



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**  
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL – GEOTECNIA

COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES A LA PRÁCTICA MEXICANA DE  
CONSTRUCCIÓN DE ANCLAS EN SUELOS

TESIS  
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:  
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:  
HÉCTOR ANTONIO CASTRO HERNÁNDEZ

TUTOR PRINCIPAL:  
M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA  
FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX., ENERO 2019

**JURADO ASIGNADO:**

**Presidente:** Dr. Rigoberto Rivera Constantino

**Secretario:** M.I. Carmelino Zea Constantino

**Vocal:** M.I. Agustín Deméneghi Colina

**1<sup>er.</sup> Suplente:** M.I. Jaime Antonio Martínez Mier

**2<sup>do.</sup> Suplente:** Dr. Roberto Magaña del Toro

**Lugar o lugares donde se realizó la tesis:** Ciudad Universitaria, Ciudad de México

**TUTOR DE TESIS:**

M.I. Agustín Deméneghi Colina

-----  
FIRMA

## **DEDICATORIA**

Dedico esta tesis al verdadero y desinteresado amor, aquel que solo da y no toma, y las personas que me dieron este amor por primera vez en la vida han sido mis padres.

A mis hermanos

A mi abuelo Sergio Hernández Rivera †

A mis abuelas

## **AGRADECIMIENTOS**

A Dios, por haberme acompañado y guiado a lo largo de esta importante y maravillosa etapa de mi vida, por ser mi fortaleza en momentos de debilidad y por brindarme una vida llena de aprendizajes, experiencias y sobre todo felicidad.

A mis padres Héctor y Marina por ser mis grandes guías y maestros de vida, por alentarme a cumplir mis sueños, por confiar y creer en mí y en mis expectativas, por apoyarme y ser la base de todo lo que soy y he logrado hasta ahora.

Al M.I. Juan Paulín Aguirre por su orientación, por el tiempo y momentos dedicados para aclarar cualquier tipo de duda que me surgiera, por su apoyo, paciencia y exactitud con la que me enseñó y asesoró durante las revisiones de dicha tesis.

Al M.I. Agustín Deméneghi Colina por ser un gran profesor y una gran persona, por haberme enseñado tan bien y haberme llenado de alegría todos los días de sus clases, por haberme alentado a la realización de mi tesis, pero sobre todo, por haberme mostrado con su ejemplo que la grandeza del hombre no yace en lo que sabe o puede hacer, sino en la humildad que irradia su corazón.

Gracias a mis sinodales por su colaboración y asesorías brindadas y al M.I. Jaime Martínez Mier por su tiempo dedicado a realizar correcciones precisas y concisas al texto de mi tesis.

A todos mis amigos que estuvieron presentes durante toda o la mayor parte de esta maravillosa etapa de maestría, gracias a aquellos que con respeto y paciencia realizaron aportes a ésta tesis. Siempre una buena y sincera amistad te permitirá disfrutar de una agradable cosecha y dará mayor sentido a tu vida.

A CONACYT, por la beca otorgada durante mis estudios de maestría.

## CONTENIDO

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1	OBJETIVOS.....	1
1.2	NORMATIVA NACIONAL E INTERNACIONAL.....	1
<b>2</b>	<b>SISTEMAS DE ANCLAJE</b> .....	<b>2</b>
2.1	ANCLAJES .....	2
2.1.1	Definición.....	2
2.1.2	Clasificación de anclajes .....	3
2.1.3	Componentes secundarios de un ancla .....	4
2.1.4	Lechada de cemento.....	5
2.2	APLICACIONES DE ANCLAJES EN SUELOS .....	6
2.2.1	Contención de taludes.....	6
2.2.2	Alivio de esfuerzos .....	6
2.2.3	Excavaciones con cortes verticales .....	6
2.3	MUROS ANCLADOS.....	7
2.3.1	ASPECTOS GENERALES.....	7
<b>3</b>	<b>EXPLORACIÓN Y LABORATORIO</b> .....	<b>9</b>
3.1	GENERALIDADES .....	9
3.2	RECONOCIMIENTOS DE CAMPO .....	9
3.3	GEOLOGÍA.....	9
3.4	EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA .....	10
3.4.1	Nivel de aguas freáticas .....	10
3.5	LABORATORIO .....	11
<b>4</b>	<b>DISEÑO DE SISTEMAS DE ANCLAJE</b> .....	<b>12</b>
4.1	ANTECEDENTES TEÓRICOS .....	12
4.1.1	Anclas para la estabilización de excavaciones .....	12
4.1.2	Criterios para anclas postensadas definitivas inyectadas a 15 kg/cm <sup>2</sup> .....	13
4.1.3	Criterios del Manual de Construcción Geotécnica .....	17
4.1.4	Criterios según normas internacionales .....	22
4.2	EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL CRITERIO FRANCÉS, ESPACIO CONDESA ..	28
4.2.1	Generalidades .....	28
4.2.2	Caracterización geotécnica .....	28
4.2.3	Estabilización de la excavación.....	29

4.2.4	Materiales.....	32
4.2.5	Análisis del muro Milán .....	32
4.2.6	Diseño del Muro Milán.....	33
4.2.7	Anclas.....	38
<b>5</b>	<b>PROCESO CONSTRUCTIVO .....</b>	<b>41</b>
5.1	ANTECEDENTES TEÓRICOS .....	41
5.1.1	Caso 1 .....	41
5.1.2	Caso 2.....	46
5.1.3	Caso 3.....	51
5.1.4	Caso 4.....	57
5.2	EJEMPLO ESPACIO CONDESA .....	63
5.2.1	Fabricación de anclas .....	63
5.2.2	Ubicación del equipo .....	64
5.2.3	Perforación.....	64
5.2.4	Fabricación de lechada .....	65
5.2.5	Inyección .....	65
5.2.6	Equipamiento del ancla en la perforación .....	68
5.2.7	Colocación de placas o silletas .....	68
5.2.8	Tensado de anclas .....	68
5.2.9	Destensado de anclas.....	74
5.2.10	Pruebas en anclas.....	74
5.2.11	Galería de imágenes .....	78
<b>6</b>	<b>CRÍTICA Y COMPARACIÓN DE DIFERENTES MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN DE ANCLAJES EN MÉXICO .....</b>	<b>82</b>
6.1	PERFORACIÓN.....	82
6.1.1	Caso 1 .....	82
6.1.2	Caso 2.....	82
6.1.3	Caso 3.....	82
6.1.4	Caso 4.....	83
6.2	INYECCIÓN.....	83
6.2.1	Caso 1 .....	83
6.2.2	Caso 2.....	83
6.2.3	Caso 3.....	83
6.2.4	Caso 4.....	84
6.3	TENSADO.....	84

6.3.1	Caso 1 .....	84
6.3.2	Caso 2 .....	84
6.3.3	Caso 3 .....	85
6.3.4	Caso 4 .....	85
6.4	COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES GENERALES.....	86
<b>7</b>	<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>88</b>
<b>8</b>	<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>90</b>
<b>ANEXO A</b>	<b>.....</b>	<b>92</b>
<b>ANEXO B</b>	<b>.....</b>	<b>100</b>

### LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1	Principales componentes de un ancla (TA95 1995).....	2
Figura 2.2	Problema del método de excavación con anclas en suelos sin cohesión con nivel freático alto (Suárez 1998) .....	7
Figura 2.3	Tipos de falla de muros anclados (Hanna 1982).....	8
Figura 4.1	Transferencia de carga en la masa de suelo estabilizada con anclas postensadas (Tamez y Cuevas 2007) .....	13
Figura 4.2	Superficie potencial de falla (Tamez y Cuevas 2007) .....	14
Figura 4.3	Envolventes de presiones para arenas (Terzaghi, Peck y Mesri 1996) .....	19
Figura 4.4	Envolventes de empuje para arcillas duras fisuradas (Terzaghi, Peck, y Mesri 1996).....	20
Figura 4.5	Superficie de deslizamiento general (TA95 1995).....	23
Figura 4.6	Fallas debido a la longitud libre insuficiente del ancla (TA95 1995).....	24
Figura 4.7	Mecanismo de transferencia de carga a lo largo del bulbo inyectado de un ancla (PTI 2004).....	26
Figura 4.8	Sistema de estabilización. Corte en Av. José Vasconcelos .....	30
Figura 4.9	Sistema de estabilización. Corte en las demás de colindancias .....	31
Figura 4.10	Comportamiento esfuerzo-deformación utilizado en el modelo .....	32
Figura 5.1	Posicionamiento de equipo .....	44
Figura 5.2	Almacenamiento de anclas .....	44
Figura 5.3	Equipamiento del ancla .....	44
Figura 5.4	Fabricación de lechada .....	44
Figura 5.5	Inyección de lechada.....	44
Figura 5.6	Habilitado de acero del tramo de muro estructural.....	44

Figura 5.7 Lanzado de concreto por vía húmeda .....	45
Figura 5.8 Perfilado del tramo de muro estructural .....	45
Figura 5.9 Colocación de cuñas y “queso” de tensión.....	45
Figura 5.10 Montaje de gato y colocación de cuñas y “queso” de arrastre .....	45
Figura 5.11 Puesta en tensión del ancla .....	45
Figura 5.12 Inicio del 2.º nivel de anclas y de tramos de muro estructural .....	45
Figura 5.13 Posicionamiento de equipo .....	49
Figura 5.14 Fabricación de anclas.....	49
Figura 5.15 Central de lechada .....	49
Figura 5.16 Calafateado (obturación) de la perforación .....	49
Figura 5.17 Inyección del ancla .....	49
Figura 5.18 Afine del tramo de muro y labrado para dado de reacción.....	49
Figura 5.19 Habilitado de malla electrosoldada.....	50
Figura 5.20 Lanzado de muro por vía seca .....	50
Figura 5.21 Colocación del equipo de tensado .....	50
Figura 5.22 Puesta en tensión del ancla .....	50
Figura 5.23 Medición de la elongación de torones .....	50
Figura 5.24 Inicio del 3.º nivel de anclas.....	50
Figura 5.25 Posicionamiento de equipo .....	54
Figura 5.26 Extracción y corte de torón.....	54
Figura 5.27 Fabricación de anclas.....	54
Figura 5.28 Central de lechada y bomba “Moyno” .....	54
Figura 5.29 Afine del tramo de muro y labrado para zapata de reacción.....	54
Figura 5.30 Colocación de acero de zapata de reacción y de malla electrosoldada.....	54
Figura 5.31 Lanzado de muro por vía seca .....	55
Figura 5.32 Equipamiento de ancla .....	55
Figura 5.33 “Grout” de mortero de repartición .....	55
Figura 5.34 Inyección de anclaje y calafateado con yeso .....	55
Figura 5.35 Puesta en tensión del ancla .....	55
Figura 5.36 Medición de elongación del ancla .....	55
Figura 5.37 Escurrimiento de lechada del interior de la longitud libre .....	56
Figura 5.38 Interfaz longitud libre-bulbo .....	56
Figura 5.39 Demolición de muro y zapata de reacción fallada por capacidad de carga ....	56
Figura 5.40 Falla de anclaje por fluencia del bulbo durante la puesta en tensión .....	56
Figura 5.41 Falla a compresión del “grout” de repartición .....	56



Figura 5.42 Inicio del 2.º nivel de anclas .....	56
Figura 5.43 Posicionamiento de equipo .....	60
Figura 5.44 Bobina de cable torón.....	60
Figura 5.45 Corte del cable torón .....	60
Figura 5.46 Fabricación de anclas.....	60
Figura 5.47 Tubo de reinyección con “manguitos” y punta plástica tipo “bala” .....	60
Figura 5.48 Interfaz longitud libre-longitud de bulbo.....	60
Figura 5.49 Equipamiento del ancla dentro de la perforación .....	61
Figura 5.50 Central de lechada .....	61
Figura 5.51 Inyección del ancla .....	61
Figura 5.52 Afine de muro y labrado para la zapata de reacción .....	61
Figura 5.53 Colocación de la zapata de reacción.....	61
Figura 5.54 Colocación de la malla electrosoldada 6x6-4/4 .....	61
Figura 5.55 Lanzado de muro por vía seca .....	62
Figura 5.56 Socavación en muros de concreto lanzado.....	62
Figura 5.57 Montaje de equipo de tensado .....	62
Figura 5.58 Puesta en tensión del ancla .....	62
Figura 5.59 Medición de la elongación del ancla.....	62
Figura 5.60 Grietas y fisuras en cuñas de tensión después de tensar el ancla .....	62
Figura 5.61 Diagrama de flujo de inyección para Espacio Condesa .....	67
Figura 5.62 Modo de operación.....	72
Figura 5.63 Etapas durante el ciclo de tensado .....	73
Figura 5.64 a) Caso de suelo homogéneo y b) Caso de 2 estratos .....	76
Figura 5.65 Prueba de control .....	77
Figura 5.66 Base de la bobina del cable torón .....	78
Figura 5.67 Banco de anclas .....	78
Figura 5.68 Separadores de plástico.....	78
Figura 5.69 Manguitos de neopreno.....	78
Figura 5.70 Punta cónica o de bala .....	78
Figura 5.71 Tapón de espuma en la interfaz de bulbo-longitud libre.....	78
Figura 5.72 Posicionamiento del equipo.....	79
Figura 5.73 Central de lechada .....	79
Figura 5.74 Inyección de lechada de vaina .....	79
Figura 5.75 Equipamiento del ancla .....	79

Figura 5.76 Tubo de PVC para reinyección del ancla .....	79
Figura 5.77 Reinyección del ancla tipo IRS.....	79
Figura 5.78 Colocación de silleta metálica sobre la placa de reservación .....	80
Figura 5.79 Colocación del “queso” y cuñas de bloqueo.....	80
Figura 5.80 Montaje del gato hidráulico.....	80
Figura 5.81 Asentado del bloque en la silleta.....	80
Figura 5.82 Colocación de bloque de arrastre.....	80
Figura 5.83 Colocación y apretado de cuñas de arrastre.....	80
Figura 5.84 Aplicación de cargas con equipo de tensado hidráulico.....	81
Figura 5.85 Medición de la elongación del conjunto de cables torón .....	81
Figura 5.86 Identificación del ancla .....	81
Figura 5.87 Inicio del décimo nivel de anclas .....	81
Figura A.1 Desplazamientos máximos. Colindancia Av. José Vasconcelos .....	91
Figura A.2 Envolvente de momentos flexionantes. Colindancia Av. José Vasconcelos ....	91
Figura A.3 Envolvente de fuerzas cortantes. Colindancia Av. José Vasconcelos .....	91
Figura A.4 Desplazamientos máximos. Otras colindancias.....	91
Figura A.5 Envolvente de momentos flexionantes. Otras colindancias.....	91
Figura A.6 Envolvente de fuerzas cortantes. Otras colindancias .....	91
Figura A.7 Momentos flexionantes últimos y propuesta de refuerzo vertical. Colindancia Av. José Vasoncelos.....	91
Figura A.8 Momentos flexionantes últimos y propuesta de refuerzo vertical. Otras colindancias .....	91
Figura B.1 Ábaco para calcular $q_s$ en arenas y gravas (TA95 1995).....	91
Figura B.2 Ábaco para calcular $q_s$ en arcillas y limos (TA95 1995).....	91
Figura B.3 Ábaco para calcular $q_s$ en roca caliza, marga y calcárea (TA95 1995) .....	91
Figura B.4 Ábaco para el cálculo de $q_s$ en roca alterada y fragmentada (TA95 1995).....	91

### LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1 Clasificación según su vida útil.....	3
Tabla 4.1 Promedio de los esfuerzos últimos de adherencia entre suelo/lechada para suelos cohesivos (PTI 2004).....	27
Tabla 4.2 Promedio de los esfuerzos últimos de adherencia entre suelo/lechada para suelos sin cohesión (PTI 2004).....	27
Tabla 4.3 Secuencia estratigráfica y propiedades.....	28
Tabla 4.4 Distribución de presiones piezométricas en el sitio .....	28

Tabla 4.5 Componente horizontal de fuerzas de anclaje. Colindancia Av. José Vasconcelos .....	35
Tabla 4.6 Componente horizontal de fuerzas de anclaje. Otras colindancias .....	35
Tabla 4.7 Cargas máximas en anclas. Colindancia Av. José Vasconcelos .....	38
Tabla 4.8 Cargas máximas en anclas. Otras colindancias.....	38
Tabla 4.9 Valor del coeficiente $\alpha$ para el cálculo del diámetro del bulbo (Bustamante 1985) .....	40
Tabla 4.10 Ábacos para la determinación de la fricción lateral unitaria del suelo (Bustamante 1985) .....	40
Tabla 5.1 Modelo geotécnico. Caso 1 .....	41
Tabla 5.2 Cantidad de pruebas en anclas según su categoría (TA95 1995) .....	75

# 1 INTRODUCCIÓN

## 1.1 OBJETIVOS

- Describir de manera genérica los sistemas de anclaje, tipos, componentes, aplicaciones y antecedentes teóricos en el diseño y construcción comúnmente utilizados en México.
- Presentar un caso real sobre el diseño y construcción de anclas en suelos en una excavación en la CDMX, con base en recomendaciones de normativa internacional.
- Establecer una crítica y comparación de la práctica constructiva de anclas en suelos en México.

