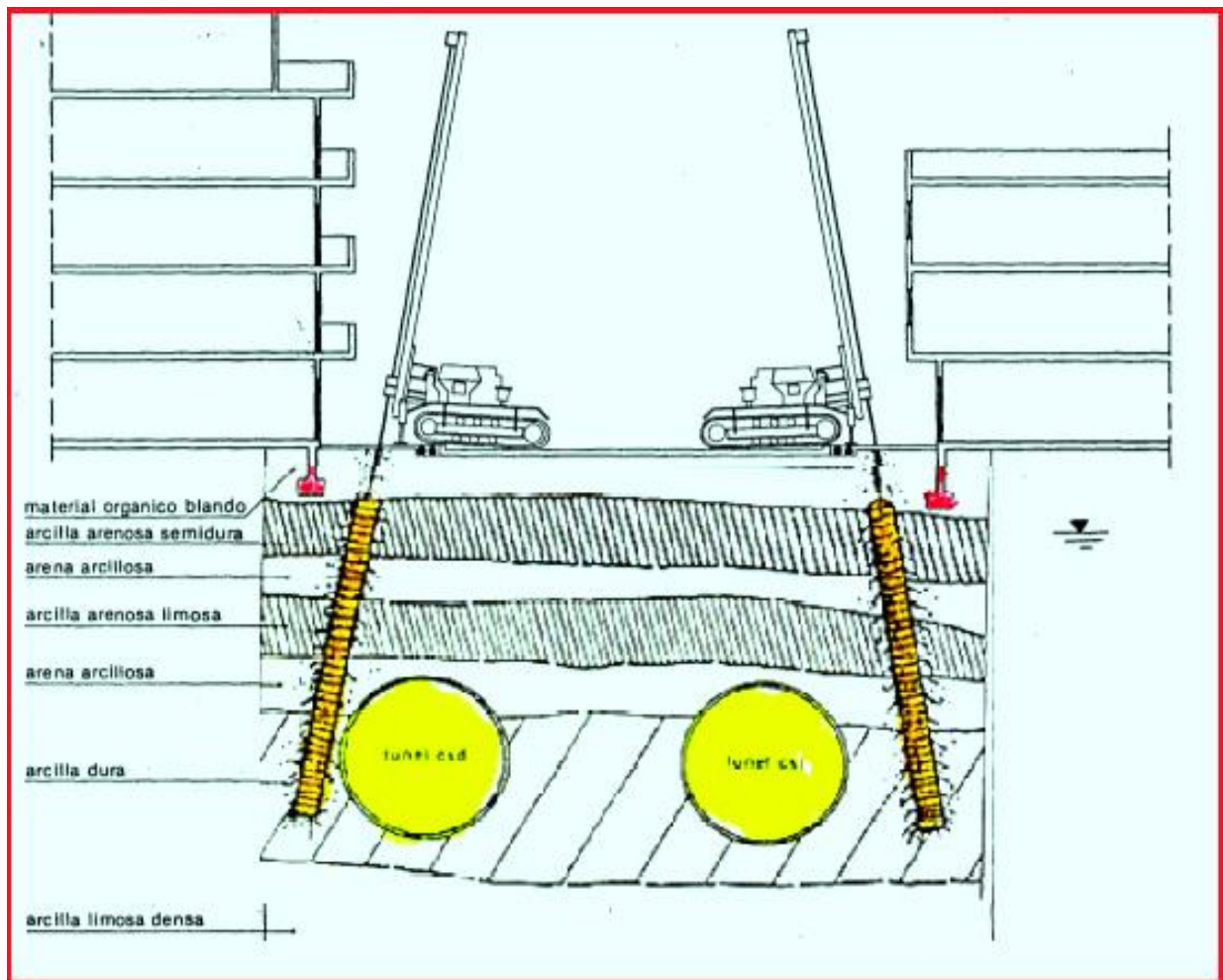
En las aplicaciones que prevén la constitución de columnas contiguas compenetradas, el resultado que se alcanza – interesante por ejemplo cuando se debe realizar un muro de contención – es una relativa continuidad de la estructura conformada, debido al “efecto pared” con el cual el chorro proyectado contra una pared con fuerza suficiente no es reflejado sino que se proyecta a lo largo de la superficie de la propia pared. Dicho efecto, cuando el chorro es proyectado contra un cuerpo columnar, hace que el chorro antes de alejarse rodea la superficie cilíndrica por un arco de hasta 180 grados.



Así como ya comentado al comienzo, no necesariamente las estructuras de contención enterradas de las que se está tratando, están construidas para ser luego expuestas mediante un eventual corte, sino que en muchos casos cumplen su función de contenimiento quedando permanentemente enterradas. Y este fue el caso de la ya mencionada primera aplicación venezolana del jet grouting que se ejecutó relacionada con las obras del Metro de Caracas.

Con el objeto de evitar, o cuanto menos limitar, los peligrosos asentamientos que la excavación de los túneles gemelos – subsuperficiales y en presencia de acuíferos en los mantos arenarcillosos del terreno – produciría en los numerosos edificios con fundaciones directas presentes a ambos lados de la avenida España entre las estaciones Plaza Sucre y Pérez Bonalde de la Línea 1, previamente a la excavación de los dos túneles gemelos se contruyeron dos largos muros de contención enterrados conformados por columnas de jet grouting según el esquema representado en la figura que sigue correspondiente a una sección transversal típica del tramo tratado.

