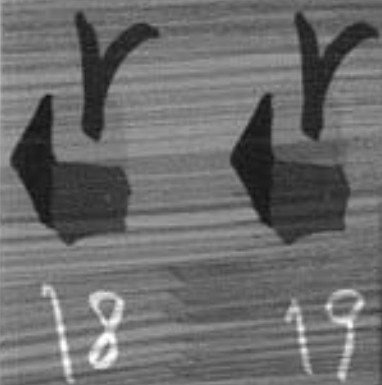


anclajes de tracción

ASPECTOS
FUNDAMENTALES
DE LA LEY 4580



anclajes de tracción

ASPECTOS
FUNDAMENTALES
DE LA LEY 4580

ANCLAJES DE TRACCIÓN: ASPECTOS FUNDAMENTALES DE LA LEY 4.580

Una publicación del
CONSEJO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



Compilación y corrección de textos:
Arq. Gustavo Di Costa

Diseño Gráfico:
Graciela Gallo / Lautaro Lupi
www.willayestudio.com.ar

Ilustraciones:
RICA (Ricardo Nuñez)
ricanu@gmail.com
<https://creadordeideas.wordpress.com>

Hecho el depósito que marca la ley 11.723
Impreso en Argentina / Printed in Argentina

La reproducción total o parcial de esta publicación, no autorizada por los editores, viola derechos reservados; cualquier utilización debe ser previamente solicitada.

Un considerable esfuerzo en tiempo, dedicación y capacidad profesional ha sido aplicado a la redacción de este libro. Cada uno de sus contenidos fue cuidadosamente analizado, desarrollado y explicado. Ahora bien, el lector acepta y comprende que no se ha expresado ni está implícita ninguna garantía de los autores ni del CPIC sobre los resultados de aplicar las consideraciones incluidas en el texto. El lector reconoce explícitamente que asume la responsabilidad de las aplicaciones inspiradas en el contenido de este libro y que debe verificar la realidad y seguridad de las mismas.

Di Costa, Gustavo

Anclajes de tracción : aspectos fundamentales de la Ley 4.580 / Gustavo Di Costa. - 1a ed adaptada.
- Buenos Aires : Consejo Profesional de Ingeniería Civil, 2016.
182 p. ; 28 x 20 cm.

ISBN 978-987-95422-4-8

1. Arquitectura . I. Título.
CDD 720

AGRADECIMIENTOS

En mi carácter de Presidente del Consejo Profesional de Ingeniería Civil, y en su nombre, quiero expresar el agradecimiento a quienes prestaron su desinteresada colaboración para esclarecer diferentes aspectos de la Ley N° 4.580 de Anclajes de Tracción, y otros casos de aplicación objeto de la presente publicación.

Han resultado invalorable las ideas aportadas y materiales suministrados por los Ingenieros Civiles Norberto Pazos, Hugo Chevez, Alberto Fainstein, Jorge Fontán Balestra, Néstor Guitelman, Raúl Husni, Jorge Kornitz y Eduardo Nuñez.

Vaya también el reconocimiento para las instituciones que colaboraron desinteresadamente para que esta publicación obtenga la trascendencia e importancia que reviste. Me refiero específicamente a la Asociación de Ingenieros Estructurales, la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires, la Universidad Tecnológica Nacional, la Universidad Católica Argentina y la Academia Nacional de Ingeniería, quienes a través de la participación de sus prestigiosos profesionales, brindan un relevante marco para este trabajo.

De igual manera, han resultado importantísimos los contenidos, experiencias teóricas y casos prácticos aportados por los Ingenieros Civiles Héctor Grossi, Jorge Grossi, Raúl Husni, Eugenio Mendiguren, Augusto Leoni, Aldo Loguercio, Luis María Perri y Alejo Sfriso, quienes suman una visión de aplicación práctica de invalorable utilidad.

Dejo para el final a quienes trabajaron incansablemente para que los aspectos más relevantes de este tema, de innegable trascendencia, fuera plasmado en una publicación de estas características. Me refiero a los Ingenieros Civiles Victorio Santiago Díaz, Luis Enrique Perri y Enrique Sgrelli.

Vaya el agradecimiento a todos ellos del Consejo Profesional de Ingeniería Civil y el mío en forma personal.

"Uno llega a ser grande por lo que lee y no por lo que escribe"
Jorge Luis Borges

Ing. Civil Jorge E. Abramian

Presidente del Consejo Profesional de Ingeniería Civil (CPIC)

Junio de 2016

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS.....	5
PRÓLOGO.....	7
PRESENTACIÓN.....	9
INTRODUCCIÓN.....	11
MÓDULO 1	
FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LOS ANCLAJES.....	16
MÓDULO 2	
SÍNTESIS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ANCLAJES.....	77
MÓDULO 3	
CASOS DE APLICACIÓN.....	87
APLICACIÓN DE DISTINTOS ANCLAJES EN OBRAS	
Diseño Geotécnico del aliviadero de la presa Los Caracoles.....	89
Anclajes permanentes en la Presa Los Caracoles.....	91
OTROS CASOS DE ANCLAJES TEMPORARIOS	
Torre del Yatch, Puerto Madero.....	94
Cobertizos, Ruta Nacional N° 7, Mendoza.....	94
Torre Salguero.....	95
OBRAS DE EXCAVACIONES Y ANCLAJES EN MEDIO URBANO	
Torre Vista Buenos Aires.....	97
Edificio Datastar.....	107
Edificio Tango Work & Live.....	119
Obra Anchorena.....	127
ANCLAJES PARA TORRES DE TRANSMISIÓN ELÉCTRICA.....	136
ANTECEDENTES EN ARGENTINA DE EDIFICIOS RESUELTOS CON ANCLAJES	
Ministerio de Relaciones Exteriores y Culto.....	138
Teatro Argentino de La Plata.....	139
MÓDULO 4	
LEY DE ANCLAJES N° 4.580: CRONOLOGÍA Y TEXTO NORMATIVO.....	141
MÓDULO 5	
MESA DE DEBATE Y CONCLUSIONES.....	147
IMMANUEL KANT.....	154
BIBLIOGRAFÍA Y FUENTES DOCUMENTALES.....	155
PROFESIONALES PARTICIPANTES.....	156
AUTORIDADES DEL CONSEJO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL.....	157

PRÓLOGO

UNA LEY QUE FACILITA GESTIONES OPERATIVAS

En la edición del diario "La Prensa" de Buenos Aires, correspondiente al martes 9 de junio de 1970, se incluye un documento que el Centro Argentino de Ingenieros (CAI) elevó a la Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires, bajo el título "Normas de Seguridad en las Construcciones".

La causa de dicho documento fue la ocurrencia de importantes accidentes debidos a fallas estructurales en edificios de la ciudad, los cuales llevaron a la creación de una Comisión Especial designada por el CAI constituida por ingenieros civiles. En particular, el grupo de ingenieros especialistas en Mecánica de Suelos y Fundaciones estuvo integrado por (en orden alfabético): Bolognesi, A.J.L.; Moretto, O.; Núñez, E.; Trevisán, S.; Vardé, O.

El Proyecto Modificador de las normas vigentes contenidas en el Código de Edificación incorporaba - en importante extensión- requerimientos sobre aspectos geotécnicos referidos a los Estudios de Suelos, Terraplenes, Excavaciones y Empujes de Tierras, Cimentaciones superficiales y profundas.

En particular, establecía los diagramas de empujes de aplicación para suelos de diferentes características y propiedades. Este documento dio origen a una Ordenanza Municipal de cumplimiento mandatorio. Incluía como imprescindible la ejecución de un estudio de suelos y la presentación de un plan de excavaciones con control de la Dirección de Obra.

Durante la vigencia de dicha Ordenanza, y según el conocimiento de quien esto escribe, en todas las obras que se aplicó apropiadamente no se produjeron ningún tipo de fallas o accidentes, debido a la inestabilidad de los cortes en el terreno producidos por las excavaciones.

La Ordenanza establecía la obligatoriedad de sostener, mediante estructuras adecuadas, los

empujes horizontales resultantes de los diagramas correspondientes para el tipo de suelos en consideración, los cuales se incluían en dicha normativa.

Para condiciones de acciones transitorias -durante la ejecución de las obras- podía apelarse a elementos estructurales específicos, pero también, recurrirse a banquinas (o "contrafuertes") de suelos aptos, en especial, en localizaciones típicas del "pampeano".

Esta formación se encuentra constituida por suelos compactos a duros, preconsolidados por desecación y cementados por impregnación calcárea. Para esos casos, o cuando se recurría a elementos estructurales de "contención" internos (puntales) en el interior de la excavación -sometidos a compresión- no se presentaban "conflictos" con linderos.

Las estructuras o contrafuertes temporarios de contención se podían eliminar a medida que avanzaba la ejecución de la estructura definitiva.

Resulta interesante hacer notar que en el centro de la ciudad, en una localización muy próxima al túnel del Subterráneo Constitución-Retiro, se recurrió a contrafuertes de más de 12 m de profundidad; esto dicho para visualizar hasta que extremos, el uso de banquinas, podía resultar una solución económica y efectiva. Pero para elementos de "sostén", sometidos a tracción encastrados en los laterales, que "Invadían" el subsuelo contiguo, se suscitaban eventualmente dificultades operativas y/o legales.

En particular, y con referencia a la formación pampeana (que se extiende en la terraza alta desde -aproximadamente- Capitán Bermúdez hasta -aproximadamente- Magdalena), el uso del "diagrama de empujes" (que corresponde a arcillas y limos de origen eólico, compactos a duros, preconsolidados por desecación y eventualmente impregnados con

calcáreos o con estratos intercalados con calcáreos, que denominamos localmente como "suelos toscos" y/o "toscas"), dicho diagrama ha sido de uso común para el proyecto de estructuras temporarias de sostenimiento.

En la excavación ejecutada a principios de la década del 80 del siglo pasado para el Nuevo Teatro Argentino de La Plata (probablemente, la de mayores dimensiones realizada en su tiempo, con una forma aproximadamente cuadrada de 115 m de lado y 22/24 m de profundidad) -las paredes verticales del corte fueron estabilizadas mediante la ejecución de "pilotes de H^o A^o de tracción", excavados y hormigonados "in situ" e inclinados para facilitar su correcto encastrado con el terreno.

Esta solución con "anclajes pasivos", ya había sido empleada en excavaciones de menor profundidad. El uso adecuado de los diagramas de empuje incluidos en el documento al principio citado, y del artículo del suscripto: "Empujes sobre apuntalamientos en el centro de la ciudad de Buenos Aires", de mayo de 1973, permitió el diseño seguro de los sistemas temporarios de contención referidos.

Para esa fecha, el uso de anclajes pasivos era común en todo el mundo. En Argentina, se había trabajado mucho sobre la estabilidad de las paredes de excavaciones en la década de 1960.

En la publicación de la Sesión Especial de Muros Moldeados y Anclajes del 7^o Congreso Internacional, realizado en México en el año 1969, se presentaron numerosos trabajos sobre el uso de anclajes.

Cabe hacer notar que las contribuciones más notables se habían efectuado en Francia en la década de 1930. Coyne había diseñado anclajes postesados encargados de sustentar grandes cargas; por ejemplo, los anclajes de la presa de Cheufra tenían capacidad de 1.000 Tn cada uno, estaban anclados en arenisca y con tendones constituidos por cables de aceros especiales empleados aplicando las técnicas del hormigón pretensado.

El desarrollo de los anclajes incluyó elementos de estructuras provisionales de contención, "pasivos", "activos" postesando los tendones "anclados" en bulbos de hormigón inyectado, precomprimiendo el macizo dentro del cual actúa la pieza de transferencia, inyectando los suelos o mezclándolos con cemento mediante las técnicas del "jet-grouting", etc.

Cuando los anclajes son incorporados para su uso en forma permanente para el servicio de las estructuras, la protección contra la corrosión debe ser especialmente cuidada.

Estos miembros estructurales sometidos a tracción, fueron progresivamente utilizados en estructuras para resistir fuerzas de subpresión, de arranque en torres o mástiles de líneas de alta tensión, torres off-shore, torres de sustentación de turbinas eólicas para la producción de energía, etc.

Todo ello amplió el campo de utilización de pilotes. Estas piezas de transferencia de esfuerzos, generalmente de compresión al desarrollar su resistencia por la punta y por el fuste, son también aptas para resistir fuerzas de arranque movilizando su resistencia friccional por el fuste.

Las modernas tecnologías que se aplican en el diseño y construcción de anclajes han enriquecido grandemente el campo de la Ingeniería Geotécnica.

Pero la materialización misma y el empleo de este recurso estructural, muchas veces se ve obstaculizado -en ocasiones seriamente- por las limitaciones en el uso del subsuelo de propiedad del lindero.

Esta Ley de Anclajes intenta eliminar esos inconvenientes.

Su logro será la medida de su éxito.

Ing. Civil Eduardo Nuñez

*Premio "La Ingeniería", año 2012, otorgado por el Centro Argentino de Ingenieros
Junio de 2016*

PRESENTACIÓN

UN TRABAJO CONJUNTO EN FAVOR DE LA COMUNIDAD

La ejecución de obras siempre requirió un adecuado control de la estabilidad de taludes, lo cual resultó cada vez más complejo en la medida que se profundizaron las excavaciones.

Así surgieron distintas formas de trabajo en función del proyecto en sí y de los tipos de suelo que se encontraban.

A su vez, las demandas de nuevas tipologías urbanas con grandes requerimientos de estacionamientos, sala de máquinas y "amenities", fueron exigiendo mayores profundidades de excavación.

Dicha situación se complica aun más con obras entre medianeras y la consiguiente influencia sobre las obras linderas.

En estas condiciones el sostenimiento de muros verticales requería obras provisorias de apuntalamiento complejas y con gran entorpecimiento para los trabajos definitivos de la obra proyectada. A su vez, nunca aseguraban mínimos desplazamientos de suelos y sus consecuencias en linderos.

Simultáneamente, ya se tenían muchas experiencias -tanto en el país como a nivel internacional- del uso de anclajes temporarios para el sostenimiento de muros laterales en excavaciones.

Estos anclajes con sus distintas tipologías, permiten excavaciones y submuraciones seguras, con mínimos desplazamientos de suelos -y por consiguiente- acotadas afectaciones en las obras linderas.

No obstante, para su ejecución, se debió invadir los terrenos linderos lo cual no estaba legalmente aceptado, salvo que se obtuviera la conformidad de todos los vecinos, que en el caso de propiedades horizontales resultaba inviable.

En la mayoría de los casos debía investigarse externamente las condiciones estructurales y de fundación de las obras que debían submurarse, lo cual no era totalmente accesible ni seguro.

La consecuencia de lo anteriormente expuesto fueron los accidentes provocados por tareas realizadas con impericia o asumiendo riesgos inadmisibles, que se tradujeron en daños materiales y pérdidas humanas. Ello provocó un descrédito en la sociedad que no entendía el origen de tales derrumbes parciales o totales de edificios existentes.

En esta situación es que el Consejo Profesional de Ingeniería Civil convoca a un grupo de profesionales para analizar la situación y proponer la normalización de estas tareas, lo cual se logra concretar a través de la Ley N° 4.580.

Con la reglamentación de la Ley de Anclajes, la ciudad de Buenos Aires incorpora un adecuado instrumento de proyecto, control y verificación de una etapa sumamente delicada de las obras con excavaciones y submuraciones, de tal forma que resulta en una mayor seguridad para la obra en sí y sus linderos.

Es destacable que entre otros aspectos, la ley autoriza al profesional actuante, debidamente acreditado, a solicitar información acerca de las características de las construcciones vecinas y

gestionar el acceso a las mismas. Estos hechos y hasta la sanción de la mencionada normativa, dependían de la cortesía del o los titulares del inmueble a relevar.

De esta forma, puede hoy obtenerse datos ciertos muy importantes para proyectar con mayor criterio, tanto técnico como legal.

Los anclajes desde el punto de vista técnico conforman elementos estructurales calificados para obtener óptimas respuestas en cuanto a su capacidad portante.

Sean transitorios o permanentes, adecuadamente especificados, ejecutados y controlados, garantizan un excelente comportamiento en obras.

Actualmente, los jóvenes profesionales pueden aplicar una herramienta más que les permitirá crear obras seguras y rentables desde todo punto de vista. Nuestra generación les delega un documento perfectible, pero que se constituye en un punto de partida a madurar, con el objetivo de acotar los riesgos en aquellas etapas de obra de una gran sensibilidad y potencial peligro.

A lo largo de las reuniones donde se presentaron los contenidos de esta Ley, surgió un hecho sumamente significativo, tan valioso como los alcances mismos de la normativa: El saludable encuentro entre la ingeniería civil, los organismos de Estado y la sociedad.

Se validó una manera de resolver problemas conjuntos, trabajando en función de un noble objetivo, como lo es brindarle a la sociedad construcciones seguras, tanto durante su materialización como en su vida útil.

En la redacción de la Ley N° 4.580 se le ratifica al especialista la facultad inherente sobre el tema.

Representantes de diversas áreas, de manera transdisciplinaria, lograron consensuar objetivos, concediendo el real valor que un tema tan particular merece.

Un trabajo conjunto en favor de la comunidad

Ing. Civil Eugenio Mendiguren

Junio de 2016

INTRODUCCIÓN

UN PUNTO DE ENCUENTRO

El Consejo Profesional de Ingeniería Civil (CPIC) -de jurisdicción nacional-, propicia en forma permanente espacios de reunión, análisis y debates, donde se tratan diversos aspectos de especial interés para sus matriculados y la sociedad en su conjunto.

Uno de estos temas está relacionado con la construcción en la Ciudad de Buenos Aires, particularmente en las zonas ediliciamente desarrolladas, problema técnicamente complejo que por distintas circunstancias, no siempre se desarrollan con la debida seguridad.

Derrumbes y fallas de diversa índole que se fueron presentando, particularmente originados en la etapa de excavación y construcción de las fundaciones, pusieron en estado de inquietud a la sociedad y al ámbito profesional y gubernamental.

Ante esta situación, el CPIC tomó la iniciativa de analizar la situación con el objetivo de determinar los factores de mayor relevancia que incidían en dicho estado de cosas, con el fin de proponer alternativas para mejorar la situación imperante.

Para ello se convocó a una serie de reconocidos ingenieros civiles, de comprobada trayectoria, a efectos de generar un espacio donde compartir sus experiencias y detectar las cuestiones fundamentales que incidían en las situaciones de fallas, particularmente, aquellas que se presentaban en la etapa inicial de las obras.

A partir de la necesidad de encontrar soluciones a los problemas constructivos que se planteaban en las nuevas edificaciones, surgió la importancia de

contar con datos ciertos del estado en que se encuentran las construcciones linderas, particularmente de sus fundaciones y además, disponer de un marco legal adecuado para aplicar técnicas modernas y seguras, disponibles en nuestro medio, para desarrollar los trabajos de excavación y submuración.

De hecho -en general- la etapa de excavación, recalce de muros medianeros, así como la construcción de los cimientos del nuevo edificio, constituyen las tareas más complejas y riesgosas del proceso constructivo.

La actividad, tal como se llevaba a cabo, presentaba muchos flancos débiles. La obtención de la información necesaria de la situación de los linderos no estaba contemplada adecuadamente, de manera que muchas veces las condiciones reales de trabajo se conocían en paralelo al desarrollo de la obra, situación que impedía una planificación apropiada y segura.

El profesional encargado del proyecto y la construcción debe necesariamente conocer e interpretar las condiciones y consecuentes acciones que imponen las construcciones linderas. Para ello, tiene que contar con antecedentes de las mencionadas construcciones, vale decir, planos y documentos técnicos que transcriban esa información, o la factibilidad de su relevamiento.

Debe entenderse que la ingeniería puede ofrecer confiabilidad solo cuando parte de una información amplia y valedera del problema a resolver.

La colaboración de los linderos en esos casos resulta fundamental. La construcción de una obra conforma -sin dudas- una molestia para el entorno, pero el tema no se resuelve enfrentándose con quien la lleva a cabo si no a partir de la comprensión mutua de los problemas, facilitando el acceso para conocer el estado de la construcción y sus singularidades, encontrando -juntos- las mejores soluciones.

La temática de los Anclajes de Tracción, asunto que motiva el presente texto, evidenciaba un vacío legal para su utilización y aceptación por parte de los organismos de control que inhibía su empleo o la colocaba en una situación de ilegalidad, lo cual obviamente, desalentaba su aplicación.

En general, las excavaciones en un predio requieren soportes transversales al plano vertical de corte de la excavación y la manera más segura, rápida y económica de su materialización la constituyen los anclajes instalados dentro de predio lindero o del espacio público, con carácter provisorio.

La similitud de este procedimiento con la instalación de defensas provisionales contempladas en el Código de la Edificación, se constituyeron en un equivalente claramente comprensible, como situación transitoria durante una etapa del proceso constructivo. De hecho en general, una vez construidos los entresijos de los subsuelos, los anclajes dejan de tener utilidad y pueden ser removidos, vale decir, que su función se limita a un reducido pero muy importante lapso de tiempo.

El principal logro de la Ley 4.580 recientemente promulgada se fundamenta en el reconocimiento de lo expuesto, claramente manifestado en los considerandos de la ley.

Al otorgarle un marco normativo apropiado, el profesional se encuentra actualmente debidamente facultado para obtener información de los linderos y con la posibilidad de desarrollar el trabajo de las excavaciones y fundaciones de su obra utilizando recursos tecnológicos capaces de aportar una mayor seguridad, la cual obviamente se hace extensiva a los inmuebles vecinos -y consecuentemente- al conjunto de la sociedad.

La Ley habilita el empleo de anclajes de tracción incorporando un articulado específico en el Código de la Edificación vigente, en su artículo 5.2.2.7.1 textualmente expresa: Autorízase en las obras en construcción la utilización de anclajes de tracción para soporte de muros de submuración y entibamiento que traspasen los límites del predio, tanto en relación a los linderos como así en lo relativo a la Línea Oficial, en virtud de lo establecido en los artículos 5.2.2.2., 5.2.2.3 del presente Código.

La documentación que brinda el sustento técnico al diseño estructural deberá contar con el aval del Constructor o Representante Técnico de la empresa encargada de las tareas de excavación, conjuntamente con la conformidad fehaciente del profesional responsable del estudio de suelos.

La mencionada documentación estará constituida por el estudio de suelos, donde se especifiquen los empujes y la capacidad portante del terreno. Respecto de las fincas linderas, se llevará a cabo un relevamiento y la confección de un plano, que incorpore las características técnicas de los muros medianeros y sus fundaciones. También, se incluirá un análisis que demuestre la no interferencia de los trabajos a realizar con respecto de las instalaciones o construcciones vecinas, sean públicas o privadas.

En lo relativo al Proyecto de Excavación, se deberá confeccionar un plano de las estructuras de recalce y/o contención, indicando su secuencia de materialización.

Además, se adjuntará una memoria de excavación con los procedimientos a emplear en las tareas de excavación y recalce de muros, el cálculo de las estructuras de contención, la determinación de las sobrepresiones provenientes de las fundaciones de los inmuebles linderos y de la napa freática, la cuantificación de las cargas gravitatorias en los muros a recalzar, el dimensionamiento de los elementos estructurales con sus correspondientes solicitaciones y la verificación de la tensión del suelo en cada secuencia del proceso de construcción de los muros.

La obligatoriedad de contar con dichos documentos implica un proceso de inspección, análisis y planificación previa, con datos razonablemente confiables, que se desarrolla en la etapa de proyecto de la obra, brindándole a los trabajos a realizar mayor certeza y trazabilidad, permitiendo a su vez, un mejor control en la obra.

La Ley 4.580 promulgada en la ciudad de Buenos Aires es indudablemente un gran aporte a la seguridad de la construcción de obras, particularmente en la etapa inicial, alcanzado a partir del trabajo comprometido y mancomunado de distintos referentes sociales y profesionales.

Por ello, vale una vez más reconocer y valorar la labor de todos los profesionales, representantes de las fuerzas políticas, miembros de Organizaciones no Gubernamentales y demás fuerzas vivas e instituciones, quienes hicieron su aporte a la solución alcanzada.

Un marco legal apropiado, datos ciertos del problema, métodos científicos para resolverlos, recursos tecnológicos bien empleados y capacitación profesional adecuada, son en general, los requisitos que permiten a los ingenieros resolver con la confiabilidad que la sociedad nos exige, problemas complejos como los de las excavaciones y fundaciones.

Con la promulgación de la Ley mencionada se han logrado requisitos esenciales para esa demanda social -y a su vez- la sociedad les ha brindado a los profesionales de la construcción un marco reglamentario y legal adecuado para satisfacerla.

Quedan pendientes aspectos que deberán seguramente ser resueltos en ámbitos de trabajo similares a los que permitieron avanzar en lo expuesto; esto es la capacitación específica destinada a profesionales, representantes técnicos e inspectores, así como los controles a cumplir durante la etapa de excavación, construcción de las fundaciones y los muros perimetrales.

Este libro conforma un indudable aporte a la difusión y el conocimiento de un recurso tecnológico de gran utilidad -y consecuentemente- un primer paso importante para la adquisición de saberes específicos de todos aquellos involucrados mencionados precedentemente.

Mi reconocimiento al CPIC por esta publicación -la que sin duda incidirá favorablemente en el desarrollo de actividades profesionales específicas, con la confiabilidad que la sociedad nos exige.

Ing. Civil Raúl Husni

Junio de 2016

FUNDAMENTOS TEÓRICOS DE LOS ANCLAJES

Ing. Hidráulico Augusto José Leoni



Proyectos de obras de excavaciones en las grandes ciudades

Ing. Hidráulico Augusto José Leoni

El desarrollo de obras civiles en las grandes ciudades, y específicamente, la construcción de edificios entre linderos, los cuales además contemplan la ejecución de subsuelos, constituyen un caso especial de obras en las que se asocian dificultades de distinta índole y donde debe intervenir, para lograr resultados aceptables, un equipo interdisciplinario de profesionales con experiencia probada en cada una de las especialidades demandadas, tales como estructuras, geotecnia y excavaciones, a los fines de asistir al Director de Obra.

Ello tampoco difiere de una intervención quirúrgica de medicina, ya que cuando un cirujano realiza una operación, requiere de un conjunto de especialistas de su entera confianza en cuanto a los conocimientos adquiridos por cada uno de ellos, profesionales quienes forman parte de su equipo de trabajo.

Una de las diferencias importantes -en favor de los médicos- es que la anatomía del cuerpo a intervenir es muy certera, y el éxito de su intervención radica, fundamentalmente, en la calidad técnica del cirujano, en sus conocimientos y en el equipamiento disponible. Sin embargo, el éxito en las excavaciones y las remediaciones adoptadas previamente, radica en las leyes naturales y se esconde en la profundidad del terreno, al cual hemos analizado con algunos estudios puntuales, obteniendo una idea aproximada del escenario que hallaremos cuando comencemos con las excavaciones.

Aquí es donde juega un papel preponderante la participación de un ingeniero geotécnico con experiencia dentro del equipo que asiste a la Dirección de obra, a

efectos de adoptar las remediaciones necesarias y oportunas de presentarse alguna anomalía en los suelos intervenidos.

Debemos recordar, en este aspecto, que la totalidad de las teorías las cuales nos permiten aproximar comportamientos de los suelos, se basan en que los mismos son isótropos, homogéneos y uniformes, cuando sabemos que no lo son en absoluto, con lo cual, las conclusiones obtenidas resultan ser -solamente- una aproximación de la realidad.

EXCAVACIONES EN LINDEROS

Al momento de delimitar y definir las acciones necesarias a implementar para la construcción de una excavación entre medianeras, el equipo de profesionales deberá programar, en forma cronológica y secuencial, las siguientes acciones en cada lindero en particular:

- Trabajos orientados a la submuración de las estructuras linderas que lo requieran.
- Trabajos necesarios para la contención de los empujes resultantes, los cuales se manifiestan en los cortes verticales provocados por las excavaciones (Construcción de muros o tabiques).

Los trabajos de submuración consisten en construir una estructura que transfiera la carga de una base del edificio lindero, a un nivel ubicado por debajo de la excavación proyectada, de forma tal que cuando se realice la excavación, la misma no afecte a las estructuras linderas.

Las dos tareas expuestas son de fundamental atención, pero sin dudas, la primera (Submuración) deberá encontrarse resuelta, antes de dar comienzo a la segunda (Construcción de los tabiques), ya que si uno de los edificios linderos requiere una submuración, y sin concluir la comenzamos a ejecutar la excavación, seguramente, provocaremos daños de importancia a la estructura del edificio intervenido.

Toda obra vecina a otras existentes conlleva riesgos, no solo de índole material, sino también, de accidentes

de personas. Lo dicho se magnifica mucho más cuando se intervienen las fundaciones de las estructuras vecinas o los suelos que las sustentan, siendo necesario recordar que no existen obras de este tipo las cuales presenten un riesgo nulo, por el contrario, todas son riesgosas, pudiendo los siniestros ser disminuidos solamente por la diligencia y experiencia de los profesionales participantes.