## 1.2 NORMATIVA NACIONAL E INTERNACIONAL

Las obras de ingeniería civil que se encuentran relacionadas con cortes y excavaciones requieren evaluarse para lograr diseños y procedimientos constructivos que garanticen su estabilidad y seguridad. Las anclas en suelos, al ser una alternativa para estabilidad de cortes verticales en excavaciones profundas, han ganado confianza mundialmente y en consecuencia, se han desarrollado recomendaciones y normas para diseño y ejecución en obra.

Actualmente, en México no existen normativas para la fabricación, diseño, ejecución y pruebas de anclajes; lo poco que hay se encuentra en algunos manuales y artículos dispersos. Por tanto, el sector dedicado a trabajos con anclas tiene limitaciones que conllevan riesgos y hasta fallas durante los procesos constructivos. A pesar de éstas limitaciones, el empleo de normas de otros países, como las de Estados Unidos, Francia, Alemania e Inglaterra, que presentan las mismas bases pero difieren en los métodos de aplicación, son de gran utilidad. La adopción y aplicación en México de alguna de las recomendaciones o normas internacionales existentes debe estar encaminada a una aplicación efectiva y a la generación de confianza y calidad en la construcción de anclas.

En la presente tesis se lleva a cabo una crítica a la práctica mexicana de construcción de anclas en suelos, así como una propuesta de práctica adecuada por medio de un ejemplo real en una excavación profunda ubicada en la Ciudad de México.

## 2 SISTEMAS DE ANCLAJE

### 2.1 ANCLAJES

#### 2.1.1 Definición

Un anclaje es un elemento estructural esbelto que transmite un esfuerzo de tensión a un estrato resistente de suelo o roca. Las anclas forman parte de un sistema de retención, son instaladas en perforaciones realizadas previamente y rellenadas/inyectadas con lechada de cemento (Ver Figura 2.1).

El cuerpo de un ancla está formado por:

- Longitud libre
- Longitud fija o de anclaje (bulbo)
- Longitud de tensado

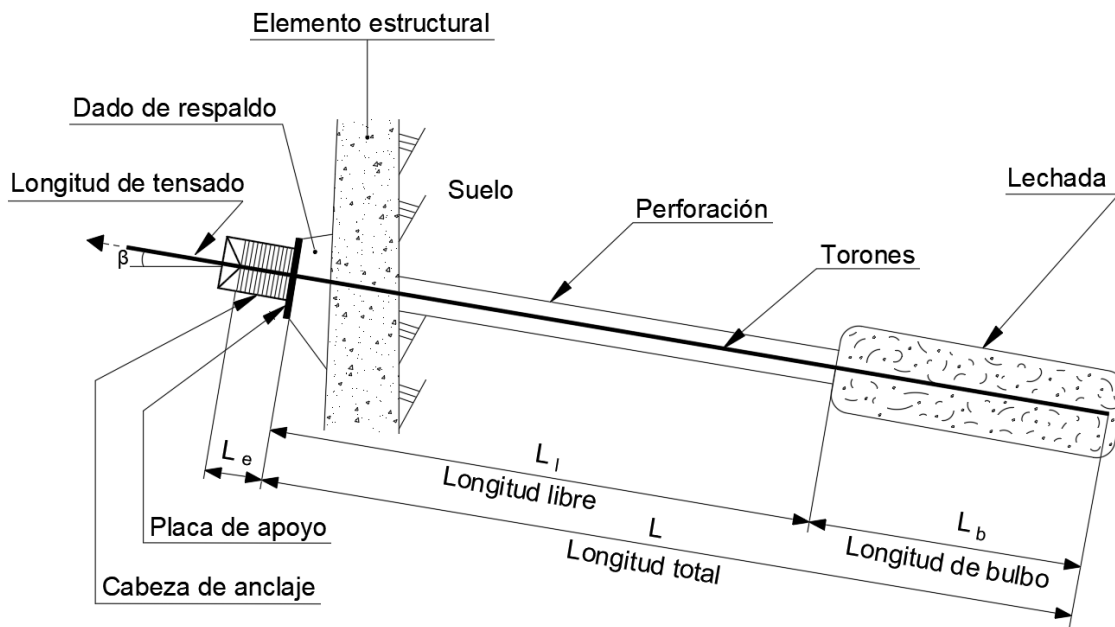


Figura 2.1 Principales componentes de un ancla (TA95 1995)

La longitud libre está constituida por barras de acero o torones, tubo de inyección, tubo de retorno/alivio y separadores. Se encuentra aislada del suelo circundante por un tubo de poliducto y del bulbo por un obturador o tapón. En esta zona los torones o barras se elongan elásticamente sin obstrucción lo que permite transferir la fuerza resistente desde el bulbo hasta la estructura de contención.

La longitud fija o de anclaje (bulbo) está constituida por los cables de torón o barras de acero y tubo de inyección, la cual está recubierta por la lechada de "vaina", la cual transmite la fuerza de tensión al suelo circundante. La longitud de bulbo debe estar situada siempre detrás de la superficie crítica de falla.

La longitud de tensado es la longitud extra de cable o barra (mínimo 1.20 m) para permitir el montaje del equipo de tensado. La cabeza del ancla que forma parte de esta zona está constituida por placas de apoyo, cuñas de arrastre, bloques de arrastre, cuñas de bloqueo y

bloques de bloqueo que tienen por función conectar el ancla con la estructura de retención y transmitir la fuerza de tensión desde la barra o torón hasta la estructura de soporte.

## 2.1.2 Clasificación de anclajes

### a) *Por principios de operación*

**Sostenimiento lateral.** El ancla permite estabilizar un elemento de contención transfiriendo la fuerza inducida por el empuje del terreno y sobre cargas más allá de la superficie de falla. Los esfuerzos se transmiten al suelo por medio de la longitud fija o de anclaje. El ancla generalmente está postensada para controlar el movimiento del muro o corte durante la construcción.

**Anclaje de estructuras.** En este caso el objetivo del ancla es generar una fuerza sobre una estructura, ya sea para compensar un esfuerzo de expansión o para comprimir la base de una cimentación en el suelo. Debe movilizar un volumen de suelo con suficiente peso para compensar el esfuerzo deseado. La longitud fija está destinada a transmitir las fuerzas al suelo competente y la longitud libre dependerá del volumen de terreno requerido. La fuerza de tensión es importante para limitar o suprimir el movimiento vertical.

### b) *Por su vida útil*

Está muy asociada con la protección contra la corrosión, que es un aspecto crítico en este tipo de estructuras. En la Tabla 2.1 se resume la clasificación de los anclajes de acuerdo con su vida útil.

**Tabla 2.1 Clasificación según su vida útil**

Norma*	Clasificación
TA 95	Temporal: Menos de 18 meses en servicio Permanente: Más de 18 meses en servicio
PTI	Temporal: Menos de 24 meses en servicio Permanente: Más de 24 meses en servicio
EN 1537	Temporal: Menos de 2 años en servicio Permanente: Más de 2 años en servicio

\*TA 95, Tirants d’Ancrage 1995 PTI, Post-Tensioning Institute EN 1537, Norme Européenne

### c) *Por su funcionamiento*

**Activas.** También llamadas anclas de tensión. Generan una compresión al terreno por la aplicación de fuerzas (actuantes) axiales por medio de un gato hidráulico. Se usan en la fijación de estructuras al terreno y contención de excavaciones limitando los desplazamientos laterales.

**Pasivas.** Conocidas también como anclas de fricción. Proporcionan fuerzas (resistentes) externas para mejorar la estabilidad de cortes o taludes al evitar el deslizamiento de suelo o roca cuando ocurren movimientos laterales. Trabajan por fricción en toda la longitud del cuerpo del ancla, evitando el deslizamiento del material en la zona donde son colocadas (PTI 2004).

**d) Por su método de inyección**

**Inyección por gravedad.** Este método implica llenar la perforación con lechada de cemento desde la parte inferior mediante un tubo instalado a lo largo del ancla. Una vez que el ancla se introduce en la perforación, la lechada de cemento se introduce a través del tubo hasta que resurja. En algunos casos la perforación se llena con lechada de cemento antes de instalar el ancla.

**Inyección global única (IGU).** Con este método se inyecta lechada de cemento en la zona de anclaje a una presión mayor que la inyección de gravedad. El ancla está equipado con un tubo de inyección y un tubo de retorno. La lechada se introduce a presión por el tubo de inyección desde el fondo de la perforación, permitiendo desalojar tanto el agua como los detritus. El proceso se da por concluido cuando sale lechada con el mismo color y consistencia que la inyectada por el tubo de retorno. La presión al final de la inyección es generalmente entre 10 bar (10.2 kg/cm<sup>2</sup>) o la mitad de la presión límite (presión a la cual el terreno rompe cuando se somete a una presión radial en horizontal) del suelo según el criterio de la norma francesa TA95.

**Inyección repetitiva selectiva (IRS).** El método permite controlar el volumen y la presión de inyección en cada tramo del bulbo del ancla. Consiste en emplear un tubo de acero de ½” unido con coples lisos corridos y con una sección ranurada entre dos obturadores en el extremo del mismo. La inyección se puede controlar con precisión en cada manguito y debe realizarse entre 12 y 48 horas después de haber colocado el ancla. Asimismo, la inyección se realiza verificando las presiones de rotura de vaina, inicio y final de inyección así como también el consumo de lechada por manguito. La presión al final de la inyección generalmente es mayor que la presión límite del suelo y no suele exceder los 40 bar (40.8 kg/cm<sup>2</sup>).

**e) Por el tipo de material**

De acuerdo a las recomendaciones TA95, el armado del tirante puede ser:

**Metálico.** Comprenden tanto barras como cables de torón, los cuales requieren protección contra la corrosión.

**No metálico.** Compuestas por materiales como fibra de vidrio, fibra de aramida, fibra de carbono y fibra de boro, abren nuevas perspectivas en el campo de las anclas temporales y permanentes. Estos refuerzos no metálicos aún en desarrollo requieren de una profundización del comportamiento de los materiales compuestos e investigación de su durabilidad efectiva bajo tensión cuando se exponen a entornos potencialmente agresivos.

**2.1.3 Componentes secundarios de un ancla**

Además de los elementos estructurales mencionados, existen una serie de dispositivos auxiliares que tienen la función de proteger y lograr que las barras o torones logren que su trabajo sea eficiente; entre ellos están:

**Perforación o barreno:** También puede considerarse como parte constituyente del sistema. Debe tener diámetro adecuado para alojar la barra o cables de torón y la lechada, usualmente entre 100 y 150 mm. De acuerdo a las recomendaciones TA95, el proceso de perforación debe

evitar cualquier modificación de las características del suelo que podría causar trastornos en los terrenos y estructuras aledañas.

La perforación debe realizarse con un fluido de perforación cuyas características y modo de operación se adapten a la naturaleza de los estratos de suelo atravesados. Este fluido puede, según el caso, estar constituido por aire, agua, cemento arcilloso, lodo bentonítico, y lechada de cemento.

**Poliducto:** Aloja y protege los cables de torón o barra a lo largo de la longitud libre. Debe ser un tubo de plástico con las siguientes propiedades (PTI 2004):

1. Resistente ante cualquier ataque químico del ambiente agresivo, lechada y/o componente que inhiba la corrosión.
2. Resistente al envejecimiento por rayos ultravioleta.
3. No perjudicial para el acero de la longitud libre del ancla.
4. Resistente a los daños causados por abrasión, impacto, aplastamiento y flexión durante el manejo e instalación.
5. Que permita que el acero de torón se elongue durante las pruebas de carga.

**Tubo de inyección:** Es un tubo con agujeros cubiertos con bandas de hule (manguitos) colocado al centro de los torones y de la perforación. La función de estos agujeros es permitir la salida de la lechada de inyección. Deben tener un diámetro interior adecuado para que la lechada sea bombeada fácilmente y sin obstrucciones al fondo del agujero de perforación, poder soportar la presión de lechada inyectada y ser lo suficientemente fuerte para resistir la presión posterior a la inyección.

**Obturador:** Tiene como finalidad sellar y aislar al bulbo de inyección del resto del barreno. Se infla con aire a presión para tener un buen sello.

**Separadores y centradores:** Los centradores y separadores deben estar hechos de acero, plástico o material que no sea perjudicial para el acero postensado. No es recomendable utilizar separadores de madera. Los separadores deberán también soportar la barra o el cable de torón en el orificio de perforación y colocarlo de modo que se obtenga un recubrimiento mínimo de la lechada de 13 mm (PTI 2004). Se colocan a intervalos regulares a lo largo de la zona de anclaje. En el caso de torones su función es proporcionar un recubrimiento mínimo a los cables y evitar que se crucen.

#### 2.1.4 Lechada de cemento

**Inyección primaria (vaina).** En todas las anclas se debe hacer una inyección primaria a gravedad (desde el fondo del barreno), que cumpla con la función de formar el bulbo y una barrera de protección contra la corrosión. Debido a que es común el empleo de lechada agua-cemento, las recomendaciones y normas ponen énfasis en cuidar la relación agua/cemento y la potencial agresividad del cemento hacia el tendón. La norma francesa TA95 indica que se debe seleccionar el tipo de cemento de acuerdo con la agresividad del terreno hacia el cemento y del cemento para con el torón.

#### **Post-inyección (inyección del bulbo).**

La post-inyección sirve para incrementar la resistencia a fricción del bulbo. Generalmente se refiere al método IRS, el cual puede repetirse las veces que sea necesario en caso de que durante la prueba se presente deslizamiento entre el bulbo y el suelo antes de alcanzar la carga de prueba o de que la fluencia exceda los criterios establecidos. En algunos casos puede omitirse, si se demuestra que la inyección primaria es suficiente para que el ancla cumpla con la resistencia necesaria. Se realiza por medio de un tubo de “manguitos” cuando



la inyección primaria ha fraguado, con el fin de incrementar las fuerzas de fricción entre el bulbo y el suelo.

## **2.2 APLICACIONES DE ANCLAJES EN SUELOS**

### **2.2.1 Contención de taludes**

Los anclajes se utilizan con frecuencia en combinación con muros, vigas horizontales o bloques de concreto para estabilizar cortes y taludes. También permiten realizar cortes relativamente profundos, se pueden utilizar para proporcionar una fuerza suficiente para estabilizar la masa de suelo por arriba de un deslizamiento de tierra o superficie de deslizamiento. Esta fuerza puede ser considerablemente mayor que la requerida para estabilizar una excavación vertical para un muro de contención en autopistas. Para el caso que el suelo no sea capaz de resistir las fuerzas actuantes de anclaje en el talud es posible utilizar vigas horizontales o bloques de concreto (muertos de anclaje) para transferir las cargas del anclaje al suelo sobre la superficie de deslizamiento. La elección del tipo de apoyo del anclaje para la estabilización del talud dependerá del costo, el área de trabajo disponible, la estética y el mantenimiento a largo plazo que se le quiera proporcionar.

### **2.2.2 Alivio de esfuerzos**

El diseño de algunas estructuras y excavaciones necesitan varios sistemas para resistir el alivio de esfuerzos. Bajo tales condiciones, se pueden lograr métodos de diseño eficaces y seguros mediante el uso de anclas. Estos elementos se fijan a la estructura y se profundizan en el suelo hasta alcanzar un estrato firme, de modo que puedan resistir expansiones.