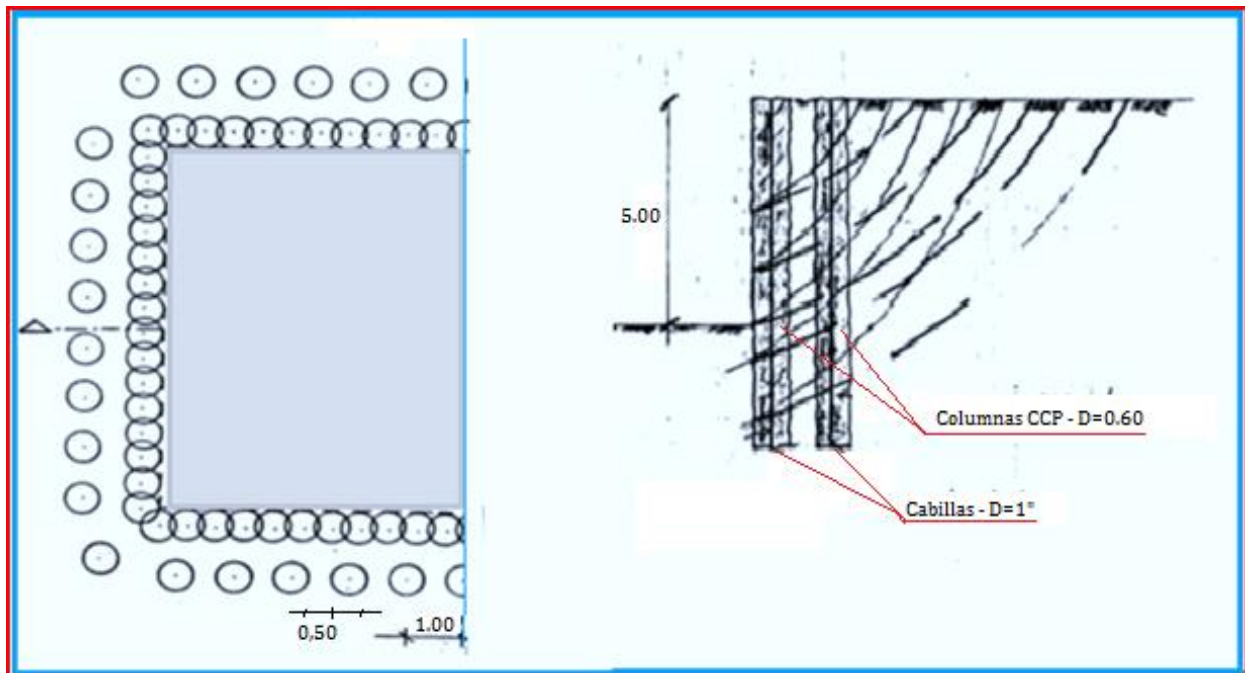
Los muros quedaron conformados por columnas que se ejecutaron subverticales, de 12 m de profundidad y 60 cm de diámetro, alineadas y compenetradas, ubicadas a los dos lados externos de los túneles en correspondencia de las aceras de la vía. Aunque hubo algunos problemas relacionados con la obturación de algunos ductos del drenaje superficial, los resultados conseguidos en relación a la prevención de los asentamientos se lograron, evitando que se produjeran daños estructurales a los edificios.



Muros de contención enterrados constituidos por columnas de jet grouting compenetradas a protección de los edificios suprayacentes a los túneles de la Línea 1 del Metro de Caracas

Después de aquella primera experiencia, las aplicaciones del jet grouting en las obras del Metro de Caracas con función de contención de excavaciones, se han multiplicado hasta volverse prácticamente rutinarias. Ejemplo típico es el soporte de las paredes temporales de las excavaciones que en el fondo de las estaciones se ejecutan para alojar varios tipos de estructuras subyacente al nivel de rodadura de los trenes.

Es el caso del sostenimiento de las paredes verticales de excavación para la construcción de las estructuras de los pozos de drenaje en correspondencia de los portales de las estaciones Dos Caminos, Parque del Este, Altamira y Chacao de la Línea 1. En aquellos casos, la profundidad de las excavaciones no supera los 4 m de manear tal que los muros de jet grouting han sido ejecutados para trabajar en cantiléver y compenetrados para garantizar la impermeabilidad debido a la presencia de niveles freáticos suprayacentes. En otros casos, para excavaciones más profundas, se recurre al armado de las columnas jet grouting y al apuntalamiento o anclaje de los muros conformados.



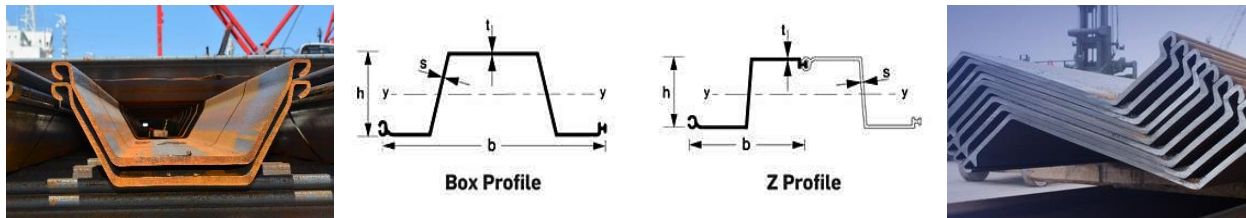
Estaciones Metro de Caracas: pozos de drenaje soportados temporalmente con muros de jet grouting

Tablestacas

Las tablestacas son estructuras de contención hincadas, delgadas y esbeltas, que trabajan a flexión, empotradas y eventualmente vinculadas en uno o más niveles, con puntales o, más frecuentemente, anclajes. Son constituidas principalmente por elementos metálicos – aunque también pueden ser de concreto armado e, inclusive, de madera – que se hincan en el suelo, unidos o acoplados entre sí para constituir cortinas planas o curvas o cilíndricas. Con frecuencia son utilizadas como estructuras de contención para la conformación de muelles, u en todo caso en presencia de abundantes aguas.

Las tablestacas de acero se caracterizan por la resistencia unitaria muy elevada de su material constituyente, por lo que pueden hacerse en espesores muy bajos, en general menores a 13 mm, lo que facilita su hincado. Además, permiten diseños que reducen la deformación de pandeo, mayoritariamente en forma de "U" o de "Z" con las respectivas variantes propuestas por los numerosos fabricantes. El sistema de conexión entre los perfiles se desarrolla bajo dos principios, conexión de rótula y conexión machihembrada, que permiten facilitar el hincado, asegurando la estanquidad de la conexión y permitiendo ajustes geométricos en la alineación de la pantalla.

Para prevenir el problema de la corrosión en las obras portuarias y en las sumergidas en general que se construyan con una función permanente, se puede recurrir al uso de aceros de aleación especial o alternamente, a distintas estrategias de protección superficial, como el galvanizado por inmersión en caliente y otras soluciones de protección que se pueden implementar, dependiendo la exposición a la que están expuestos los productos.



Tablestacas metálicas en Venezuela se han construido en numerosas ocasiones – algunas de aquellas están a la vista en las adyacencias de importantes vías de circulación en Caracas – aunque con la difusión de las tecnologías de los muros colado y de pilotes, su uso ha quedado cada vez más rezagado y limitado a situaciones muy específicas, también porque las láminas metálicas requeridas deben importarse. Esencialmente son obras más recientes han estado relacionadas con la realización de grandes proyectos industriales a menudo desarrollados por consorcios internacionales.