Para que el proyecto elaborado sea lo más efectivo posible, el equipo de profesionales del Director de obra, deberá contar con información confiable de las estructuras a intervenir, planos de estructuras y de instalaciones. Si dicho profesional no obtiene esa información, sea porque no la buscó, no le interesó o no la consiguió, el proyecto se apoyará en hipótesis que pueden resultar muy alejadas de la situación real, y como conclusión, ocasionar con la obra daños de verdadera magnitud.

En la práctica, no resulta fácil obtener los planos de detalle de las estructuras vecinas, y si se los encuentra, es muy factible que los mismos no reflejen la realidad. Cuando los edificios son de cierta antigüedad, este tema se torna de imposible solución, lo cual deriva en que el Ingeniero deba realizar inspecciones "in situ" de las estructuras, para lo cual, deberá contar con el beneplácito de los habitantes o de los propietarios, quienes generalmente, se oponen sin sentido. Con esta actitud buscan que la nueva construcción no se lleve a cabo, sin comprender que, de un modo u otro, la obra se va a construir y finalizar conviviendo como vecinos de la misma y de sus habitantes.

Lo que generalmente el vecino no comprende, es que el resultado de esa investigación tiene que ver también, muy especialmente, con la seguridad de su patrimonio y la suya personal, ya que cuanto más datos confiables pueda obtener el equipo de profesionales, más seguro resultará el proyecto ejecutado.

Resuelto el problema de la submuración de los edificios linderos, se inicia la excavación de la obra. El desarrollo de esta nueva etapa se encontrará con un escollo aún mayor al anterior, ya que toda excavación vertical

ejecutada en el suelo, la cual soporta una sobrecarga en la superficie, requiere de soportes transversales a la misma, siendo colocados con la mayor premura posible, a medida que se ejecuten las excavaciones.

TIPOS DE ENTIBAMIENTO

Existen diversas técnicas para la construcción de los soportes transversales. Los más seguros lo constituyen los anclajes, instalados en los terrenos linderos ya que pueden construirse con una excavación parcial, incrementando así notablemente la seguridad al momento de llevar a cabo la totalidad del corte vertical.

El diseño de un entibado o contención de un corte vertical efectuado en el suelo, puede presentar distintas soluciones.

En los casos donde el ancho de la excavación muestra reducidas dimensiones, como por ejemplo, cuando se excavan zanjas en zonas urbanas, los soportes de la pared excavada pueden ser materializadas mediante codales encargados de atravesar el ancho de la excavación, apoyándose en ambas caras de la zanja (Figura 1 a).

Otra alternativa para los casos donde las excavaciones son de gran envergadura y de sección transversal cerrada, como por ejemplo, las bocas de entrada y salida de los túneles urbanos, radica en la construcción de

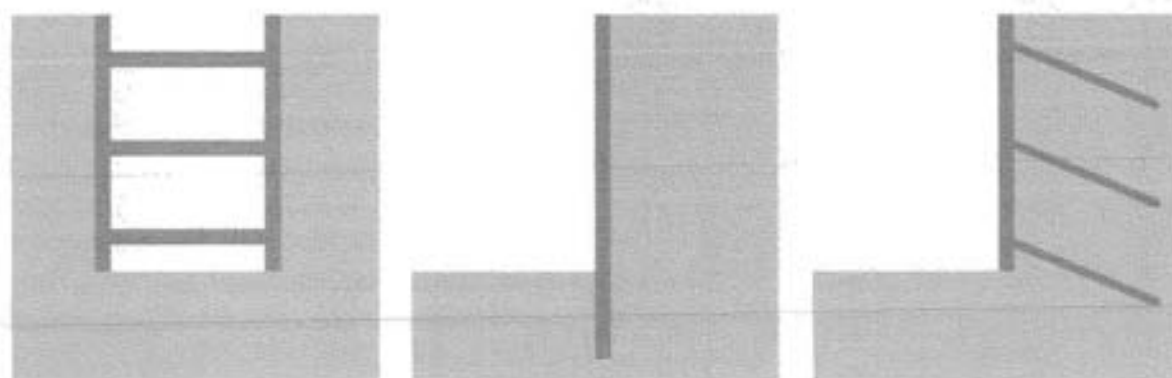
entibamientos con muros colados de hormigón armado de importantes espesores (0,40 m a 1,20 m), tal como se detalla en la Figura 1 b.

Finalmente, queda el caso en el cual a medida que se ejecuta la excavación se instalan anclajes transversales en el terreno para que soporten los empujes generados, y a la vez, para que la parte interna de la excavación permanezca libre de obstáculos. Lo expresado se grafica en la Figura 1 c.

Cuando se trata de suelos cohesivos y de excavaciones temporarias, las cuales servirán solamente para la instalación de una cañería en zanja, o para la construcción de los subsuelos de un edificio, como se muestra en la Figura 2, el entibamiento podrá ser parcial, vale decir, no es necesario conformar una pantalla continua, sino que puede materializarse mediante elementos estructurales discontinuos, convenientemente separados.

En el Caso "a" se trata de una zanja con entibamiento parcial materializados por tablestacas de acero o por tablonces de madera, apuntalado con codales, mientras que en el Caso "b" se trata de una excavación para subsuelos de un edificio, construidos mediante pilotines verticales, sustentados con vigas de hormigón armado transversales y ancladas al terreno con anclajes pasivos inyectados. En ambos casos, por tratarse de suelos cohesivos, el entibamiento puede ser parcial.

FIGURA 1

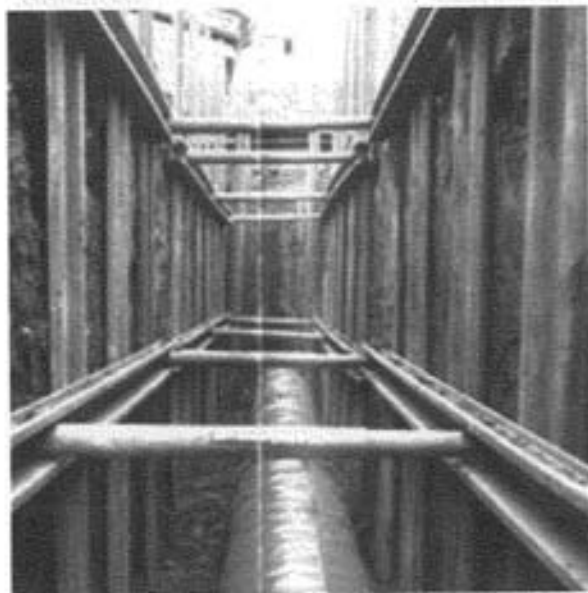


a) Entibado con apuntalamiento

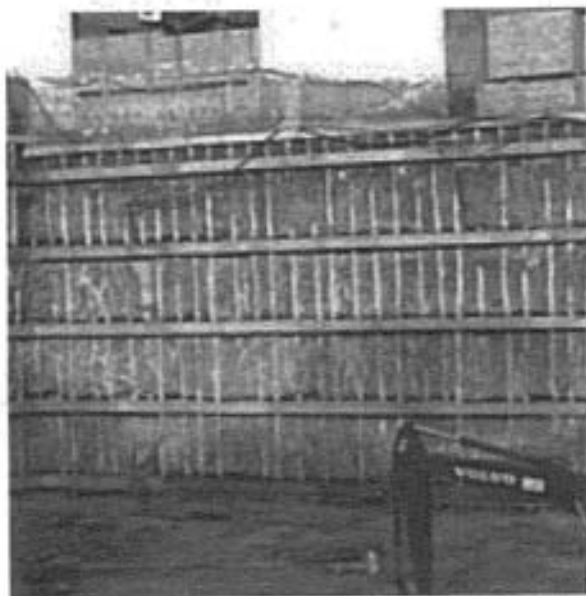
b) Entibado con pantalla rígida

c) Tabique con anclajes

FIGURA 2.
ENTIBAMIENTO PARCIAL EN SUELOS COHESIVOS



Caso a.



Caso b.

DIAGRAMAS DE EMPUJES A UTILIZAR

De todo lo visto hasta ahora para calcular empujes sobre estructuras de sostenimiento, sobresale como principal la teoría de Rankine. La misma supone que una estructura de soporte la cual no presenta puntales de apoyo, gira con respecto al pie y el suelo genera un diagrama de empuje activo, por el relajamiento de tensiones producida en la masa del mismo, tal como se muestra en la Figura 3.

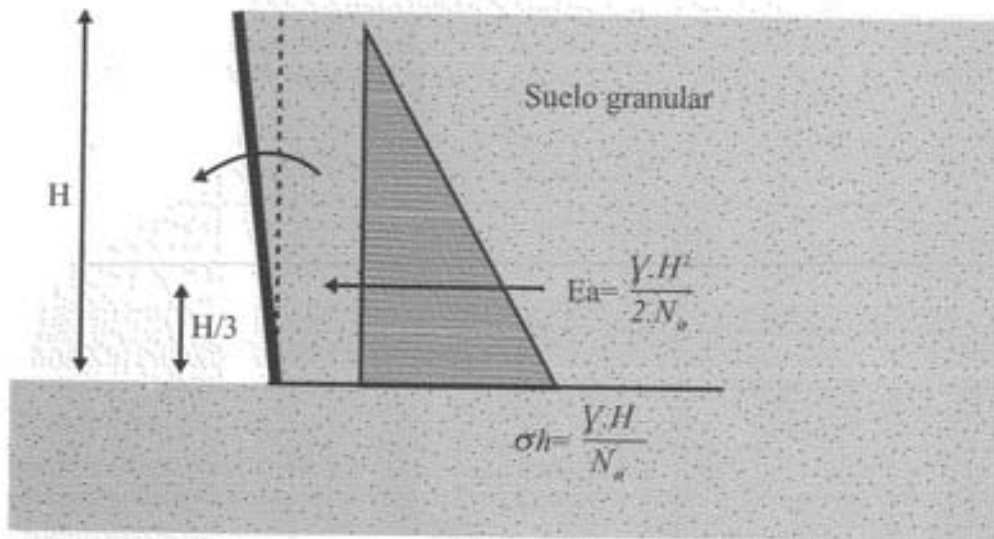
En el caso de excavaciones apuntaladas con codales, o con anclajes, la hipótesis planteada por la teoría de Rankine no se cumple ya que la pantalla de sostenimiento no gira en virtud de ser contenida por el apuntalamiento construido a medida que aumenta la profundidad de la excavación.

Por otra parte, los codales se colocan a medida que avanza la excavación y se deforman al tomar carga. Lo mismo ocurre con la pantalla, la cual se deforma a medida que va tomando carga. Por ende, la pantalla no puede ser calculada como una viga continua apoyada sobre codales, puesto que estos últimos no toman la misma carga ni experimentan una idéntica deformación bajo la carga adoptada. Ello hace que el cálculo teórico del empuje sobre el tabique resulte imposible de resolver y la solución pase por diagramas empíricos que resultan de experiencias medidas en modelos o en excavaciones ejecutadas.

A partir de las investigaciones desarrolladas por Taylor sobre modelos, se pudo comprobar que la distribución de tensiones en estos casos, no se corresponden con una distribución triangular, sino con una distribución parabólica, con la ordenada máxima -aproximadamente- en el centro de la altura.

En una excavación con entibado existen numerosas variables intervinientes, tales como el procedimiento de excavación, las variaciones en los estratos del suelo, los pequeños errores de alineación del tabique construido, etc. Todos ellos influyen en el diagrama de tensiones actuante sobre el entibamiento.

FIGURA 3. TEORÍA DE RANKINE



Dichas variables impiden desarrollar una teoría que nos permita obtener valores reales de la presión para cada caso analizado.

Como conclusión de ello, los diagramas de empujes que actúan sobre el entibamiento son, por lo general, empíricos y quedan definidos mediante la naturaleza del suelo y la compactación del mismo.

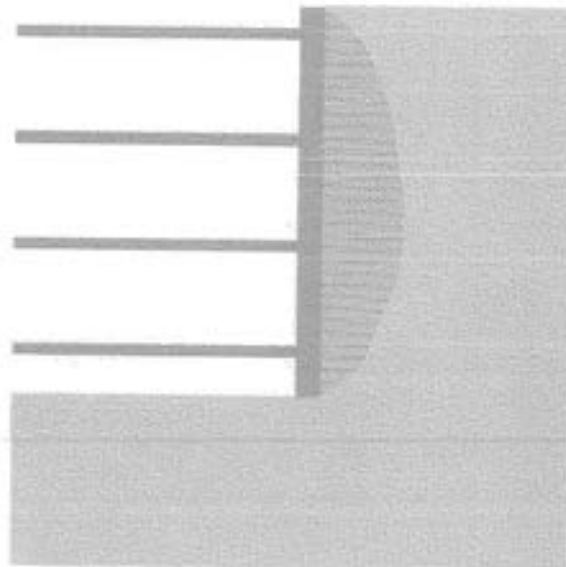
En nuestro medio, para calcular los diagramas de empujes mínimos que los suelos ejercen sobre las estructuras de retención, surgen de las recomendaciones del Código de Edificación de la Ciudad de Buenos Aires (Ordenanza N° 14.089/1943, Sección 8).

Los diagramas se identifican como a, b, c y d, y se agrupan en función de los suelos tratados y de la compactación o densidad relativa que los mismos presenten.

DIAGRAMA "A"; ARCILLAS COMPACTAS A MUY COMPACTAS

Cuando los suelos que se intervienen con la excavación son finos (limos y/o arcillas), presentando una compactación relativa correspondiente a la de los suelos "compactos" a "muy compactos". Debemos recordar en este punto que una arcilla compacta a muy com-

FIGURA 4. DIAGRAMA DE EMPUJE SOBRE UN ENTIBAMIENTO CON CODALES

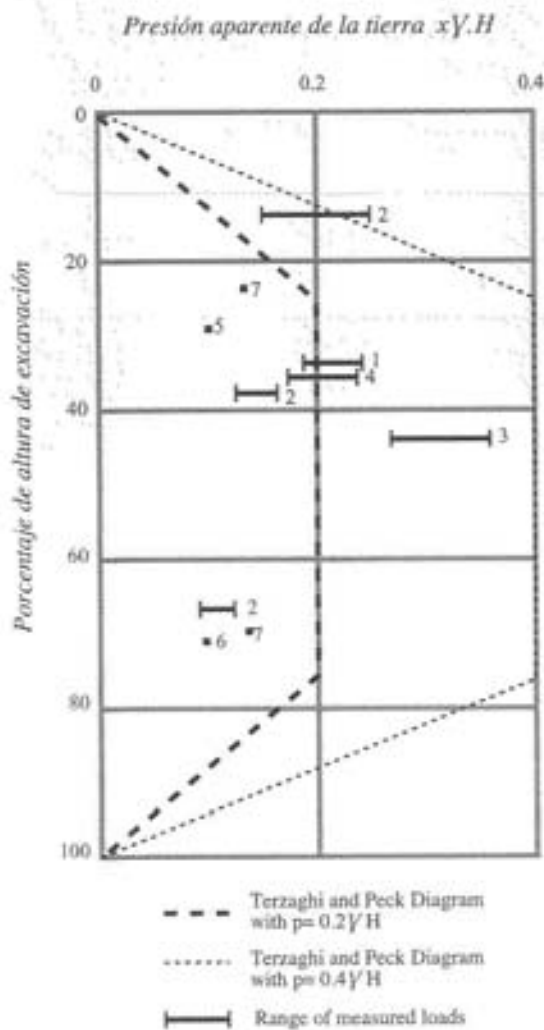


compacta es aquella en la cual los valores del SPT se ubican en el siguiente entorno:

$$8 \leq N_{60} \leq 30$$

En estos casos se utilizará el diagrama de empujes de la Figura 5.

FIGURA 5.
DIAGRAMA DE EMPUJE SOBRE UN ENTIBAMIENTO
GENERADO POR ARCILLAS COMPACTAS.



CARGAS MEDIDAS EN ANCLAJES
EN SIETE PROYECTOS.
ULRICH 1980, "TIEBACK
SUPPORTED CUTS IN
OVERCONSOLIDATED SOILS".
JOURNAL OF GEOTECHNICAL
ENGINEERING, VOL. 115, N° 4.

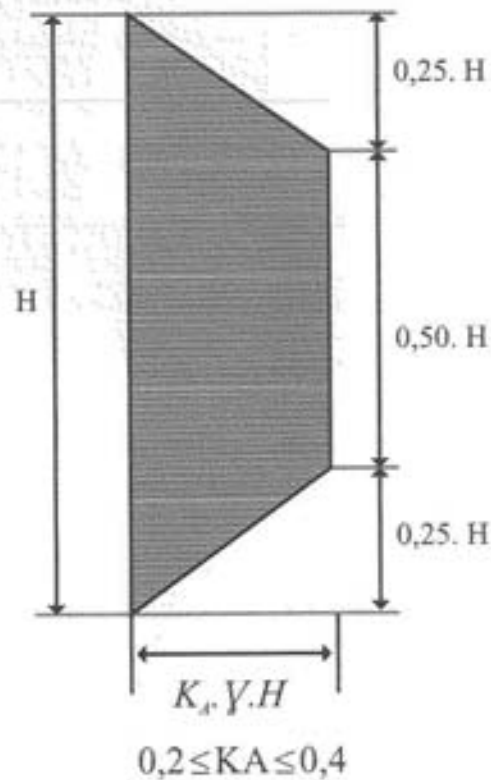


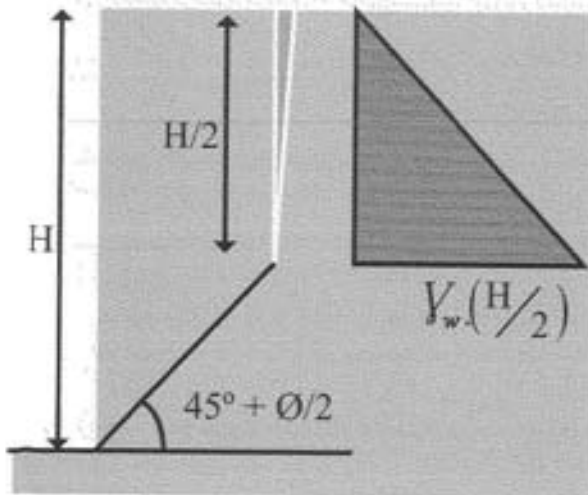
DIAGRAMA "B": ARCILLAS DURAS DE LA
FM. PAMPEANO FUERTEMENTE
PRECONSOLIDADAS POR DESECACIÓN

Se consideran aquí las características especiales de los suelos fuertemente preconsolidados por desecación de la Fm. Pampeano, una formación propia de nuestra región la cual abarca la provincia de Buenos Aires, el sur de las provincias de Santa Fe y Córdoba y el este de la provincia de La Pampa.

Los expertos citados para analizar los empujes generados por dichos suelos sobre las estructuras enterradas, consideraron como la peor situación de desequilibrio que se podría presentar, la conformación de fisuras en su interior, las cuales ante una relajación de tensiones generadas por una excavación cercana, podrían formar una grieta de tracción, que al ser colmatada por el agua de lluvia, generaría un diagrama de empuje hidrostático.

Cuando el entibamiento que se proyecta será de buena calidad, no solamente por los materiales, sino por la supervisión a ejercer durante la construcción del mismo, de tal forma que aseguramos como mínimos los movimientos del entibamiento más un acotado período de construcción, podemos adoptar el valor mínimo de K_A .

FIGURA 6. DIAGRAMA DE EMPUJE HIDROSTÁTICO EN UNA GRIETA DE TRACCIÓN DE ALTURA H/2



Considerando que los parámetros de corte de estos mantos son de tal magnitud que permiten excavaciones verticales de más de 25 m de profundidad, la máxima sollicitación la generaría el diagrama de empuje hidrostático provocado por el agua en la grieta de tracción. Los expertos fijaron entonces la magnitud de la grieta en una profundidad igual a la mitad de la excavación. Ello se grafica en la Figura 6.

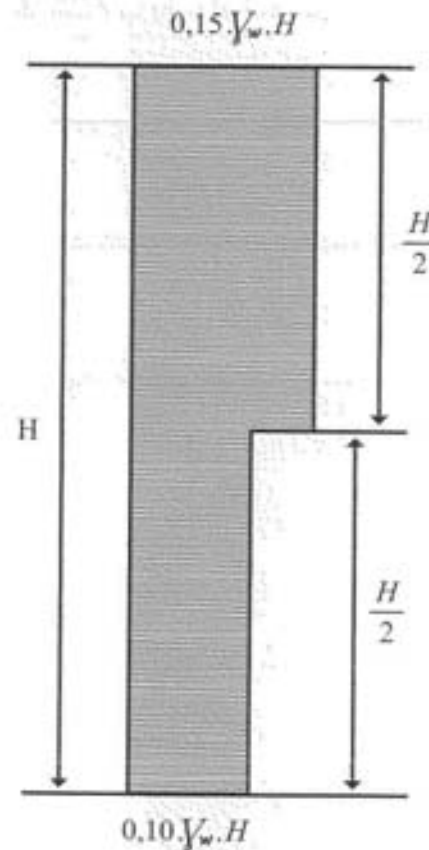
La resultante de este diagrama es la siguiente:

$$Pa = \gamma_w \cdot \frac{H}{2} \cdot \frac{H/2}{2} = \gamma_w \cdot \frac{H^2}{8} = 0,125 \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

La metodología aplicada consiste en desarrollar un diagrama de empuje a lo largo de toda la altura "H" de la excavación, capaz de generar el mismo empuje resultante dado por la ecuación anterior. Para ello, se obtienen dos diagramas rectangulares con ordenadas distintas y de la mitad de la altura de la excavación, todo lo cual se muestra en la Figura 7.

Debemos recordar que una arcilla "dura" es aquella con valores del SPT ubicados en el siguiente entorno de valores: $N_{60} > 30$.

FIGURA 7. DIAGRAMA DE EMPUJE PARA UNA ARCILLA "MUY COMPACTA" A "DURA" DE LA FM. PAMPEANO



Se obtiene el mismo valor final del empuje generado por la acción del agua en la grieta de tracción.

$$Pa = \gamma_w \cdot \frac{H^2}{2} (0,15 + 0,10) = 0,125 \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

DIAGRAMA "C": ARCILLAS BLANDAS A MEDIANAMENTE COMPACTAS

Cuando los suelos intervenidos por la excavación resultan ser finos (limos y/o arcillas) presentan una compacidad relativa correspondiente a la de los suelos "blandos" a "medianamente compactos", es decir, ofrecen un valor del SPT comprendido en el siguiente entorno:

$$2 \leq N_{60} \leq 8$$

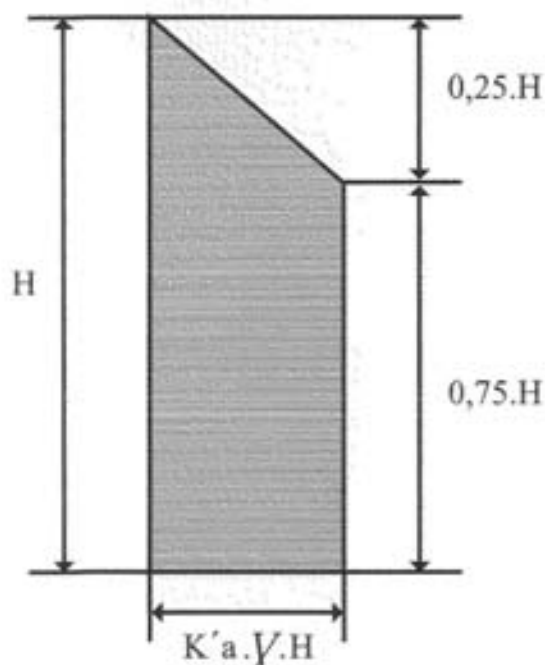
Entonces, resulta aplicable el siguiente diagrama de empuje.

Aplicable solamente cuando $N = \frac{\gamma \cdot H}{c} \geq 4$

FIGURA 8. DIAGRAMA DE EMPUJE PARA UNA ARCILLA "BLANDA" A "MEDIANAMENTE COMPACTA"

Aplicable solamente cuando

$$N = \frac{\gamma \cdot H}{c} \geq 3$$



$$K'_a = \left(1 - m \frac{4 \cdot c}{\gamma \cdot H} \right) \quad m = 0,7$$

Para definir la ordenada de este gráfico se tiene en cuenta la ecuación que nos brinda los valores de la tensión de empuje activo para distintas profundidades:

$$Pa = \frac{\gamma \cdot z}{N_s} - \frac{2 \cdot c}{\sqrt{N_s} \phi}$$

Donde

$$N_s = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Cuando se trata de suelos arcillosos "blandos", por lo general, los mismos se encuentran saturados. Sin mucho error, podemos inferir que el valor de $\phi = 0$. Atento a ello, la ecuación anterior queda reducida a:

$$Pa = \gamma h - 2 \cdot c$$

Teniendo en cuenta investigaciones y mediciones "in situ" llevadas a cabo en obras de contención, esa ecuación puede ser modificada a la siguiente:

$$Pa = \gamma h - 4 \cdot c$$

Esta ecuación tomará valores positivos cuando se cumpla:

$$N = \frac{\gamma \cdot h}{c} \geq 4$$

Si queremos reducir la ecuación a una expresión:

$$Pa = K \cdot \gamma \cdot h$$

Obtendremos:

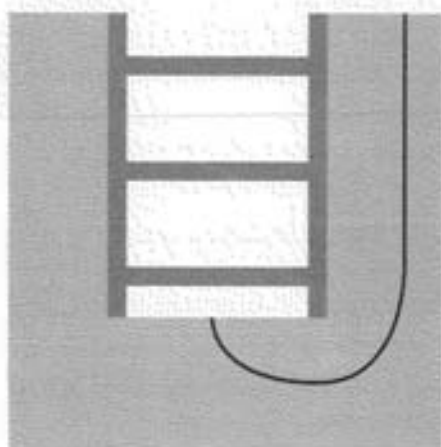
$$K \cdot \gamma \cdot h = \gamma \cdot h - 4 \cdot c$$

Donde:

$$K = 1 - \frac{4 \cdot c}{\gamma \cdot h}$$

Finalmente, los reglamentos que recomiendan este diagrama para suelos arcillosos blandos adicionan un coeficiente de reducción del valor de la cohesión, teniendo en cuenta la posibilidad de que por debajo de los niveles de excavación puede continuar el nivel de suelos arcillosos blandos, y por lo tanto, puede producirse una falla en el levantamiento del fondo de la misma.

FIGURA 9. POSIBILIDAD DE LEVANTAMIENTO DEL FONDO EN EXCAVACIONES EJECUTADAS EN SUELOS BLANDOS ARCILLOSOS



Esta reducción en los reglamentos de aplicación en la ciudad Autónoma de Buenos Aires se valoriza con $m = 0,70$. En otros países se toman valores de hasta $m = 0,40$; quedando entonces el valor de "K" como sigue:

$$K = 1 - m \cdot \frac{4 \cdot c}{\gamma \cdot h}$$

Válida cuando:

$$N = \frac{\gamma \cdot h}{c} \geq 4$$

En el gráfico de la Figura 10, se puede apreciar la variación de K_a para valores de $m = 1$ de $0,7$ y de $0,40$ en función del número "Ns".

FIGURA 10

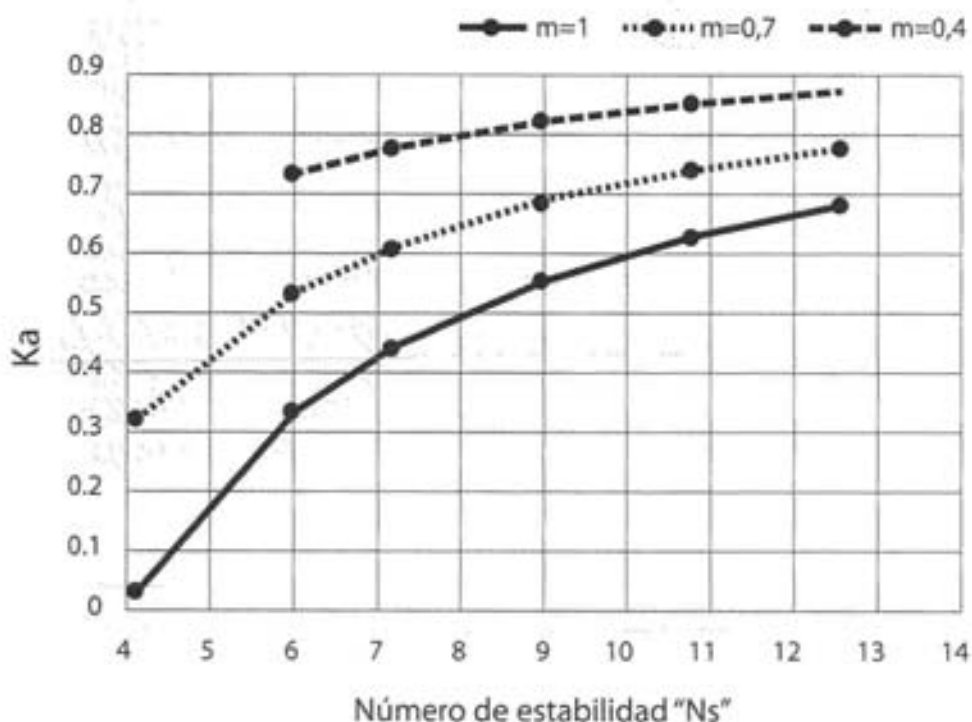
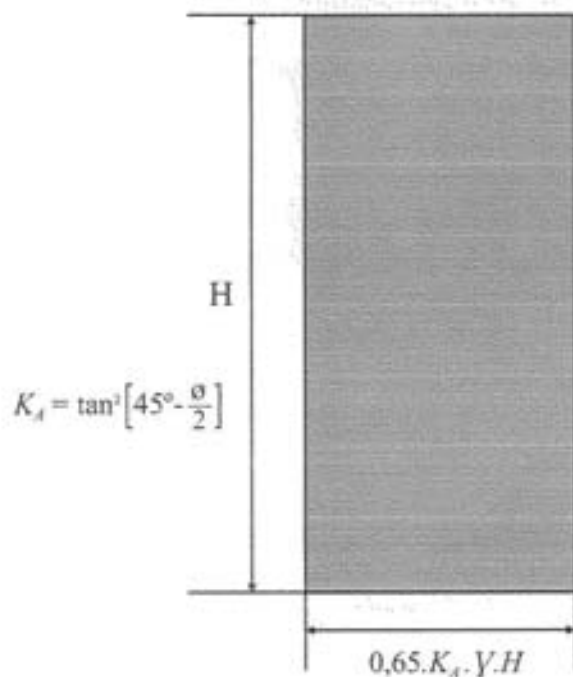


DIAGRAMA "d": ARENAS

Para los cortes en arenas, se deberá utilizar el siguiente diagrama de empuje.