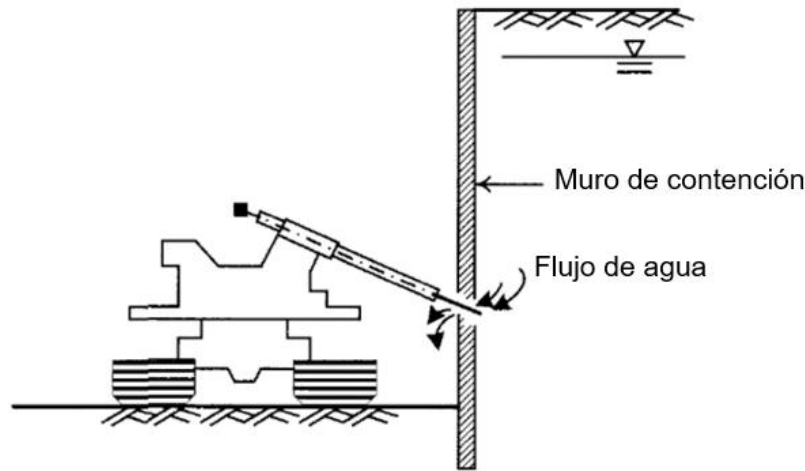
Pueden usarse anclas permanentes para proporcionar resistencia a las fuerzas de expansión, que pueden ser generadas por fuerzas hidrostáticas o de volteo. Se utilizan en condiciones de niveles freáticos elevados, donde la estructura presenta inestabilidad provocada por fuerzas de subpresión del agua.

Es posible igualmente utilizar sistemas de anclaje permanentes en la estabilización de presas de concreto para cumplir con normas de seguridad. Los anclajes proporcionan resistencia adicional a las cargas de volteo, deslizamiento y sismos.

### **2.2.3 Excavaciones con cortes verticales**

Los sistemas de anclaje pueden utilizarse en excavaciones como soporte lateral, con el propósito de contrarrestar las presiones y deformaciones laterales del suelo. La excavación con anclajes cuenta únicamente con la resistencia del suelo, la cual proporciona la fuerza en el anclaje. Así, cuanto mayor sea la resistencia del suelo, mayor será la fuerza de anclaje. Los suelos granulares tienen altas resistencias y ofrecen elevadas fuerzas de anclaje, mientras que en suelos arcillosos disponen poca resistencia y la fluencia que se genera disminuye aún más la fuerza de anclaje (Chang Yu 2006).

Por otro lado, los suelos granulares por lo general presentan una permeabilidad bastante alta en comparación con los suelos arcillosos. Por ejemplo, un anclaje instalado en un suelo granular con nivel freático alto las perforaciones son difíciles de sellar debido a la alta presión del agua fuera del área de excavación, como se muestra en la Figura 2.2.



**Figura 2.2 Problema del método de excavación con anclas en suelos sin cohesión con nivel freático alto (Suárez 1998)**

## **2.3 MUROS ANCLADOS**

### **2.3.1 ASPECTOS GENERALES**

En la actualidad los anclajes postensados se usan con mayor frecuencia en construcciones con excavaciones profundas, debido a que los muros anclados permiten mayor libertad de movimiento dentro de la excavación. (Belabed 2000).

Los muros anclados son sistemas de retención cuya eficiencia depende del buen comportamiento tanto del muro como de los anclajes. Los anclajes consisten en elementos de acero postensados con uno de sus extremos anclados a una estructura de concreto armado, y otro revestido de lechada inyectada alrededor de un estrato de suelo resistente (Peccin da Silva, Festugato, and Masuero 2017). Como ninguno de estos elementos puede funcionar individualmente, se requiere una buena ejecución del muro y del anclaje para preservar la estabilidad de este tipo de estructuras. La interacción del anclaje-suelo como anclaje-muro juegan un papel fundamental en el rendimiento y efectividad del muro anclado.

Según Hanna (Hanna 1982), un anclaje puede fallar en seis modos diferentes: a) falla de interacción lechada-ancla, b) falla de la interacción suelo-lechada, c) falla dentro de la masa del suelo, d) falla del elemento de acero o algún componente, e) falla de la lechada que rodea el elemento de acero en la longitud libre, f) falla de un grupo de anclajes. Estos tipos de falla son a su vez uno de los tipos de falla que pueden ocurrir en un muro anclado: a) falla de anclaje, b) deformación excesiva, c) falla de pata del muro, d) falla de fondo, e) falla generalizada y f) falla del muro (Ver Figura 2.3). Las fallas pueden ocurrir por insuficiencia de acero de refuerzo o por falla de punzonamiento en la cabeza de anclaje conduciendo a una redistribución de las cargas, es decir, la carga será soportada por las demás anclas.

Stille y Brooms (Stille y Brooms 1976) estudiaron la redistribución de cargas de anclaje en un muro de tablestacas. La investigación se desarrolló con anclas inclinadas con un ángulo de 45° respecto a la horizontal concluyendo que la ruptura de un solo anclaje es suficiente para cambiar las cargas en los restantes. Se demostró también que gran parte de la carga de un ancla fracturada es absorbida por la cimentación, principalmente debido al aumento de fricción

entre suelo y muro después de la ruptura. Ese aumento ocurre porque la curvatura de una fila de anclas empuja al suelo contra la estructura. Por lo tanto, no toda la carga del ancla rota se distribuye a las anclas vecinas. En consecuencia, este fenómeno puede conducir a divergencias entre las simulaciones numéricas y el comportamiento real de este tipo de sistemas de anclaje.

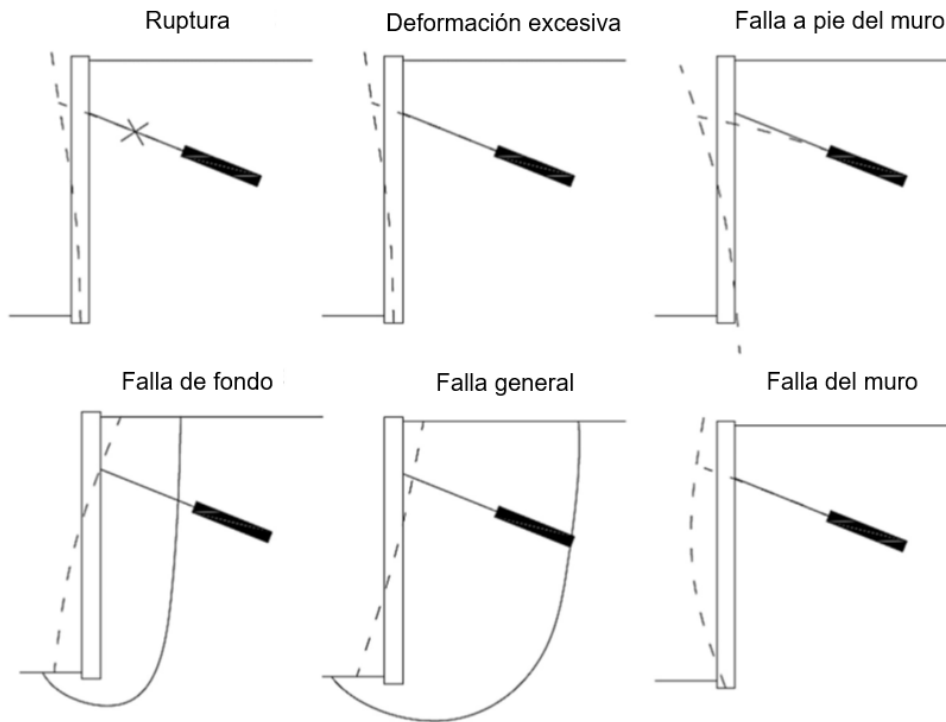


Figura 2.3 Tipos de falla de muros anclados (Hanna 1982)

## 3 EXPLORACIÓN Y LABORATORIO

### 3.1 GENERALIDADES

Es de gran importancia determinar la caracterización del subsuelo del sitio y de sus propiedades para diseñar un sistema de anclaje. Para ello se requiere de reconocimiento de campo, exploraciones geotécnicas y pruebas de laboratorio.

Tanto la exploración geotécnica como las pruebas de laboratorio, son necesarios para evaluar la factibilidad técnica y económica de la aplicación de un sistema de anclajes para un proyecto. El alcance de la exploración y pruebas en sitio debe ser consistente con el alcance del proyecto (ubicación, tamaño, naturaleza crítica de la estructura y presupuesto), sus objetivos (estructuras temporales o permanentes) y limitaciones (geometría, constructibilidad, rendimiento e impacto ambiental). En el presente capítulo se describen los elementos típicos de un programa de investigación y ensayos de campo y laboratorio.

### 3.2 RECONOCIMIENTOS DE CAMPO

Buenos reconocimientos geológicos y geotécnicos de campo son esenciales. La deficiente caracterización de las condiciones del suelo en la zona de anclaje trae como consecuencia alto riesgo de fallas, siendo la más frecuente la rotura de las anclas en los ensayos de aceptación (EN 1997 2011).

Todos los reconocimientos se deben realizar conforme a las prescripciones y recomendaciones de la norma a utilizar. Es recomendable realizar el reconocimiento de campo hasta la periferia de la obra, de tal forma que el perfil de los estratos del terreno puedan obtenerse por interpolación entre los distintos puntos de sondeos.

Cuando los esfuerzos inducidos por los anclajes se desarrollan fuera del lugar de trabajo, conviene, en la medida de lo posible, extender el reconocimiento geotécnico a aquellas zonas de terreno que se encuentran en su zona de influencia.

Además, la inspección visual del sitio y el examen de la información disponible y condiciones del sitio y sus alrededores, están implicados en el reconocimiento. De acuerdo al PTI, el reconocimiento de campo debe incluir lo siguiente:

- Aspectos geológicos y zonificación del subsuelo
- Recopilación de sondeos de exploración previos
- Delimitación y condiciones de las estructuras aledañas
- Áreas con posible inestabilidad
- Localización de pozos de bombeo y detalles de su operación
- Levantamiento de redes de servicios públicos
- Levantamientos topográficos y nivelaciones

### 3.3 GEOLOGÍA

Debe asegurarse que los factores geológicos condicionantes en las obras de ingeniería se tomen en consideración y se interpreten correctamente y se prevengan o reduzcan los efectos de sus riesgos (González de Vallejo 2010).

La información geológica es esencial desde que se concibe el anteproyecto en gabinete. Durante las visitas preliminares al terreno, las exploraciones geológicas permiten seleccionar uno o varios sitios alternativos de construcción, mismos que serán adquiridos y analizados con mayor detalle en etapas de estudios posteriores.

Todos los problemas relativos a cimentaciones de edificaciones están ligados a la geología del sitio, y desde luego, con las rocas o suelos que lo conforman, zonas de erosión activa o depósito, y zonas de actividad sísmica o volcánica.

### 3.4 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

La solución de un problema geotécnico relacionado al diseño y construcción de anclas en suelos se identifica a partir del conocimiento del comportamiento de los suelos, que siempre se inicia con la exploración geotécnica del sitio. Esta consiste en realizar sondeos, recuperar muestras y ejecutar pruebas de campo y laboratorio con el propósito de reunir información que permita conocer la estratigrafía y propiedades del subsuelo.

Existen tres conceptos que debe aclarar una exploración geotécnica, siendo estos la estratigrafía del sitio, los parámetros mecánicos y los niveles piezométricos. El primero se determina mediante la exploración directa (sondeos con muestreo) auxiliada por semidirecta (sondeos sin muestreo) e indirecta (geofísica). Los parámetros mecánicos se obtienen de las pruebas de laboratorio y de campo, en muestras alteradas e inalteradas y los niveles piezométricos mediante piezómetros y tubos de observación cuando haya presencia de agua en el subsuelo.

Los principales objetivos de una exploración geotécnica son:

- Definir el marco geotécnico del sitio.
- Definir la estratigrafía y propiedades del subsuelo.
- Investigar la influencia del hombre en el sitio.
- Medir propiedades *in situ* de los suelos.
- Determinación de la posición del nivel freático.

Algunos aspectos importantes a recopilar en la exploración geotécnica son la evaluación de todas las etapas de construcción como: estabilidad de los cortes que se realicen, influencia del bombeo para abatir el nivel freático y necesidad de anclaje o apuntalamiento (Santoyo 2010). Además, es posible que las estructuras vecinas estén sufriendo un proceso de deformaciones y eventualmente sean inseguras; este escenario implica que la obra que se construirá tendrá que considerar acciones de aseguramiento que deberán ser identificados como parte de la exploración.

De acuerdo a las recomendaciones del PTI para las anclas en suelo, las pruebas de penetración estándar y muestreo debe realizarse en intervalos de mínimo 1.5 m dentro de cada perforación y con cada cambio significativo en los perfiles del suelo. Asimismo, la distancia típica entre las perforaciones del suelo SPT está en el rango de 15 a 30 m (50 a 100 ft).

#### 3.4.1 Nivel de aguas freáticas

El nivel de aguas freáticas debe evaluarse como parte de un programa de investigación y exploración del suelo debido a que la presencia de la misma afecta la estabilidad del sistema de contención aumentando las presiones laterales aplicadas sobre el mismo y produce alivios de esfuerzos causando expansiones en las estructuras. De la misma manera, afecta el flujo de agua a través de la cabeza de los anclajes, promoviendo la corrosión y dificultando los procedimientos de construcción.

Para las estructuras ancladas al suelo diseñadas para resistir las fuerzas de expansión o levantamiento, los cambios imprevistos en los niveles de agua del subsuelo pueden resultar

en asentamientos de consolidación excesivo y en una disminución en las cargas del ancla. Si el nivel de aguas freáticas aumenta, las cargas pueden aumentar por encima de las cargas de diseño.

Para poder determinar los niveles de agua del subsuelo, se utilizan piezómetros, los cuales son dispositivos que miden la presión del agua o presión de poro en distintos estratos del subsuelo a las profundidades que se encuentran; los más simples son tubos verticales instalados en el suelo en cuyo extremo inferior está la celda permeable que permite la entrada de agua, la cual sube hasta alcanzar el equilibrio y los de membrana que miden esa presión en el estrato mismo. Esta información es necesaria para poder determinar el estado inicial de esfuerzos del sitio en estudio, definir las condiciones de flujo de agua y evaluar su influencia durante el proceso de construcción.

### 3.5 LABORATORIO

Las muestras de suelo obtenidas en la exploración geotécnica se ensayan en laboratorio para determinarles:

- 1) Identificación y clasificación de suelos, según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).
- 2) Determinación de las propiedades índice y mecánicas.

Para el diseño de anclas en suelos se sugiere determinar:

- Registros de perforación que incluyen penetración estándar y/o resistencia a la penetración del cono
- Determinación del nivel freático
- Resistencia al corte  $\phi$  y cohesión  $c$
- Agresividad del suelo y las aguas subterráneas

#### ***Suelos granulares***

- a) Para la determinar  $\phi$  y  $c$ , debe tomarse en cuenta que la ejecución del muro anclado requiere una pequeña cohesión, que generalmente es muy difícil de medir dado su bajo valor. Si la obtención de la muestra inalterada presenta dificultades durante su extracción, se puede utilizar el picómetro, tomando con precaución el valor obtenido de cohesión  $c$ .

#### ***Suelos cohesivos***

- a) Para las características de resistencia al corte  $\phi$  y  $c$ , se recomienda determinar las características mecánicas a corto y largo plazo realizando pruebas triaxiales UU, CU o CD, considerando si es una estructura de retención temporal o permanente.

## 4 DISEÑO DE SISTEMAS DE ANCLAJE

### 4.1 ANTECEDENTES TEÓRICOS

En esta primera parte del capítulo 4 se presentan metodologías y criterios de la práctica mexicana de diseño de anclajes en suelos.

#### 4.1.1 Anclas para la estabilización de excavaciones

El sistema de soporte temporal de excavaciones está conformado por retículas de anclas de fricción postensadas, complementadas por una capa de concreto lanzado reforzado con acero que tiene el propósito de restituir el esfuerzo de confinamiento a la masa del suelo (Gutiérrez y Cuevas 1994).