Complejo Petroquímico de Morón, 2012

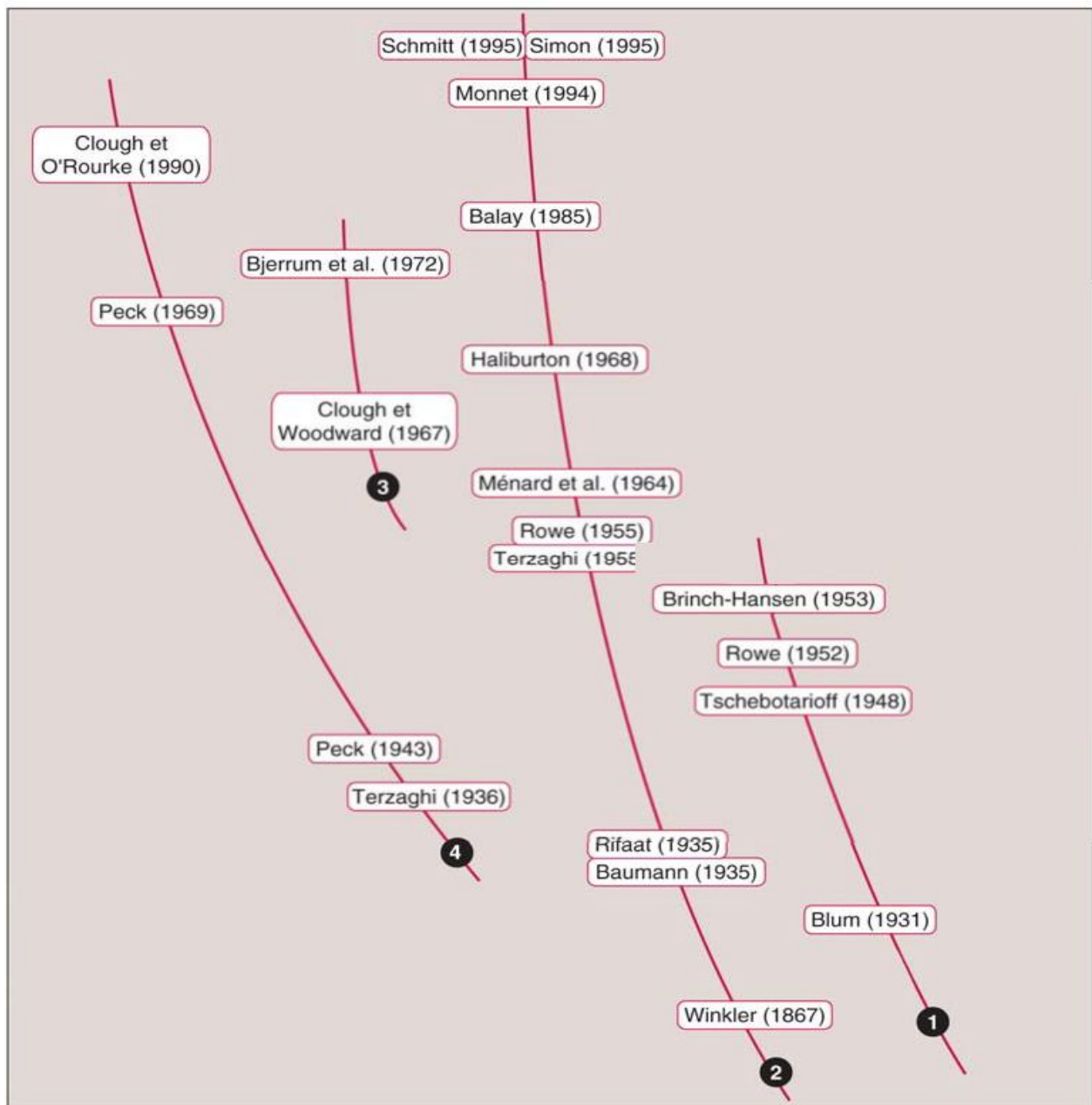


Canal Toma de Agua fría Planta Termo Zulia, 2006

Métodos de análisis cálculo y diseño

Superadas las aproximaciones empíricas y semi empíricas, las soluciones más analíticas para el cálculo y diseño de las estructuras de contención enterradas se han ido desarrollando progresivamente, desde los simples modelos clásicos a los cada vez más realistas y sofisticados métodos numéricos actuales, mucho más representativos de las complejas situaciones reales y destinados a sustituir por completo todos los anteriores, gracias a la cada vez mayor difusión de poderosos códigos de cálculo, siempre más al alcance de los ingenieros y con costos relativamente más reducidos (elementos finitos, diferencias finitas, etcétera).

Sintetizando entonces, además de los métodos **empíricos** [4], se pueden agrupar en tres categorías las metodologías de cálculo actualmente disponibles en la práctica ingenieril para el dimensionamiento de los muros de contención enterrados: los métodos “**clásicos**” [1], los “**elásticos**” [2] y los “**numéricos**” [3].