FIGURA 11. DIAGRAMA DE EMPUJE PARA UNA ARENA



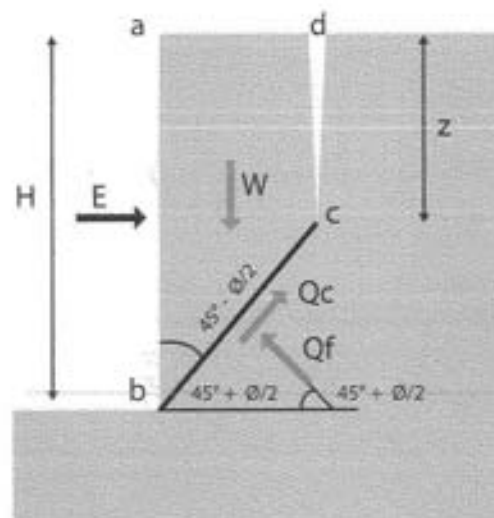
OTRO PUNTO DE VISTA PARA ANALIZAR LA FACTIBILIDAD DE REALIZAR EXCAVACIONES EN SUELOS

Cuando se practican excavaciones en áreas urbanas con paredes verticales, es importante conocer de antemano cuál es la profundidad a alcanzar sin provocar problemas de derrumbes. Obviamente, el cálculo a realizar es absolutamente aproximado, puesto que surge de un análisis teórico, donde se considera al manto de suelos a intervenir como homogéneo e isótropo, cuando sabemos que puede no serlo en absoluto.

EXCAVACIÓN VERTICAL CON SUPERFICIE DEL TERRENO HORIZONTAL Y SIN SOBRECARGA

Para el análisis de este problema suponemos que al generar la excavación, se crea un relajamiento de tensiones en la masa del suelo, responsable de originar una grieta de tracción en la parte superior del terreno y separar un bloque de espesor unitario, pudiéndose identificar con los vértices a, b, c y d sobre el cual actúan las resultantes E, W, Qf y Qc, representando respectivamente el empuje "E", el peso del prisma "W", la componente de la cohesión en el plano de falla de inclinación $(45^\circ + \phi/2)$ "Qc" y la componente de los esfuerzos dependientes de la fricción "Qf".

FIGURA 12. ESQUEMA DE FALLA DE UN PRISMA ANTE UN CORTE VERTICAL



El equilibrio límite de este conjunto de esfuerzos se obtiene logrando un equilibrio de las sumatorias de los esfuerzos horizontales, vale decir, cuando el valor del empuje es nulo:

$$E = 0$$

ANCLAJES DE TRACCIÓN

Para ello, tenemos dos opciones:

Una es calcular la componente horizontal de cada uno de los esfuerzos mencionados y realizar la sumatoria que nos dará el valor del empuje, $\Sigma x = E$.

La otra radica en estimar un polígono de fuerzas, donde el valor de E cierre el polígono.

Para el primer caso los valores serían:

$$W = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H^2 - z^2) \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$Qc = \frac{c \cdot (H - z)}{\operatorname{sen}\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)}$$

$$Qf = \frac{W - Qc \cdot \operatorname{sen}\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)}{\cos\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}$$

Por lo tanto, la sumatoria de las componentes horizontales de estos esfuerzos nos daría la siguiente ecuación:

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H^2 - z^2) \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - c \cdot (H - z) \cdot \left[\cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \right]$$

$$E = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (H - z) \cdot (H + z) \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - c \cdot (H - z) \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) - c \cdot (H - z) \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$E = \frac{1}{2} \cdot (H - z) \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \left[\gamma(H + z) \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) - 2c \cdot \frac{\tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}{\cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} - 2c \right]$$

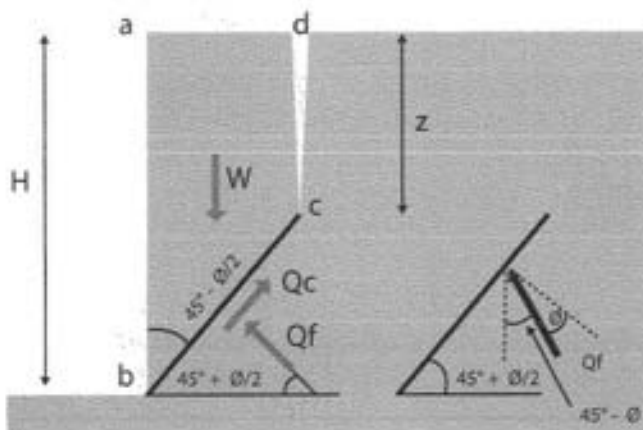
$$E = \frac{1}{2} \cdot (H - z) \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \cdot \left[\gamma(H + z) \cdot \cot\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) - 4c \right]$$

Si se tratara de suelos granulares, no existiría cohesión, por lo tanto, tampoco se generaría una grieta ($z = 0$), con lo cual, la ecuación anterior quedaría reducida a lo siguiente:

$$E = \frac{1}{2} \frac{\gamma \cdot H^2}{\tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{1}{2} \frac{\gamma \cdot H^2}{N\phi}$$

Si analizamos ahora el diagrama de fuerzas deducido de la Figura 13, donde se supone que se trata de suelos cohesivos y la estabilidad del prisma se encuentra en estado límite, es decir, $E = 0$.

FIGURA 13. DIAGRAMA DE FUERZAS PARA EL ESTADO DE EQUILIBRIO LÍMITE ($E = 0$) DE UN PRISMA



Del diagrama de fuerzas obtenemos:

$$W = 2 \cdot Qc \cdot \cos(45^\circ - \phi/2)$$

$$Qc \cdot \cos(45^\circ - \phi/2) = c \cdot (H - z)$$

$$W = 2 \cdot c \cdot (H - z) \quad (1)$$

Por otra parte:

$$W = \frac{\gamma}{2} (H + z) \cdot (H - z) \cdot \tan(45^\circ - \phi/2) \quad (2)$$

Igualando (1) y (2) y despejando H tendremos:

$$H = \frac{4 \cdot c}{\gamma \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)} - z$$

$$H = \frac{4 \cdot c \cdot \sqrt{N\phi}}{\gamma} - z \quad (3)$$

Donde el primer término de esta ecuación coincide con la altura crítica "Hc" a la cual podíamos excavar a partir del análisis de los diagramas de empujes. Podemos decir que la altura de excavación, considerando que se forma en el suelo una grieta de tracción, será:

$$H = Hc - z$$

De esta figura tendremos:

$$Qc = \overline{c \cdot bc} = \frac{c \cdot (H - z)}{\cos(45^\circ - \phi/2)}$$

Si suponemos que la profundidad de la grieta es igual a la mitad de la profundidad excavada tendremos:

$$H = Hc - H/2$$

Por lo tanto, la altura crítica de excavación será:

$$Hc = 3 \cdot H/2$$

ANCLAJES DE TRACCIÓN

Bajo estas condiciones, la profundidad de excavación ante la cual el empuje se hace nulo es:

$$H = 2,67 \cdot \frac{c \cdot \sqrt{N\phi}}{\gamma} \quad (4)$$

EXCAVACIÓN VERTICAL CON SUPERFICIE DEL TERRENO HORIZONTAL Y SOBRECARGA

Si a lo desarrollado hasta el momento le sumamos una sobrecarga en superficie, que pueda representar una edificación vecina o una acumulación en superficie de materiales para la obra o de equipos instalados a su alrededor, tendremos un esquema como el representado en la Figura 14.

Sabemos del análisis anterior, que el peso de la cuña más la porción de sobrecarga actuante encima de ella, puede ser expresada a partir del diagrama de fuerzas intervinientes en el equilibrio de la cuña, para un valor de $E = 0$, (equilibrio límite) como:

$$W = 2c \cdot (H - z)$$

Por otra parte, el valor del peso de la cuña más la porción de sobrecarga actuante sobre ella es:

$$W = \left[q + \frac{\gamma}{2} \cdot (H + z) \right] \cdot (H - z) \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)$$

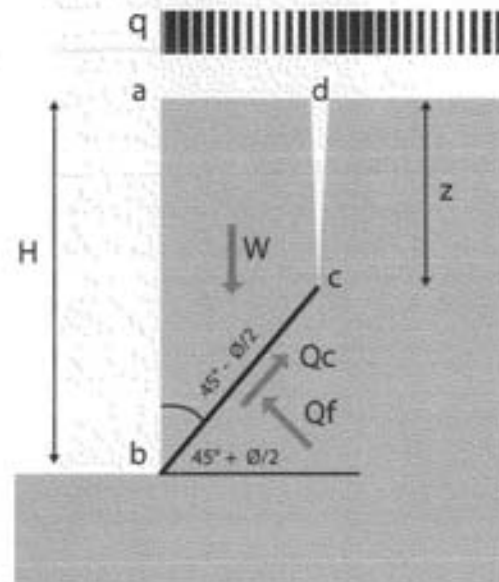
Igualando ambas expresiones tendremos:

$$W = \frac{4c}{\gamma \cdot \tan(45^\circ - \phi/2)} - \frac{2q}{\gamma} - z$$

Estimando $H = H/2$ obtenemos una expresión sobre la profundidad H en la cual se torna nulo el empuje. A partir de esa profundidad, la excavación se vuelve inestable desde el punto de vista teórico.

$$H = \frac{2,67c \cdot \tan(45^\circ + \phi/2) - 1,33q}{\gamma} \quad (5)$$

FIGURA 14. DIAGRAMA DE FUERZAS PARA EL ESTADO DE EQUILIBRIO LÍMITE ($E = 0$) DE UN PRISMA CON SOBRECARGA



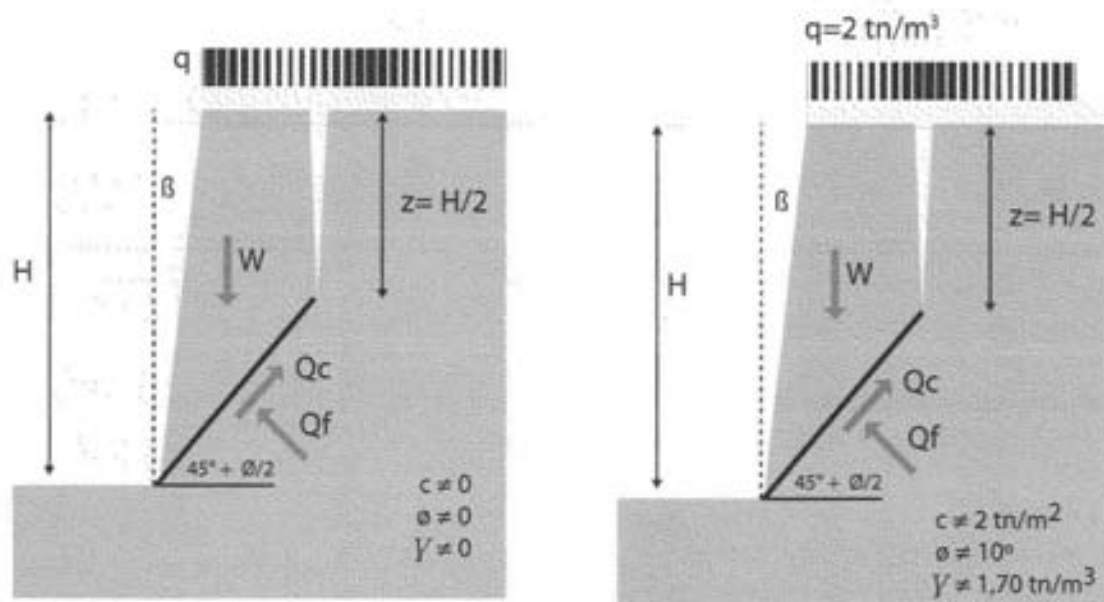
EXCAVACIÓN VERTICAL CON SUPERFICIE DEL TERRENO HORIZONTAL, SOBRECARGA Y TALUD INCLINADO EN LA EXCAVACIÓN

En ciertas circunstancias, el entorno de la obra permite realizar excavaciones con taludes inclinados. Las mismas resultan ser las excavaciones más seguras de todas las analizadas hasta el momento.

La profundidad a la cual podremos excavar hasta que el valor del empuje se anule y comience a tener signo positivo, podemos calcular en forma teórica efectuando las mismas deducciones detalladas en los casos anteriores. De esta manera, obtendremos la siguiente expresión que nos brindará al valor de la profundidad "H". Lo expresado se presenta en la Figura 15.

$$H = 2,67 \cdot \frac{c - 0,5q \cdot \left[\tan(45^\circ - \phi/2) - 2 \cdot \tan(\beta) \right]}{\gamma \left[\tan(45^\circ - \phi/2) - \frac{4}{3} \tan(\beta) \right]} \quad (6)$$

FIGURA 15. DIAGRAMA DE FUERZAS PARA EL ESTADO DE EQUILIBRIO LÍMITE ($E = 0$) DE UN PRISMA CON SOBRECARGA Y TALUD INCLINADO



EJEMPLO DE APLICACIÓN

Supongamos que para el subsuelo de un edificio se necesita realizar una excavación de 5,00 m de profundidad. El suelo está conformado por una arcilla "medianamente compacta" que tiene una cohesión $c_u = 2 \text{ tn/m}^2$ un ángulo de fricción $\phi_u = 10^\circ$ y una densidad húmeda $\gamma_h = 1,7 \text{ tn/m}^3$. Se considera además una sobrecarga uniformemente distribuida en superficie de $q = 2 \text{ tn/m}^2$. El objetivo radica en verificar si es posible ejecutar dicha excavación con taludes verticales, y luego, con un talud $\beta = 15^\circ$.

Para el primer paso, reemplazamos valores:

$$H = \frac{2,672 \text{ tn/m}^2 \cdot \tan(45^\circ + 10^\circ/2) - 1,33 \cdot 2 \text{ tn/m}^2}{1,70 \text{ tn/m}^3} = 2,18 \text{ m}$$

No es posible ejecutar esta excavación con un talud vertical.

Si adoptamos un talud con una inclinación $\beta = 15^\circ$ tendremos:

$$H = 2,67 \frac{2 \text{ tn/m}^2 - 0,5 \cdot 2 \text{ tn/m}^2 \left[\tan(45^\circ - 10^\circ/2) - 2 \cdot \tan(15^\circ) \right]}{1,70 \text{ tn/m}^3 \left[\tan(45^\circ - 10^\circ/2) - \frac{4}{3} \tan(15^\circ) \right]} = 5,50 \text{ m}$$

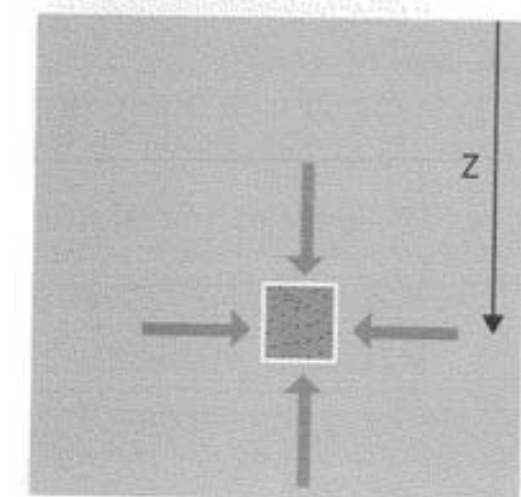
Vale decir que, teóricamente, la excavación es posible de ser ejecutada con un talud inclinado en 15° .

EXCAVACIONES ENTIBADAS

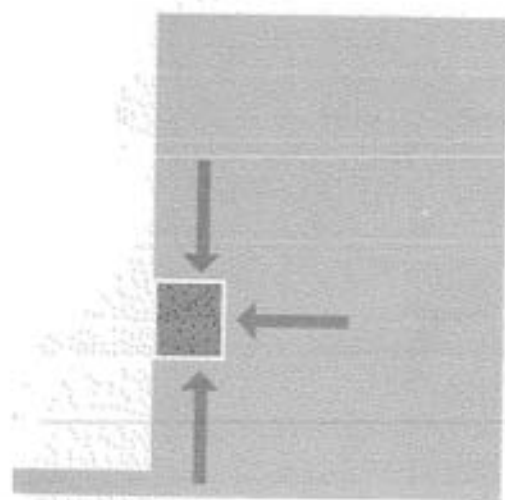
Antes de ejecutar una excavación un elemento de suelo ubicado a una profundidad "z" se encuentra bajo un estado triaxial de tensiones y en equilibrio, como lo muestra la Figura 16 a. A medida que avanzamos con la excavación, el elemento considerado experimenta un desequilibrio, dado que se le quita una de las tensiones horizontales, y por lo tanto, se produce un relajamiento de tensiones del elemento, experimentando la masa del suelo una deformación hacia la excavación. Lo dicho se grafica en la Figura 16 b.

ANCLAJES DE TRACCIÓN

FIGURA 16 A Y B



a)



b)

Ese desequilibrio de tensiones, el relajamiento experimentado por la masa de suelo al descomprimirse y la deformación de la masa de suelos hacia el lado de la excavación, puede generar en los suelos cohesivos el agrietamiento de su masa, favorecida además por las grietas naturales existentes en la parte superior del manto dada la pérdida de humedad del suelo.

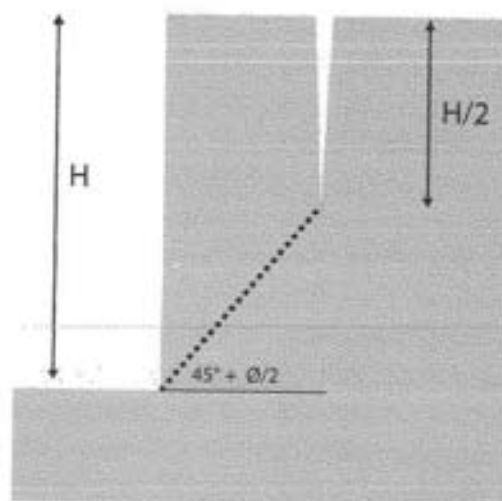
Como hemos visto, la profundidad de las citadas grietas, a los efectos del cálculo de estabilidad, se conside-

ran con una profundidad igual a la mitad de la altura total excavada.

Además, para delimitar el prisma susceptible de falla por efecto de la excavación, se traza una línea la cual parte desde el punto más bajo de la excavación de profundidad "H" y se une a la grieta de tracción con una inclinación tal que forma un ángulo de $(45^\circ + \phi/2)$ respecto de la horizontal. Ello se ilustra en el esquema de la Figura 16 c.

Si la profundidad de la excavación, junto con los parámetros de corte del suelo, nos permiten verificar que la misma es factible de ser ejecutada, considerando lo expuesto anteriormente, la solución a nuestro problema validará lo analizado, tomando algunas consideraciones de seguridad.

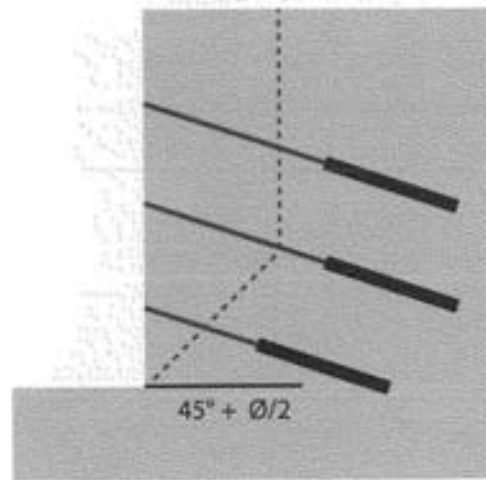
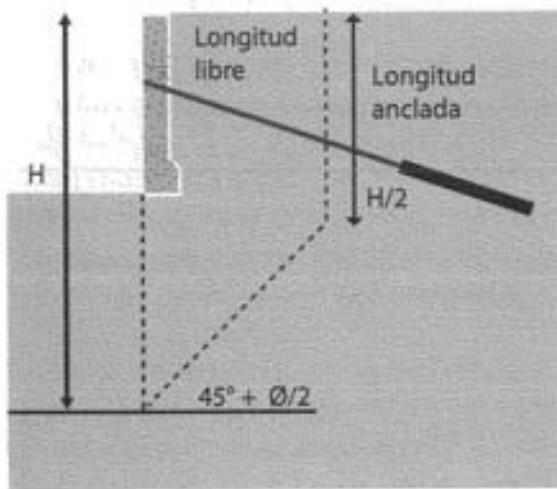
FIGURA 16 C



c)

Si los parámetros de corte del suelo no nos permiten realizar la excavación prevista con la seguridad adecuada, la misma deberá ser ejecutada con un entibamiento. Una de las posibilidades es realizar el entibamiento a medida que se lleva a cabo la excavación, tal como se muestra en la Figura 16 d.

FIGURA 16 D



d)

El procedimiento consiste en dividir la altura a excavar en tramos que dependen de las características mecánicas del manto de suelo, el cual por lo general, se ubica en el entorno de 2,50 m a 3,00 m. En cada uno de estos sectores, o alturas parciales de la excavación, se construirá un tabique vertical sustentado mediante un anclaje. Dichos tabiques se construyen con una "pata de elefante" en su parte inferior, para que cuando se excave la parte inferior del mismo se sustente verticalmente.

Por otra parte, los anclajes proyectados para la sustentación de cada uno de los tabiques construidos, deberán ser efectuados con un tramo libre, el cual se corresponde con el ancho de la cuña más 1,50 m o el $0,2 \times H$ (lo que resulte mayor), y a continuación, la longitud asignada a la parte de bulbo o inyectada que conforma, realmente, la zona anclada.

A medida que las estructuras construidas (tabiques y anclajes) alcancen su resistencia mínima de proyecto, se puede continuar con la excavación, construyendo los anclajes y los tabiques de los niveles inferiores.



DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS EN LOS ANCLAJES

A los fines de establecer los esfuerzos a soportar por los anclajes se deberá tener en cuenta la geometría de la excavación, las características físicas de los mantos de suelos a excavar y la compacidad de los mismos. Ante dichos valores se debe seleccionar el diagrama de carga correspondiente con esos parámetros.

Si por ejemplo, adaptamos el diagrama a la altura "H" de la excavación proyectada y dividimos la altura en sectores "h" como se indica en la Figura 17, podremos calcular las resultantes de cada sector del diagrama con las ecuaciones indicadas a continuación, para el caso en que $h_1 = h_2 = h_3$.

$$T_1 = T_1 = \frac{0,25 \times H \times K_a \times \gamma \times H}{2} + K_a \times \gamma \times H \times (h_1 - 0,25 \times H)$$

$$T_2 = K_a \times \gamma \times H \times h_2$$

Los valores de T_1 , T_2 y T_3 , están calculados en dos dimensiones, por lo tanto, se expresan en Carga/longitud. Para obtener el valor de la carga sobre los anclajes, habrá que definir la separación "Li" entre los anclajes de cada fila y multiplicar los valores de "Ti" por la separación "Li" adoptada.

La separación de los anclajes en horizontal, es recomendable que sea siempre mayor a 1,20 m, la misma depende de la magnitud de la ordenada del diagrama de empujes adoptado, ya que multiplicada ésta por la altura del paño y la separación de los anclajes, resulta la carga del anclaje. Por lo general, se adoptan valores que van desde los 2,00 m a 3,50 m.

Si tenemos en cuenta que los tabiques y los anclajes que lo soportan, deben adquirir la resistencia necesaria para ponerlos en servicio, es necesario construirlos en etapas y en forma alternada, separados entre sí por contrafuertes y contruidos en troneras, a los fines de evi-

tar deslizamientos de la excavación, tal como se muestra en las Figuras 18 y 19.

FIGURA 17

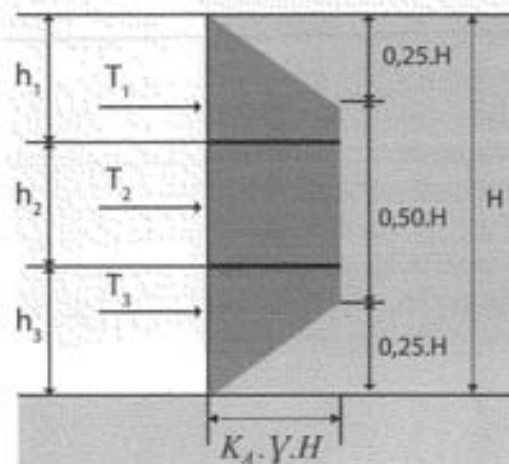


FIGURA 18. CONSTRUCCIÓN DE TABIQUES Y ANCLAJES ENTRE CONTRAFUERTE

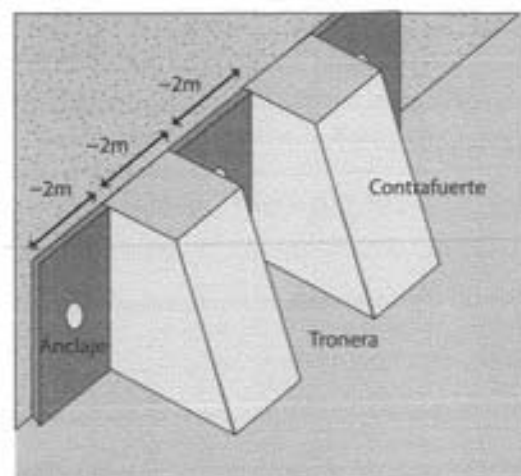
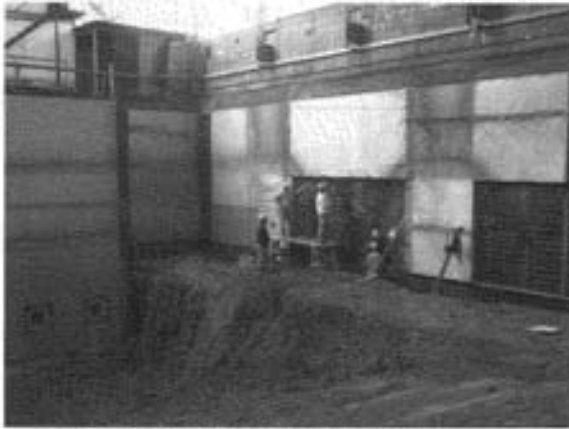


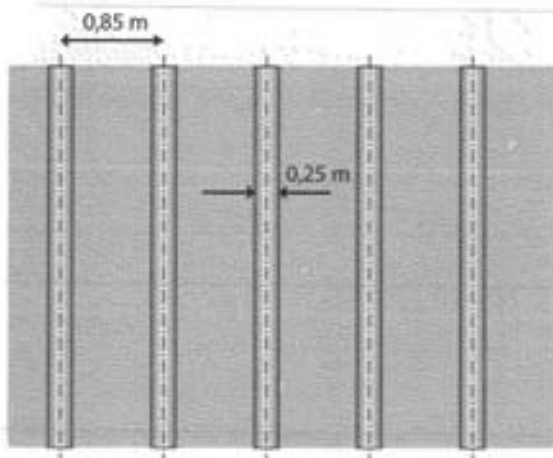
FIGURA 19. CONSTRUCCIÓN DE TABIQUES Y ANCLAJES



PANTALLA DE PILOTINES

Otra forma de implementar la pantalla de contención en las excavaciones es mediante pilotes o pilotines tangentes, colocados con una cierta separación. Nuestra experiencia profesional avala a recomendar para los suelos de la Fm. Pampeano, y para suelos arcillosos de similares características que no requieren un entibado continuo (como lo demandarían los suelos granulares), la instalación de pilotines de pequeño diámetro como los representados en la Figura 19 a.