Las consideraciones para diseño son:

La capacidad de anclaje depende del tipo de material en el que se instalan las anclas, pudiendo variar desde 10 hasta 100 t. La capacidad a tensión en la mayoría de los casos depende del mortero de cemento que transfiere la carga del tendón al suelo; por ello las propiedades del mortero y la adhesión del suelo son factores importantes en el diseño. Usualmente la capacidad última a tensión  $T_f$  de un ancla puede estimarse considerando la resistencia lateral del suelo más la componente de punta según la expresión (Littlejohn 1990):

$$T_f = A \sigma'_v \pi D L \tan \phi + B \gamma h \frac{\pi}{4} [D^2 - d^2] \quad (4.1)$$

donde:

A: Relación de la presión de contacto en la interfaz bulbo/suelo con la presión efectiva del terreno.

B: Factor de capacidad de carga.

$\sigma'_v$ : Esfuerzo vertical efectivo adyacente al bulbo del ancla.

$\gamma$ : Peso volumétrico efectivo del suelo.

h: Profundidad del bulbo respecto a la superficie del terreno.

D: Diámetro efectivo del bulbo.

d: Diámetro efectivo del fuste de mortero.

L: Longitud del bulbo.

Para confirmar las hipótesis de diseño y garantizar el comportamiento de las anclas, es necesario realizar al inicio pruebas de extracción hasta la falla, obteniendo la capacidad última y su comportamiento esfuerzo-deformación. Para anclas temporales en suelos granulares se emplean factores de seguridad de 2.0 a 2.5; en suelos arcillosos blandos, los rangos de estos factores varían de 3.0 a 3.5, con objeto de limitar las deformaciones que se generan con el tiempo (creep). Los componentes de acero para el tendón de las anclas se diseñan para cumplir con las prácticas usuales de diseño estructural.

Una vez determinada la capacidad de carga individual de las anclas, se procede al diseño del sistema de retención en su conjunto. El espaciamiento de las anclas depende de la altura del corte, la flexibilidad del muro formado por el concreto lanzado, las cargas de trabajo y las limitaciones de construcción.

La longitud de anclaje queda determinada por la posición de los planos potenciales de falla, atrás de los cuales deben quedar siempre las longitudes fijas (bulbos) de anclaje. Para anclas en trabajos temporales, no se considera necesario protegerlas contra corrosión, a menos que el terreno sea particularmente agresivo.

#### 4.1.2 Criterios para anclas postensadas definitivas inyectadas a 15 kg/cm<sup>2</sup>

Los criterios de diseño utilizados para la estabilización de cortes verticales de gran altura, en rellenos y suelos arenosos de las llamadas “arenas azules”, utilizando anclas postensadas complementadas con muro Milán y con concreto lanzado (Tamez y Cuevas 2007).

Para el diseño del sistema de estabilización de la excavación se toma en cuenta lo siguiente:

#### Mecanismos de transferencia de carga

Cuando se tensan las anclas se produce una presión en la zona de las zapatas, generando un cono de redistribución de presiones, precomprimiendo la cuña potencial de falla. Esta misma fuerza de tensado desarrolla las curvas de transferencia de carga en la zona del bulbo (Ver Figura 4.1). Para garantizar las condiciones de estabilidad es necesario que el factor de seguridad tenga valores mínimos de 1.5 para la condición estática y de 1.3 para la sísmica.

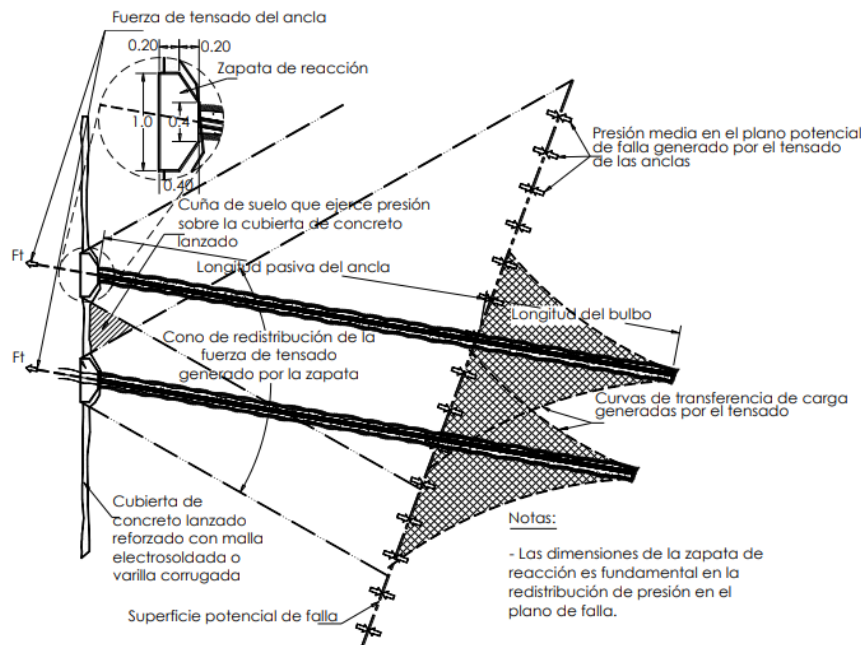


Figura 4.1 Transferencia de carga en la masa de suelo estabilizada con anclas postensadas (Tamez y Cuevas 2007)

#### Superficie potencial de falla

En la figura 4.2 se muestran las superficies de falla crítica con la que se dimensionó el sistema de anclaje, la plana y la circular. Se incluye también el cono de redistribución que genera el



tensado y la curva de transferencia de carga para una de las anclas. El reforzamiento que genera el anclaje en la masa de suelo define una nueva superficie potencial de deslizamiento, que deberá también satisfacer los factores de seguridad citados, por lo que será necesario realizar la revisión correspondiente.

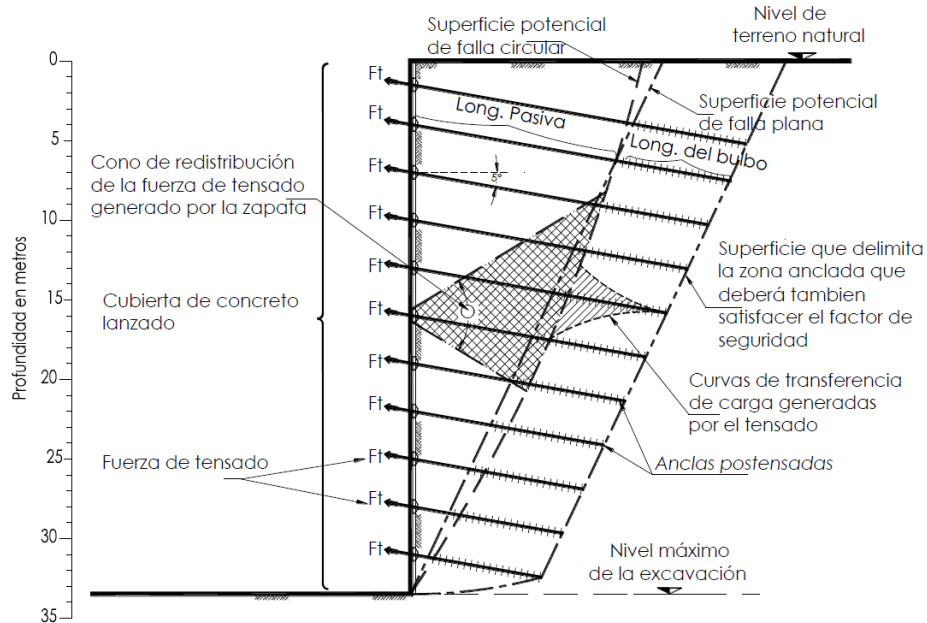


Figura 4.2 Superficie potencial de falla (Tamez y Cuevas 2007)

### Análisis de estabilidad en suelos arenosos en las llamadas “arenas azules”

Los análisis de estabilidad se realizan con:

- Método de la cuña de falla (superficie potencial de deslizamiento plana)
- Método de Fellenius (superficie potencial de deslizamiento circular)

El factor de seguridad se determina con la siguiente expresión:

$$FS = \frac{\frac{cH}{\sin \beta} + [W \cos \beta + F_a \sin(\beta + \theta) - c_s W \sin \beta] \tan \phi + F_a \cos(\beta + \theta)}{W \sin \beta + c_s W \cos \beta} \quad (4.2)$$

donde:

W: Peso de la cuña deslizante incluyendo la sobrecarga en la superficie, t/m.

H: Altura del talud, m.

c: Cohesión media de cada estrato a lo largo de la superficie de falla, t/m<sup>2</sup>.

$\emptyset$ : Ángulo de fricción interna de cada estrato, en grados.

$\beta$ : ángulo de la superficie de falla para cada dovela, en grados.

$\theta$ : Ángulo de inclinación de las anclas con la horizontal, en grados.

$F_a$ : Fuerza de anclaje, t/m.

$c_s$ : Coeficiente sísmico reducido.

FS: Factor de seguridad general.

### **Determinación del patrón de anclaje**

Se considera una fuerza de anclaje total para el estrato arenoso (arenas azules) y para los rellenos con el fin de cumplir con los factores de seguridad:

Para determinar el patrón de anclaje, se determina primeramente con la fuerza total de anclaje la presión equivalente. Después, se establece la fuerza de anclaje unitaria y se calcula el área tributaria, la cual sirve para establecer la separación horizontal y vertical.

Se utilizaron las siguientes fórmulas:

$$Pd = \frac{Fat}{0.85H} \quad (4.3)$$

$$At = \frac{Fau}{Pd} \quad (4.4)$$

donde:

Fat: Fuerza total de anclaje, t/m.

H: Altura de la excavación, m.

Fau: Fuerza unitaria de anclaje, t.

At: Área tributaria por ancla, m<sup>2</sup>.

### **Patrón de anclaje en el muro Milán**

Para los tableros del muro Milán de una cierta altura y ancho y considerando 2-3 anclas por nivel se determina el patrón de anclaje con las expresiones antes mencionadas, aceptando una cierta fuerza de anclaje unitaria.

### **Fuerza sísmica**

Conforme a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo se valora la fuerza sísmica que desarrollará la masa de suelo contra el sistema de contención.

Su magnitud se calcula de la forma siguiente:

$$F_s = \frac{c}{3} W \quad (4.5)$$

donde:

W: Peso del suelo limitado por la cuña de falla activa, t/m.

c: coeficiente sísmico de la zona de lomas y transición (rellenos).

### Capacidad de las anclas postensadas

La capacidad friccionante última de las anclas se determina con la expresión:

$$Q_f = \frac{\pi D P l_b \operatorname{tg}(\phi)}{FS} \quad (4.6)$$

Donde:

Q<sub>f</sub>: Capacidad friccionante del ancla, t.

D: Diámetro del ancla, cm.

P: Presión de inyección, kg/cm<sup>2</sup>.

l<sub>b</sub>: Longitud del bulbo del ancla, m.

FS: factor de seguridad.

### Presión de inyección

Para garantizar la presión de inyección de 10 kg/cm<sup>2</sup>, se utilizó en la construcción de las anclas 15 kg/cm<sup>2</sup>.

### Características generales de las anclas

- Diámetro de 10 y 15 cm.
- Perforación con máquina neumática.
- Después de limpiar la perforación, se introducen los torones de refuerzo, provistos de centradores para garantizar el recubrimiento necesario.
- Diámetro del torón de 15.24 mm (0.6 in).

### Lechada de inyección

El espacio anular entre la perforación y el acero de refuerzo se rellena con una lechada de cemento-agua dosificada en peso según una relación 2:1, con una resistencia de 150 kg/cm<sup>2</sup>, que se inyecta a una presión de 15 kg/cm<sup>2</sup>.

### Concreto lanzado

Las anclas se complementaron con una cubierta de concreto lanzado que además de evitar el intemperismo del suelo, forma una membrana trabajando a compresión que confina la masa de suelo. La cubierta tiene 10 cm de espesor y una resistencia de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

### Zapata de reacción

La zapata de reacción recibe las anclas postensadas y se construye en la cubierta de concreto lanzado con el armado y las dimensiones especificadas.

### Postensado

En un lapso de 3 días, cuando la lechada haya alcanzado su resistencia de diseño, se aplica el postensado especificado.

#### 4.1.3 Criterios del Manual de Construcción Geotécnica

En nuestro país los sistemas de anclaje son cada vez más comunes ya que proveen un sistema de soporte estable para muros de retención temporales y permanentes en excavaciones. Por ello, se presenta a continuación los criterios de diseño utilizados en la práctica mexicana.

##### a) Diseño geotécnico

**Análisis de estabilidad.** El método de cuñas suele utilizarse para calcular la carga externa o fuerza de anclaje para mantener el equilibrio de la excavación o corte. Este método supone que a lo largo de la superficie de falla, se moviliza la totalidad de la resistencia al corte, factorizada de acuerdo con el nivel de seguridad deseado. Para determinar la fuerza de anclaje máxima, se necesita previamente obtener la inclinación de la superficie crítica de deslizamiento mediante aproximaciones sucesivas (Ovando y Holguín 2002).

El método de la cuña permite calcular el factor de seguridad de un bloque cuando desliza sobre una superficie de falla que se supone infinita. El factor de seguridad se calcula con la expresión:

$$FS = \frac{c A + (W \cos \beta + F \cos \theta - K W \sin \beta) \tan \phi}{W \sin \beta + K W \cos \beta - F \sin \theta} \quad (4.7)$$

donde:

c: Cohesión en la superficie de falla en condición saturada.

A: Longitud de la superficie de deslizamiento, m.

$\phi$ : Ángulo de fricción en la superficie de deslizamiento, en grados.

W: Peso del bloque deslizante, t.

$\beta$ : Ángulo que forma la superficie de deslizamiento con la horizontal, en grados.

$F$ : Fuerza de anclaje, t/m.

$K$ : Coeficiente sísmico.

$\theta$ : Ángulo que forma  $F$  con la normal a la superficie de deslizamiento, en grados.

El empuje total que debe proporcionar el ancla se calcula con la expresión:

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[ \frac{(1 + \xi)^2}{\tan \alpha} - K_p \xi^2 \left( \sin \delta + \frac{\cos \delta}{\tan(\alpha - \phi')} \right) \right] \tan(\alpha - \phi') \quad (4.8)$$

donde:

$\gamma$ : Peso volumétrico total del suelo limitado por la superficie de falla.

$H$ : Altura de la parte expuesta del corte.

$d$ : Profundidad de empotramiento del elemento de retención.

$\xi$ : Es igual al cociente  $d/H$ .

$K_p$ : Coeficiente de empuje pasivo  $K_p = \tan^2(45 + (\phi/2))$ .

$\phi$ : Ángulo de fricción interna expresado en términos de esfuerzos efectivos.

$\delta$ : Ángulo de fricción entre el suelo retenido y el muro.

$\alpha$ : Inclinación de la superficie potencial de deslizamiento.

En el cálculo anterior, el empuje  $P$  es la fuerza horizontal externa que estabiliza al corte y representa la resistencia combinada que proporciona la componente horizontal de la fuerza de anclaje ( $T \cos i$ ), así como la resistencia lateral suministrada por la parte empotrada del muro. Cabe mencionar que el ángulo de fricción interna se obtiene de pruebas drenadas CD.

### **Empujes sobre elementos de retención.**

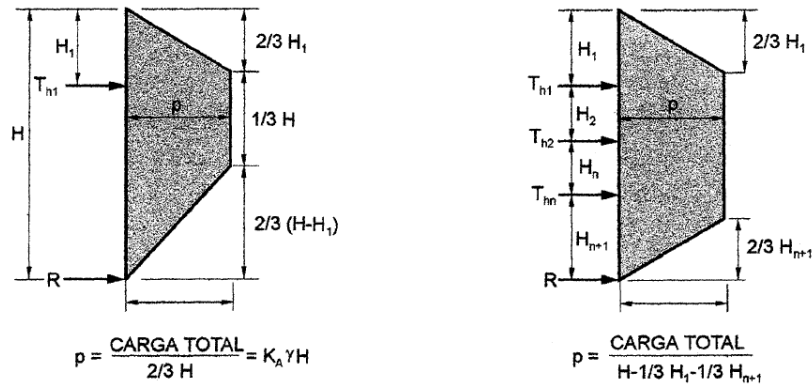
Con las envolventes aparentes de presiones que se reparten entre cada uno de los niveles de anclaje, se puede estimar la fuerza de anclaje requerida. Estas envolventes aplican solo para suelos homogéneos. En caso de suelos estratificados se debe recurrir a un análisis límite para revisar la estabilidad del sistema de retención.