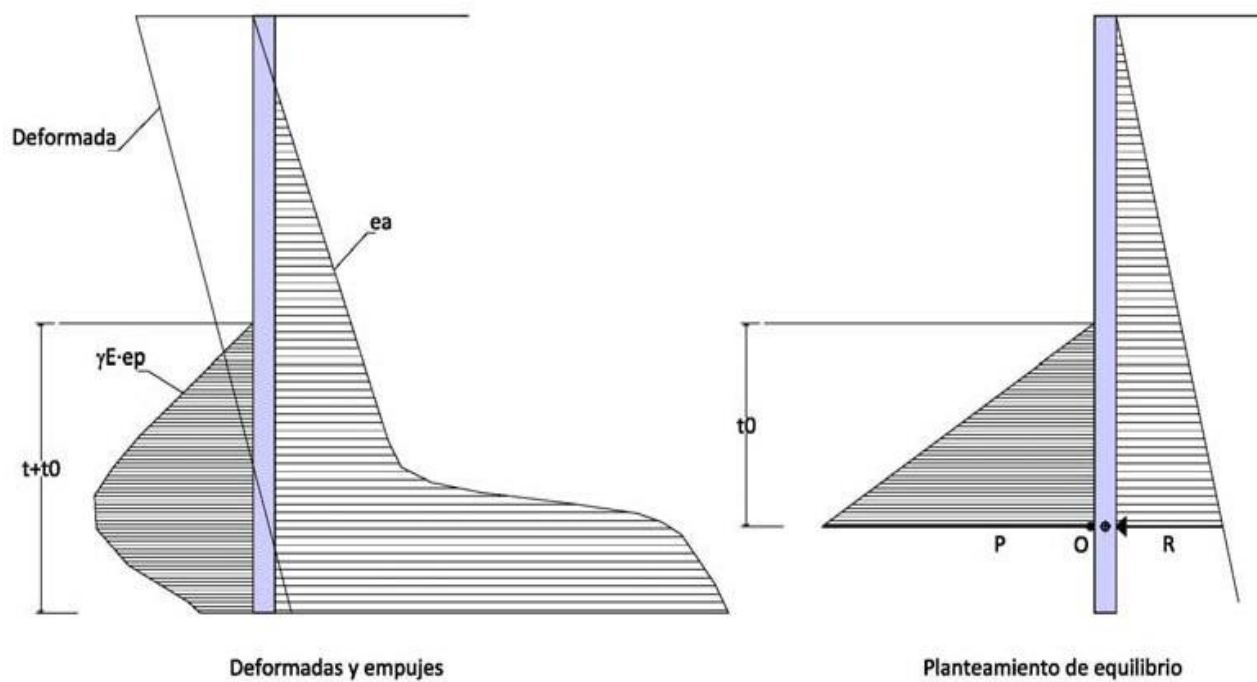


Familias de los métodos de cálculo - clásicos, elásticos, numéricos y empíricos - de muros de contención

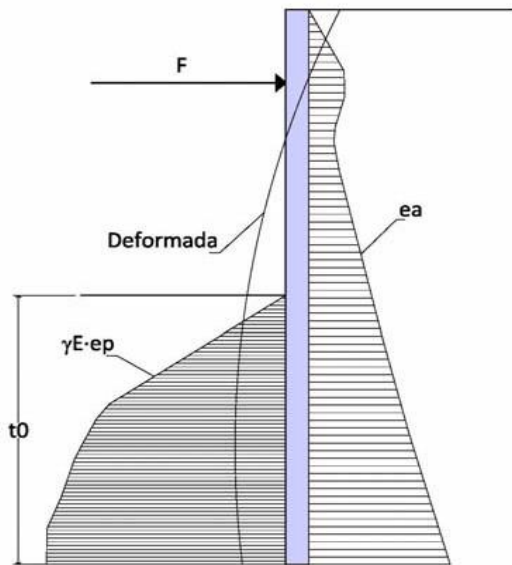
Los métodos llamados “clásicos”, cuyo empleo ha históricamente caracterizado la práctica hasta bien entrado el anterior XX siglo, son los que se basan en las condiciones de equilibrio límite del terreno y en los cuales se consideran que los empujes de tierra sean independientes de las deformaciones del conjunto terreno-estructura. Son métodos que proporcionan resultados aproximados en cuanto al momento flector máximo en la estructura de contención y también a las cargas en los eventuales anclajes o puntales, pero no suministran información alguna sobre las deformaciones.

Se fundamentan en la teoría de equilibrio límite, en la que se asume que los desplazamientos que se generan son suficientes para hacer alcanzar al terreno los estados límite activo y pasivo en su respuesta a los referidos movimientos. Las teorías más utilizadas para el cálculo de estos empujes son las conocidas como de Rankine y de Coulomb. Con el fin de mantener márgenes de seguridad suficientemente cómodos, los parámetros usados para la caracterización resistente del terreno se ven afectados por importantes coeficientes reductivos y en consecuencia por lo general se obtienen resultados que tienden a aumentar la longitud de empotramiento del muro, especialmente cuando el mismo es previsto que sea parcialmente expuesto por la excavación.

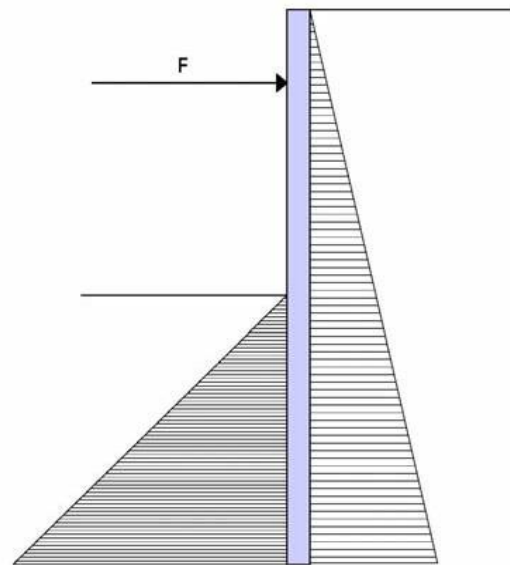
El esquema funcional más sencillo es el que corresponde a la estructura de contención trabajando en cantiléver. El modelo asume que el muro-pantalla gira alrededor de un punto situado ligeramente por encima de su extremo inferior y genera, con un adecuado desplazamiento, una ley de empujes pasivos y activos, tal y como se muestra en la figura. En el cálculo, los empujes que se sitúan por debajo del punto de rotación se substituyen por una fuerza resultante R , aplicada sobre este punto. La suposición consiste en admitir que la sumatoria de los momentos de las fuerzas, respecto al punto de rotación, sea nula.



En otros casos, con el fin de reducir las deformaciones o simplemente para mayor seguridad, se prevé la presencia de un punto de soporte – puntal o anclaje – próximo al extremo superior de la pantalla. Cuando la profundidad de empotramiento es pequeña, o la rigidez de la pantalla es proporcionalmente grande, se asume que la base de la pantalla sea libre y la estructura se desplaza de forma rígida bajo los efectos de la presión activa en el trasdós. Dado que el anclaje es fijo, el giro de la pantalla se produce en su alrededor y además se considera que no existe ninguna reacción en la base y que los desplazamientos máximos se producen en el fondo de la excavación, resultando una situación como la mostrada en la figura.