FIGURA 19 A. PANTALLA DE PILOTINES



Construida la pantalla de pilotines desde el nivel del terreno natural, en todo el perímetro de la excavación proyectada, se procede al desmoche de la parte superior de los pilotines para construir una viga superior, la cual los vincule y haga las veces de brocal de la excavación.

FIGURA 19 B

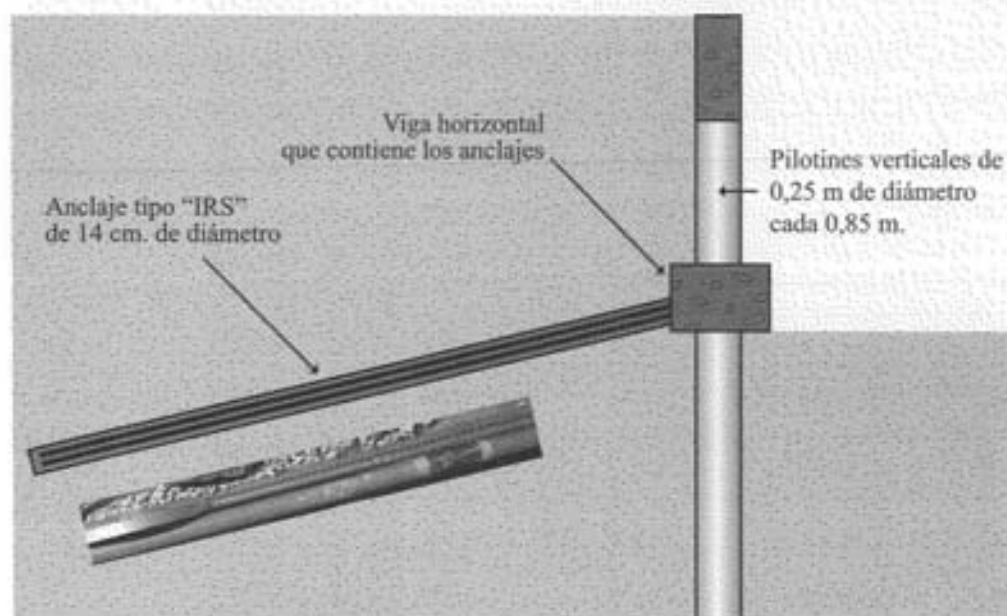


Construida la pantalla de pilotines y la viga de coronamiento, se procede a excavar hasta el nivel de la instalación de los anclajes, sin dejar contrafuertes como los de la Figura 18. Una vez construidos los anclajes se procede a la materialización de una viga horizontal que incluya las armaduras de los anclajes, tal como se describe en las Figura 19 c y d.

FIGURA 19 C



FIGURA 19 D



Esta metodología de trabajo, permite avanzar con mucha celeridad en la ejecución de las excavaciones, pudiendo incluso obtener varios frentes de trabajo en la excavación, tal como se muestra en la Figura 19 e y en la Fotografía 19 f.

FIGURA 19 E

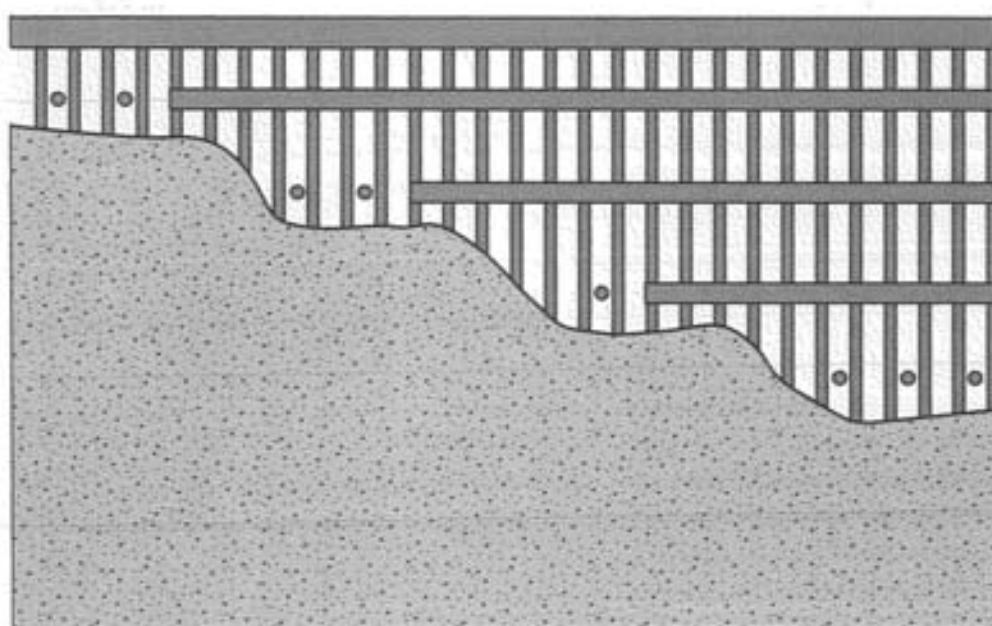
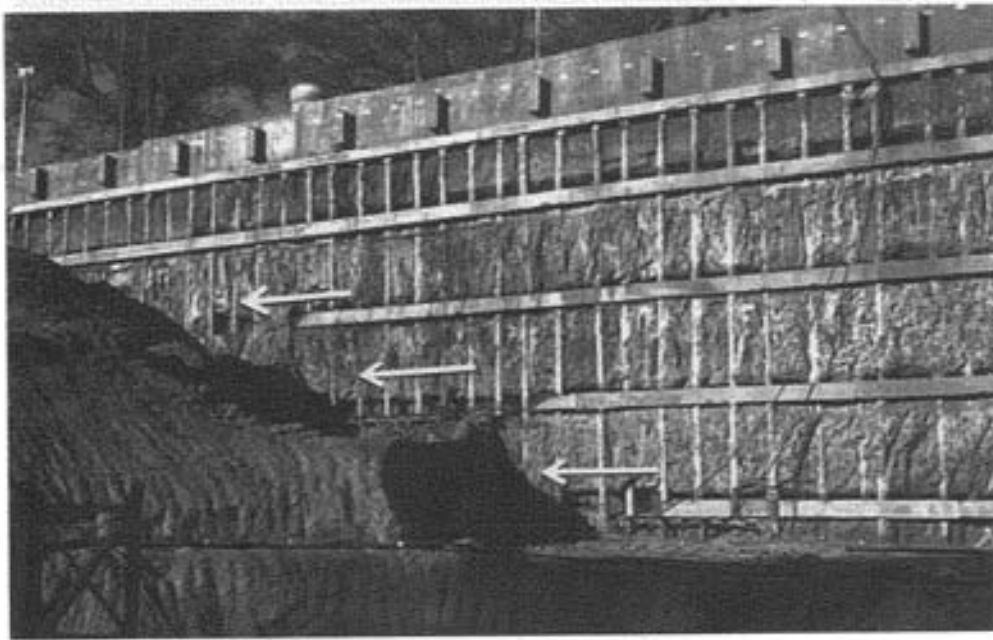


FIGURA 19 F

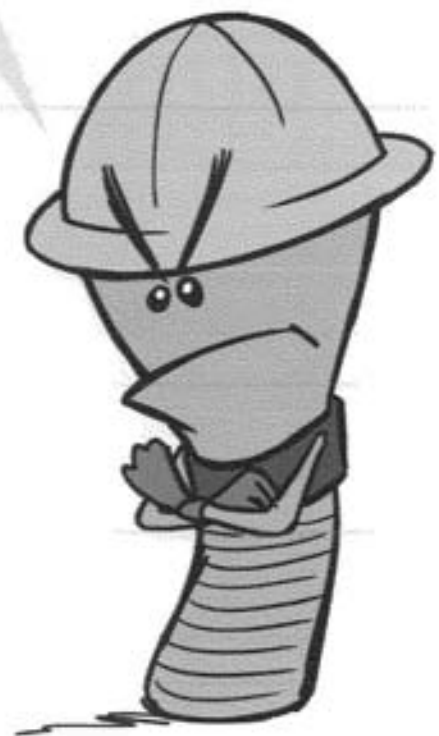


Esta metodología de trabajo, evidentemente, disminuye notablemente los tiempos en la ejecución de las excavaciones, que por lo general, se ubican en una reducción del 40% respecto del tiempo requerido con pantalla de pilotines, contra los tiempos necesarios para ejecutar la misma excavación mediante tabiques y excavaciones con contrafuertes.

En los cronogramas que se muestran en las siguientes figuras se puede apreciar esta diferencia. En ellos se consideró la ejecución con ambos métodos para una excavación de tres niveles de subsuelos, con un perímetro de 50 m lineales. Para el método de las troneras con tabiques se supuso que las mismas tendrían un ancho de 2,50 m, los cuales además, coinciden con la separación de los anclajes en horizontal.

Como conclusión del análisis podemos afirmar que en el método tradicional con troneras y tabiques se requieren un total de 104 días de trabajo, mientras que para la construcción de la misma excavación con pantalla de pilotines de 0,25 m de diámetro; separados cada 0,85 m entre centros de los mismos, se necesitan 64 días de trabajo.

No resulta conveniente aplicar el método tradicional con troneras y tabiques. Tener en cuenta el sistema de excavación con pantallas y pilotines, puesto que economiza tiempo y recursos.



DISEÑO DE LOS ANCLAJES

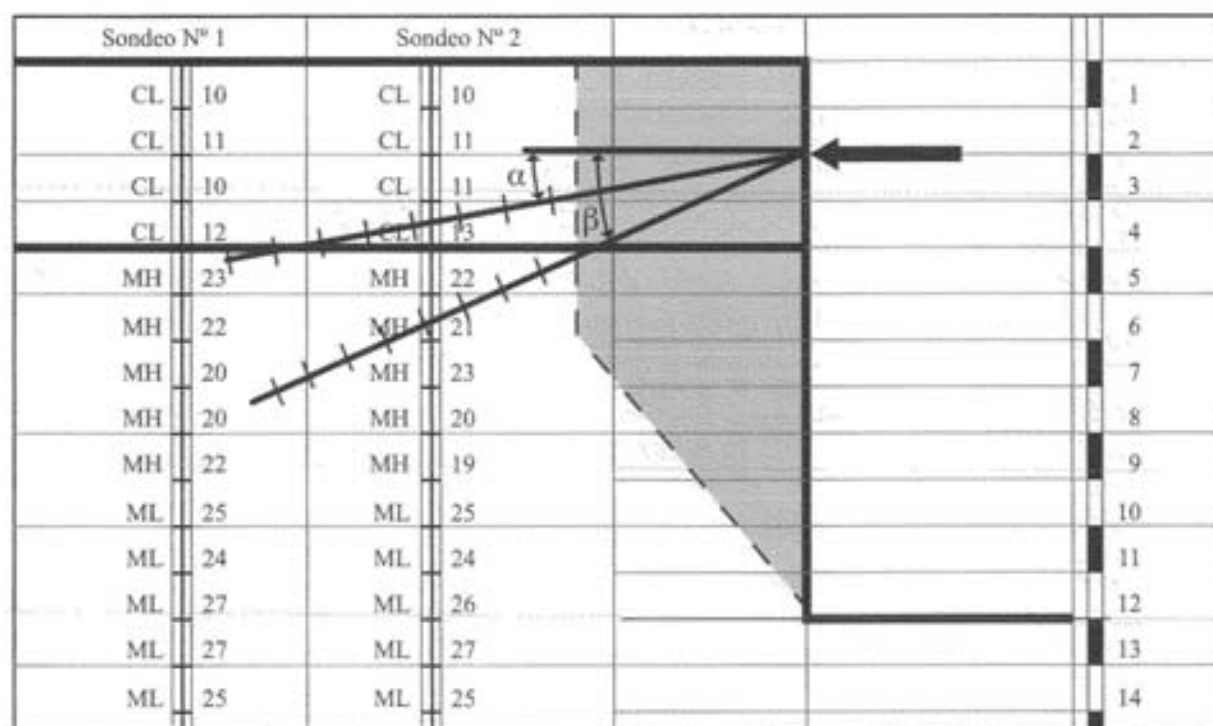
El diseño de los anclajes resulta similar al cálculo de los micropilotes IRS en virtud de que los mismos se construyen con una idéntica técnica, y como soportan la carga básicamente por las tensiones de fuste, resisten la misma carga tanto en compresión como en tracción.

La única variable a tener en cuenta es la inclinación a brindarle al anclaje, ya que no se pueden proyectar en forma horizontal en virtud de su llenado con una mezcla fluida. Obviamente, al construirse en forma horizontal, la parte superior del perímetro no tomaría un íntimo contacto con el suelo.

Por lo tanto, la inclinación a brindarle al anclaje, dependerá de la conformación estratigráfica del suelo, como se muestra en el ejemplo detallado a continuación, donde tenemos que efectuar una excavación de 12 m de profundidad y la primera fila de anclajes se encuentra proyectada a la profundidad de -2,00 m. Lo explicitado se encuentra definido en la Figura 20.



FIGURA 20.
ESQUEMA DE CÁLCULO DE UN ANCLAJE



Se aprecia por los valores de los ensayos de SPT obtenidos en los sondeos de estudios de suelos ejecutados en el predio, un primer manto que llega hasta la profundidad de -4,50 m, donde los suelos presentan una compacidad menor respecto de los mantos ubicados a mayor profundidad. Ello nos indica que si se proyectan los anclajes de esta primera fila, con la inclinación del ángulo α estaremos diseñando un anclaje en un suelo de menor resistencia, por lo tanto, el resultado conformará un anclaje más largo que si lo proyectamos con una inclinación β , suponiendo que el diámetro de ambos es similar. Finalmente, como el empuje resulta ser horizontal, necesitamos multiplicar el valor de la reacción del anclaje por el coseno de la inclinación, comparándolo con la resultante del empuje aplicado sobre la superficie del tabique.

ANCLAJES ACTIVOS

El mecanismo de resistencia o de capacidad de carga de un anclaje, tanto del tipo IGU como del tipo IRS, depende de las tensiones de fuste desarrolladas en su área lateral. Para que se ponga de manifiesto esta tensión, deberá desarrollarse un movimiento relativo entre la estructura del anclaje y el suelo.

Teniéndose en cuenta lo anterior, los anclajes pueden ser del tipo "Pasivos" o del tipo "Activos".

Los anclajes pasivos son aquellos que se vinculan a la estructura a sostener o mantener en su sitio, sin brindarle ninguna carga previa, de manera que para tome carga, el mismo debe experimentar una pequeña deformación relativa entre el suelo y el anclaje.

Ello nos indica que si el suelo sustentado de la estructura experimenta una relajación y algún movimiento, arrastra al anclaje y se generan las tensiones de fuste necesarias "qs" para que el anclaje desarrolle su carga de trabajo y mantenga a la estructura en las condiciones de seguridad calculadas.

Eso implica que en todos los casos donde se implementan anclajes pasivos, para que los mismos desarrollen

la resistencia capaz de soportar la carga de trabajo para la cual fueron dimensionados, la estructura vinculante del anclaje se tiene que desplazar, generando así un movimiento relativo en la interfaz anclaje-suelo, que le permita desarrollar las tensiones de fuste necesarias. Esto conlleva problemas de deformación de las estructuras a considerarse en forma particular. Por lo tanto, vale tener presente que toda estructura soportada por anclajes pasivos, experimentarán deformaciones.

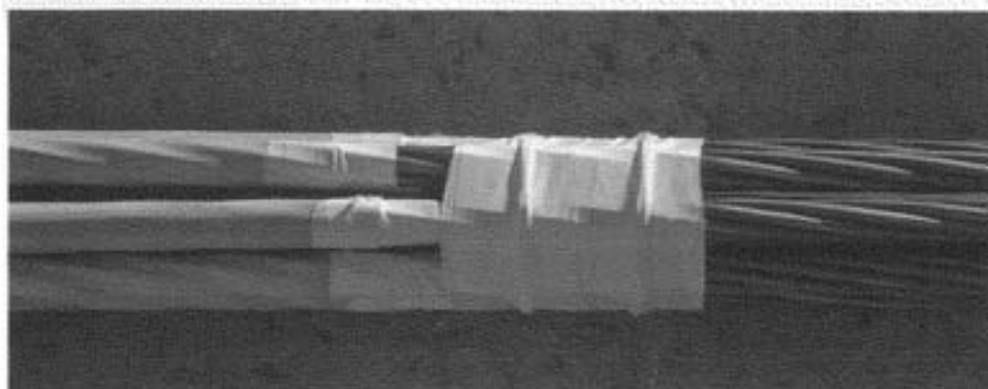
Cuando se vinculan a la estructura a contener, anclajes activos, la armadura resistente del sistema (que por lo general están conformadas por barras de acero rosadas o cordones de acero trenzados), con posterioridad a la conformación del anclaje y una vez que la lechada con los cuales se construyen alcance la resistencia necesaria, son post-tesados con la carga de servicio, de manera que antes de poner a la estructura bajo carga, la misma ya cuenta en el punto de contacto con el anclaje, en relación a la carga de trabajo calculada "Qt".

FIGURA 21. ESQUEMA DE CARGA-DEFORMACIÓN PARA ANCLAJES ACTIVOS Y PASIVOS



Esta diferencia entre uno y otro tipo de anclajes implica la posibilidad de que una estructura que se intenta contener con los anclajes pasivos tenga que deformarse una magnitud "d" para lograr la carga de trabajo "Qt", o que la misma no experimente ningún daño si se la une a anclajes activos, a los que ya se le ha dado la carga de trabajo "Qt" antes de proseguir con las excavaciones, tal como se muestra en la gráfica de la figura N° 21.

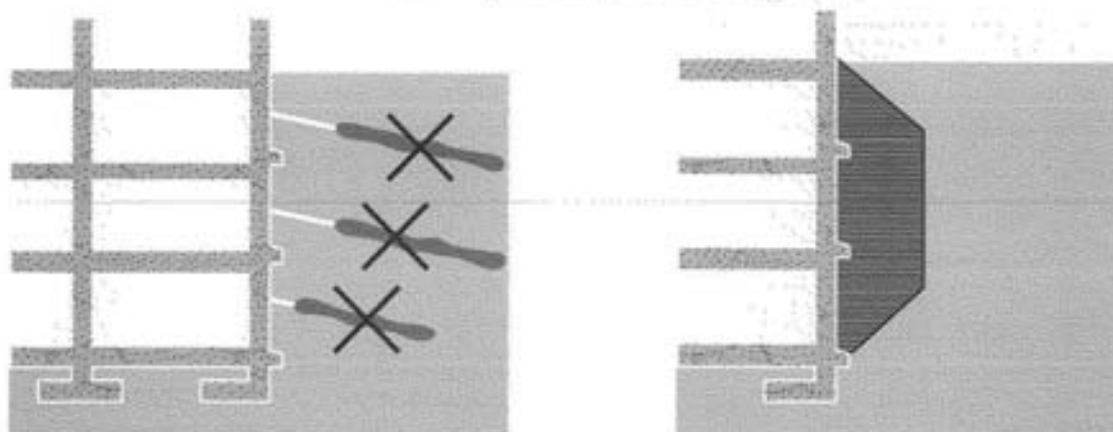
FIGURA 26. TRANSICIÓN ENTRE EL TRAMO ENVAINADO Y ENGRASADO DE LOS CORDONES TRENZADOS Y EL TRAMO DESNUDO



ANCLAJES TEMPORARIOS Y PERMANENTES

En algunos casos los anclajes se utilizan como anclajes temporarios, o como anclajes permanentes. En el primer caso la prestación del anclaje es solamente por un período corto ya que la carga que toma el anclaje es tomada luego por la estructura del edificio que se construye.

FIGURA 27. ANCLAJES TEMPORARIOS



En el segundo caso, la estructura demanda un anclaje vigente durante toda la vida útil de la misma. En esos casos, resulta imprescindible que la armadura sea protegida adecuadamente para evitar su corrosión. Para ello, en el caso de utilizar barras rígidas, las mismas se preservan con una cobertura de PAD aplicada sobre las barras roscadas. Ver la Figura 27.

Se aprecia por los valores de los ensayos de SPT obtenidos en los sondeos de estudios de suelos ejecutados en el predio, un primer manto que llega hasta la profundidad de -4,50 m, donde los suelos presentan una compacidad menor respecto de los mantos ubicados a mayor profundidad. Ello nos indica que si se proyectan los anclajes de esta primera fila, con la inclinación del ángulo α estaremos diseñando un anclaje en un suelo de menor resistencia, por lo tanto, el resultado conformará un anclaje más largo que si lo proyectamos con una inclinación β , suponiendo que el diámetro de ambos es similar. Finalmente, como el empuje resulta ser horizontal, necesitamos multiplicar el valor de la reacción del anclaje por el coseno de la inclinación, comparándolo con la resultante del empuje aplicado sobre la superficie del tabique.

ANCLAJES ACTIVOS

El mecanismo de resistencia o de capacidad de carga de un anclaje, tanto del tipo IGU como del tipo IRS, depende de las tensiones de fuste desarrolladas en su área lateral. Para que se ponga de manifiesto esta tensión, deberá desarrollarse un movimiento relativo entre la estructura del anclaje y el suelo.

Teniéndose en cuenta lo anterior, los anclajes pueden ser del tipo "Pasivos" o del tipo "Activos".

Los anclajes pasivos son aquellos que se vinculan a la estructura a sostener o mantener en su sitio, sin brindarle ninguna carga previa, de manera que para tome carga, el mismo debe experimentar una pequeña deformación relativa entre el suelo y el anclaje.

Ello nos indica que si el suelo sustento de la estructura experimenta una relajación y algún movimiento, arrastra al anclaje y se generan las tensiones de fuste necesarias "qs" para que el anclaje desarrolle su carga de trabajo y mantenga a la estructura en las condiciones de seguridad calculadas.

Eso implica que en todos los casos donde se implementan anclajes pasivos, para que los mismos desarrollen

la resistencia capaz de soportar la carga de trabajo para la cual fueron dimensionados, la estructura vinculante del anclaje se tiene que desplazar, generando así un movimiento relativo en la interfaz anclaje-suelo, que le permita desarrollar las tensiones de fuste necesarias. Esto conlleva problemas de deformación de las estructuras a considerarse en forma particular. Por lo tanto, vale tener presente que toda estructura soportada por anclajes pasivos, experimentarán deformaciones.

Cuando se vinculan a la estructura a contener, anclajes activos, la armadura resistente del sistema (que por lo general están conformadas por barras de acero rosca-das o cordones de acero trenzados), con posterioridad a la conformación del anclaje y una vez que la lechada con los cuales se construyen alcance la resistencia necesaria, son post-tesados con la carga de servicio, de manera que antes de poner a la estructura bajo carga, la misma ya cuenta en el punto de contacto con el anclaje, en relación a la carga de trabajo calculada "Qt".

FIGURA 21. ESQUEMA DE CARGA-DEFORMACIÓN PARA ANCLAJES ACTIVOS Y PASIVOS

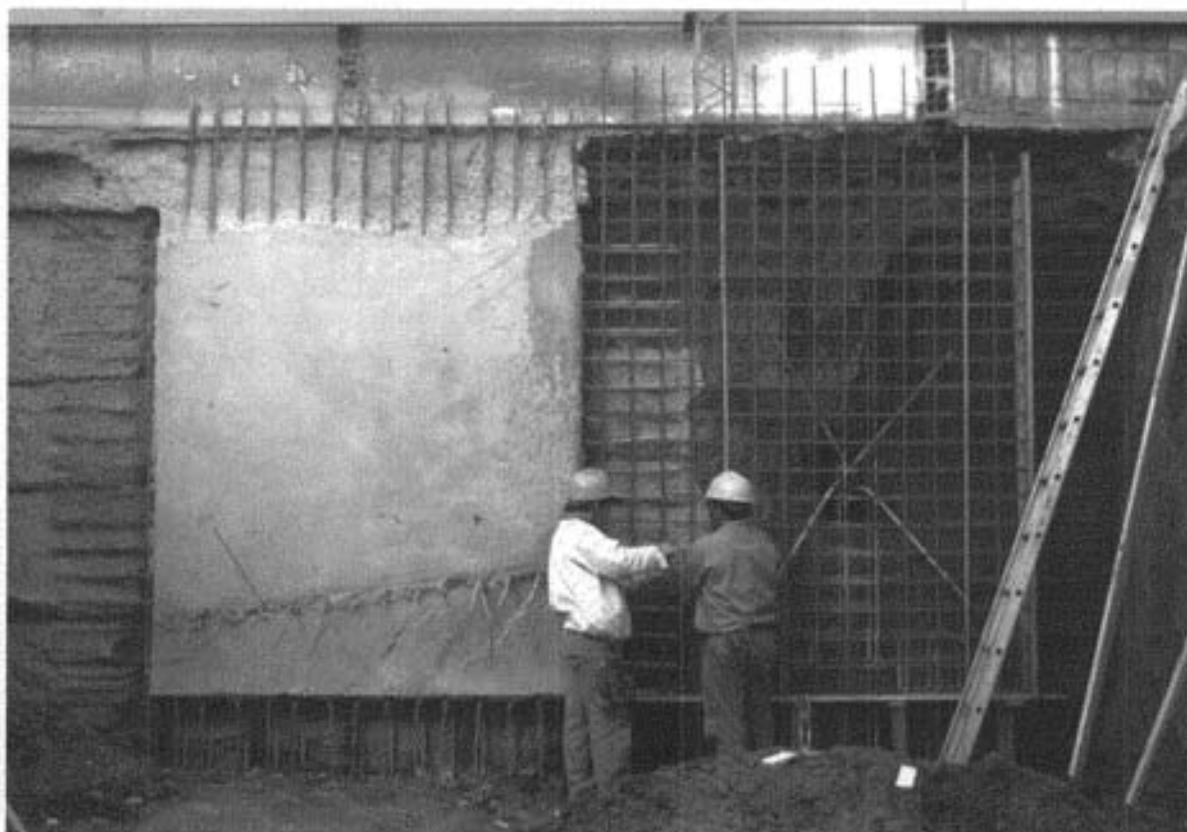


Esta diferencia entre uno y otro tipo de anclajes implica la posibilidad de que una estructura que se intenta contener con los anclajes pasivos tenga que deformarse una magnitud "d" para lograr la carga de trabajo "Qt", o que la misma no experimente ningún daño si se la une a anclajes activos, a los que ya se le ha dado la carga de trabajo "Qt" antes de proseguir con las excavaciones, tal como se muestra en la gráfica de la figura N° 21.

CONSTRUCCIÓN DE LOS ANCLAJES

La diferencia constructiva entre un anclaje pasivo y uno activo, radica fundamentalmente, en la armadura de los mismos. En un anclaje pasivo, la armadura que se coloca es básicamente la tradicional de construcción, conformada por barras de acero unidas a la estructura del tabique a contener. Si se requiere contener el tabique de una excavación para el subsuelo de un edificio, lo más lógico es doblar la armadura del anclaje a 90° y vincularla con la armadura del tabique, antes de proceder al Gunitado del mismo, como se muestra en la foto que se adjunta en la Figura 22.

FIGURA 22. ARMADURA DE UN ANCLAJE PASIVO VINCULADA AL TABIQUE DE CIERRE



En los anclajes activos, en cambio, la armadura deberá estar conformada por algún elemento resistente responsable de habilitar el post tesado del anclaje para ponerlo bajo la carga de trabajo "Qt". En la Figura 23 se

muestra el esquema de un anclaje conformado por una barra roscada que puede ser transformada en activo si se tensa la barra luego de su construcción.

Para dicha operación se toma la barra con un gato hidráulico similar al que se muestra en la Figura 24, aportándole el esfuerzo axial necesario para lograr la carga de trabajo.

Una vez lograda esa carga, se ajusta la tuerca inferior sobre la placa de anclaje, quedando la barra roscada traccionada con la carga de trabajo "Qt".

Cuando los anclajes se conforman con cordones de cables de acero trenzados, los mismos presentan una característica especial, consistente en que el tramo correspondiente a la longitud libre del anclaje se en-

cuentra envainado en una cobertura de PAD, y además engrasado, mientras que la parte anclada en la lechada de hormigón, se conforma sin vaina ni grasa, tal como se muestra en las Figuras 25 y 26.