### **Envolvente de empujes para arenas**

Se expresan en función del coeficiente de empujes activos de tierra,  $K_A$ :

$$K_A = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi'}{2} \right) \quad (4.9)$$

La envolvente de presiones para muros anclados con un solo nivel de anclas es rectangular, mientras que la de los muros con varios niveles de anclaje es trapezoidal, como muestra la Fig. 4.3. Estos diagramas se pueden utilizar tanto para condiciones de corto como de largo plazo. Las presiones de agua o las que resultan de sobrecargas externas se pueden superponer para obtener la carga lateral total actuante.



a) Muro con un solo nivel de anclaje

b) Muro con múltiples niveles de anclaje

Figura 4.3 Envolventes de presiones para arenas (Terzaghi, Peck y Mesri 1996)

donde:

$H_1$ : Distancia desde la superficie del terreno natural hasta el primer nivel de anclaje.

$H_{n+1}$ : Distancia desde el fondo de la excavación hasta el último nivel de anclaje.

$T_{h1}$ : Carga horizontal en el ancla.

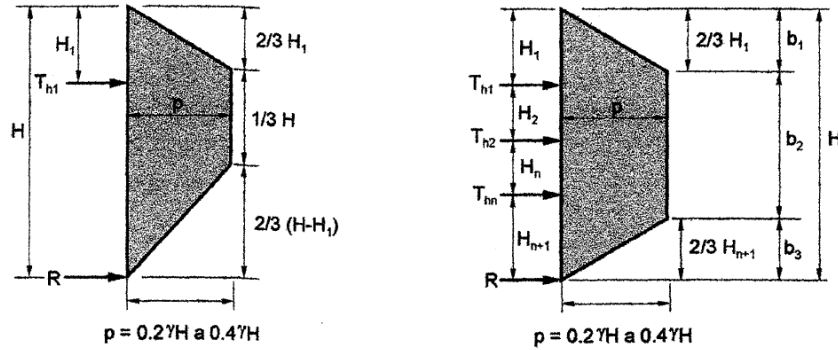
R: Fuerza de reacción a ser resistida por el suelo.

p: Ordenada máxima del diagrama.

Carga total o presión máxima  $P_{max}$ :  $0.65 K_A \gamma H^2$ .

### Envolvente de empujes para arcillas duras fisuradas

En anclajes temporales, cuya vida en servicio se extiende hasta 24 meses como máximo, se emplea la distribución de presiones trapezoidal siguiente:



a) Muro con un solo nivel de anclaje

b) Muro con múltiples niveles de anclaje

Figura 4.4 Envolventes de empuje para arcillas duras fisuradas (Terzaghi, Peck, y Mesri 1996)

donde:

$H_1$ : Distancia desde la superficie del terreno natural hasta el primer nivel de anclaje.

$H_{n+1}$ : Distancia desde el fondo de la excavación hasta el último nivel de anclaje.

$T_{h1}$ : Carga horizontal en el ancla.

$R$ : Fuerza de reacción a ser resistida por el suelo (por debajo del fondo de la excavación).

$p$ : Ordenada máxima del diagrama.

$H_1, b_1, b_2, b_3$ : Distancias.

En anclajes permanentes la magnitud de los empujes aumentará con el tiempo por lo cual se recomienda emplear una envolvente de presiones con una ordenada cercana a  $0.4H$ .

#### Envolvente de empujes para arcillas de consistencia media a suave

En este tipo de suelos es necesario tomar en cuenta la estabilidad en la base de la excavación, ya que influye notablemente en el comportamiento de muros flexibles anclados. Se utilizan los coeficientes de empuje de tierras activo de Henkel (1971) para condiciones no drenadas (esfuerzos totales):

$$K_A = 1 - \frac{4c_u}{\gamma H} + 2\sqrt{2} \frac{d}{H} \left( 1 - \frac{(2 + \pi)c_{ub}}{\gamma H} \right) \quad (4.10)$$

donde:

$d$ : es la profundidad de la superficie de falla bajo el corte.

$H$ : la profundidad del corte.

$C_u$ : es la resistencia no drenada del suelo en donde se efectúa la excavación.

$C_{ub}$ : es la resistencia no drenada del estrato de apoyo.

Según la ecuación de Henkel, el empuje de tierras es constante.

### **Estimación de la capacidad del ancla.**

La capacidad de un ancla se expresa en función de la carga última que puede soportar  $P_u$  y está dada por la fuerza última que se moviliza en la superficie del bulbo inyectado. Por tanto  $P_u$  depende fundamentalmente de las propiedades mecánicas de la interfaz bulbo-suelo.

### **Longitud del bulbo.**

La longitud del bulbo inyectado  $l_b$  debe ser suficiente para generar y transmitir la fuerza de anclaje al medio circundante, con un factor de seguridad adecuado y se puede calcular con la expresión:

$$l_b = \frac{T}{\pi D (\alpha c + p_i \tan \phi)} \quad (4.11)$$

donde:

T: Debe ser menor que la capacidad del ancla  $P_u$ , ya que está afectada por el factor de seguridad global que se le asignó al sistema durante el análisis de estabilidad.

$p_i$ : Esfuerzo normal actuante en la superficie del bulbo.

D: Diámetro efectivo del bulbo.

$\alpha$ ,  $c$  y  $\phi$ : Parámetros de resistencia de la interfaz entre el medio circundante y el barreno inyectado.

### **Posición del bulbo respecto a la superficie potencial de falla.**

El bulbo inyectado debe encontrarse por detrás de la masa de suelo que potencialmente pueda deslizarse. Para ello, es necesario analizar la estabilidad global del talud obteniendo la superficie de falla más crítica. Se recomienda que comience entre 1 a 2 m después de la superficie potencial de falla crítica, tomando en consideración una longitud libre mínima suficiente de deformación del torón para no perder carga después del acañamiento de ellos. La normativa francesa TA95 recomienda en promedio 5 m.

### ***b) Diseño estructural***

#### **Barras, cables de torones.**

Se diseñan considerando que soportan la totalidad de las fuerzas de tensión. Esta fuerza se reparte entre el área de la sección transversal total del conjunto de torones o barras. El área de acero se obtiene con la expresión:

$$A_s = \frac{T}{0.6 f'_y} \quad (4.12)$$

donde:

$f'_y$ : Límite de fluencia del acero de los torones o barra.



### **Lechadas y morteros de inyección.**

La mezcla para inyección de anclas debe tener las propiedades requeridas para lograr que la adherencia y las fuerzas de fricción entre las paredes del bulbo y el suelo circundante sean suficientes.

### **Muros o tablaestacados.**

En el análisis y diseño estructural de estos sistemas debe considerarse que la distribución de los empujes de tierra varía durante la construcción. La secuencia constructiva, los tiempos de excavación y los lapsos entre la aplicación de las fuerzas de anclaje son factores que más influyen en la magnitud y la distribución de los empujes sobre un muro flexible. Por otro lado, la relajación de esfuerzos producida por las deformaciones diferidas (creep), también modifica a largo plazo las distribuciones de esfuerzo.

#### **4.1.4 Criterios según normas internacionales**

##### ***Generalidades***

Un análisis de estabilidad con anclas debe considerar el factor de seguridad del sistema, la separación entre anclas, la longitud libre mínima, la capacidad de la estructura anclada para soportar la aplicación de las fuerzas de anclaje, el perfil y la resistencia del suelo, las condiciones del agua subterránea, la geometría de la estructura, el sitio de construcción y las consecuencias de la falla de un solo anclaje en la estructura de contención.

El diseño de un anclaje requiere conocer la magnitud y dirección de las cargas ejercidas por la estructura a anclar (denominadas cargas nominales), para dimensionar el anclaje (tirante, longitud libre y longitud de bulbo).

El diseño de los anclajes debe lograr sistemas seguros y económicos que cumplan los criterios de aceptación durante el tensado inicial y que funcionen satisfactoriamente durante la vida útil.

##### ***Factibilidad***

Previo al diseño de anclas, debe investigarse la factibilidad de éstos. Debe tenerse en cuenta las obstrucciones subterráneas, los servicios públicos, la agresividad del suelo y aguas subterráneas y las propiedades de los suelos en la zona del bulbo, el acceso al sitio, el daño potencial a la estructura anclada, instalaciones de servicios, limitaciones de servidumbre y posibles efectos en estructuras adyacentes.

La capacidad de carga de los anclajes puede ser baja en suelos con un número de golpes en la prueba de penetración estándar (SPT) inferiores a 10 en suelos no cohesivos o con un índice de liquidez (relación humedad-plasticidad) superior a 0.2 en suelos cohesivos. De igual forma, no son recomendables donde la longitud del bulbo se encuentre en rellenos sanitarios o suelos orgánicos.

La consulta con un contratista experimentado en anclas puede brindar información útil sobre la factibilidad de las mismas en caso de incertidumbre.

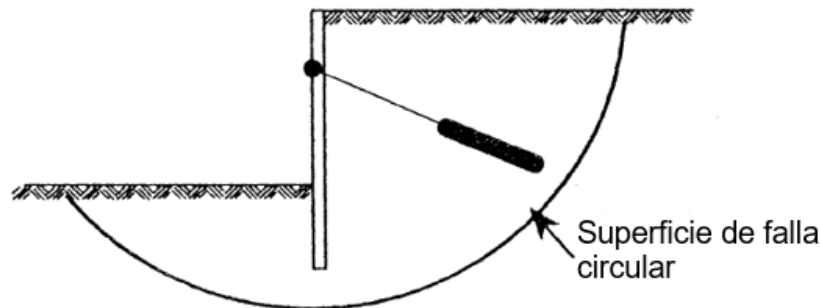
### ***Criterios de estabilidad a considerar***

En estructuras ancladas deben tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- La estabilidad global de la zona en que se encuentra la estructura anclada.
- El comportamiento de cada uno de los elementos de anclaje y sus efectos sobre el entorno más inmediato de los mismos (equilibrio local).

*Equilibrio global.* El conjunto estructura-cimentación puede fallar globalmente sin que se produzcan antes fallas locales (Ver Figura 4.5). Se formaría una superficie continua de deslizamiento que engloba la cimentación y en la que los esfuerzos de corte alcancen la resistencia al corte del terreno.

Este tipo de falla es típico en estructuras de contención próximas a la corona de taludes de desmonte o relleno, o en medias laderas, particularmente si su estabilidad natural es insuficiente.



**Figura 4.5 Superficie de deslizamiento general (TA95 1995)**

*Equilibrio local.* Se debe asegurar el comportamiento individual de cada componente de las anclas considerando:

- La rotura parcial de la cabeza del ancla o de su estructura, por exceso de tensión en las anclas, o por falla de alguno de éstos.
- La rotura del tirante a tensión y el deslizamiento del mismo dentro del bulbo.
- La pérdida de tensión en el ancla por deslizamiento del bulbo respecto al terreno.

### ***Roturas en la cabeza o en la estructura a anclar***

Se debe tener en cuenta el dimensionamiento y posición de la placa base de la cabeza del ancla para evitar deformaciones excesivas de la misma, concentración de tensiones en la estructura, asentamientos del terreno de apoyo, levantamiento de cuñas pasivas y descensos de las cabezas, entre otros.

El ancho de la placa base será al menos del doble del diámetro de la perforación y en ningún caso inferior a 20 cm. Su espesor debe ser suficiente para que no tenga deformaciones durante el tensado y nunca inferior a 1 cm.

### ***Pre-dimensionamiento de los anclajes***

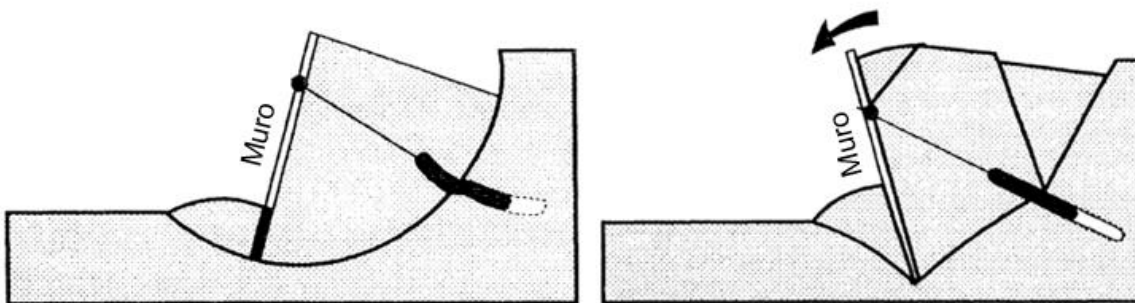
En el pre-dimensionamiento de anclas deben considerarse dos aspectos importantes: a) determinar la carga de tensión en servicio  $T_s$  y su dirección y b) dimensionar los diferentes elementos del ancla, en particular la sección de acero, la longitud libre y la longitud de bulbo.

### ***Sección de acero***

Después de elegir el tipo y grado de acero de las barras o torones, se dimensiona su sección considerando la fuerza de tensión a la que estarán sometidos.

### ***Longitud libre***

En sistemas de contención debe garantizarse una longitud libre  $L_L$  suficiente para ubicar la longitud del bulbo por detrás del plano de falla (mínimo 1.5 m o 20% de la altura del muro, cualquiera que sea mayor), ubicar la longitud del bulbo en el estrato apropiado, garantizar la estabilidad general del sistema ancla-estructura, amortiguar movimientos a largo plazo y delimitar un volumen de suelo evitando fallas como las de la figura 4.6. Se recomienda en una longitud libre mínima de 5 m.



**Figura 4.6 Fallas debido a la longitud libre insuficiente del ancla (TA95 1995)**

La longitud libre del ancla puede ser inyectada junto con la longitud del bulbo (una etapa), en una operación separada (dos etapas) o permanecer sin inyección (anclas temporales).

La inyección en una etapa proporciona continuidad del recubrimiento a lo largo del anclaje para fines de protección contra la corrosión y evitar un posible colapso del barreno de perforación y los subsiguientes asentamientos superficiales.

### Longitud de bulbo

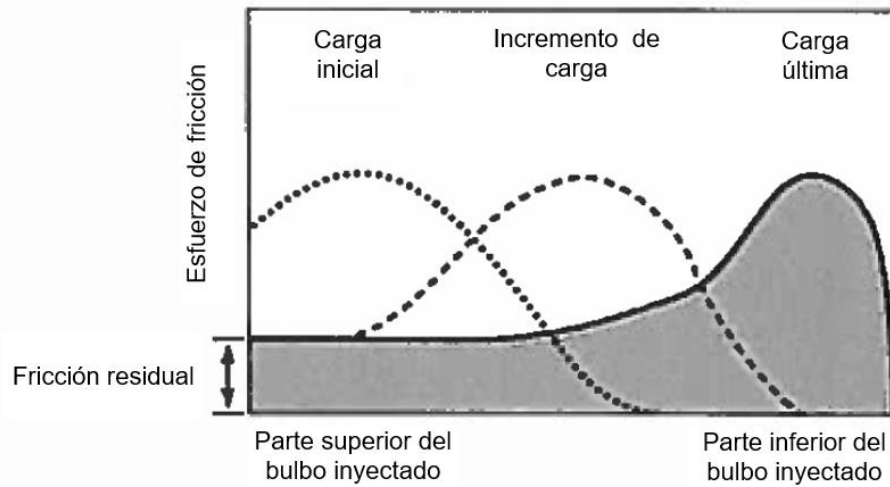
Los métodos teóricos y empíricos existentes para predecir la capacidad de anclas solo deben usarse para propósitos de un pre-diseño. La capacidad del ancla debe verificarse con pruebas de campo (Ver Cap. 5.2).

La longitud del bulbo para cargas de diseño específicas depende de las técnicas de ejecución y deben ser determinadas por el contratista.