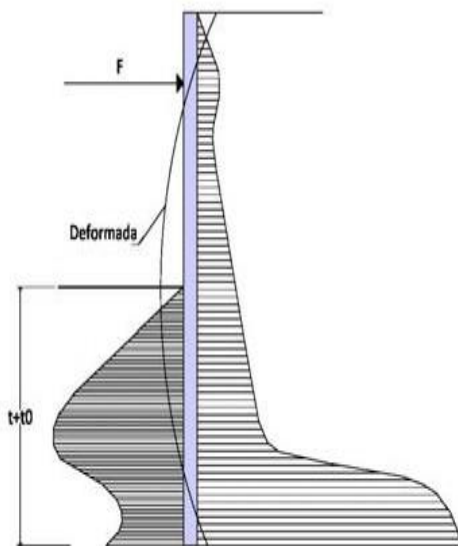


Deformadas y empujes

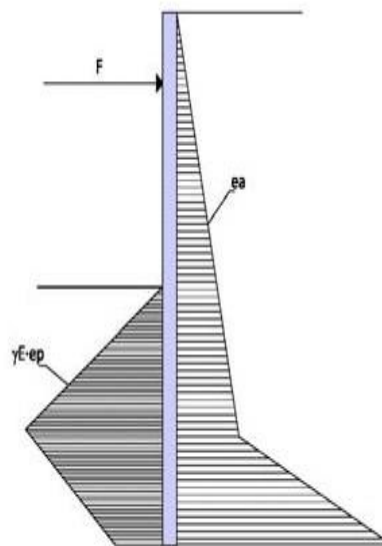


Planteamiento de equilibrio

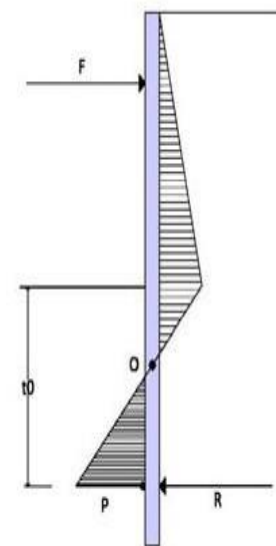
Cuando en cambio la rigidez de la pantalla es menor, o cuando la profundidad de empotramiento es mayor, dado que tanto el pie de la pantalla como el anclaje o puntal son fijos, no existe rotación y el cálculo sigue el mismo método de los muros en cantiléver. Pero, siendo esta vez el problema hiperestático, se requiere establecer una hipótesis adicional y efectuar un cálculo algo más laborioso. Esta hipótesis consiste en admitir que el momento flector sea cero en el punto de empuje nulo, lo cual en realidad solo se verifica bastante bien para terrenos granulares y homogéneos.



Deformadas y empujes



Empujes simplificados

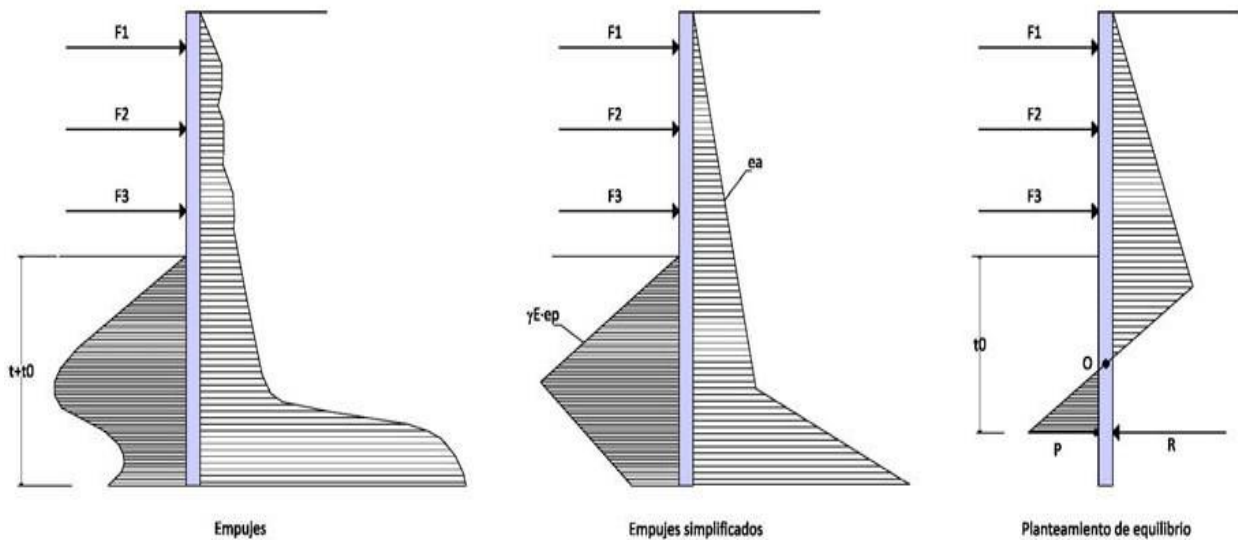


Planteamiento de equilibrio

Cuando el muro pantalla está vinculado en varios niveles, bien sea apuntalado o bien sea anclado, la profundidad del empotramiento debe ser suficientemente grande para poder garantizar la estabilidad general y la del fondo de la excavación. La hipótesis de cálculo para estos casos consiste en asumir que todo el trasdós de la pantalla se encuentra sometido al empuje activo y que el intradós de la zona empotrada moviliza el empuje pasivo.

Luego, se puede suponer una separación vertical entre vínculos variable para que todas las reacciones en los vínculos resulten iguales entre sí y al mismo tiempo toda la pantalla quede solicitada a flexión con la misma intensidad en cada tramo entre vínculos.

Alternamente, se puede no considerar el rozamiento entre pantalla y terreno ni la cohesión de éste, asumir que el empuje pasivo sea el doble que el activo, suponer un apoyo ficticio bajo el fondo de la excavación y considerar la estructura - el muro pantalla - como una viga apoyada cargada por los empujes pasivos del trasdós. La principal ventaja de este segundo método es su simplicidad, aunque por lo general los resultados que se obtienen son bastante conservadores.



Otro capítulo es el de los métodos llamados “**elásticos**” basados en el modelo también conocido como modelo Winkler. Estos métodos que prevén considerar la interacción suelo-estructura requieren de la definición de las propiedades de deformación del terreno, y responden a incidencia de la rigidez flexional de la estructura y hacen directa referencia a los desplazamientos de ésta.