FIGURA 23. ESQUEMA DE UN ANCLAJE CON BARRA ROSCADA

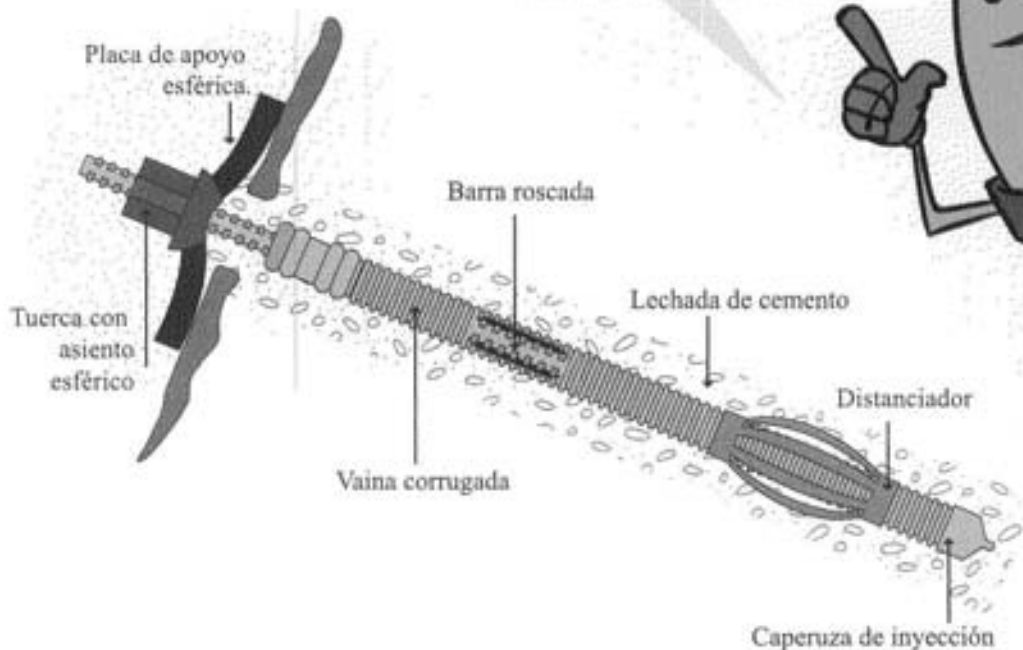


FIGURA 24. GATO HIDRÁULICO PARA TRACCIONAR BARRAS ROSCADAS

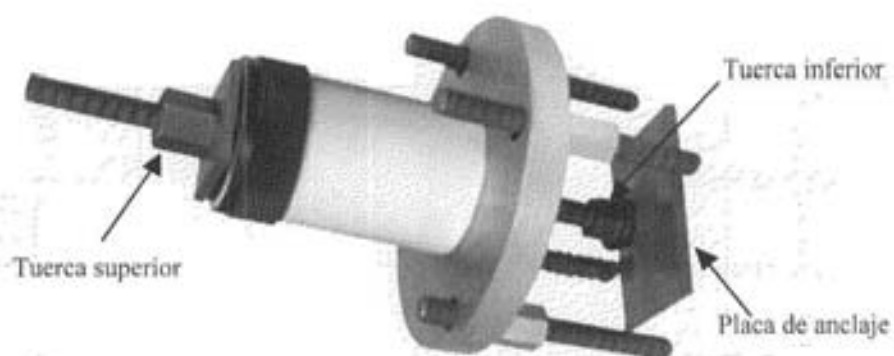


FIGURA 25. CONFORMACIÓN DE UN ANCLAJE CON CABLES TRENZADOS

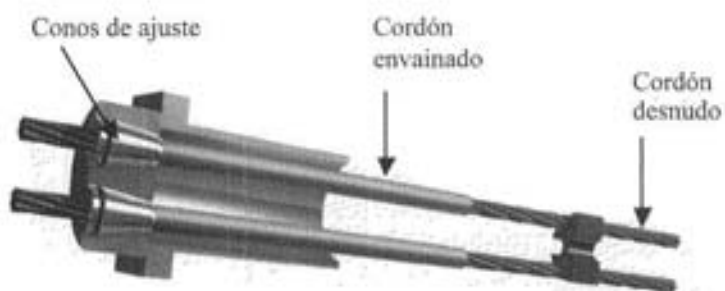
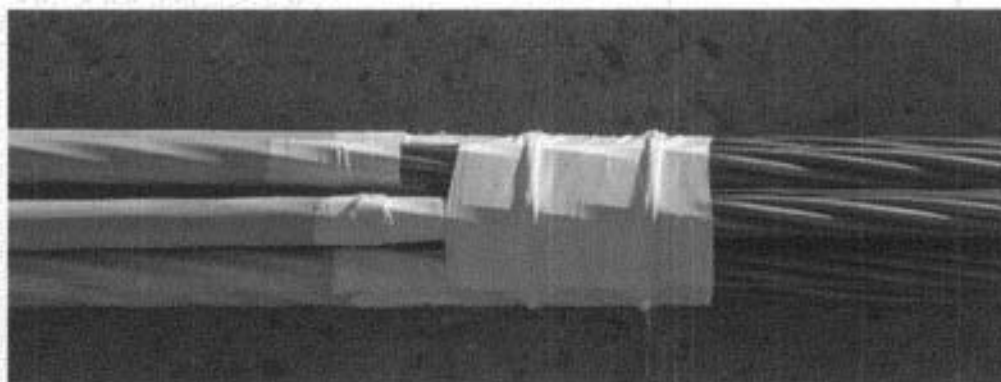


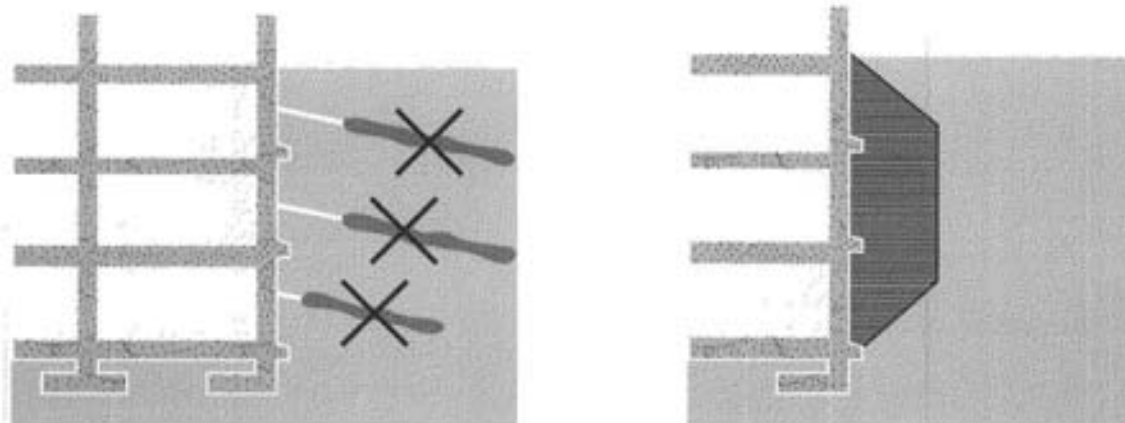
FIGURA 26. TRANSICIÓN ENTRE EL TRAMO ENVAINADO Y ENGRASADO DE LOS CORDONES TRENZADOS Y EL TRAMO DESNUDO



ANCLAJES TEMPORARIOS Y PERMANENTES

En algunos casos los anclajes se utilizan como anclajes temporarios, o como anclajes permanentes. En el primer caso la prestación del anclaje es solamente por un período corto ya que la carga que toma el anclaje es tomada luego por la estructura del edificio que se construye.

FIGURA 27. ANCLAJES TEMPORARIOS



En el segundo caso, la estructura demanda un anclaje vigente durante toda la vida útil de la misma. En esos casos, resulta imprescindible que la armadura sea protegida adecuadamente para evitar su corrosión. Para ello, en el caso de utilizar barras rígidas, las mismas se preservan con una cobertura de PAD aplicada sobre las barras roscadas. Ver la Figura 27.

Cuando se trata de anclajes activos permanentes y contruidos con cables, la preservación de los mismos, a lo largo de la vida útil de la obra, demanda una mayor exigencia. Para ello, se colocan los cordones trenzados dentro de una vaina corrugada de PVC, en toda la longitud del anclaje, tal como se aprecia en la Figura 28.

La sección transversal de estos anclajes envainados, difiere si se trata de la zona libre o de la zona de bulbo. En la zona libre, los cordones dentro de la vaina corrugada permanecen engrasados y protegidos con su cobertura de PAD (Ver Figura 26). Dentro de la vaina corrugada se coloca además un caño que permite inyectar la lechada primaria, que va dentro y fuera de la misma, por fuera de la vaina se coloca el caño de PVC con las válvulas manchette para la inyección de la lechada secundaria en la zona de bulbo, tal como se muestra en la figura 29.

FIGURA 28. VAINA CORRUGADA Y CORDONES TRENZADOS PARA ANCLAJES ACTIVOS PERMANENTES

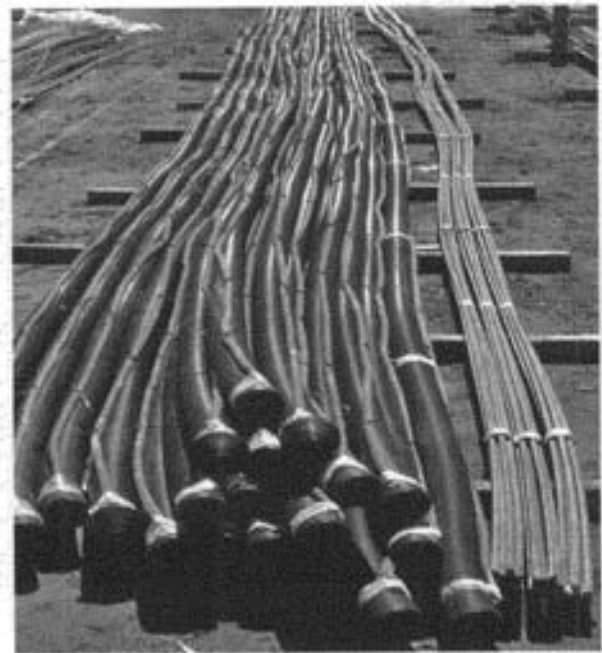
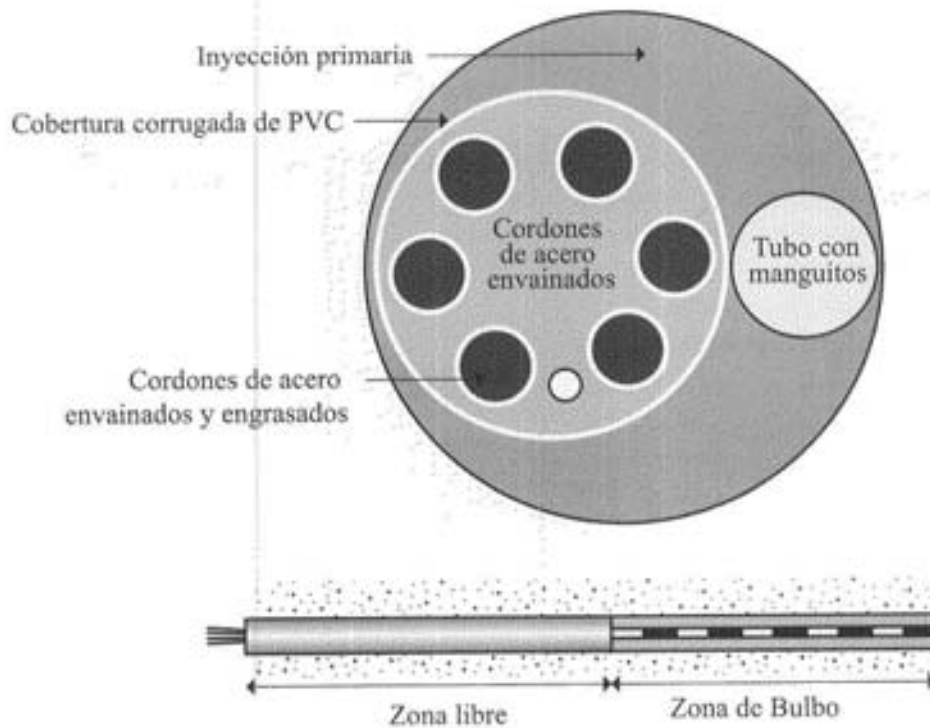
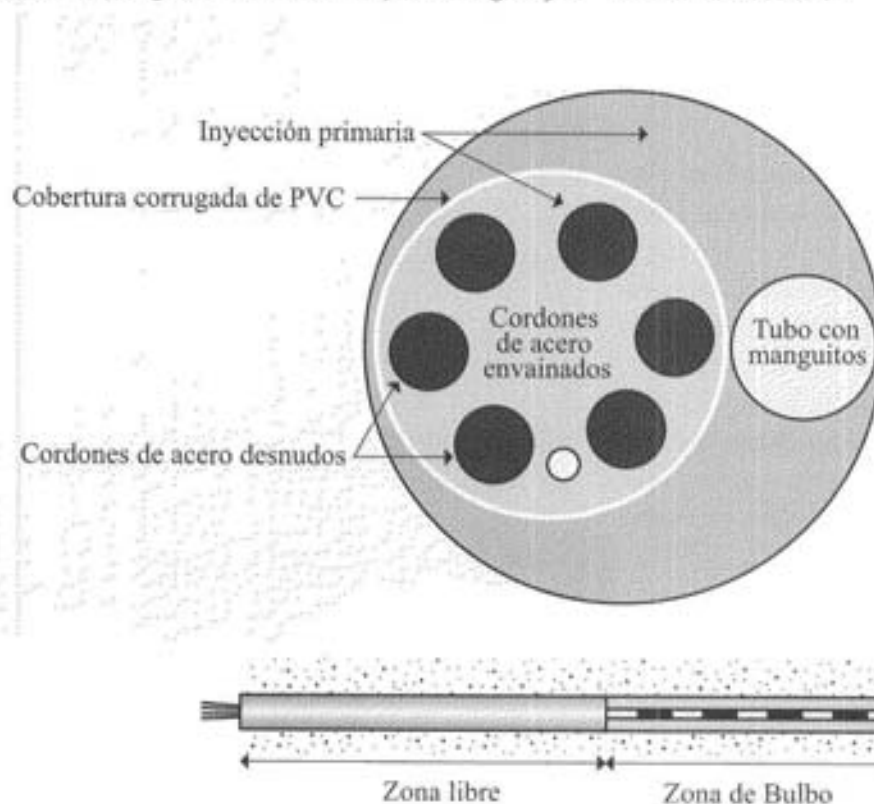


FIGURA 29. SECCIÓN DEL ANCLAJE EN ZONA DEL TRAMO LIBRE



En la zona de bulbo la sección es similar, con la única diferencia que los cordones trenzados se encuentran desnudos (Sin grasa ni vaina de PAD). Ver la Figura 30.

FIGURA 30. SECCIÓN DEL ANCLAJE EN ZONA DEL BULBO INYECTADO



Durante la operación de tesado, en el tramo envainado y engrasado, los cordones se deslizan dentro de la vaina plástica y operan como un resorte encargado de tomar la carga, quedando anclado en la parte superior con los conos empotrados en el cabezal metálico (Figura 31), y en la parte inferior, mediante el empotramiento de los cordones desnudos en la lechada de cemento.

FIGURA 31. CABEZAL DE ANCLAJE DE CUATRO CORDONES

Una vez conformado el anclaje y lograda la resistencia estructural necesaria para que el mismo tome carga, se toma cada uno de los cordones con un gato hidráulico especial, figura 32, y se le da la carga que le corresponde para que sumadas las cargas de todos los cordones que lo constituyen, le confieran al anclaje la carga de trabajo correspondiente.

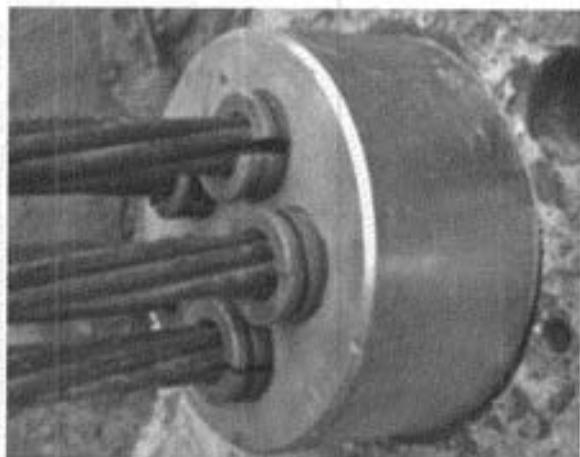


FIGURA 32. GATO HIDRÁULICO PARA EL TESADO DE LOS CORDONES



TABLA I: PROPIEDADES DE LAS BARRAS ROSCADAS DE ACERO PARA ANCLAJES (ASTM A722)

Grado del acero (°)	Diámetro D (mm)	Área A (mm ²)	Tensión última σ_u (N/mm ²)	Fuerza de tesado (kN)		
				$0,8 \cdot A \cdot \sigma_u$	$0,7 \cdot A \cdot \sigma_u$	$0,6 \cdot A \cdot \sigma_u$
150	26	531	1.035	440	385	330
	32	804	1.035	666	582	499
	36	1.018	1.035	843	737	632
	45	1.590	1.035	1.316	1.152	987
	64	3.217	1.035	2.664	2.331	1.998
160	26	531	1.104	469	410	352
	32	804	1.104	710	621	532
	36	1.018	1.104	899	787	674

ASPECTOS BÁSICOS A CONSIDERAR PARA LA CONSTRUCCIÓN DE UN ANCLAJE ACTIVO

Tal como se aprecia en los esquemas de la Figura 33, la terminación del anclaje activo en su extremo superior, debe ser conformada con un espacio vacío, de manera tal que el anclaje resulte estructuralmente independiente de la estructura que debe soportar. Para esto, al

terminar los trabajos de inyección primaria se deberá proceder a lavar la perforación en el tramo superior, para generar la separación necesaria entre la masa que conforma la estructura del anclaje de la estructura que debe sostener. Figuras 33 y 34.

Si esta consigna no se cumple o si el Ingeniero que tiene a cargo la construcción de los anclajes, no revisa esta etapa durante la construcción y los mismos tienen

una continuidad estructural con la estructura que se intenta contener, al momento de aplicar la carga de post tesado, la misma no se transferirá al terreno natural y por lo tanto no se logra ningún efecto beneficioso ya que la fuerza que se le imprime a los cables que conforman el anclaje, lo que hacen es comprimir la estructura del anclaje, sin transferir cargas al terreno natural y se tiene al final un esquema como el que se muestra en la figura 35.

Al proceder al post tesado de los cables, el tramo en vainado, experimenta una importante deformación elástica que lo transforma en un resorte empotrado en ambos extremos, generando dos fuerzas iguales y contrarias que comprimen la estructura del anclaje que tiene que resistir el esfuerzo por compresión de la pasta de cemento.

Vemos en este esquema que el suelo no interviene para nada en el proceso que estamos describiendo, tal es así que si aislamos el anclaje así concebido del suelo, las tensiones en su interior no cambiarán, ya que en el esquema que analizamos, todos los esfuerzos se desarrollan en el interior del elemento estructural que conforma el anclaje.

Esta conformación de un anclaje que está proyectado como activo, es la que particularmente denomino "Anclaje Pasivo Peligroso" por las siguientes razones:

Anclaje Pasivo: Porque la estructura deberá experimentar deformaciones para que el anclaje tome carga.

Peligroso: Porque los cordones trenzados ya han sido tensados a una carga cercana a la carga de fluencia de los mismos y si toman más carga superarán la carga de fluencia y pueden incluso llegar a la falla.

FIGURA 33. ESQUEMAS DEL EMPOTRAMIENTO SUPERIOR DE LOS ANCLAJES ACTIVOS

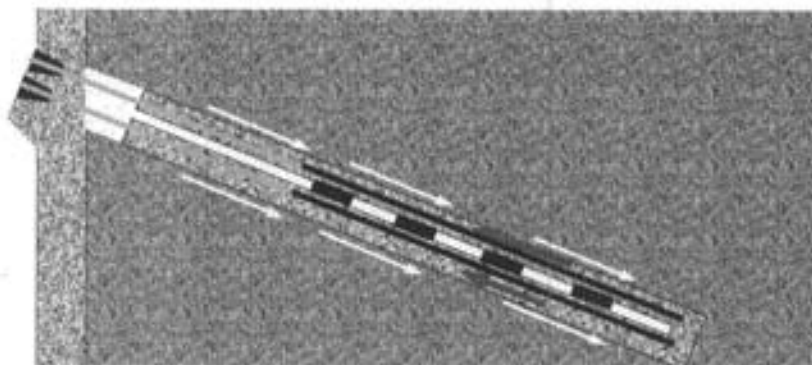


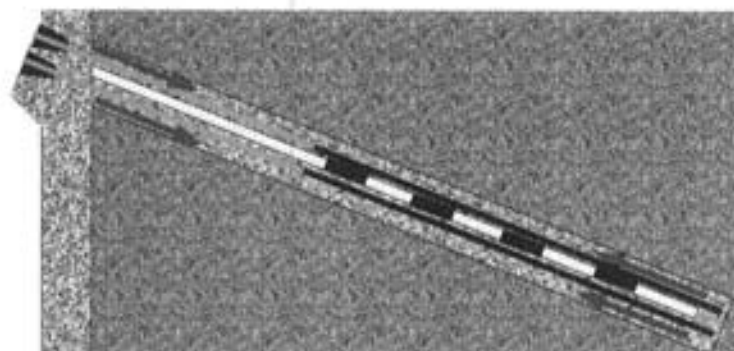
FIGURA 34. ESQUEMAS DEL EMPOTRAMIENTO SUPERIOR DE LOS ANCLAJES ACTIVOS



DETERMINACIÓN DE LAS TENSIONES EN LA ESTRUCTURA RESISTENTE DEL ANCLAJE

En los años que llevo haciendo micropilotes en Argentina y controlando la calidad y la resistencia de las lechadas que elaboramos, he verificado que con los cementos comunes del mercado argentino, las resistencia que podemos garantizar de las lechadas confeccionadas con relación (agua/cemento) $a/c = 0,5$ se ubica en el entorno de los 22 MPa. Figura 35 a.

FIGURA 35: ESQUEMA DE ESFUERZOS EN UN ANCLAJE ACTIVO MAL CONSTRUIDO. ANCLAJE PASIVO PELIGROSO



$$\sigma = \frac{125tn}{A} = \frac{125tn}{\frac{\pi \cdot (D \cdot \alpha)^2}{4}} = 49,12 MPa$$

Para un valor de $\alpha = 1,20$

Mientras que para la carga de diseño serán de 39,3 MPa.

En este punto, vale aclarar que las mencionadas tensiones no se pueden comparar directamente con los valores arrojados por los ensayos de compresión simple de la lechada, ya que en el anclaje, la estructura del mismo en la zona de bulbo se encuentra confinada a una tensión superior respecto de la tapada de suelos, como producto de las presiones inducidas por la presión de la inyección secundaria de la lechada.

Para valorar el incremento de tensión disponible utilizaremos la ecuación que vincula las tensiones principales de un elemento sometido a un estado triaxial de tensiones:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot N_\phi + 2c \cdot \sqrt{N_\phi}$$

A partir de ésta, estableceremos la tensión desviante ($\sigma_1 - \sigma_3$) para una tensión de confinamiento σ_3 :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \cdot \sqrt{N_\phi} + \sigma_3 \cdot (N_\phi - 1)$$

Donde el factor N_ϕ se calcula con:

$$N_\phi = \left[\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \right]^2$$

Teniendo en cuenta que el material evaluado se trata de una pasta fraguada confeccionada con lechada de cemento y agua (mortero), podemos estimar que el ángulo de fricción interna se ubicará en el entorno de $40^\circ < \phi < 45^\circ$ (Adoptamos $\phi = 40^\circ$).

FIGURA 35 A. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE DE PROBETAS DE LECHADAS.



Debemos aclarar en este punto, que resulta inviable confeccionar lechadas de relaciones agua-cemento iguales a 0,5 que puedan ser bombeadas para la conformación de estos elementos, sin la incorporación de aditivos especiales.

Es muy común que algunos proyectistas de estructuras diseñen anclajes para soportar cargas de 100 tn y confeccionen las mismas con un diámetro de 15 cm. Además, deberán ser sometidos a una carga de aceptación de 125% de la carga de diseño, con lo cual, las tensiones de compresión en el elemento para la carga de aceptación será:

Por otra parte, el valor de la cohesión podrá ser evaluado considerando que en un ensayo de compresión simple, el valor de la presión de confinamiento es nulo ($\sigma_3 = 0$). Entonces de la siguiente ecuación nos queda:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = q_u = 2.c.\sqrt{N_\phi} + \sigma_3.(N_\phi - 1)$$

$$\sigma_1 = q_u = 2.c.\sqrt{N_\phi}$$

$$c = \frac{q_u}{2.\sqrt{N_\phi}} = \frac{22\text{MPa}}{2 \times \text{Tan}(45^\circ + 40^\circ / 2)} = 5,13\text{MPa}$$

Finalmente, para el valor de presión de confinamiento solicitado al fuste del elemento "03" tendremos que considerar las presiones de inyección logradas durante las inyecciones secundarias ejecutadas a través de los manguitos de goma.

Como los mismos se encuentran separados, aproximadamente, 0,80 m unos de otros, podemos tomar un valor del 70% de la presión de inyección lograda en esta etapa de la construcción del anclaje (inyección secundaria).

Suponiendo un suelo "duro" de la Fm. Pampeano, sabremos que una vez fracturada la lechada primaria, las inyecciones se realizan con presiones del orden de los 3,5 a 4,5 MPa, por ende, podremos estimar una tensión de confinamiento media del orden de 4 MPa para un anclaje ubicado a 10 m de profundidad y con la napa al nivel del terreno natural.

Por otra parte, como la bomba inyectora de lechada de agua-cemento, se encuentra generalmente, alejada del punto de inyección (entre 10 m a 15 m o más), que la inyección se ejecuta con una manguera de alta presión de 3/8" y que el fluido inyectado ofrece una elevada viscosidad (Figura 36), es evidente que entre el punto de medición (manómetro de la bomba), hasta el punto de inyección, se produce una caída de la presión la cual -en forma generosa- podemos estimar en un 20%, cuantificando que en el punto de inyección tendremos una presión del orden de 3,2 MPa la cual tomaremos como presión de confinamiento.

Reemplazando valores en la ecuación anterior podremos estimar el valor de la resistencia a compresión de la lechada confinada a la profundidad del bulbo, la cual equivale a:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2.c.\sqrt{N_\phi} + \sigma_3.(N_\phi - 1)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2 \times 5,13\text{MPa} \times \sqrt{4,6} + 3,2\text{MPa} \times (4,6 - 1) = 33,5\text{MPa}$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = 33,5 \text{ MPa.}$$

Para la carga de post-tesado, tendremos un coeficiente de seguridad de:

$$F_s = \frac{33,5\text{MPa}}{49,12\text{MPa}} = 0,68$$

Mientras que para la carga de trabajo, ese valor se reduce a $F_s = 0,85$.

Obviamente, este es un tema que en la mayoría de los cálculos no se tiene en cuenta y puede llevarnos a situaciones de rotura, ya que el coeficiente de seguridad es menor a la unidad.

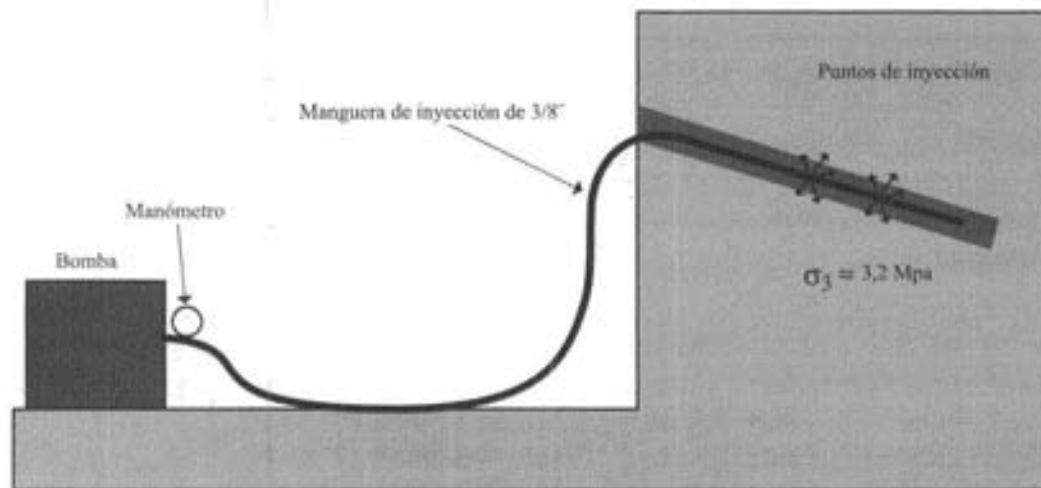
Ello se resuelve simplemente aumentando el diámetro del anclaje y no siendo tan conservadores con el valor asignado a dicho parámetro, ya que para un valor del diámetro de 20 cm, y para los mismos valores de carga, podremos lograr un coeficiente de seguridad $F_s = 1,21$ -para la carga de aceptación- y de $F_s = 1,52$ -para la carga de diseño-.

En la Figura 37, hemos representado las tensiones de rotura de la pasta de agua y cemento que conforman los anclajes para distintos valores de la tensión de rotura a la compresión simple de probetas moldeadas en el momento de construcción del anclaje y para distintos valores de la tensión de confinamiento.

En dicho gráfico hemos representado los resultados para valores de confinamiento de 2, 3 y 4 MPa.