La capacidad última del ancla depende de las siguientes variables:

1. Método de perforación, lavado y limpieza de la perforación.
2. Propiedades del suelo
  - a) Naturaleza del suelo.
  - b) Peso volumétrico.
  - c) Resistencia al corte (ángulo de fricción interna  $\phi$  y cohesión  $c$ ).
  - d) Variación de las propiedades del suelo en la zona de bulbo.
  - e) Granulometría en caso de suelos friccionantes.
3. Presión de sobrecarga
4. Diámetro de la perforación
5. Métodos y presiones de inyección y diseños de la mezcla
6. Número de ciclos de reinyección
7. Configuración del tendón

Normalmente, la longitud del bulbo de anclas en suelos está en el rango de 6 a 12 m, con longitud mínima recomendada de 4.5 m. Longitudes de bulbo mayores de 13 m en suelos son poco eficientes porque la fuerza de ancla se concentra en la parte superior del bulbo y disminuye rápidamente hacia su parte inferior (PTI 2004). Si la fuerza en el ancla es pequeña, existirá una cierta longitud del bulbo (hacia el fondo del barreno) que no soporta ninguna carga, a menos que se tomen medidas especiales para transferir la carga a lo largo de la zona de bulbo (Ver Figura 4.7).



**Figura 4.7 Mecanismo de transferencia de carga a lo largo del bulbo inyectado de un ancla (PTI 2004)**

A continuación se presenta el criterio del PTI (Post-Tensioning Institute) para la estimación de la longitud de bulbo, por otro lado, el cálculo de longitud de bulbo por el criterio europeo del código francés TA95 se presenta en el ejemplo de Espacio Condesa (Ver cap. 5.2).

$$L_b = \frac{P}{\pi d \tau_w} \quad (4.13)$$

donde:

$L_b$  = Longitud de bulbo.

$P$  = Carga de diseño del ancla.

$\pi$  = 3.1416.

$d$  = Diámetro de la perforación.

$\tau_w$  = Esfuerzo de adherencia entre suelo y lechada.

Cabe señalar que el valor de  $\tau_w$  a veces se expresa como una función (típicamente del 30% al 50%) de la resistencia al corte no drenada del suelo. En las Tablas 4.1 y 4.2 se presentan ejemplos de la adherencia desarrollada entre lechada y suelo circundante.

**Tabla 4.1 Promedio de los esfuerzos últimos de adherencia entre suelo/lechada para suelos cohesivos (PTI 2004)**

TIPO DE ANCLA	ESFUERZO ÚLTIMO PROMEDIO EN LA INTERFAZ SUELO/LECHADA		
	Mpa	PSI	kg/cm <sup>2</sup>
Anclas inyectadas por gravedad	0.03 - 0.07	5 - 10	0.35 - 0.70
Anclas inyectadas a presión:			
- Arcilla limosa blanda	0.03 - 0.07	5 - 10	0.35 - 0.70
- Arcilla limosa	0.03 - 0.07	5 - 10	0.35 - 0.70
- Arcilla dura, plasticidad media a alta	0.03 - 0.10	5 - 15	0.35 - 1.05
- Arcilla muy dura, plasticidad media a alta	0.07 - 0.17	10 - 25	0.70 - 1.76
- Arcilla dura, plasticidad media	0.10 - 0.25	15 - 25	1.05 - 1.76
- Arcilla muy dura, plasticidad media	0.14 - 0.35	20 - 50	1.41 - 3.52
- Limo arenoso muy duro, plasticidad media	0.28 - 0.38	40 - 55	2.82 - 3.87
Nota: Los valores reales de anclas inyectadas a presión, dependen de la capacidad para desarrollar presiones en cada tipo de suelo.			

**Tabla 4.2 Promedio de los esfuerzos últimos de adherencia entre suelo/lechada para suelos sin cohesión (PTI 2004)**

TIPO DE ANCLA	ESFUERZO ÚLTIMO PROMEDIO EN LA INTERFAZ SUELO/LECHADA		
	Mpa	PSI	kg/cm <sup>2</sup>
Anclas inyectadas por gravedad	0.07 - 0.14	10 - 20	0.70 - 1.41
Anclas inyectadas a presión:			
- Arena fina a media, medianamente compacta a compacta	0.08 - 0.38	12 - 55	0.84 - 3.87
- Arena de media a gruesa (c/grava), medianamente compacta	0.11 - 0.66	16 - 95	1.12 - 6.68
- Arena de media a gruesa (c/grava), compacta a muy compacta	0.25 - 0.97	35 - 140	2.46 - 9.84
- Arenas limosas	0.17 - 0.41	25 - 60	1.76 - 4.22
- Depósitos glaciares compactos	0.30 - 0.52	43 - 75	3.02 - 5.27
- Grava arenosa, medianamente compacta a compacta	0.21 - 1.38	31 - 200	2.18 - 14.06
- Grava arenosa, compacta a muy compacta	0.28 - 1.38	40 - 200	2.82 - 14.06
Nota: Los valores reales de anclas inyectadas a presión, dependen de la capacidad para desarrollar presiones en cada tipo de suelo.			

## 4.2 EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL CRITERIO FRANCÉS, ESPACIO CONDESA

### 4.2.1 Generalidades

El proyecto Espacio Condesa se ubicada en Av. José Vasconcelos, Ciudad de México. Consiste en una construcción de 12 sótanos para estacionamiento, sobre los cuales se encuentran 2 edificios: uno habitacional de 35 niveles y otro para fines corporativos de 33 niveles.

La propuesta del sistema de contención para la excavación de los sótanos considera muro Milán estructural definitivo de 0.8 m de espesor con anclas de gran capacidad.

La losa de fondo se desplanta al nivel -40.5 m, con Nivel de Piso Terminado (N.P.T.) del último sótano a -40.0 m.

### 4.2.2 Caracterización geotécnica

Según la zonificación geotécnica para el Valle de México, el predio se localiza en la Zona II; de Transición. El estudio geotécnico realizado determinó la siguiente secuencia estratigráfica y propiedades:

**Tabla 4.3 Secuencia estratigráfica y propiedades**

Estrato	Prof. <sub>i</sub> (m)	Prof. <sub>f</sub> (m)	Descripción	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi^\circ$	Ks (t/m <sup>3</sup> )
U1	0.0	-1.8	Rellenos	1.80	2.0	20	1800
U2	-1.80	-8.00	Costra Superficial	1.60	6.0	20	1500
U3	-8.00	-16.00	Arcillas lacustres	1.30	4.0	15	1000
U4	-16.00	-18.00	Arcillas lacustres	1.30	6.0	15	1500
U5	-18.00	-50.00	Arenas limosas cementadas (tobas)	1.80	5.0	34	4000

El nivel de agua freática (NAF) se encontró a 3.0 m de profundidad y con abatimiento piezométrico importante en la estación piezométrica instalada, como se indica en la Tabla 4.4.

**Tabla 4.4 Distribución de presiones piezométricas en el sitio**

Profundidad (m)	Presión (t/m <sup>2</sup> )
18.0	3.91
26.0	4.37
31.0	0.47
46.0	11.55

Se propusieron dos condiciones de presiones para el análisis del muro Milán, tomando en cuenta posibles fugas en las redes hidráulicas municipales y condiciones de lluvia excepcionales:

- *Condición normal*: Distribución de presiones piezométricas medidas en el sitio (Tabla 4.4).
- *Condición extraordinaria*: NAF ubicado al nivel -2.0 m, condiciones hidrostáticas hasta el nivel -18.0 m y presiones piezométricas medidas en el sitio a partir de dicha profundidad.

#### 4.2.3 Estabilización de la excavación

Para la colindancia con Av. José Vasconcelos (línea del Metro), se construyó un muro Milán estructural definitivo, de 0.80 m de espesor, desplantado al nivel -45.0 m, estabilizado con 10 niveles de anclas activas temporales, constituidas por 11T15 (11 torones con diámetro de 15.24 mm) los primeros 8 niveles de anclas y 12T15 (12 torones con diámetro de 15.24 mm) el noveno y décimo nivel de anclas, con inclinación de 45° respecto a la horizontal, carga de bloqueo de 180 t y separación horizontal promedio de 3.0 m.



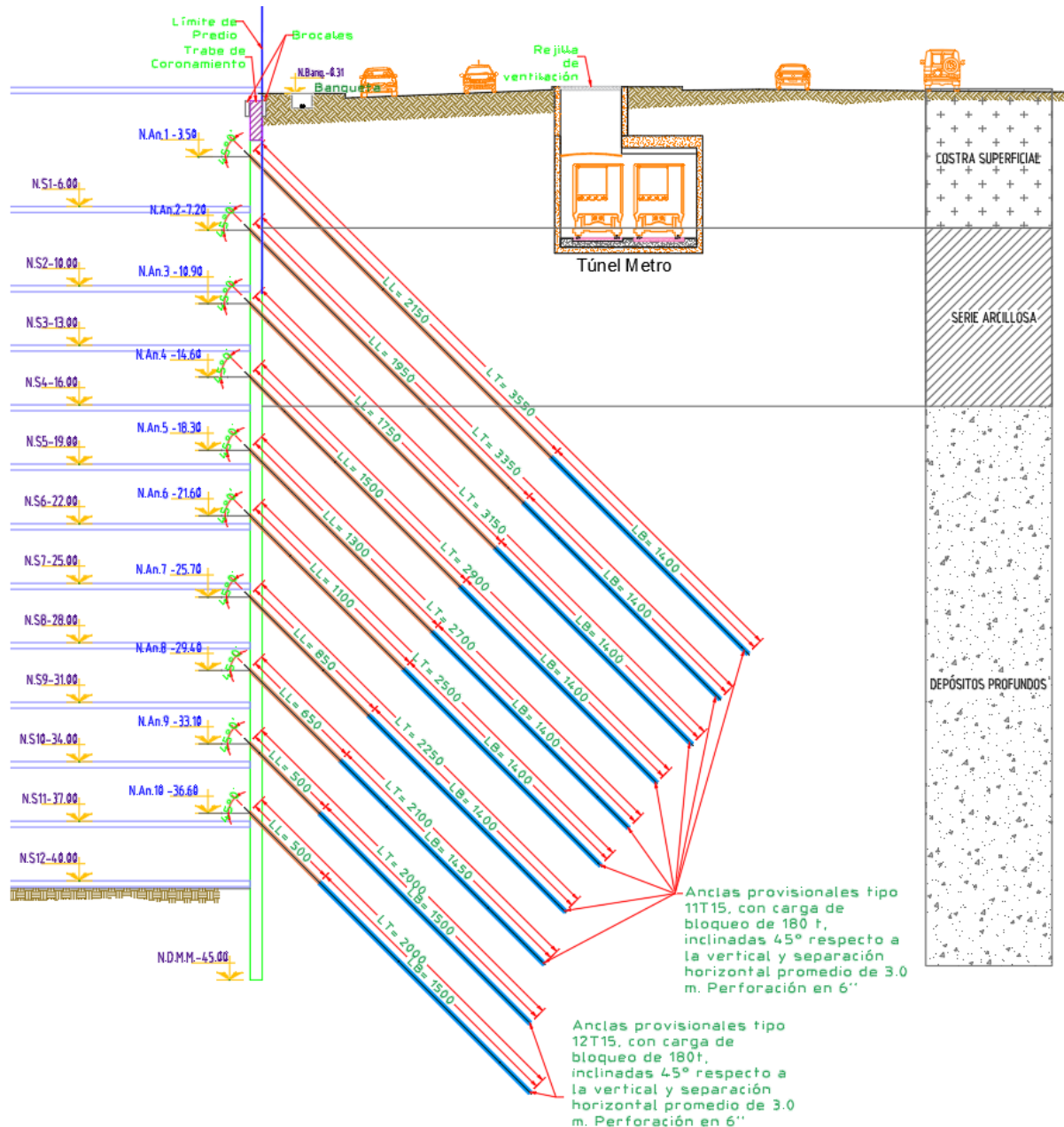


Figura 4.8 Sistema de estabilización. Corte en Av. José Vasconcelos

Para las demás colindancias el muro Milán estructural definitivo, de igual espesor y profundidad, se estabilizó con 10 niveles de anclas activas temporales, constituidas por 5T15 (del primero al segundo nivel de anclas), 11T15 (del tercero al octavo nivel de anclas) y 12T15 (noveno y décimo nivel de anclas), con inclinación de 15°, carga de bloqueo de 55 t y 188 t y separación horizontal promedio de 3.0 m.

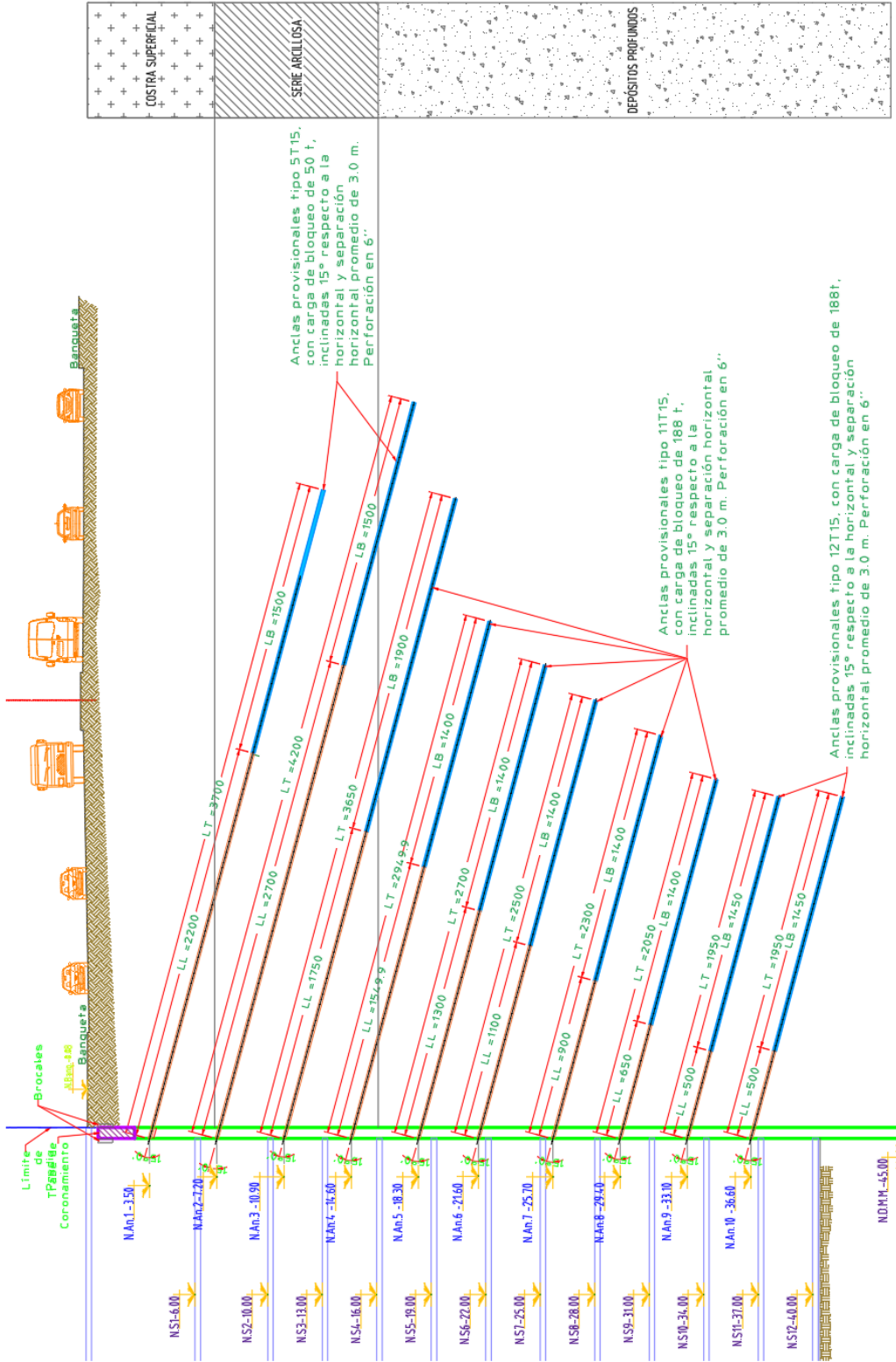


Figura 4.9 Sistema de estabilización. Corte en las demás de colindancias

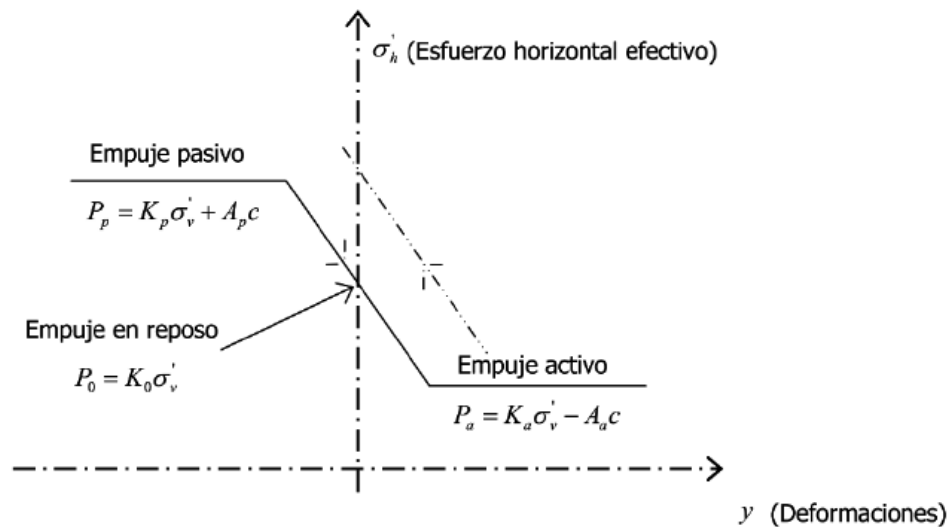
#### 4.2.4 Materiales

- Las anclas son tipo IRS (Inyección Repetitiva y Selectiva) 5T15, 11T15, y 12T15 con lechada de inyección de resistencia a la compresión simple  $f'_c$  de 250 kg/cm<sup>2</sup>.
- El concreto para los paneles de muro Milán es de tipo estructural Clase 1, con resistencia a la compresión simple  $f'_c$  de 350 kg/cm<sup>2</sup> y el acero de refuerzo con  $f_y$  de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