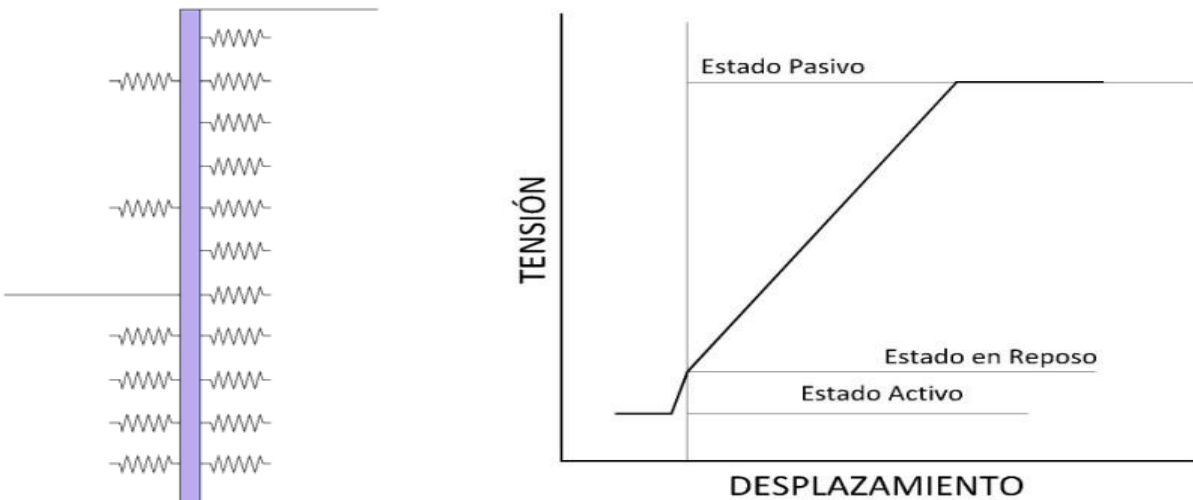
En estos métodos la característica fundamental del terreno es su módulo de deformación, dicho módulo de balasto (k_h) y su aplicación permite determinar los esfuerzos y deformaciones de la estructura de contención en las diferentes fases de ejecución de la obra. Los métodos se basan en una modelización simplificada de la acción del suelo sobre la pantalla: esta acción se reduce, en cada punto de la pantalla, a una presión horizontal, ligada por una ley de reacción al desplazamiento a la cota considerada. Son leyes de movilización lineal en las cuales el dominio pseudo elástico se caracteriza con el módulo de balasto del terreno.

El análisis se realiza mediante una viga sobre soportes elásticos o mediante discretización en elementos finitos lineales, pero solamente de la estructura y no del terreno, el cual se modela como un conjunto de resortes que expresan el módulo de balasto eventualmente variable con la profundidad.

Uno de los problemas de este método es la dificultad para determinar con suficiente acierto el módulo de balasto, ya que este no es un parámetro intrínseco del suelo sino que depende no solamente de la naturaleza del suelo, sino también de la geometría de la pantalla y del sistema de soporte, entre otros factores.

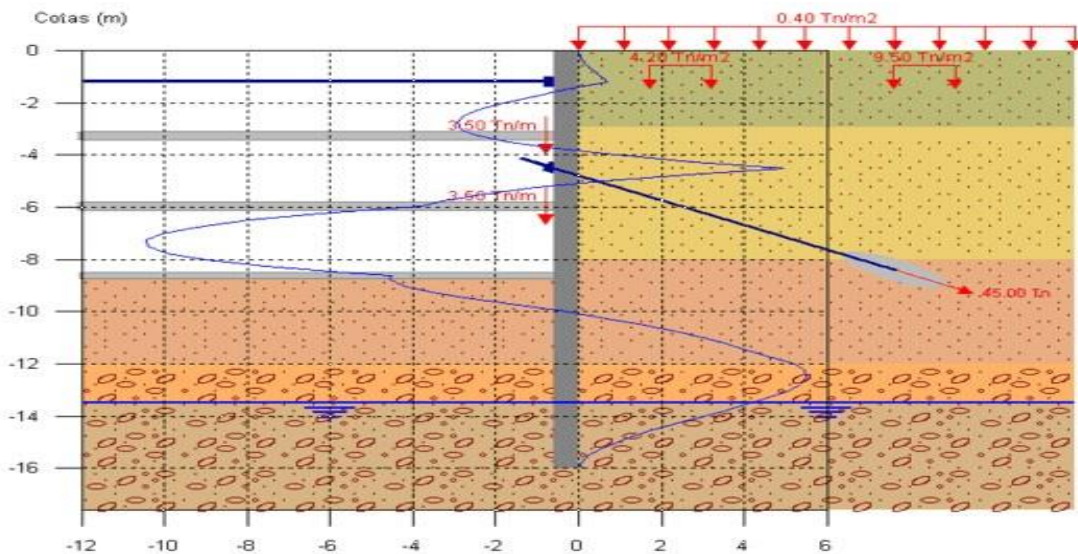
Así mismo, por el hecho de modelar solamente el elemento estructural - el muro pantalla - obviando la presencia física del terreno del entorno, el método es apto para el análisis estructural de tal elemento de contención, pero no aporta ningún dato sobre los movimientos globales del terreno. Un límite este muy importante, que es determinante cuando por ejemplo se deba escoger el método más adecuado para el análisis del comportamiento del trasdós de los muros pantalla, en todos aquellos casos en los que se requiere prestar atención al comportamiento de estructuras eventualmente preexistentes en las adyacencias de la obra de contención, bien sea en la superficie y bien sea enterradas.

Con este método, en las versiones más elaboradas, también existe la posibilidad de modelar el terreno como elastoplástico, o sea asignarle un modelo de comportamiento no lineal, en el cual – además de considerar su comportamiento “no-tensión” – se introducen los límites de los estados activos y pasivos correspondientes a los puntos de rotura. Esta es una innovación importante y en algunos modelos la misma está perfeccionada con la posibilidad de introducir directamente una curva continua quebrada que pone en relación la presión del terreno con el desplazamiento del muro pantalla, partiendo desde el estado activo hasta el pasivo y pasando por el empuje en reposo; luego, así como representado en el esquema de la figura, una vez llegados estos límites el empuje no varía.



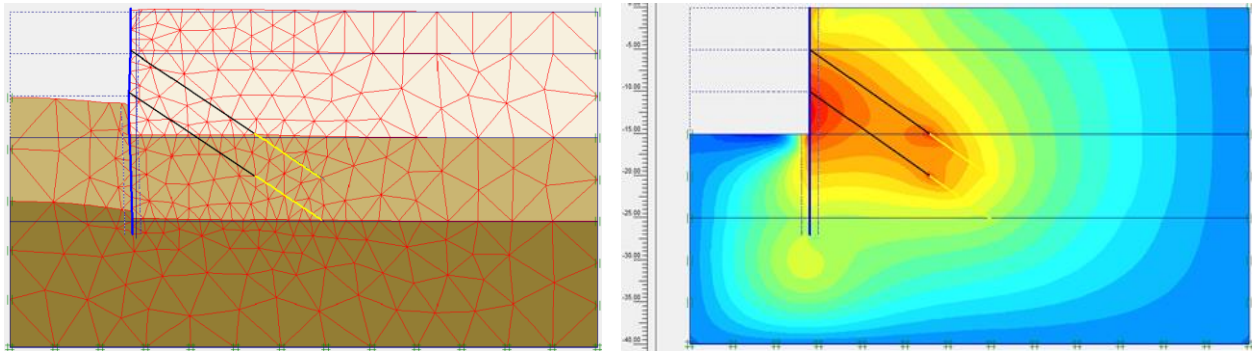
También hay formulaciones más avanzadas que, además de incorporar los puntales, los anclajes pasivos y los postensados, permiten, en la curva de presión-deformación, considerar y simular los procesos de recarga y descarga de estos. Por otro lado, también es posible tomar en cuenta las deformaciones remanentes y simular una reproducción paso a paso de las fases reales de la obra. Por último, se puede tomar en cuenta el estado inicial de reposo del terreno, el cual de hecho influye de manera importante sobre el comportamiento del conjunto terreno-estructura durante las varias etapas de la construcción de la obra de contención.