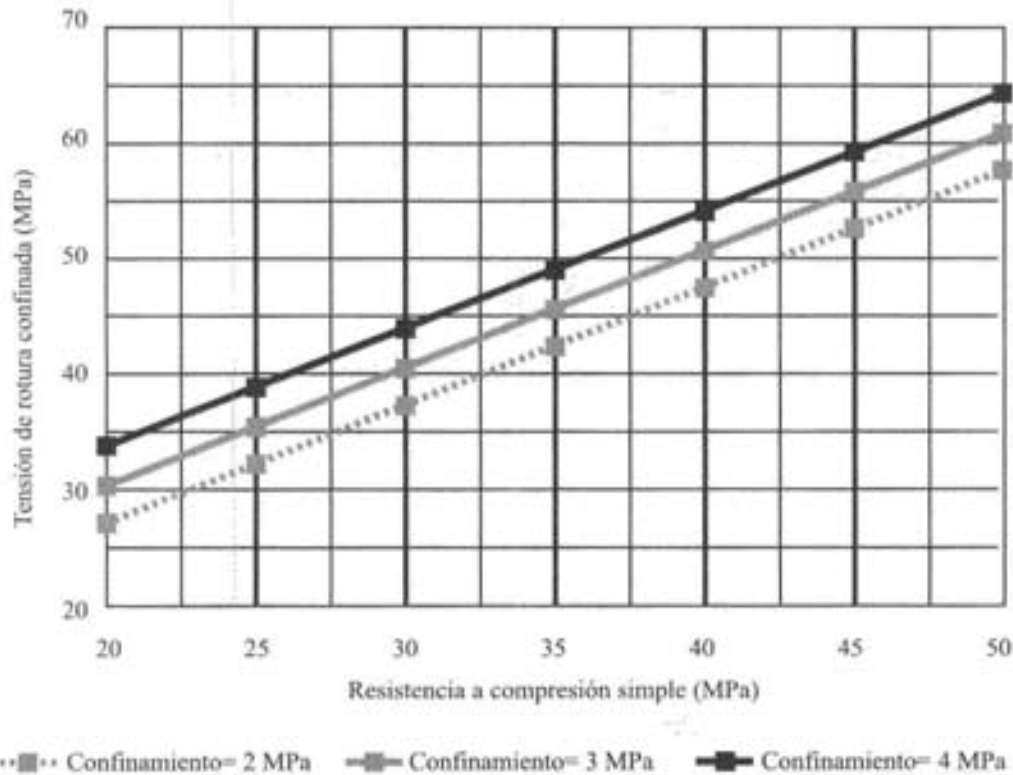
La selección de los valores a adoptar respecto de la resistencia a la compresión simple, serían aquellos mínimos de la serie de ensayos ejecutados sobre las probetas confeccionadas con la pasta utilizada para un mismo grupo de anclajes.

FIGURA 36. ESQUEMA DE INYECCIÓN SECUNDARIA DE UN ANCLAJE IRS



$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \cdot \sqrt{N_e} + \sigma_3 \cdot (N_e - 1)$$

FIGURA 37. TENSIONES DE ROTURA DE LA PASTA DE AGUA Y CEMENTO EN ESTADO CONFINADO



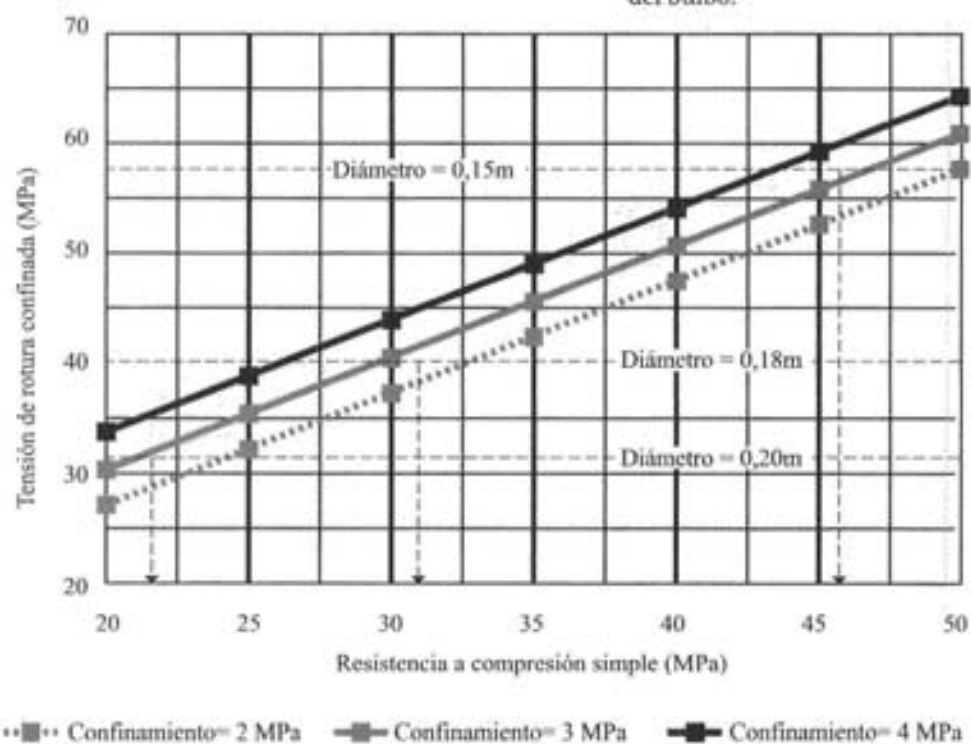
Este gráfico nos permite establecer un coeficiente de seguridad con respecto a la tensión de trabajo de la pasta que conforma el anclaje y la tensión de rotura de la misma en función de los resultados de los ensayos.

Supongamos, por ejemplo, que proyectamos un anclaje de 1.000 KN de carga de trabajo y lo dimensionamos con diámetros de 0,15 m, 0,18 m y 0,20 m. La tensión que deberá soportar la pasta de cemento comprimida por esta carga se destaca en la siguiente tabla, atendiendo a los distintos diámetros establecidos.

Carga del anclaje (KN)	1.000	1.000	1.000
Diámetro (m)	0,15	0,18	0,20
Tensión de trabajo (MPa)	56,59	39,30	31,83

Si representamos los valores de tensiones de trabajo en el gráfico de la Figura 37 podemos determinar, para cada caso y tomando un valor de la presión de confinamiento, los valores mínimos de las tensiones de resistencia a la compresión simple a lograr para obtener un coeficiente de seguridad $F_s = 1$. Detallamos lo descrito en la Figura 37a.

FIGURA 37 A. RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE MÍNIMAS PARA DISTINTAS CARGAS Y DISTINTOS DIÁMETROS



FACTOR DE EFICIENCIA DEL ANCLAJE

En todos los casos donde se construyen anclajes con cordones, el empotramiento de los mismos dentro de la lechada inyectada genera un problema el cual reduce significativamente la eficiencia del mismo. Esto se debe a que los cordones trenzados, a diferencia de las barras sólidas, al ser sometidos a un esfuerzo de tracción, experimentan una deformación importante.

Por otra parte, para transferir la carga de tesado a lo largo del anclaje, el mismo debe manifestar un movimiento relativo entre el cordón y la lechada y entre la lechada y el suelo, generando fisuras en la pasta cementicia como la que se muestra en la figura 38a. Si tenemos en cuenta, además, que todos esos materiales presentan distintos módulos de deformación, se producen importantes alteraciones relativas, responsables de la transmisión a una mayor distancia de la carga del cable, pero a costa de una menor tensión entre el suelo y la lechada que pasa de un valor máximo "qu" a un valor residual "qres". Este mecanismo de transferencia de carga a lo largo del cordón, hace que las tensiones que se logran en la zona del bulbo avancen como una "ola" hacia el extremo del mismo. En la figura 38b, se muestra cómo avanza el tren de tensiones en los cordones a medida que el anclaje va tomando carga, a lo largo de la zona del bulbo.

FIGURA 38A:
FISURACIÓN DE
UN ANCLAJE
ACTIVO QUE
TRABAJA A LA
TRACCIÓN Y
CONFORMADO CON
CORDONES
TRENZADOS

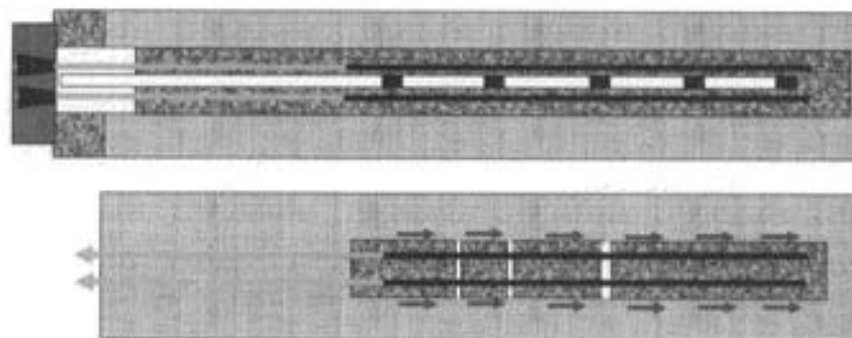
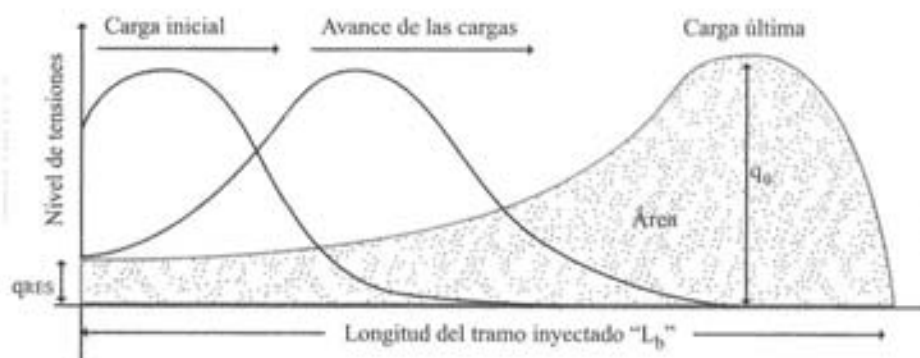


FIGURA 38 B.
DESARROLLO DEL
NIVEL DE TENSIONES
EN LOS CABLES
TRENZADOS A
MEDIDA QUE EL
ANCLAJE TOMA
CARGA



A medida que avanza el nivel de tensiones en el cable a lo largo de la zona inyectada "L_b", en los tramos donde el pico de tensiones ha pasado y se produjo una pequeña deformación relativa, entre la lechada y el suelo, el nivel de tensión residual toma un valor mínimo "q_{res}", mientras que en el pico de tensiones obtendremos el valor máximo "q_u".

Cuando finalmente alcanzamos la carga última, quedará en los cables un nivel de tensiones variable a lo largo del tramo inyectado, representado por el área sombreada de la Figura 38 b.

Si comparamos el valor del área sombreada con el sector definido por el rectángulo delimitado por L_b y q_u, obtendremos el factor de eficiencia del anclaje:

$$f_{eff} = \frac{Area}{L_b \times q_u}$$

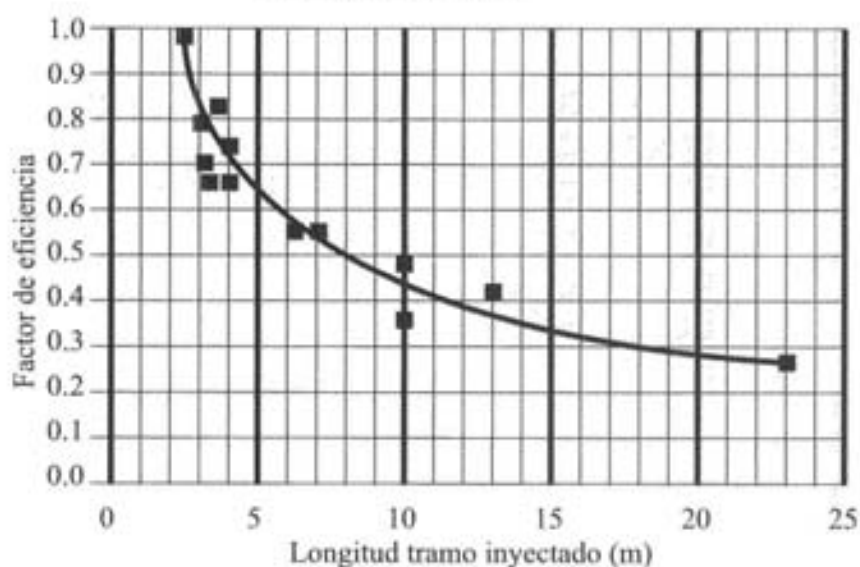
Claramente, dicho factor disminuye a medida que apre-

ciamos un tramo inyectado de mayor longitud, por lo tanto, este tipo de anclaje se utiliza en aquellos casos donde la longitud del tramo inyectado "L_b" no supera los 10 m.

El valor del "Factor de Eficiencia", puede ser cuantificado mediante la siguiente ecuación. La misma resulta de las mediciones realizadas, como se muestra en la Figura 39.

$$f_{eff} = 1,6 \times L_b^{-0,57}$$

FIGURA 39. FACTOR DE EFICIENCIA DE UN ANCLAJE CON CABLES



Para los casos donde se desea lograr una mayor capacidad de carga, sin perder eficiencia a lo largo del tramo inyectado, la solución radica en confeccionar un anclaje de bulbos múltiple. Ello consiste en cordones desnudos de tramos cortos, empotrados en la lechada de cemento y ubicados uno después del otro a lo largo del bulbo, de manera que cada cable adquiera la máxima carga dentro de la longitud de empotramiento dispuesta. Lo visto se detalla en la Figura 40.

La longitud para los distintos tramos de los anclajes múltiples, según se puede apreciar en el gráfico de la Figura 40, se ubica entre 2 y 3 metros.

Esa disposición de los cordones dentro del anclaje permite diseñar tramos inyectados de mayor longitud, asegurando un factor de eficiencia del orden de $f_{eff} = 0,85$.

$$Q_u = \pi \times D \times L_b \times q_s \times f_{eff}$$

A efectos de evaluar la tensión de adherencia entre el cordón y la lechada podemos considerar la siguiente ecuación.

Dónde:

τ_{adh} : Tensión de adherencia límite entre el cordón y la lechada, expresada en MPa.

f_{ck} : Resistencia característica de la lechada a 28 días, en MPa.

Con este valor de τ_{adh} se debe verificar la siguiente ecuación:

$$P_C \leq \frac{L_b \times p \times \tau_{adh}}{1,2}$$

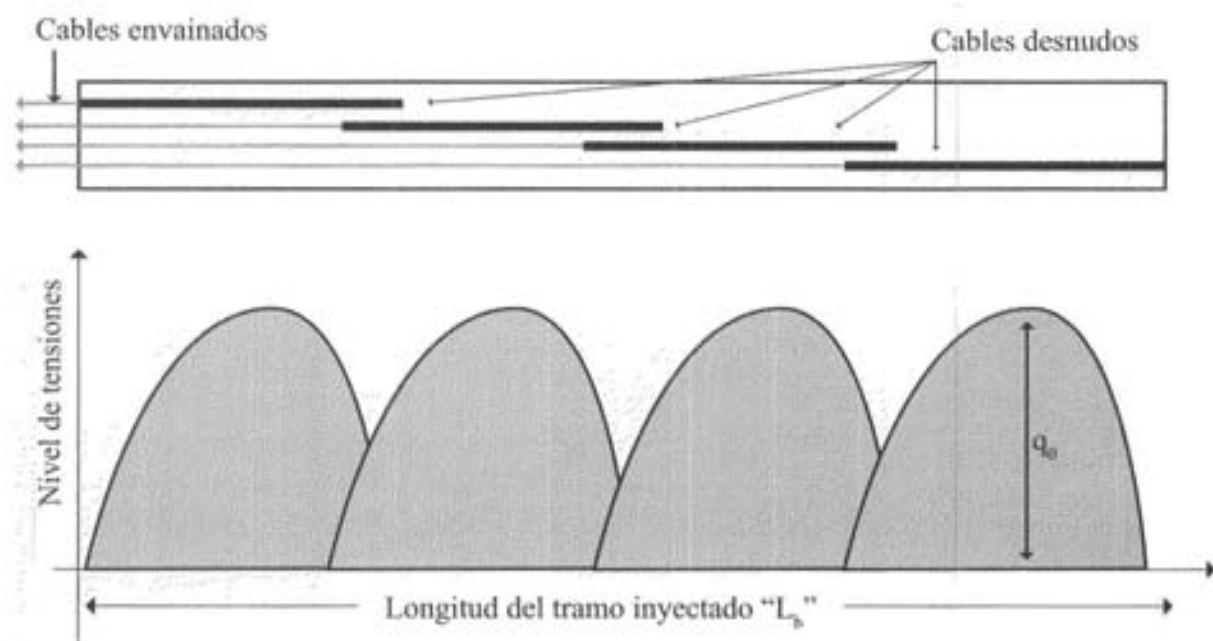
Dónde:

P_C : Carga del cordón.

L_b : Longitud del tramo desnudo del cordón dentro de la lechada.

p : Perímetro del cordón.

FIGURA 40. ANCLAJE CON BULBOS MÚLTIPLES



TESADO DEL ANCLAJE

SELECCIÓN DE LA ARMADURA DEL ANCLAJE

La selección de la armadura de tracción del anclaje se lleva a cabo de forma tal que sea capaz de soportar, con seguridad, las cargas de diseño en el bulbo de anclaje. En la selección se aplican distintos factores de seguridad detallados a continuación.

DEFINICIONES

SMTS: Resistencia a la tracción mínima especificada (Specified Minimum Tensile Strength).

Carga de trabajo "Ct": Es la carga aplicada al anclaje una vez puesto bajo carga, en ningún caso podrá superar el 70% de la SMTS.

Carga de diseño "Cd": Carga especificada para el diseño de los anclajes. No puede superar, en ningún caso, el 60% del valor especificado para la SMTS.

Carga de máxima de prueba "Cp": Carga máxima aplicada en el anclaje por una prueba de carga. En ningún caso, podrá superar el 80% de la SMTS.

Por ejemplo, si se requiere diseñar un sistema de anclajes ensayados por pruebas de carga, los cuales alcancen hasta el 140% de la carga de diseño, entonces, dicha carga será:

$$C_p = 1,40 \times C_d$$

$$C_d = \frac{C_p}{1,40} = \frac{0,80 \times SMTS}{1,40} = 0,57 \times SMTS < 0,60 \times SMTS$$

Por lo tanto, la carga de diseño "Cd" no deberá superar el 0,57 del valor de SMTS.

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS

Como dijimos antes, los cables utilizados para el postesado de los anclajes son cables conformados por cordones de acero trenzados, envainados y engrasados. En Argentina, esos cordones los comercializa la empresa Acindar SA y se identifican como CEE 1900, Grado 270, cuyas características geométricas son las siguientes:

El cordón permanece conformado por siete cables de acero trenzados, compuestos por un alma de 5,35 mm de diámetro y seis cables a su alrededor de 5,00 mm de diámetro, tal como se aprecia en la Figura 41.

TABLA II. PROPIEDADES DE LOS CORDONES DE CABLES TRENZADOS DE ACERO PARA ANCLAJES DE 15,2 MM DE DIÁMETRO NOMINAL (ASTM A416 GRADO 270)

Cantidad de cordones	Sección nominal (mm ²)	Resistencia a la tracción mínima especificada SMTS (kN)	Fuerza de tesado (kN)		
			0,8 SMTS	0,7 SMTS	0,6 SMTS
1	140	261	209	183	157
2	280	522	418	365	313
3	420	783	626	548	470
4	560	1.044	835	731	626
5	700	1.305	1.044	913	783
6	840	1.566	1.253	1.096	940
7	980	1.827	1.462	1.279	1.096
8	1.120	2.088	1.670	1.462	1.253
9	1.260	2.349	1.879	1.644	1.409

Dicha disposición conforma una sección de acero por cada cordón de:

$$\begin{aligned} \text{Área del cordón} &= \\ = A_c &= \frac{\pi}{4} \left[(5,35\text{mm})^2 + 6 \cdot (5,00\text{mm})^2 \right] = 140\text{mm}^2 \end{aligned}$$

Diámetro del cordón engrasado y envainado:

18,20 mm.

Diámetro del cordón desnudo: 15,20 mm.

Sección nominal del cordón desnudo: $A_c = 1,40 \text{ cm}^2$.

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS

Resistencia a la tracción mínima especificada "SMTS" del cordón: 261 kN.

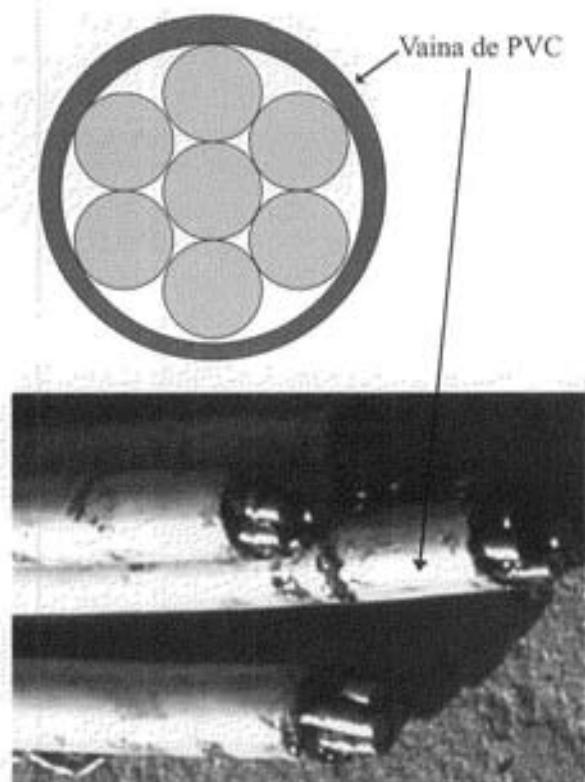
Alargamiento de rotura bajo carga: 3,5%.

Carga para una deformación del 1% de alargamiento del cordón: $Q = 235 \text{ kN}$.

Módulo elástico del cordón:

$E = 19.370 \text{ kN/cm}^2 = 1.937.000 \text{ kg/cm}^2$.

FIGURA 41. ESQUEMA DEL CORDÓN ENVAINADO PARA LOS ANCLAJES



VERIFICACIÓN DE LAS DEFORMACIONES PARA UN ANCLAJE

Para el cálculo de las deformaciones de la armadura del anclaje cuando le aplicamos la carga de post-tesado " ΔL_p ", debemos considerar el largo del tramo de los cordones envainados " L_e " y las características elásticas de los cables.

$$Q_p = \frac{\Delta L_p \times A \times E}{L_e}$$

Cuando se aplique esta carga de tesado " Q_p " se producirán pérdidas de carga generadas por la puesta en tensión del sistema de anclaje, las cuales se manifiestan en deformaciones adicionales de la armadura, deformaciones por penetración de la cuñas en sus asientos y por el rozamiento de los cordones en el envainado. Las mencionadas pérdidas pueden estimarse en un anclaje en torno de los 6 mm de deformación de los cordones.

Por otra parte, como es la primera vez que el tensor toma carga, se producirán pérdidas diferidas a través del tiempo por relajamiento del cordón y deformaciones del suelo. Las mismas pueden estimarse y compensarse aumentando en un 8% las cargas aplicadas. Por todo lo expuesto, el valor de la deformación final al aplicar la carga de post-tesado, será:

$$\Delta L_p = \frac{1,08 \times Q_p \times L_e}{A \times E} + 6\text{mm}$$

Con esos parámetros podemos calcular la elongación de la armadura cuando apliquemos la carga de post-tesado " Q_p ".

VERIFICACIÓN DE LA DEFORMACIÓN MÁXIMA EN SERVICIO DEL ANCLAJE

Se debe verificar, además, que cuando entre en servicio la pantalla anclada, para la carga de trabajo calculada, la elongación adicional experimentada por el tensor " ΔL_r ", no supere una deformación máxima establecida en función de la estructura tratada.

Esta limitación es de orden general, debiendo permanecer en concordancia con el tipo de estructura proyectada, junto con las limitaciones de deformación impuestas en el diseño de la misma.

La deformación elástica residual " ΔL_r " de los cables, al momento de aplicar la carga de trabajo del anclaje, para la cual fue calculada " C_t ", establece una relación directa con el tipo de estructura tratada, ya que definiremos la deformación máxima a ser absorbida por la misma. Esta deformación es conveniente que presente un valor reducido. Por lo general, se sugiere un valor ubicado por debajo de los 20 mm o 30 mm, dependiendo del tipo de obra analizada. Procedemos:

$$\Delta L_r = \frac{(C_t - Q_r) \times L_e}{A \times E}$$

Teniendo en cuenta lo descrito, el parámetro de ajuste para lograr un coeficiente de deformación ajustado, es la carga de post tesado " Q_p ".

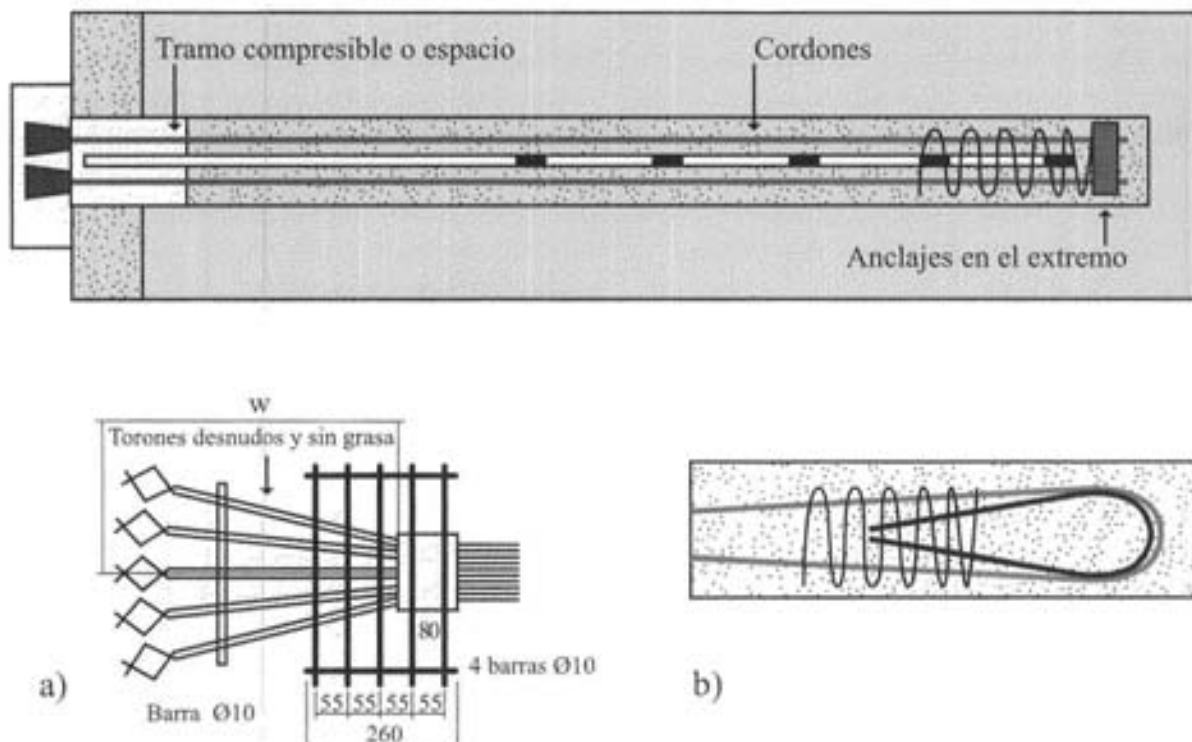
DISEÑO ALTERNATIVO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS ANCLAJES CON CABLES

Como hemos visto en los párrafos anteriores, el diseño de los anclajes abarca dos aspectos a considerar especialmente. Los mismos se refieren a:

- Lograr una mayor eficiencia en el diseño para que con los mismos materiales podamos obtener una carga mayor.
- Determinar si queremos que el anclaje trabaje a la tracción o a la compresión
- Obtener una mayor seguridad frente a la falla de los materiales que lo conforman.

Para resolver el primer problema, proponemos utilizar a lo largo del anclaje, cables envainados empotrados en placas de acero de similares características a los colocados en la parte superior del anclaje, con los conos partidos.

FIGURA 42. ESQUEMA DEL ANCLAJE CON CABLES ENVAINADOS

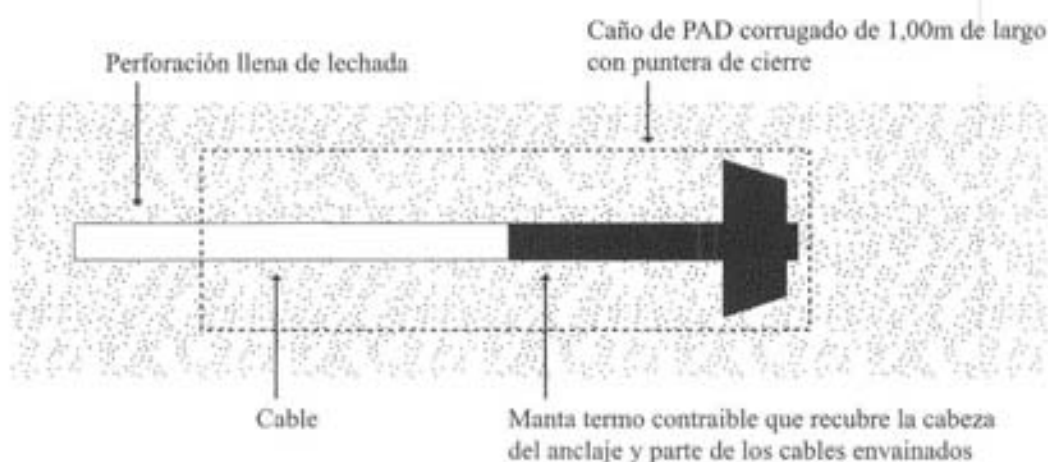


Este empotramiento de los cables en la pieza metálica se puede efectuar con los mismos conos de fijación empleados en la cabeza del anclaje. Ver la Figura 42.