#### 4.2.5 Análisis del muro Milán

##### Programa PARIS

El análisis de las fases de construcción se realizó con el programa PARIS desarrollado por el Grupo Soletanche-Bachy, basado en el método del módulo de reacción. Con el programa se determinaron los elementos mecánicos para el diseño estructural del muro Milán. El programa PARIS permite la simulación de las etapas de construcción, así como la interacción suelo-estructura y el comportamiento elasto-plástico del terreno según hipótesis de Winkler, acorde al esquema siguiente:



**Figura 4.11 Comportamiento esfuerzo-deformación utilizado en el modelo de análisis.**

El coeficiente de empuje en reposo se estimó con el criterio de Jacky, utilizando la expresión:

$$k_0 = 1 - \sin \phi \quad (4.14)$$

Los valores de los coeficientes de empuje activo-pasivo (Caquot & Kérisel) que toman en cuenta la oblicuidad de fuerza igual a cero en empuje activo e igual a  $-2/3\phi$  en empuje pasivo.

Las etapas de la excavación consideradas en los análisis fueron las siguientes:

- Construcción del muro Milán.
- Excavación a -4.50 m.

- Construcción del primer nivel de anclaje.
- Excavación a -8.20 m.
- Construcción del segundo nivel de anclaje.
- Excavación a -11.90 m.
- Construcción del tercer nivel de anclaje.
- Excavación a -15.60 m.
- Construcción del cuarto nivel de anclaje.
- Excavación a -19.3 m.
- Construcción del quinto nivel de anclaje.
- Excavación a -21.60 m.
- Construcción del sexto nivel de anclaje.
- Excavación a -26.70 m.
- Construcción del séptimo nivel de anclaje.
- Excavación a -30.40 m.
- Construcción del octavo nivel de anclaje.
- Excavación a -34.10 m.
- Construcción del noveno nivel de anclaje.
- Excavación a -37.6 m.
- Construcción del décimo nivel de anclaje.
- Excavación a -40.5 m.
- Construcción de losas de sótanos.
- Corte de anclas.

En los análisis se supuso una sobrecarga de 2.0 t/m<sup>2</sup> en la superficie del terreno y los cálculos se realizaron para un ancho unitario del muro. Se llevaron a cabo análisis en cada nivel de anclaje y de losas correspondientes a cada zona, tomando en cuenta que los elementos correspondientes a cada análisis son en estado de servicio.

Los modelos y las envolventes de elementos mecánicos en el muro Milán de estos análisis se muestran en el Anexo A.

En los análisis realizados con el programa PARIS, se consideró un nivel de desplante del muro Milán en el nivel -45.0 m, es decir, aproximadamente 4.5 m por debajo del nivel máximo de excavación, obteniéndose un factor de seguridad mayor de 2.3 ante la falla por pateo del muro, que es satisfactorio.

#### 4.2.6 Diseño del Muro Milán

##### ***Revisión por flexión***

##### Flexión vertical:

Se diseñó conforme a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDCEC), que utilizan la siguiente expresión para resistencia a flexión,  $M_R$ . En dichas expresiones  $F_R$  se tomó igual a 0.9.

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' (1 - 0.5 q) \quad (4.15)$$

donde

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \quad (4.16)$$

$$p = \frac{A_s}{b d} \quad (4.17)$$

b: ancho de la sección.

d: peralte efectivo.

f'c: resistencia especificada del concreto a compresión.

f''c: resistencia nominal del concreto a compresión.

fy: esfuerzo de tensión del refuerzo.

As: área del refuerzo de tensión.

Adicionalmente, para el área mínima de acero por flexión, se aplicó la siguiente expresión:

$$A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d \quad (4.18)$$

donde, b y d son el ancho y peralte no reducidos.

Para el muro Milán de 0.80 m de espesor y construido perimetralmente en la obra, se estimó un área de acero mínima de 24.94 cm<sup>2</sup> por cada metro de muro y en cada una de sus caras. Se emplearon varillas del #8 @ 20 cm para cumplir con el área de acero estimada.

Se determinó un momento resistente último de 66.55 t m para el refuerzo mínimo.

Se propuso colocar bastones formados por vrs#6 @ 20 cm en las caras del muro Milán del nivel de excavación -8.5 m al -20.5 m y del nivel -33.0 m al -45.0 m, de manera que el momento resistente obtenido fue de 102.11 t m.

En la Figura A.7 y A.8 se observan los momentos últimos máximos calculados, considerando la condición normal y factor de carga de 1.1.

Adicionalmente, se consideró como condición de diseño que los esfuerzos en el acero de refuerzo, en condiciones de servicio (FC = 1.0), no fueran mayores a 2800 kg/cm<sup>2</sup>.

Flexión horizontal:

Teniendo en cuenta la reacción que ejercen las anclas sobre el muro Milán, se revisó la flexión en dirección horizontal debida al efecto de las mismas. Para ello se realizó el análisis de una viga simplemente apoyada.

De acuerdo con los resultados presentados en el Anexo A, para el caso de la condición normal se tuvieron las siguientes cargas máximas:

**Tabla 4.5 Componente horizontal de fuerzas de anclaje. Colindancia Av. José Vasconcelos**

Nivel de Anclaje	Carga unitaria (t/m)	Separación entre anclas (m)	Carga Máxima por ancla (t)	Inclinación (°)	Componente Horizontal (t)
1	58.2	3.0	174.6	45	123.5
2	58.4	3.0	175.2	45	123.9
3	58.8	3.0	176.4	45	124.7
4	59.3	3.0	177.9	45	125.8
5	59.7	3.0	179.1	45	126.6
6	59.8	3.0	179.4	45	126.9
7	60.3	3.0	180.9	45	127.9
8	62.2	3.0	186.6	45	131.9
9	65.2	3.0	195.6	45	138.3
10	64.9	3.0	194.7	45	137.7

**Tabla 4.6 Componente horizontal de fuerzas de anclaje. Otras colindancias**

Nivel de Anclaje	Carga unitaria (t/m)	Separación entre anclas (m)	Carga Máxima por ancla (t)	Inclinación (°)	Componente Horizontal (t)
1	16.5	3.0	49.5	15	47.8
2	16.2	3.0	48.6	15	46.9
3	61.4	3.0	184.2	15	177.9
4	61.9	3.0	185.7	15	179.4
5	62.3	3.0	186.9	15	180.5
6	62.3	3.0	186.9	15	180.5
7	62.4	3.0	187.2	15	180.8
8	62.7	3.0	188.1	15	181.7
9	62.1	3.0	186.3	15	180.0
10	64.9	3.0	194.7	15	188.1

Considerando el nivel de anclaje crítico, se determinó una carga máxima de 64.9 t/m, por lo que para una separación entre anclas de 3.0 m, en un panel de 3.0 m de ancho, se estimó un momento último (FC = 1.1) de  $M_u = 73.01 \times 1.1 = 80.31$  t m. Por tanto, se colocaron vrs#8 @ 12.5 cm, horizontales, en la cara tierra del muro y en la ubicación de las anclas, para lo cual se estimó un momento resistente de 104.43 t m.

### Revisión por cortante

Se calculó la resistencia al corte de la sección de concreto del muro conforme se indica en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDCEC) utilizando la expresión:

$$V_{CR} = FR b d (0.2 + 20p)\sqrt{f_c^*} \quad \text{para } p < 0.015 \quad (4.19)$$

$$V_{CR} = 0.5FR b d \sqrt{f_c^*} \quad \text{para } p > 0.015 \quad (4.20)$$

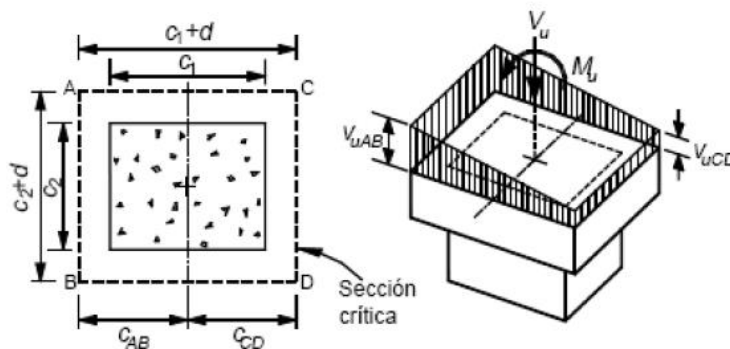
Se obtuvo una resistencia de  $V_c = 28.17$  t por metro de longitud de muro, tomando en cuenta el refuerzo de vrs#8@20 cm en la cara del muro trabajando a tensión. Adicionalmente, se instalaron estribos de #3@ 25 cm como refuerzo transversal mínimo, de tal forma que la resistencia a cortante total en las zonas con refuerzo transversal mínimo fue de  $28.17 + 13.98 = 42.15$  t.

$$V_{SR} = \frac{FR A_v f_y d}{s} = \frac{0.8 \times 1.425 \times 4200 \times 73}{25} = 13.98 \text{ t} \quad (4.21)$$

En los análisis mostrados en el Anexo A, se presentan zonas con cortante de hasta 42.2 t, de manera que al añadir el factor de carga se tienen fuerzas cortantes últimas máximas de  $42.2 \times 1.1 = 46.42$  t. Por lo anterior, se propuso colocar en estas zonas estribos #4 con separaciones de 20 cm y 15 cm en valores de  $V_{SR} = 31.15$  t para la primera separación y 41.53 t para la segunda respectivamente.

### Revisión por punzonamiento de anclas:

El esfuerzo actuante en el muro Milán se calculó como sigue:



$$V_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c} \quad (4.22)$$

$$V_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha M_u c_{CD}}{J_c} \quad (4.23)$$

$$A_{cr} = 2 d (c_1 + c_2 + 2 d) \quad (4.24)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d) d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2} \quad (4.25)$$

Con base en la geometría de la placa base para el ancla, se tuvieron los siguientes datos:

$$c_1 = 25 \text{ cm}$$

$$c_2 = 25 \text{ cm}$$

$$\gamma = 1.0$$

$$\alpha = 1.0$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$d = 73 \text{ cm}$$

$$c_{AB} = (25+73)/2 = 49 \text{ cm}$$

$$c_{CD} = 49 \text{ cm}$$

Para el nivel 10 de anclas se calculó una carga unitaria máxima de 64.9 t/m al multiplicar por la separación horizontal de 3 m, se obtuvo una fuerza de anclaje máxima de 194.7 t, por lo que su componente horizontal era de  $194.7 \times \cos 15^\circ = 188.1$  t. Considerando que todas las anclas se sometieron a un tensado de prueba (Te) con una carga igual a 1.15 veces la carga de servicio, la carga máxima horizontal en un ancla era de  $V_u = 216.3$  t.

Para la flexión horizontal, el momento flexionante máximo en la ubicación de esta ancla era de 59.16 t m, por lo que el momento último fue de  $M_u = 73.01 \times 1.1 = 80.3$  t m.

Por tanto,

$$J_c = 52,158,621.66 \text{ cm}^4$$

$$A_{cr} = 28,616.00 \text{ cm}^2$$

$$V_{uAB} = 10.42 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{uCD} = 10.42 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo a la expresión (4.26), se calculó el esfuerzo cortante resistente del concreto para el muro  $V_{CR} = 13.39 \text{ Kg/cm}^2 > 10.42 \text{ Kg/cm}^2$ , que indicó que la sección de concreto fue suficiente.



$$V_{CR} = FR(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} \leq FR\sqrt{f_c^*} \quad (4.26)$$

Sin embargo, por seguridad, se propuso colocar refuerzo transversal adicional del #4 @ 12.5 cm únicamente en la ubicación de cada ancla.

#### 4.2.7 Anclas

Con base a los análisis con el programa PARIS, se resumen las cargas máximas por cada nivel en las Tablas 4.7 y 4.8 de anclas junto con las cargas admisibles en ellas, conforme al número de cables que integrarán cada una y suponiendo que en condiciones normales de servicio la carga se limita al 75% del esfuerzo de fluencia.

**Tabla 4.7 Cargas máximas en anclas. Colindancia Av. José Vasconcelos**

Nivel de Anclaje	Carga unitaria (t/m)	Separación entre anclas (m)	Carga máxima por ancla (t)	Tipo de Ancla	Pa 75%fy (t)
1	58.2	3.0	174.6	11T15	193.6
2	58.4	3.0	175.2	11T15	193.6
3	58.8	3.0	176.4	11T15	193.6
4	59.3	3.0	177.9	11T15	193.6
5	59.7	3.0	179.1	11T15	193.6
6	59.8	3.0	179.4	11T15	193.6
7	60.3	3.0	180.9	11T15	193.6
8	62.2	3.0	186.6	11T15	193.6
9	65.2	3.0	195.6	12T15	211.2
10	64.9	3.0	194.7	12T15	211.2

**Tabla 4.8 Cargas máximas en anclas. Otras colindancias**

Nivel de Anclaje	Carga unitaria (t/m)	Separación entre anclas (m)	Carga Máxima por ancla (t)	Tipo de Ancla	Pa 75%fy (t)
1	16.5	3.0	49.5	5T15	88.0
2	16.2	3.0	48.6	5T15	88.0
3	61.4	3.0	184.2	11T15	193.6
4	61.9	3.0	185.7	11T15	193.6
5	62.3	3.0	186.9	11T15	193.6
6	62.3	3.0	186.9	11T15	193.6
7	62.4	3.0	187.2	11T15	193.6
8	62.7	3.0	188.1	11T15	193.6
9	62.1	3.0	186.3	12T15	211.2
10	64.9	3.0	194.7	12T15	211.2

La tensión última de extracción se estimó en los ábacos de las recomendaciones francesas TA-95 (Ver Anexo B), basadas en resultados experimentales.

La carga de extracción del bulbo  $T_u$  se estimó con la expresión:

$$T_u = \pi \alpha D_s q_s l_b \quad (4.27)$$

donde

$D_s$ : Depende del diámetro de perforación “ $D_p$ ” (6” = 152.4 mm, 8” = 203.2 mm) y de “ $\alpha$ ”. Es igual a  $D_p \times \alpha$ .