Todos estos métodos elásticos recurren al empleo de códigos de cálculo, más o menos sofisticados y más o menos avanzados en cuanto a ingreso de los datos y sobremodo en cuanto a presentación de los resultados.



Ejemplo de salida gráfica de un código de cálculo que aplica el método elástico

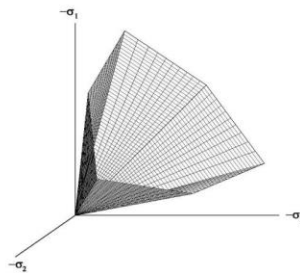
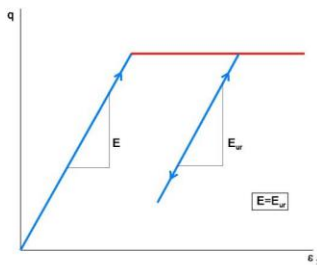
Finalmente, están los modernos métodos denominados “**numéricos**” que se han desarrollados a partir de los años 70. Son los métodos que entregan resultados más ajustados y aproximados a la realidad, pero también necesitan de una gran cantidad de parámetros de definición del terreno y del conocimiento del modelo constitutivo más adecuado para su modelización. De hecho, esta última peculiaridad representa uno de los límites para el uso mismo de estos métodos. En efectos, los programas de cálculo, a medida que evolucionan, permiten incorporar más aspectos de definición del terreno que a su vez requieren de ensayos de laboratorio cada vez más especializados. No obstante, su uso es cada vez más frecuente sobre plataformas como Plaxis y Abaqus, entre muchas otras.



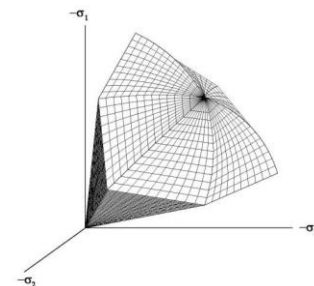
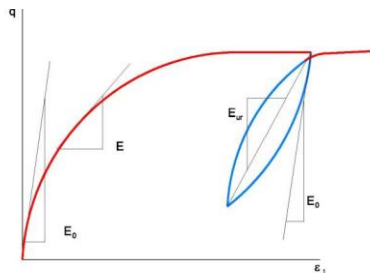
Típico modelo EF y salida gráfica de un análisis por elementos finitos con el código Plaxis

En los modelos de elementos finitos, el terreno – al igual que la estructura enterrada – se considera como un continuo discretizado y por lo tanto implícitamente se considera la interacción terreno-estructura. Además es posible tomar en cuenta de manera explícita y diferenciada las características de la interfase. Por lo general para el análisis se recurre al uso de dos tipos diferentes de modelos constitutivos: para los estratos con menor relevancia se considera un modelo de plasticidad perfecta, mientras que aquellos que intervienen más directamente en la interacción se modelan como elastoplásticos con endurecimiento.

La obtención de unos resultados ajustados y fiables depende, mayoritariamente, de la elección del modelo constitutivo del terreno, el cual puede incluso llegar a ser más importante que la elección de los propios parámetros del terreno. Los movimientos, en efectos, producen en el terreno deformaciones plásticas irreversibles y, dependiendo del proceso de carga a lo largo del tiempo, el suelo se puede compactar o dilatar, pudiendo depender su rigidez de la magnitud de los niveles de tensión, etcétera.



elasto-plasticidad perfecta

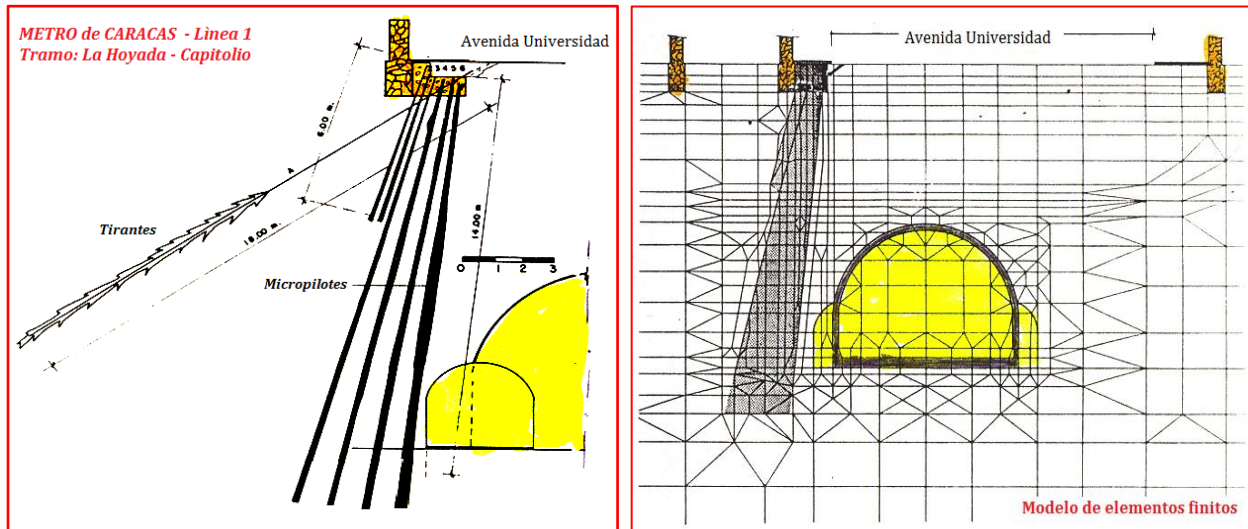


elasto-plasticidad con endurecimiento

Por supuesto, son muy numerosos los ejemplos que pueden presentarse en relación con los análisis y diseños de estructuras enterradas elaborados con el método de los elementos finitos y entre aquellos he seleccionado reportar un caso histórico que nuevamente corresponde a una obra del Metro de Caracas y que se refiere específicamente a una estructura de contención enterrada realizada con micropilotes a objeto de preservar algunos edificios históricos del centro de la ciudad, en proximidad de los cuales se excavó un túnel de gran diámetro, específicamente entre las estaciones La Hoyada y Capitolio, debajo de la Avenida Universidad.