De esta forma tendremos un anclaje activo donde la estructura del mismo trabajará a compresión, evitando con ello la fisuración de la masa cementicia y asegurando un valor unitario para el coeficiente de eficiencia. Para preservar de la corrosión este elemento, que tiene en el empotramiento los cables desnudos, la pieza puede ser protegida con un tramo de no menos de 1,00 m de largo de caño de PVC corrugado con punta que lo contenga, que luego irá inmerso en la lechada de ce-



FIGURA 42C.
ESQUEMA DEL EXTREMO
TERMINAL DEL ANCLAJE



mento externa e interna al mismo caño, que se inyecta durante la construcción del anclaje tal como se detalla en el esquema de la figura 42c.

Existen otras eficaces alternativas para resolver el ajuste de la cabeza inferior de los cordones de un anclaje.

Una forma es pelando los cables envainados en el tramo inferior y desplegar los alambres que conforman el codón trenzado, tal como se aprecia en la Figura 42 a.

Otra alternativa radica en colocar un asiento metálico especial, tipo "cama", permitiendo que los cordones envainados efectúen un giro sobre dicho asiento de 180° (Figura 42 b).

Ello permite obtener, en la totalidad del anclaje, los cordones envainados, y por lo tanto, protegidos. Al envol-

ver al asiento metálico provocan que el mismo ejerza su fuerza de compresión sobre el mortero que conforma el anclaje. Este diseño permite además que una vez completada la utilidad del anclaje temporario, el cordón sea retirado haciéndolo deslizar dentro de la cobertura plástica de protección, en virtud de que el mismo se encuentra engrasado.

Estos diseños permiten que la totalidad de la carga de los cables sea tomada por el anclaje con un factor de eficiencia igual a la unidad.

El segundo punto a resolver implica las tensiones a las cuales se somete la sección de mortero que conforma el anclaje, ya que si bien las armaduras de los mismos trabajan a tracción, de acuerdo a como se diseñe el elemento, el mortero presentará secciones sometidas a tracción y a compresión, o todo el elemento experimentará cargas de compresión.

Si observamos el anclaje de la Figura 38 a vemos que dada la configuración del mismo, el mortero ubicado en la zona del bulbo expone secciones sometidas a tracción, mientras que la zona libre se encontrará absolutamente sujeta a tensiones de compresión.

En contraposición, si tenemos un anclaje configurado de acuerdo al detalle de la Figura 42, podemos deducir fácilmente que todo el mortero se encuentra sometido a tensiones de compresión.

En esos casos, donde la sección de mortero se encuentra totalmente sometida a tensiones de compresión, se deberá verificar que la tensión inducida en la sección de mortero se encuentre por debajo de una tensión admisible aceptable.

En el caso que dicha tensión se encuentre por debajo de una admisible aceptable, se deberá verificar como un elemento estructural. Para ello, será necesario que se encuentre debidamente armado con barras de acero, las cuales le permitan soportar las cargas impuestas al anclaje, utilizando la siguiente ecuación:

$$Q_{adm} = \frac{f_{yk} \cdot A + f_{ck} \cdot B}{F_s}$$



Dónde:

f_{ck} = Resistencia característica de la lechada.

f_{yk} = Resistencia característica del acero.

A = Área transversal de la armadura.

B = Área transversal de la lechada de cemento.

$F_s = 1,7$ (Coeficiente de seguridad).

EJEMPLO DE APLICACIÓN

A modo de ejemplo, supongamos que debemos confeccionar un anclaje para soportar una carga activa de 1.000 kN en un suelo arcilloso muy compacto, el cual presenta como valor promedio del ensayo SPT ejecutado con una energía del 90% de la teórica de $N_{90} = 28$ y por razones de diseño, el tramo libre del anclaje es de $L_e = 10$ m.

Una vez finalizado el anclaje, será ensayado al 120% de la carga de diseño.

Se adoptan los siguientes parámetros para el cálculo:

f_{ck} = Resistencia característica de la lechada: 20 MPa.

f_{yk} = Resistencia característica del acero en barras: 420 MPa.

D = Diámetro del anclaje: 22 cm.

B = Área transversal del anclaje: 380.13 cm².

CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS CABLES

Carga de rotura mínima del cordón: 261 kN.
 $E = 19.370 \text{ kN/cm}^2 = 1.937.000 \text{ kg/cm}^2$.

VERIFICACIÓN DE LA CANTIDAD DE CABLES

Si se utilizan para el post-tesado de los anclajes cordones de cables de acero trenzados, envainados y engrasados, conformados por siete cables, con un alma de 5,35 mm de diámetro y seis cables a su alrededor de 5,00 mm de diámetro, tendremos una sección por cordón de:

$$\begin{aligned} \text{Área del cordón} &= \\ &= A_c = \frac{\pi}{4} \left[(5,35 \text{ mm})^2 + 6 \cdot (5,00 \text{ mm})^2 \right] = 140 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diámetro del cordón desnudo: 15,20 mm.

Sección nominal del cordón desnudo: $A_c = 1,40 \text{ cm}^2$.

Como se requiere que el anclaje sea ensayado con una carga de prueba que llegue hasta el 120% de la carga de diseño, la misma será:

$$\begin{aligned} C_p &= 1,20 \times C_d \\ C_d &\leq \frac{C_p}{1,20} = \frac{0,80 \times SMTS}{1,20} = 0,66 \times SMTS \end{aligned}$$

Además, consideraremos:

$$C_d \leq 0,6 \times SMTS$$

Por lo tanto, tomamos la segunda de estas dos condiciones ya que es la menor de ambas.

Vemos en la Tabla II que ello se cumple con siete cordones que nos brindan una carga para $0,6 \times SMTS$ de 1.096 kN, mayor a la carga de trabajo de 1.000 kN.

CÁLCULO DE LA LONGITUD DEL TRAMO ANCLADO

La carga admisible que debe ser tomada por el anclaje se puede calcular teniendo en cuenta la longitud del anclaje "L", haciendo:

$$C_t = \frac{\pi \cdot L \cdot D \cdot q_s}{F_s}$$

Si tenemos en cuenta que los suelos presentan un valor promedio del ensayo SPT de $N_{60} = 28$, podemos calcular el valor de "qs" con:

$$\begin{aligned} q_s &= \frac{1}{\left[\frac{0,55}{N_{60}} + 0,02 \right]} = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{(28 \times 1,5)} + 0,02 \right]} \\ &= 30,2 \text{ tn/m}^2 = 0,3 \text{ MPa} \end{aligned}$$

A partir de esta ecuación, y tomando un coeficiente de seguridad $F_s = 2$ para la tensión de fuste entre el anclaje y el suelo, obtenemos la siguiente relación para calcular la longitud del bulbo de anclaje:

$$L_a = \frac{F_s \cdot C_t}{\pi \cdot D \cdot q_s} = \frac{2 \times 1 \text{ MN}}{\pi \times 0,20 \text{ m} \times 0,3 \text{ MN/m}^2} = 10,61 \text{ m}$$

Adoptamos una longitud de $L_b = 11 \text{ m}$ para el tramo del bulbo anclado.

CÁLCULO DE LA ARMADURA DEL ANCLAJE EN EL TRAMO ANCLADO

Para determinar la armadura longitudinal en barras rígidas, necesarias de colocar en el anclaje, podemos aplicar la siguiente ecuación:

$$C_t = \frac{f_{ya} \cdot A + f_{yb} \cdot B}{F_s}$$

Debemos considerar el incremento de tensión de confinamiento a la cual estará sometido el anclaje, debido a la presión de la inyección secundaria. Para formalizar

dicho análisis estimaremos que la cohesión "c" se puede obtener en función de la tensión de rotura a la compresión simple "qu" más el valor del ángulo de fricción $\phi = 40^\circ$ exhibido por el mortero que conforma el anclaje:

$$c = \frac{q_u}{2 \cdot \sqrt{N_s}} = \frac{20 \text{ MPa}}{2 \times \tan(45^\circ + 40^\circ / 2)} = 4,66 \text{ MPa}$$

Finalmente, para el valor de σ_3 estudiaremos las presiones de inyección logradas durante las inyecciones secundarias ejecutadas a través de los manguitos de goma, los cuales como se encuentran separados -aproximadamente- a 0,80 m unos de otros, podemos tomar un valor del 80% de la presión de inyección alcanzada en esta etapa de la construcción del anclaje.

Suponiendo que se trata de un suelo "duro" de la Fm. Pampeano, podemos inferir que se lograrán presiones de inyección del orden de los 4 MPa, con lo cual, podremos estimar una tensión de confinamiento de $\sigma_3 = 3,2 \text{ MPa}$ a lo largo del bulbo.

Reemplazando los valores en la ecuación anterior, podremos estimar el valor de la resistencia a compresión de la lechada confinada a la profundidad del bulbo:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \cdot \sqrt{N_s} + \sigma_3 \cdot (N_s - 1) = 2 \times 4,66 \text{ MPa} \times \sqrt{4,6} + 3,2 \text{ MPa} \times (4,6 - 1) = 31,51 \text{ MPa}$$

$$|(\sigma_1 - \sigma_3) = f_{ck} = 31,51 \text{ MPa.}$$

En virtud del incremento de la tensión dada a la confinación, verificamos la cantidad de armadura a adicionar al anclaje. Para ello, la siguiente ecuación verifica una armadura de 4 ϕ de 20 mm (0,001257 m²):

$$Q_{adm} = \frac{420 \text{ MPa} \times 0,001257 \text{ m}^2 + 31,51 \text{ MPa} \times 0,038013 \text{ m}^2}{1,7} = 1,015 \text{ MN}$$

Veamos ahora cuál deberá ser la carga de post-tesado "Q_p" para que la deformación residual del anclaje, al aplicarse la carga de trabajo Ct, sea de $\Delta L_r = 30 \text{ mm}$.

En este caso, vale tener en cuenta que los cordones en vainados recorren la totalidad de la longitud del anclaje, por ende, el largo a considerar de los mismos, para calcular la deformación de los cordones, será: $L + L_e$.

$$\Delta L_r = \frac{(C_t - Q_r) \times (L_e + L)}{A \times E}$$

$$Q_r = C_t - \left(\frac{\Delta L_r \times A \times E}{(L_e + L)} \right)$$

$$Q_r = 1.000 \text{KN} - \left(\frac{3 \text{cm} \times 7 \times 1,40 \text{cm}^2 \times 19.370 \text{KN/cm}^2}{(11.000 \text{cm} + 10.000 \text{cm})} \right) = 973 \text{KN}$$

Entonces, brindaremos al anclaje un valor equivalente al 97% de la carga de trabajo.

EJERCICIO DE APLICACIÓN

En el perfil de suelos adjuntado, se debe ejecutar una excavación de 10,40 m para construir cuatro subsuelos. En virtud de que la obra proyectada es vecina a estructuras existentes, se tratará de la mejor forma posible de evitar la generación de fisuras en dicha estructura dadas las deformaciones de los suelos, debidas a la relación de tensiones que implican las excavaciones para los subsuelos. Teniendo en cuenta lo expresado, consideramos conveniente ejecutar la obra con anclajes activos, materializados mediante cordones trenzados, los cuales luego, serán tesados a la carga de trabajo.

INFORMACIÓN DISPONIBLE

Se dispuso de un estudio de suelos, ejecutándose cuatro sondeos en el perímetro de la excavación, de 12 m de profundidad, con el objeto de dimensionar los anclajes.

Los sondeos para definir las fundaciones del edificio se llevaron a cabo en el centro de la excavación a mayores profundidades.

En los sondeos se realizaron ensayos normales de penetración (SPT) con el sacamuestras normalizado de Terzaghi, a cada metro de avance, a partir de los cuales se obtuvieron muestras descriptas visualmente. Sobre las mismas se ejecutaron ensayos de identificación en el laboratorio, por ello, se cuenta con su clasificación y resulta factible estimar los parámetros de corte correspondientes a cada manto.

El perfil de suelo detectado se destaca en la Figura 43. En dicho perfil se aprecia, en la parte superior y hasta los -3,50 m, suelos arcillosos del tipo CH y CL "medianamente compactos".

En este perfil, se presenta el nivel de la napa de agua a la profundidad promedio de -3,20 m. Posteriormente, y hasta el límite investigado, se detectan suelos de la Fm. Pampeano "compactos" a "muy compactos".

FIGURA 43

Profundidad (m)	Sondeo 1	Sondeo 2	Sondeo 3	Sondeo 4
1	CH 5	CH 6	CH 7	CH 7
2	CL 9	CL 7	CL 8	CL 7
3	CH 8	CH 9	CH 10	CH 8
4	ML 16	ML 16	ML 13	ML 14
5	ML 20	ML 19	ML 21	ML 20
6	ML 26	ML 22	ML 26	ML 23
7	ML 27	ML 21	ML 22	ML 27
8	ML 28	ML 23	ML 23	ML 30
9	ML 30	ML 22	ML 27	ML 28
10	ML 25	ML 23	ML 26	ML 32
11	ML 23	ML 27	ML 23	ML 29
12	ML 26	ML 26	ML 26	ML 32

DIAGRAMAS DE EMPUJES

Al efecto de ponernos del lado de la seguridad tomaremos, para evaluar los esfuerzos de los anclajes, el diagrama que se adjunta a continuación, donde se le ha adicionado el diagrama de empuje que puede generar una sobrecarga adicional apoyada en el borde de la excavación de $q = 2 \text{ tn/m}^2$. Ello implica sumarle al diagrama superior correspondiente a la de los suelos "medianamente compactos" una ordenada de:

$$\sigma = K_a \times q = 0,3 \times 2 \text{ tn/m}^2 = 0,60 \text{ tn/m}^2$$

La ordenada del diagrama de empuje en los mantos superiores puede ser estimada mediante una ordenada variable en el primer metro.

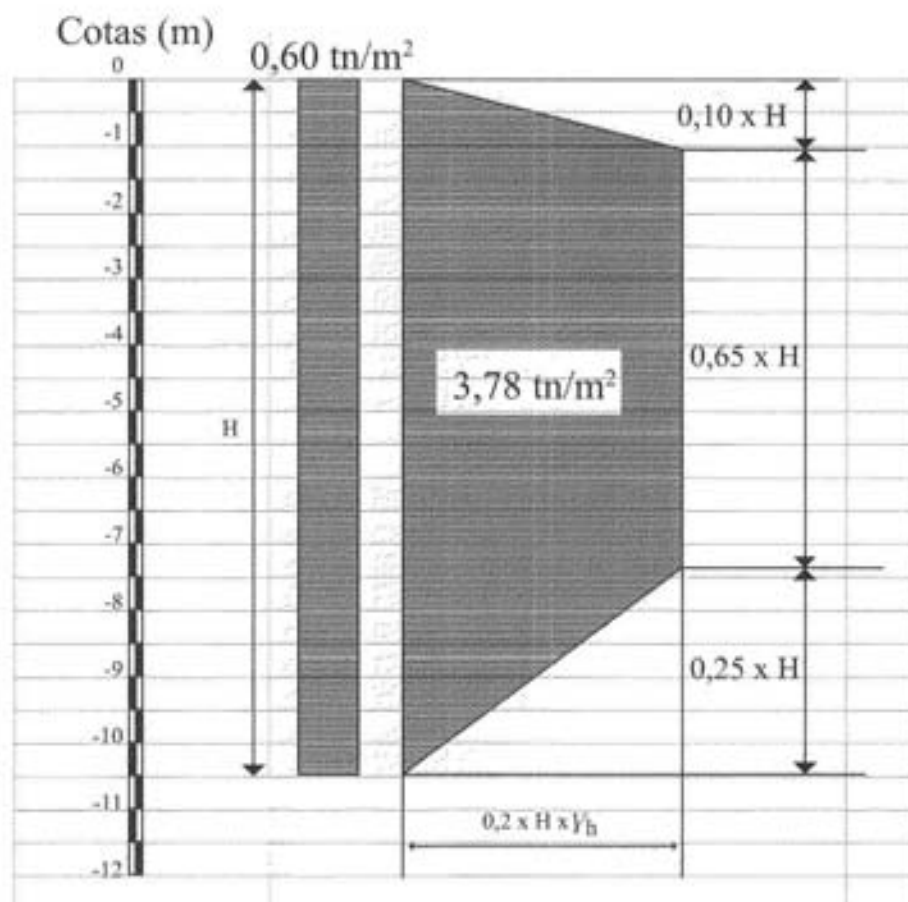
A partir de este nivel, se mantiene constante según lo indicado en el diagrama de empuje recomendado para los suelos "compactos", el cual responde a la siguiente ecuación (Ver Figura 44):

$$\begin{aligned} \sigma &= 0,2 \times \gamma_s \times H = 0,2 \times 1,80 \text{ tn/m}^3 \times \\ &\times 10,50 \text{ m} = 3,78 \text{ tn/m}^2 \end{aligned}$$

Ello sumado al diagrama de la sobrecarga brinda una ordenada final (Ver Figura 44 a):

$$\sigma = 0,60 \text{ tn/m}^2 + 3,78 \text{ tn/m}^2 = 4,38 \text{ tn/m}^2$$

FIGURA 44



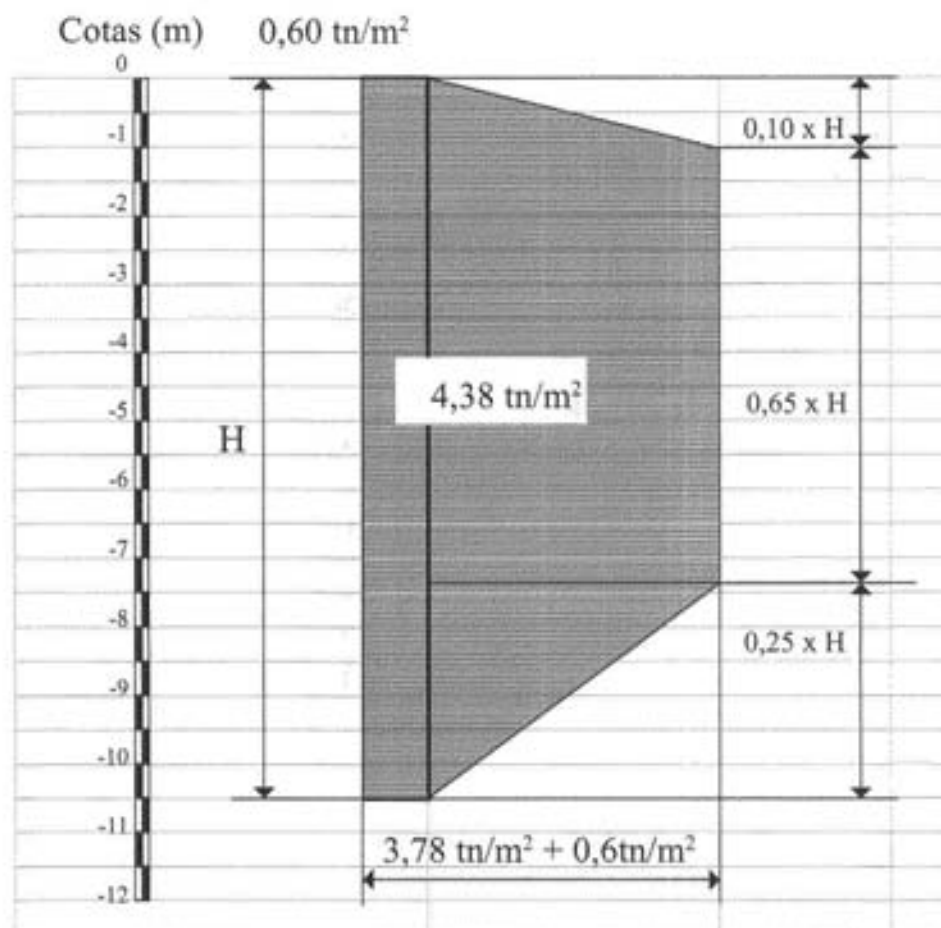


FIGURA 44 A

DISTRIBUCIÓN DE LOS ANCLAJES

Atendiendo a ejecutar una excavación la cual alcance una cota de -10,50 m y teniendo en cuenta el diagrama de empujes (Figura 45) y que en los tres primeros metros hallaremos suelos "medianamente compactos", proponemos disponer cuatro niveles de anclajes ubicados a cota -1,25 m, -3,75 m, -6,25 m y -9,00 m.

De acuerdo a dicha disposición geométrica, se ubica para cada fila de anclajes una faja horizontal del diagrama de empuje en los tres niveles superiores, de 2,50 m de altura y en el último de 3,00 m.

Ello aporta valores de carga por unidad de ancho, para cada nivel de anclajes. Si además definimos la distancia en el sentido horizontal otorgada a la instalación de los anclajes en un valor de 3,00 m para cada fila, obtendremos las cargas horizontales para cada anclaje (Ver Tabla III).

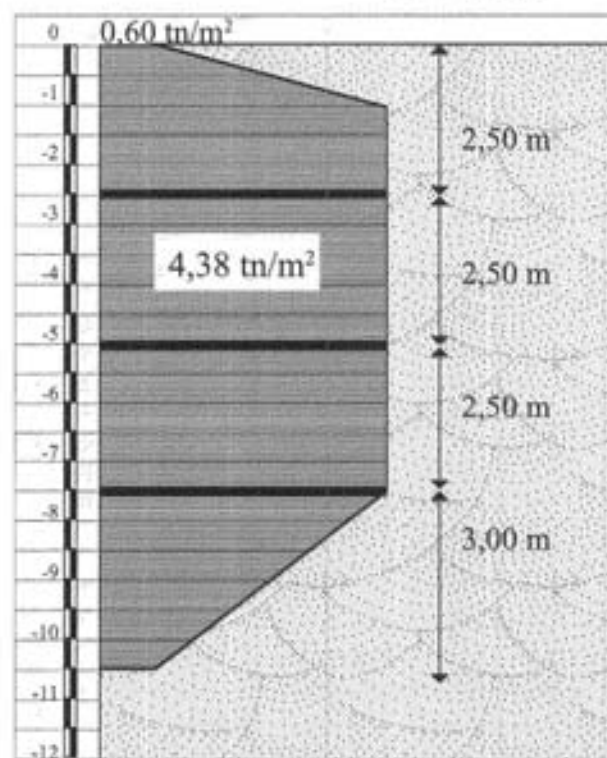


FIGURA 45

TABLA III

Fila de anclaje	Cota de anclaje (m)	Carga unitaria a tomar por el anclaje tn/m	Separación horizontal m	Carga horizontal a tomar por el anclaje (tn)
Primera	-1,25	8,76	3,00	26,28
Segunda	-3,75	10,95	3,00	32,85
Tercera	-6,25	10,95	3,00	32,85
Tercera	-9,00	6,57	3,00	19,71

CALCULO DE LA CUÑA DE FALLA

Tenemos ahora que delimitar la cuña de falla para poder calcular la longitud libre de los anclajes, de la longitud anclada o donde se forma el bulbo inyectado. Para ello, tomamos el valor del ángulo de fricción interna del suelo correspondiente a la parte media inferior de la futura excavación, a efectos de calcular la inclinación de la cuña de falla, tomando a partir de la horizontal que pasa por el fondo de la excavación un ángulo igual a $45^\circ + \phi/2$. Con esa pendiente trazamos una línea hasta la mitad de la altura "H", y desde este punto, una vertical que representa la posible fisura del suelo. De esta forma, delimitamos una cuña (Figura 46) representando la cuña potencial de falla que puede ser movilizada en una potencial falla del suelo. Por lo tanto, no debemos colocar dentro de ella ningún elemento anclado.

Teniendo en cuenta que los suelos en la parte media inferior de la excavación presentan un valor del SPT, $N_{90} = 23$, calcularemos el valor del N_{60} el cual nos permita obtener el ángulo de fricción interna. Para ello, operamos:

$$N_{60} = 1,5 \times N_{90} = 1,5 \times 23 = 34,5$$

$$\phi = \frac{N_{60}}{1,5} = 23^\circ$$

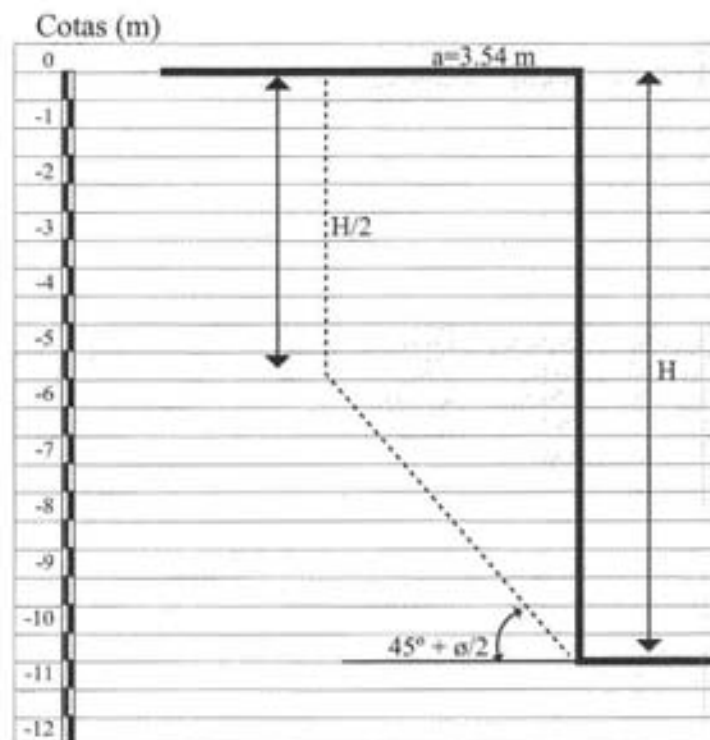
Por lo tanto, el ángulo de inclinación de la cuña de falla será de $45^\circ + \phi/2 = 56^\circ$

Entonces, el ancho "a" de la cuña en la superficie será:

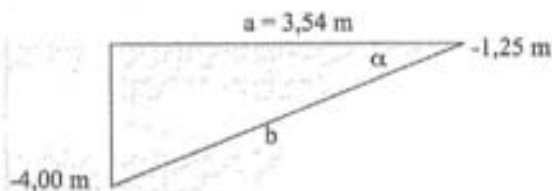
$$a = \tan(90^\circ - 56^\circ) \times H / 2 = \tan(34^\circ) \times 10,5m / 2 = 3,54m$$

A partir de estas definiciones, y habiendo determinado los niveles donde vamos a construir los anclajes, definiremos los ángulos de inclinación de los mismos con relación a la horizontal, tratando que la zona de bulbo se ubique, luego de atravesar la cuña de falla, dentro de los suelos con mayores compacidad.

FIGURA 46



Si observamos el perfil del suelo vemos que los de mayor compactación se ubican por debajo de los -4,00 m, y como el primer nivel de anclaje está ubicado a -1,25 m, tenemos:



Por lo tanto, el valor del ángulo α será de 37° y el valor de b de 4,27 m.

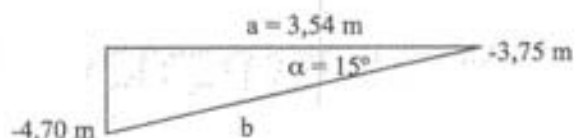
El valor "b" equivale al de la longitud libre del anclaje en la primera fila, no obstante, algunas normas exigen que la longitud libre, la cual atraviesa la cuña de falla, deba ser mayorada con un valor adicional similar al 10% de la altura de la excavación, que en este caso, es de 1,05 m. Atento a lo expresado, para el primer nivel del anclaje, la longitud libre será de:

$$b = 4,27 \text{ m} + 1,05 \text{ m} = 5,32 \text{ m}$$

Adoptamos $b = 5,50 \text{ m}$

La inclinación de las filas sucesivas de los anclajes inferiores, los cuales se encuentran dentro de la profundidad de los suelos "compactos" a "muy compactos", corresponderá a una inclinación mínima con la horizontal permitiendo asegurar un buen llenado cuando

le inyectemos la lechada primaria. Conforme a ello tomaremos $\alpha = 15^\circ$. Con ese valor podemos calcular la longitud libre, determinada más fácilmente a través de un dibujo en escala -o en forma gráfica- como se indica en el siguiente esquema para la segunda fila de anclajes.



DIMENSIONAMIENTO DE LOS ANCLAJES

Para el dimensionamiento de los anclajes fijamos un diámetro del mismo y luego calculamos la longitud en función de la carga axial que debe soportar y del coeficiente de seguridad adoptado. Fijamos dicho valor en $F_s = 3$, con un diámetro de 0,14 m.

Teniendo en cuenta que la construcción de los anclajes se ejecutará con la técnica IRS (Inyección Repetitiva y Selectiva), que comprende una inyección primaria y otra secundaria a presiones elevadas, utilizaremos para el cálculo de la tensión de rotura de fuste "qs" los valores del SPT que atraviesan los anclajes del estudio de suelos, donde se presentan como N_{60} , debiendo reducirlos a valores de N_{60} para utilizar los ábacos de Bustamante o la fórmula detallada a continuación.

TABLA IV

Fila de anclaje	Cota de anclaje (m)	Inclinación del anclaje con la horizontal (°)	Longitud libre del anclaje (m)	Carga horizontal sobre los anclajes (tn)	Carga axial sobre los anclajes (tn)
Primera	-1,25	37°	5,50	26,28	32,91
Segunda	-3,75	15°	5,00	32,85	34,00
Tercera	-6,25	15°	3,50	32,85	34,00
Cuarta	-9,00	15°	2,00	19,71	19,85

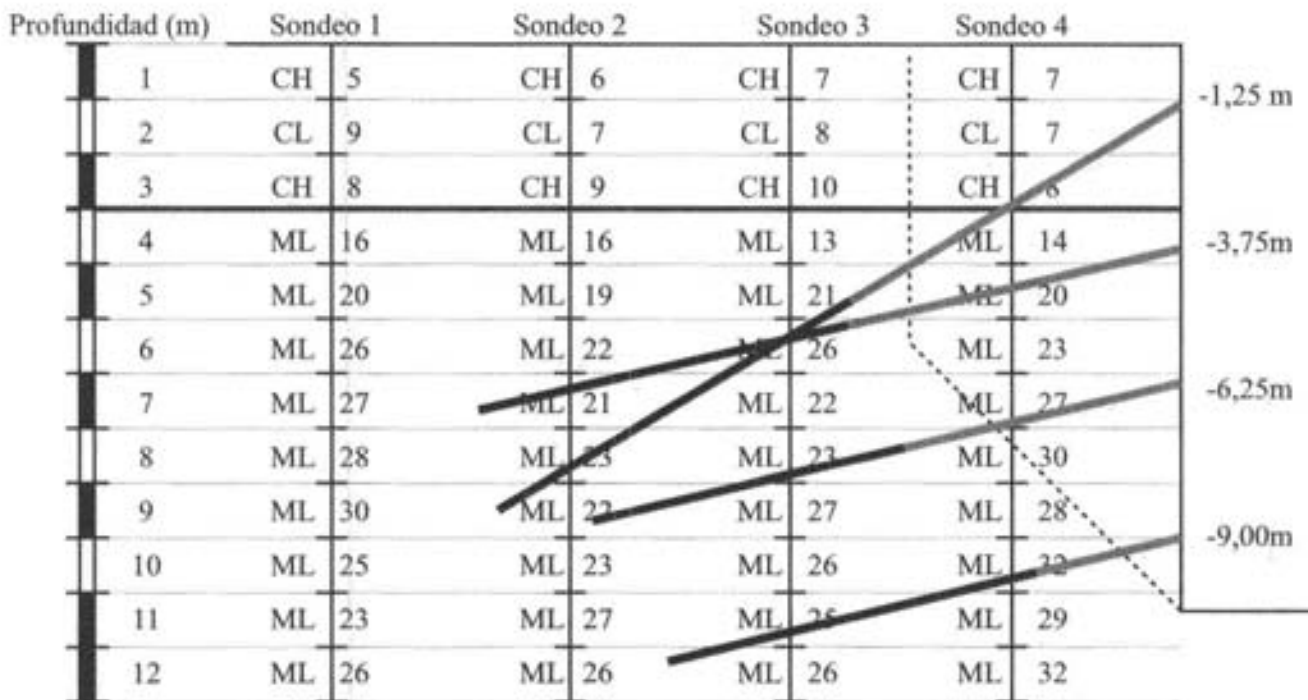


$$q_s = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{N_{60}} + 0,02 \right]} \text{ (tn/m}^2\text{)}$$

Si representamos en un gráfico a escala los valores de los SPT de los sondeos del estudio de suelos, más los anclajes con su respectiva inclinación, podremos tomar un promedio de los valores mínimos de N_{60} . Lo expresado se corrobora en la Figura 47.

De acuerdo a lo detallado en el gráfico de la Figura, donde se han representado en gris la longitud libre de los anclajes y en negro la longitud anclada o la longitud donde se forma el bulbo del anclaje con la inyección secundaria ejecutada a través de un caño de PAD bicapa, de 1 1/2" de diámetro interno, sobre el cual se disponen las válvulas manchette o manguitos de goma, distribuidos a lo largo de la longitud activa con una separación de, aproximadamente, 0,80 m; podemos deducir que el tramo activo del anclaje conforma la primera fila de anclajes y abarca valores mínimos de SPT los cuales se ubican en un promedio mínimo de $N_{60} = 22$.

FIGURA 47





Con ese valor podemos calcular el largo de la zona activa del anclaje de la primera fila, adoptando un valor de $\alpha = 1,20$.

$$L_a = \frac{Q \times F_s}{\pi \times D \times q_s \times \alpha} = \frac{34 \text{ tn} \times 3}{\pi \times 0,14 \text{ m} \times 27 \text{ tn/m}^2 \times 1,20} = 7,15 \text{ m}$$

Tomamos un valor de $L_a = 7,00 \text{ m}$. Sumado a la longitud libre calculada, brinda un valor de:

$$L_{\text{Total}} = 5,00 \text{ m} + 7,00 \text{ m} = 12,00 \text{ m}$$

Si a partir de ese valor calculamos el N_{60} obtendremos:

$$N_{60} = N_{90} \times 1,5 = 33$$

Y a partir de este valor el coeficiente de fuste a rotura:

$$q_s = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{N_{60}} + 0,02 \right]} = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{33} + 0,02 \right]} = 27 (\text{tn/m}^2)$$

Con dicho valor podemos calcular el largo de la zona activa del anclaje de la primera fila, para lo cual, adoptamos un valor de $\alpha = 1,20$.

$$L_a = \frac{Q \times F_s}{\pi \times D \times q_s \times \alpha} = \frac{32,91 \text{ tn} \times 3}{\pi \times 0,14 \text{ m} \times 27 \text{ tn/m}^2 \times 1,20} = 6,92 \text{ m}$$

Adoptamos un valor de $L_a = 7,00 \text{ m}$, el cual sumado a la longitud libre ya calculada, nos brinda:

$$L_{\text{Total}} = 5,50 \text{ m} + 7,00 \text{ m} = 12,50 \text{ m}$$

Para el anclaje que conforma la segunda fila, los valores mínimos del SPT también se ubican -en promedio- dentro de valores de $N_{90} = 22$, con lo cual, la tensión de fuste a rotura será también de 27 tn/m^2 .

Para el anclaje conformado por la tercera fila, los valores mínimos del SPT también se ubican -en promedio- en $N_{90} = 23$. Por ende, el valor de la tensión de fuste a rotura será de 28 tn/m^2 .

Entonces, podemos calcular el largo de la zona activa del anclaje de la primera fila, para lo cual, adoptamos un valor de $\alpha = 1,20$.

$$L_a = \frac{Q \times F_s}{\pi \times D \times q_s \times \alpha} = \frac{34 \text{ tn} \times 3}{\pi \times 0,14 \text{ m} \times 28 \text{ tn/m}^2 \times 1,20} = 6,90 \text{ m}$$

Si $L_a = 7,00 \text{ m}$ y sumado a la longitud libre ya calculada, arribamos a un valor de:

$$L_{\text{Total}} = 3,50 \text{ m} + 7,00 \text{ m} = 10,50 \text{ m}$$

Para el anclaje que conforma la cuarta fila los valores mínimos del SPT también se ubican -en promedio- en $N_{90} = 23$, con lo cual, el valor de la tensión de fuste a rotura será de 28 tn/m^2 . Gracias a ese valor podemos calcular el largo de la zona activa del anclaje de la primera fila, aceptando un valor $\alpha = 1,20$.

$$L_a = \frac{Q \times F_s}{\pi \times D \times q_s \times \alpha} = \frac{19,85 \text{ tn} \times 3}{\pi \times 0,14 \text{ m} \times 28 \text{ tn/m}^2 \times 1,20} = 4,03 \text{ m}$$

Reconocemos un valor de $L_a = 4,00$ m. Al sumarlo a la longitud libre calculada, llegamos a un valor de:

$$L_{\text{total}} = 2,00 \text{ m} + 4,00 \text{ m} = 6,00 \text{ m}.$$

Los resultados alcanzados se resumen en la Tabla V

TABLA V

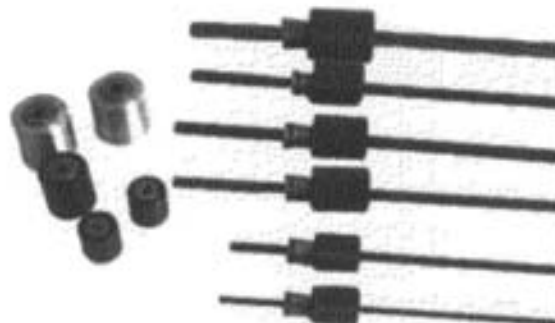
Fila de anclaje	Cota de anclaje (m)	Inclinación del anclaje con la horizontal (°)	Longitud libre del anclaje (m)	Longitud anclada (tn)	Longitud total (m)
Primera	-1,25	37°	5,50	7,00	12,50
Segunda	-3,75	15°	5,00	7,00	12,00
Tercera	-6,25	15°	3,50	7,00	10,50
Cuarta	-9,00	15°	2,00	4,00	6,00

Como conclusión final debemos decir que en el sentido vertical, los anclajes de la primera y segunda fila, deberán construirse desfasados a fin de evitar su interferencia entre sí debido a la inclinación desarrollada con la horizontal.

ELECCIÓN DE LOS CORDONES PARA LOS ANCLAJES

Los anclajes se diseñan para que trabajen como activos, es decir, con cordones trenzados de acero del tipo ASTM A416 G° 270 de 12,7 mm de diámetro, envainados en toda su longitud, los cuales deberán ser tesados una vez que se construya la viga de arrojamiento o el tabique que los una. Para ello, se deberá adicionar el inserto conformado por las placas de apoyo más los respectivos conos de fijación. Al tratarse de anclajes activos temporarios, podrán ser del tipo indicado en la Figura 48, con placas de apoyo.

FIGURA 48



Para resolver el problema desarrollado en los anclajes con cables, referente a la fisuración del mortero del mismo dados los esfuerzos de tracción y la caída de eficiencia manifestada en los anclajes con cables desnudos, se sugiere el empleo en toda la longitud del anclaje, de cables envainados empotrados en la parte superior, en placas de acero, con los respectivos conos partidos, y en la parte inferior, en una placa similar con los mismos conos a las cuales se soldarán flejes en forma de cuña, responsables de posibilitar un fácil ingreso del tren de la estructura dentro de la perforación, tal como se muestra en la Figura 49 y 49 a.

FIGURA 49

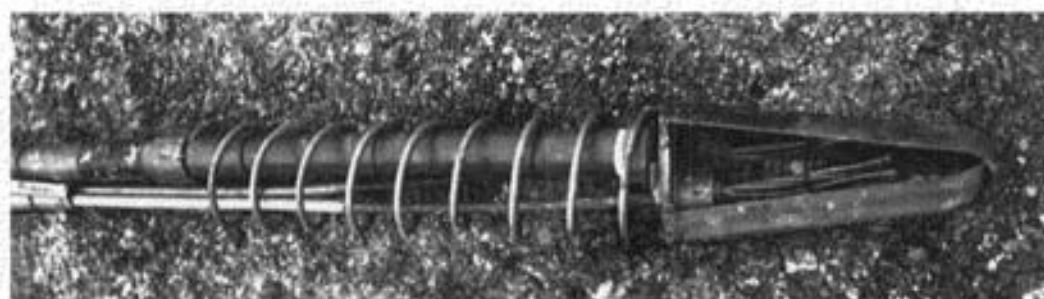
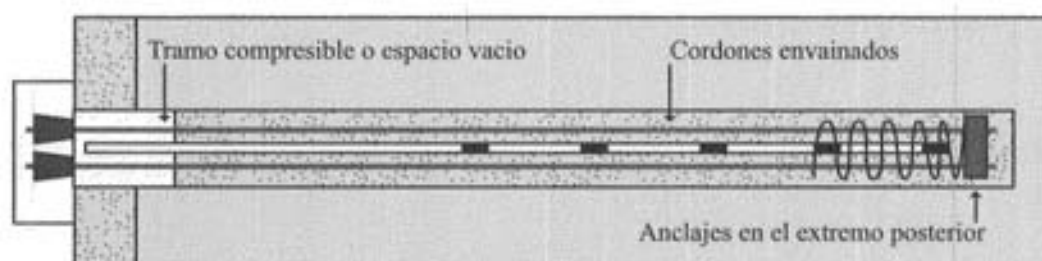


FIGURA 49 a. ESQUEMA DEL ANCLAJE CON CABLES ENVAINADOS



Teniendo en cuenta este esquema constructivo, hemos calculado a partir de las cargas establecidas para cada anclaje, la cantidad de cables a colocar.

En este aspecto, debemos estimar que para el dimensionado de los anclajes se tomará un valor de la resistencia a tracción máxima del cable, equivalente al 70% de la resistencia a la tracción mínima especificada por el fabricante. Consideramos anclajes temporarios, ya que si fuesen anclajes permanentes el porcentaje debería ser de un 60% o menor.

Dada la magnitud de las cargas de los anclajes, tomaremos para el presente proyecto cordones trenzados de 0,5" de diámetro nominal, es decir, de 12,7 mm de diámetro, desarrollando una sección efectiva de acero de 0,987 cm² con un módulo de deformación de $E = 1.940.000 \text{ kg/cm}^2$.

Con los datos de la Tabla VI, podremos determinar la cantidad de cordones a utilizar en cada anclaje. Auxiliados por la fórmula explicitada seguidamente determinaremos el alargamiento de los cordones para cada carga de tesado.

$$\Delta L_p = \frac{1,08 \times Q_r \times L_e}{A \times E} + 6 \text{ mm}$$

TABLA VI

Cantidad de cordones	Sección nominal (mm ²)	Resistencia a la tracción mínima especificada SMTS (kN)	Fuerza máxima de trabajo (kN)		
			0,8.SMTS	0,7.SMTS	0,6.SMTS
1	98,7	184	147,20	128,80	110,40
2	197,4	368	294,40	257,60	220,80
3	296,1	552	441,60	386,40	331,20
4	394,8	736	588,80	515,20	441,60
5	493,5	920	736,00	644,00	552,00

Como conclusión de estos cálculos obtenemos los resultados que se exponen en la Tabla VII.

Como ejemplo, calcularemos la deformación para un cable del primer anclaje:

$$\Delta L_p = \frac{1,08 \times Q_r \times L_e}{A \times E} + 0,6 \text{ cm} = \frac{1,08 \times 10,97 \text{ tn} \times 1250 \text{ cm}}{0,987 \text{ cm}^2 \times 1.940 \text{ tn/cm}^2} + 0,6 \text{ cm} = 8,33 \text{ cm}$$

TABLA VII

Filas de anclajes N°	Carga en el anclaje (tn)	Cantidad de cordones a colocar	Longitud envainada del anclaje (m)	Resistencia para 0,70 SMTS (tn)	Carga de tesado para cada cordón (tn)	Deformación para carga de tesado (cm)
1°	32,91	3	12,50	38,79	10,97	8,33
2°	34,00	3	12,00	38,79	11,33	8,28
3°	34,00	3	10,50	38,79	11,33	7,32
1°	19,85	2	6,00	25,86	9,93	3,96

ANCLAJES PARA LOSA DE SUBPRESIÓN

Cuando se proyectan excavaciones para edificios, los cuales luego de construidos deberán permanecer sumergidos bajo la napa de agua, durante la materialización de los mismos (excavación y construcción), el nivel de la napa de agua deberá mantenerse deprimido mediante un bombeo constante por intermedio de pozos de bombeo o creando sumideros internos a la excavación.

Una vez concluida la construcción de los subsuelos, llegará el momento de cortar las bombas para finalizar la depresión de la napa de agua. Debimos estimar el anclaje de la losa inferior al terreno natural para absorber los esfuerzos de la presión hidrostática actuante sobre la misma.

Para el cálculo de dichos anclajes nos referiremos a lo detallado en la Figura 50, en ella tenemos una losa de hormigón armado, que tiene un espesor " h_H " con una densidad del hormigón γ_H y que soporta una presión hidrostática " P_u " generada por la columna de agua de altura " h_w ".

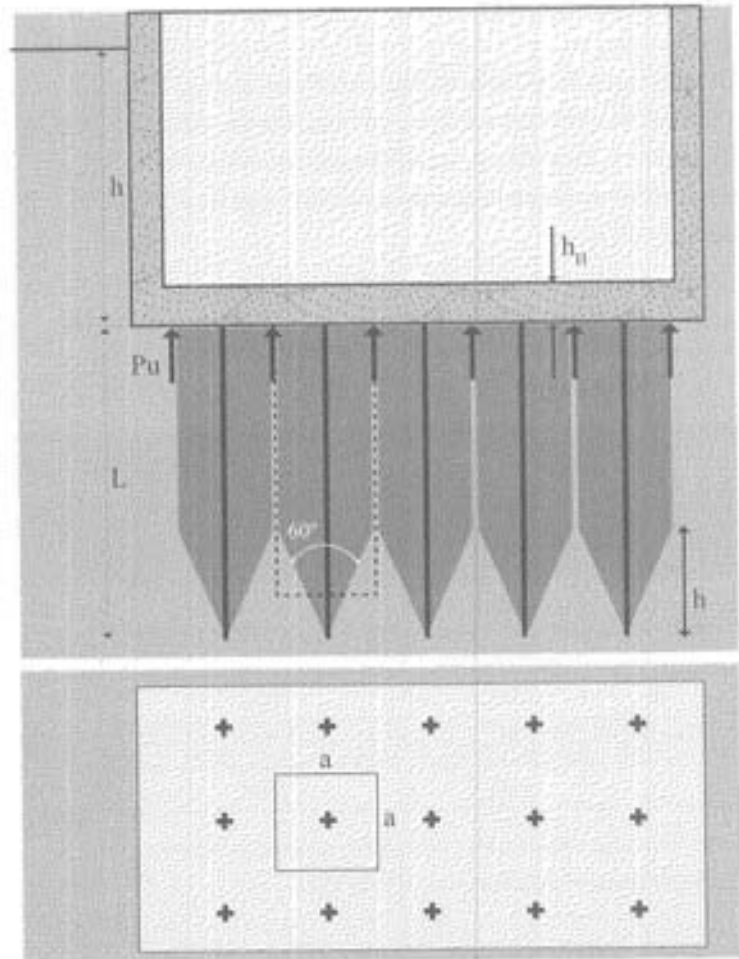
METODOLOGÍA DE CÁLCULO

Una metodología de cálculo de uso común es la siguiente. Aplicando sobre el área de influencia de cada anclaje la presión remanente originada al descontarle a la presión provocada por la columna de agua la tensión de la losa, surge la siguiente ecuación:

$$P_u = h_w \times \gamma_w$$

$$E_R = P_u - h_H \times \gamma_H$$

FIGURA 50. ESQUEMA DE CÁLCULO DE ANCLAJE PARA LOSA DE SUBPRESIÓN



Podremos calcular la sollicitación de cada anclaje dada por:

$$T = a^2 \times (h_w \times \gamma_w - h_H \times \gamma_H) = a^2 \times E_R$$

No obstante, existe otra verificación a cumplir basada en constatar el peso del prisma de suelo (Ver Figura 50), el cual deberá ser mayor a la capacidad de carga solicitada por el anclaje diseñado, brindado el valor resultante de la siguiente ecuación:

$$Vol. = a^2 \times \left(L_1 - \frac{a}{4 \times \tan(30^\circ)} \right)$$

Para el cálculo de este peso se toma en cuenta la densidad sumergida del suelo afectada por un coeficiente de seguridad $v = 1,10$, mediante la ecuación:

$$W_{prisma} = Vol \times \frac{\gamma'}{v}$$

$$W_{prisma} = a^2 \times \left(L_1 - \frac{a}{4 \times \tan(30^\circ)} \right) \times \frac{\gamma'}{v}$$

Donde $v = 1,10$ (Coeficiente de seguridad).

$$T = a^2 \times E_R = a^2 \times \left(L_1 - \frac{a}{4 \times \tan(30^\circ)} \right) \times \frac{\gamma'}{v}$$

$$L_1 = \frac{E_R \times v}{\gamma'} + \left(\frac{a}{4 \times \tan(30^\circ)} \right)$$

De tal manera que se cumplirá:

$$\frac{W_{prisma}}{T} > 1$$

Ahora debemos verificar que la carga admisible del anclaje " Q_{adm} " puede ser estimada aplicando un coeficiente de seguridad $F_s = 2,5$ mediante la siguiente ecuación:

$$Q_{adm} = F_s \times T$$

$$T = \frac{\pi \times D \times \alpha \times L_2 \times q_s}{F_s}$$

$$L_2 = \frac{T \times F_s}{\pi \times D \times q_s \times \alpha}$$

La longitud del anclaje a adoptar será la mayor entre los valores calculados de L_1 y L_2 .

En esta metodología se supone que el prisma presenta como sección transversal la separación de los anclajes y se moviliza con los mismos cuando el esfuerzo " T " se pone de manifiesto. Esta teoría es de difícil asimilación ya que la mecánica de rotura de un anclaje traccionado no se verá modificada arbitrariamente por una disposición geométrica de los anclajes, la cual puede ser modificada arbitrariamente por el ingeniero que proyecta.

METODOLOGÍA ALTERNATIVA

Para evitar la situación planteada en el desarrollo anterior, proponemos que el diseño se realice de acuerdo a la teoría detallada en la Figura 51. La misma consiste en dejar entre la longitud resistente del anclaje " L_a " y el fondo de la losa, un espesor de suelo " Le ", de tal forma que la presión de esa columna de suelo sea equivalente a la presión remanente generada por la presión del agua en el fondo de la losa.

$$P_u = h_H \times \gamma_w$$

$$E_R = P_u - h_H \times \gamma_H$$

$$Le \times \gamma' = E_R$$

$$Le = \frac{E_R}{\gamma'}$$

La capacidad de carga del anclaje se obtiene con:

$$Q_{adm} = \frac{\pi \times D \times \alpha \times L \times q_s}{F_s}$$

Además:

$$Q_{adm} \geq T$$

Entonces, podemos calcular la longitud "La" de la zona resistente del anclaje, con la siguiente ecuación:

$$La = \frac{T \times Fs}{\pi \times D \times q_s \times \alpha} = \frac{a^2 \times E_r \times Fs}{\pi \times D \times q_s \times \alpha}$$

Finalmente, la longitud total del anclaje será la suma de las dos longitudes calculadas:

$$L_{Total} = Le + La$$

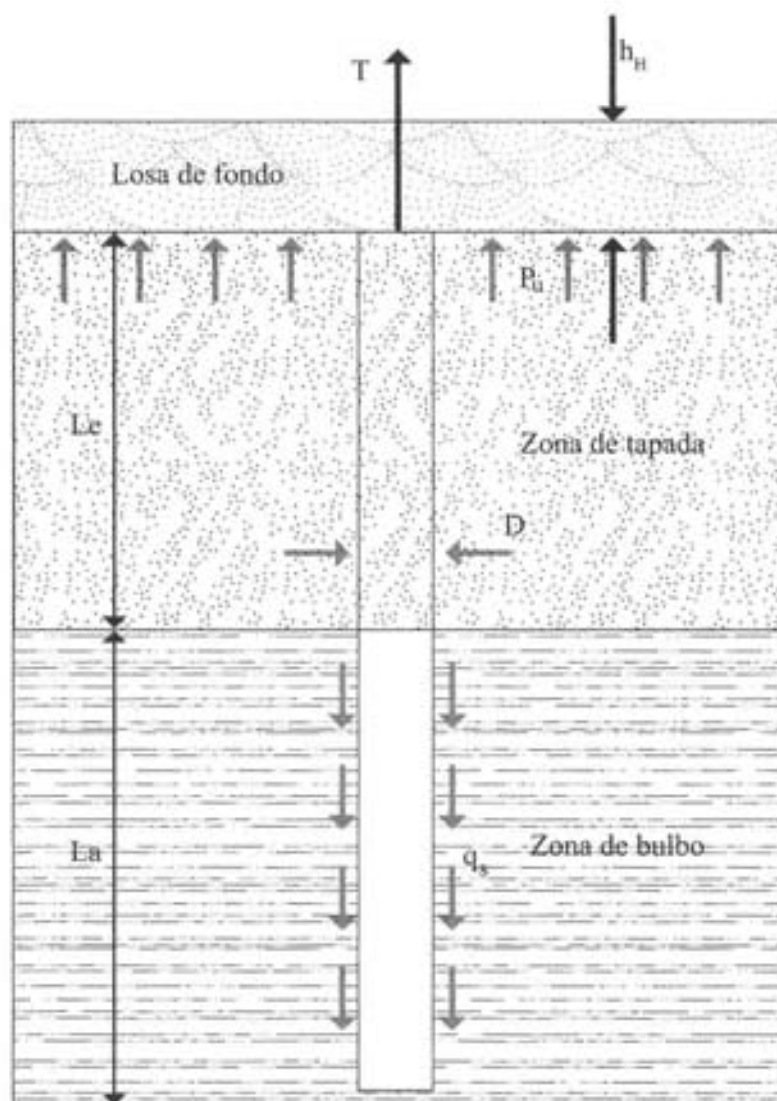


FIGURA 51. ESQUEMA DE CÁLCULO ALTERNATIVO DE ANCLAJE PARA LOSA DE SUBPRESIÓN

EJEMPLO DE VERIFICACIÓN

Supongamos que queremos calcular los anclajes necesarios para soportar la presión hidrostática actuante sobre una losa de hormigón armado de 0,50 m de espesor, construida 7 m por debajo de los niveles máximos registrados de la napa de agua.



Los suelos finos detectados por debajo del apoyo de la losa presentan un valor promedio del SPT de $N_{90} = 25$.

A partir de esos valores suponemos una distribución de los anclajes según una cuadrícula de 2,50 m x 2,50 m. Asumimos, además, que la densidad sumergida de los suelos será $\gamma' = 0,90 \text{ tn/m}^3$.

CÁLCULO DE LA LONGITUD LIBRE

$$L_e = \frac{h_w \times \gamma_w - h_H \times \gamma_H}{\gamma'} = \frac{7 \text{ m} \times 1 \text{ tn/m}^3 - 0,50 \text{ m} \times 2,40 \text{ tn/m}^3}{0,9 \text{ tn/m}^3} = 6,44 \text{ m}$$

Adoptamos $L_e = 6,50 \text{ m}$

CÁLCULO DE LA LONGITUD DE ANCLAJE

Teniendo en cuenta que los suelos desarrollan un valor de $N_{90} = 25$, podemos calcular:

$$q_s = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{N_{90}} + 0,02 \right]} = \frac{1}{\left[\frac{0,55}{(25 \times 1,5)} + 0,02 \right]} = 28,85 \text{ tn/m}^2$$

Adoptamos además un valor de $\alpha = 1,2$.

$$L_a = \frac{A \times F_s \times (P_u - h_H \times \gamma_H)}{q_s \times \alpha \times D \times \pi} = \frac{2,5 \text{ m} \times 2,5 \text{ m} \times 3 \times (7 \text{ tn/m}^2 - 0,5 \text{ m} \times 2,4 \text{ tn/m}^3)}{28,85 \text{ tn/m}^2 \times 1,2 \times 0,20 \text{ m} \times \pi} = 4,99 \text{ m}$$

Tomamos $L_a = 5,00 \text{ m}$.

LONGITUD TOTAL

Longitud total $L_t = L_e + L_a = 11,50 \text{ m}$.

CÁLCULO DE LA ARMADURA DE LOS ANCLAJES

La carga a soportar por cada uno de los anclajes será:

$$Q = A \times ER = (2,50 \text{ m})^2 \times 5,80 \text{ tn/m}^2 = 36,25 \text{ tn}$$

Si suponemos que colocamos barras de acero ADN 420 de $\phi = 25 \text{ mm}$ tendremos:

$$Q \times F_s = A \times \sigma_f$$

$$A = \frac{Q \times F_s}{\sigma_f} = \frac{36,25 \text{ tn} \times 1,75}{4,2 \text{ tn/cm}^2} = 14,48 \text{ cm}^2$$

Si adoptamos $3\phi 25 \text{ mm}$ solucionamos el problema, puesto que dispondremos de una sección de $14,7 \text{ cm}^2$. Como los anclajes tendrán el carácter de permanentes, es decir, durarán toda la vida útil de la obra, las armaduras deberán ser protegidas con una vaina de PVC o PAD corrugada como la que se indica en la Figura 52.

FIGURA 52. ANCLAJE CONSTRUÍDO PARA UNA LOSA DE SUBPRESIÓN CON $5 \phi 25 \text{ MM}$