Entre las esquinas La Bolsa y Capitolio, se alinean los históricos edificios de la Iglesia de San Francisco, del Palacio de la Academias, de la Biblioteca Nacional y de la Corte suprema de Justicia. Para prevenir los asentamientos que hubiesen inevitablemente podido comprometer las fachadas de mampostería de tales edificios, se consideró construir un muro enterrado conformado por una cuádrupla fila de micropilotes, oportunamente arriostrados y vinculados en sus cabeceras y suficientemente empotrados debajo de la cota de la solera del túnel a excavar.

Para verificar la efectividad de la obra de prevención propuesta y para optimizar su diseño, se llevó a cabo un análisis numérico mediante la elaboración de un modelo por elementos finitos basado en la detallada caracterización geomecánica de los terrenos – areno-arcillosos – involucrados que incluyó también la ejecución de ensayos in situ con el presiómetro de Menard y en las características geométricas y estructurales de los micropilotes u demás estructuras complementarias a ejecutar.



Con el modelo elaborado – constituido por 1040 elementos cuadrangulares y 894 puntos nodales – se pudo inicialmente analizar la necesidad y el consecuente beneficio de construir la estructura de contención enterrada, ya que se evidenció como la presencia de esta reducía considerablemente la magnitud de los asentamientos a nivel de las fundaciones de los edificios. Además, se pudo optimizar el diseño de la misma estructura, mostrando – entre otro – la ventaja de profundizar la cota de punta de los micropilotes, con lo cual su empotramiento estructural resultaba más efectivo, reflejándose en una reducción significativa de la componente horizontal de las deformaciones del terreno, inclusive hasta el nivel subsuperficial de las fundaciones de los edificios a preservar.

Limitando el comentario de los resultados a solo los más representativos del análisis, se obtuvo que el modelo de elementos finitos indicó que en ausencia de cualquier obra preventiva, las deformaciones consecuentes a la excavación del túnel darían lugar a asentamientos superficiales de 42 mm en correspondencia del eje del túnel y 30 mm en la base de la fundación de la fachada de los edificios históricos en donde, además, se produciría una componente horizontal de desplazamiento de 9 mm. Con la estructura de contención enterrada, realizada de acuerdo con las optimizaciones indicadas, el asentamiento superficial al eje del túnel se reduciría a 22 mm y en la base de la fundación a 12 mm con una componente horizontal de 1 mm.

Breves conclusiones

Los muros colados son quizás las estructuras de contención enterradas por excelencia: son seguras, son estructuralmente confiables, relativamente estancas y pueden ejecutarse con una gama relativamente amplia de alternativas geométricas. Cuando y porque entonces no se emplean? Seguramente cuando los equipos, voluminosos y pesados, que se requieren para ejecutarlos no pueden acceder al sitio de la obra. Además, cuando la naturaleza del terreno no se presta a que sean construidos, por ser demasiado resistente a las almejas o por contener grandes y duros cantos rodados que igualmente imposibilitan la excavación. Y cuando los costos, relativamente mas elevados respecto a las otras soluciones, desaconsejan realizarlos.

Probablemente, en cuanto a seguridad y confiabilidad estructural, son los muros de pilotes excavados y vaciados en sitio las estructuras de contención enterradas que siguen: en comparación con los muros colados, los equipos para ejecutarlos pueden ser de dimensiones más limitadas y la capacidad de perforar terrenos resistentes o con presencia eventual de cantos es en alguna medida más elevada. Por el contrario, el acabado de la pared a ser eventualmente expuesta es de menor regularidad y las numerosas juntas entre elemento y elemento pueden constituir un serio problema en los casos en que se requiera estanqueidad. A veces pero, se los prefieren a los muros colados, solo porque los costos de ejecución pueden resultar bastante menores.

Los micropilotes son extremadamente más versátiles en cuanto a su ejecutabilidad: los equipos pueden posicionarse en situaciones muy restringidas y pueden perforar a rotoperusión terrenos muy competentes. Su capacidad estructural es en principio muy inferior a la de los muros colados o de pilotes, pero el adecuado diseño, recurriendo a familias de elementos dispuestos en hileras múltiples eventualmente parcialmente inclinados, puede hasta cierto punto compensar tal inferioridad. Son especialmente ventajosos cuando se deben realizar estructuras de contención destinadas a permanecer enterradas o, en todo caso estructuras temporales o destinadas a ser cubiertas por otras estructuras permanentes. Los costos son contenidos.

El jet grouting es indudablemente una tecnología interesante y aunque su empleo principal no es la construcción de estructuras de contención enterradas, encuentra igualmente bastante aplicación gracias a su gran versatilidad - geométrica y de ejecutabilidad - prácticamente igual a la de los micropilotes, aunada a una relativamente elevada estanqueidad, fácilmente alcanzable compenetrando oportunamente los elementos. El costo es relativamente elevado, esencialmente debido al elevado consumo de cemento.

Las tablestacas tienen un campo de aplicación muy específico, afuera del cual no son de hecho competitivas.

BIBLIOGRAFÍA

- GARCIA CARRERA D. *La excavación urbana y los edificios vecinos* - Tesis doctoral Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona España, Junio 2015
- MINISTERIO DE FOMENTO *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes* Madrid, 2005
- PERRI G. *Estaciones subterráneas urbanas construidas con método invertido*. Simposio Suramericano de Excavaciones en Rocas. Bogotá Colombia, 1 y 2 Septiembre 2008 y Congreso de Ingeniería Civil, San José de Costa Rica, 17 a 19 de Septiembre 2008.
- PERRI G. *Los modernos métodos numéricos de análisis y diseño al servicio de la ingeniería geotécnica urbana en Venezuela* - Boletín de la Sociedad Venezolana de Mecánica del Suelo e Ingeniería de Fundaciones. N° 52. Caracas, 1986
- PERRI G. *La tecnología "CCP" en el Metro de Caracas* - VIII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones. Cartagena Colombia, 16 al 21 Agosto 1987
- PERRI G. *Análisis numérico de pantalla de micropilotes anclada para proteger estructuras históricas próximas al Metro de Caracas* - I Congreso Latinoamericano de obras subterráneas. Caracas, 1984
- SAFINA S. & PERRI G. *Estaciones subterráneas del Metro de Caracas y del Metro de Valencia construidas con método invertido*. Conferencia 50 Aniversario de la Sociedad Venezolana de Geotecnia. Caracas, 6 al 9 Noviembre 2008