$\alpha$ : depende de la naturaleza y compacidad del suelo y del método de inyección (Ver Tabla 4.9). En este caso;  $\alpha = 1.40$  a  $1.50$  para una inyección repetitiva y selectiva (IRS).

$q_s$ : Fricción lateral unitaria del suelo (supuestamente homogéneo) en donde se localiza el bulbo, la cual depende de la naturaleza del suelo, su consistencia o compacidad y del método de inyección realizado; inyección global única (IGU) o inyección repetitiva y selectiva (IRS).

$l_b$ : Longitud de bulbo por metro.

Para IRS, la tensión al arranque en los ábacos resulta:

Unidad estratigráfica U3 y U4:  $N = 3$ ,  $q_s = 0.10$  MPa =  $10$  t/m<sup>2</sup>

Unidad estratigráfica U5:  $N = 60$ ,  $q_s = 0.38$  MPa =  $38$  t/m<sup>2</sup>

La presión de inyección debe ser superior a la presión límite,  $p_{\text{inyección}} = 2000$  kPa ( $20$  kg/cm<sup>2</sup>).

La carga de extracción del bulbo  $T_u$ , y la carga de servicio del tirante  $T_s$  deben cumplir:

$$T_s \leq \frac{T_u}{2.0} \quad (4.28)$$

Por tanto, utilizando la ecuación (4.27) y (4.28) la carga de servicio ( $T_s$ ) fue de:

Unidad estratigráfica U3 y U4:  $3.4$  t/m.

Unidad estratigráfica U5:  $13.15$  t/m.

**Tabla 4.9 Valor del coeficiente  $\alpha$  para el cálculo del diámetro del bulbo (Bustamante 1985)**

Suelo	Coeficiente « $\alpha$ »		Condiciones indicativas de aplicación	
	IRS (en principio $p_i \geq p_f$ )	IGU (en principio $p_i < p_f$ )	Cantidad usual de lechada para inyectar $V_i$	Dosificación de lechada C/A
Gravas	1.8	1.3 a 1.4	1.5 $V_s$	1.7 a 2.4
Gravas arenosas	1.6 a 1.8	1.2 a 1.4	1.5 $V_s$	
Arenas gravosas	1.5 a 1.6	1.2 a 1.3	1.5 $V_s$	
Arenas gruesas	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 $V_s$	
Arenas medianas	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 $V_s$	
Arenas finas	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 $V_s$	
Arenas limosas	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2	1.5 a 2 $V_s$ para IRS - 1.5 $V_s$ para IGU	
Limos	1.4 a 1.6	1.1 a 1.2	2 $V_s$ para IRS - 1.5 $V_s$ para IGU	1.7 a 2.4
Arcillas	1.8 a 2	1.2	2.5 a 3 $V_s$ para IRS - 1.5 a 2 $V_s$ para IGU	
Margas	1.8	1.1 a 1.2	1.5 a 2 $V_s$ para un estrato compacto	1.7 a 2.4
Marga-calcrea	1.8	1.1 a 1.2	2 a 6 $V_s$ o más, para un estrato fracturado	
Caliza alterada o fragmentada	1.8	1.1 a 1.2	1.1 a 1.5 $V_s$ para un estrato finamente fracturado	
Roca alterada o fragmentada	1.2	1.1	2 $V_s$ o más, para un estrato fracturado	1.7 a 2.4

**Tabla 4.10 Ábacos para la determinación de la fricción lateral unitaria del suelo (Bustamante 1985)**

Suelo	Ábaco correspondiente	Método de inyección	
		IRS (en principio $p_i \geq p_f$ )	IGU (en principio $p_i < p_f$ )
Gravas Gravas arenosas Arenas gravosas Arenas gruesas Arenas medianas Arenas finas Arenas limosas	Figura B.1	SG. 1	SG. 2
Limos Arcillas	Figura B.2	AL. 1	AL. 2
Margas Marga-calcrea Caliza alterada o fragmentada	Figura B.3	MC. 1	MC. 2
Roca alterada o fragmentada	Figura B.4	$\geq R. 1$	$\geq R. 2$

## 5 PROCESO CONSTRUCTIVO

### 5.1 ANTECEDENTES TEÓRICOS

En lo que sigue se presentan 4 casos que ilustran la ejecución de procedimientos constructivos sin normativa durante la estabilización de cortes verticales con anclas en excavaciones, llevados a cabo por diferentes empresas mexicanas.

#### 5.1.1 Caso 1

##### **Proyecto**

El proyecto se ubica en Guadalajara, Jal., y consiste en un edificio de 15 niveles y 5 sótanos. Se llevó a cabo una excavación con un área de 50.1 m x 61.12 m y 16 m de profundidad respecto al nivel de terreno original.

En la Tabla 5.1 se muestra la secuencia estratigráfica:

**Tabla 5.1 Modelo geotécnico. Caso 1**

Estrato	Prof. <sub>i</sub> (m)	Prof. <sub>f</sub> (m)	Descripción	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	c (t/m <sup>2</sup> )	$\phi^\circ$
1	0	-1.5	Arena pumítica	1.35	0	33
2	-1.5	-7.0	Arena pumítica (jalecillo) y grava fina (jal)	1.25	0	34
3	-7.0	-12.0	Arena pumítica	1.35	0	36
4	-12.0	-21.0	Arena pumítica limosa, con poca grava	1.50	0	40

El nivel de agua se encontró a 9.6 m y 10 m, en época de lluvias pudiera haber veneros a menores profundidades.

El sistema constructivo para la excavación, estabilización y construcción de sótanos mediante muros descendentes estructurales por medio de concreto lanzado y anclajes post-tensados se dividió en 5 etapas:

- a) Excavación
- b) Fabricación, perforación y equipamiento de anclas
- c) Inyección de lechada
- d) Habilitado de acero y lanzado del muro
- e) Puesta en tensión de las anclas

##### **Excavación**

Se inició con la excavación del primer nivel de tableros del muro, dejando bermas como protección contra el empuje activo del suelo a lo largo del perímetro. Se verificó que el terreno donde se colocaría la perforadora para realizar la primera línea de anclas fuera estable y horizontal (Ver Figura 5.1).

### ***Fabricación, perforación y equipamiento de anclas***

La anclas se fabricaron en un almacén y transportaron enrolladas hasta el sitio de la obra (Ver Figura 5.2). El ancla estaba formada por cables torón colocados alrededor de un tubo de poliducto o “tubo de inyección” que llegó hasta 30 cm antes de la punta del ancla. En la longitud de bulbo se colocaron separadores y centradores distanciados entre sí a cada metro de distancia y en el extremo se colocó una punta de bala de plástico. A lo largo de la longitud libre, los cables torón estuvieron cubiertos del mismo tubo de poliducto para protegerlos contra la corrosión y permitir su elongación durante el tensado. Dentro de la misma longitud se colocó otro tubo de poliducto o “tubo de alivio” desde el inicio hasta poco antes de la longitud de bulbo, esto fue para verificar que la inyección del bulbo fue realizada correctamente. De acuerdo a las condiciones del terreno, la perforación se realizó sin ningún fluido utilizando un método de rotación adaptando una broca “hechiza” a las barras de perforación helicoidales continua tipo “Auger”. Terminada la perforación, se instaló el ancla (Ver Figura 5.3) y posteriormente inyectó con lechada.

### ***Inyección de anclas***

La lechada de inyección tenía una relación cemento/agua, de 1.5:1 y obtenida mediante el mezclado de 100 L de agua, 3 bultos de cemento y 1 L de silicato de sodio dentro de una mezcladora mecánica (Ver Figura 5.4). Una vez terminada la mezcla de lechada, se procedió a inyectar a presión el ancla mediante una bomba tipo “Moyno” o “Chemgrout”.

Previo a la inyección se realizó la obturación o calafateo del barreno con el mismo material suelto en la boca de la perforación compactándolo bien y generando presión dentro de la perforación (Ver Figura 5.5). La inyección se efectuó una sola vez por ancla verificando que la longitud efectiva o de bulbo estuviese correctamente inyectada al comenzar a derramarse lechada por la manguera de retorno. En ese instante, se dobló esa manguera generando presión y permitiendo la inyección del resto del ancla, es decir, de la longitud libre. Por la relación de vacíos del material arenoso, se continuó inyectando un 30% más del volumen teórico, hasta que por la boca de la perforación se derramaba lechada, para tener la certeza que toda la perforación estuviera completamente inyectada.

La presión de inyección para todos los anclajes fue de 2 kg/cm<sup>2</sup>, verificada con un manómetro desde la bomba Moyno.

### ***Habilitado de acero y lanzado del muro***

Terminada la inyección, se perfiló y afinó manualmente (puede ser mecánicamente) los paños de los muros descendentes. Es necesario realizar esta actividad con precaución para evitar cualquier movimiento que pueda dañar la integridad de las colindancias. Estos trabajos se realizan en tableros alternados a fin de conservar la berma perimetral y tener cierta seguridad tanto para los tramos de la excavación como para las estructuras adyacentes.

Concluida la etapa anterior, se colocó el acero de refuerzo del muro estructural en forma descendente, dando continuidad al mismo mediante puntas o “barbas” de suficiente longitud de traslape hacia los tableros horizontales contiguos y hacia el fondo de la excavación (Ver Figura 5.6). En seguida se protegieron los cables torón con un “capuchón” de PVC en toda la longitud de tensado.

El colado del muro se realizó con concreto lanzado vía húmeda con los espesores y resistencias indicados en el proyecto, lanzando el concreto y terminando de afinar el muro el mismo día que se abrió y habilitó un tablero (Ver Figura 5.7 y 5.8).

Posteriormente y con un mínimo de 24 h después del lanzado del muro, se inició la puesta en tensión de las anclas.

### ***Tensado de anclas***

Para la puesta en tensión de las anclas se utilizó una bomba y gato hidráulico “ENERPAC”, con calibración actualizada y capacidad suficiente para tensar el ancla de acuerdo a lo indicado en los planos del proyecto.

El procedimiento fue el siguiente:

- a) Limpieza del ancla.
- b) Retirar encamisado o “capuchón” de PVC para colocar la placa de tensado.
- c) Colocación del “queso” y cuñas de tensado (Ver Figura 5.9).
- d) Montaje del gato hidráulico evitando el cruce de cables.
- e) Colocación del “queso” y las cuñas de arrastre (Ver Figura 5.10).
- f) Tensado del ancla conforme a lo indicado en el plano del proyecto y se mantiene la carga final durante 1 min para verificar que no pierda tensión (Ver Figura 5.11).
- g) Descarga lenta y retiro del equipo de tensado.

**Galería de imágenes**



**Figura 5.1 Posicionamiento de equipo**



**Figura 5.2 Almacenamiento de anclas**



**Figura 5.3 Equipamiento del ancla**



**Figura 5.4 Fabricación de lechada**



**Figura 5.5 Inyección de lechada**



**Figura 5.6 Habilitado de acero del tramo de muro estructural**



**Figura 5.7 Lanzado de concreto por vía húmeda**



**Figura 5.8 Perfilado del tramo de muro estructural**



**Figura 5.9 Colocación de cuñas y "queso" de tensión**



**Figura 5.10 Montaje de gato y colocación de cuñas y "queso" de arrastre**



**Figura 5.11 Puesta en tensión del ancla**



**Figura 5.12 Inicio del 2.º nivel de anclas y de tramos de muro estructural**



### 5.1.2 Caso 2

#### **Proyecto**

El proyecto consiste en un edificio con 8 niveles y 3 niveles de sótano para estacionamiento, localizado en zona de Lomas, en la Ciudad de México, col. Polanco. Se realizó una excavación a una profundidad máxima de 10.0 m. En particular, dentro del proyecto se tiene una casona catalogada, la cual será conservada.

La estratigrafía consiste en los rellenos perimetrales constituidos por un material limo arenoso con gravas hasta 2.2 m de espesor, arcillas firmes con contenido variable de arena hasta los 7.0 m, seguido por depósitos cruzados conformados por arena aluvial con gravas y boleas hasta los 12.0 m. Por último, existen tobas características de la zona de Lomas hasta los 20.0 m. No se detectó nivel de aguas freáticas.

Para la estabilidad de los cortes de la excavación, realizada mediante bermas, se construyeron 3 niveles de anclas activas temporales complementadas con concreto lanzado como protección contra la erosión. Bajo la casa catalogada, se construyeron 2 niveles de anclas formando un cinturón perimetral con traveses de liga para mantenerla protegida durante el proceso de excavación y construcción de sótanos.

El proceso constructivo se realizó de la siguiente manera:

#### **Excavación**

Se inició con la excavación del primer cinturón de anclajes y colocación de concreto lanzado del muro dejando bermas como protección contra el empuje activo del suelo a lo largo del perímetro en tramos menores a 6.0 m en la zona de rellenos y arcillas y de 10.0 m en el depósito fluvial. Durante el trabajo de excavación se estuvo observando la calidad de los materiales y la eventual presencia de fisuras con el fin de revisar las propuestas de protección.

#### **Fabricación, perforación y equipamiento de anclas**

La fabricación de anclas se realizó en el predio, comenzando por colocar la bobina de cable torón sobre una estructura hecha a base de polines y deslizándolo el cable torón hacia las 3 bases metálicas para posteriormente cortarlo a la medida indicada en los planos de proyecto. Una vez cortados los torones, se colocaron los separadores y centradores distanciados entre sí a cada metro a lo largo de la longitud del bulbo. Se instaló una manguera de poliducto eléctrico para la inyección del ancla recorriendo la longitud total del ancla por el centro de los separadores y finalizando 30 cm antes del extremo del ancla, zona donde se coloca un punta de bala de plástico para permitir un deslizamiento sin obstrucción a lo largo de la perforación durante su instalación en el terreno. En toda la longitud libre del ancla los torones se protegieron con mangueras de poliducto hasta llegar a la interfaz con la longitud del bulbo, la cual se aisló completamente con cinta canela y con 3 amarres de alambre recocado en cada torón cubierto por la manguera de protección (Ver Figura 5.14).

Las perforaciones se realizaron en seco con equipo neumático "Stenuick" apoyado sobre el terreno previamente terracedo (Ver Figura 5.13). El diámetro de las perforaciones fueron de 4" utilizando el método de rotación mediante barras lisas y una broca de arrastre tipo "Trialeta", utilizada para suelos suaves a medianamente consistentes. En el primer cinturón de anclas, las perforaciones tuvieron una inclinación descendente de 10°, verificada por medio de un transportador magnético. En el segundo y tercer nivel las perforaciones fueron horizontales. Asimismo, se realizaron perforaciones entre los dos primeros niveles de anclas para la

instalación de drenes de tubería de PVC ranurados, de 6 m de longitud y 2" de diámetro, protegidos con geotextil para impedir su taponamiento por arrastre de finos. Los drenes tuvieron una inclinación ascendente de 10° y separación horizontal de 3 x 3 m.

Al término de cada perforación, se procedió a colocar manualmente el ancla dentro de ella con la ayuda de 2 a 3 trabajadores. Posteriormente, se "calafateó" (taponeó) la boca de la perforación con lechada y papel húmedo de los bultos de cemento (Ver Figura 5.16), para poder realizar la inyección a presión.

### ***Inyección de anclas***

La lechada estuvo constituida con las proporciones siguientes:

- 20 L de agua
- 1 bulto de cemento
- 0.6 L de aditivo "Daracem 19"
- 0.6 L de aditivo "Festermix"

La mezcla se efectuó con un mezclador mecánico y se inyectó a presión con una bomba "Moyno" (Ver Figura 5.15). La función del "Daracem 19" fue proporcionar a la lechada mayor fluidez para menor cantidad de agua y en consecuencia otorgar ligeramente mayor resistencia. El aditivo "Festermix" proporcionaba una aceleración considerable al fraguado de aproximadamente 3 días.

La inyección de la lechada se realizó por la manguera de poliducto de inyección a una presión de 1 kg/cm<sup>2</sup> para el primer cinturón de anclas y 5 kg/cm<sup>2</sup> para los cinturones 2 y 3 (Ver Figura 5.17). La inyección se dio por terminada al salir la lechada por la manguera de retorno, la cual, es un indicativo o testigo de que toda la longitud del ancla ha sido inyectada adecuadamente a presión.

### ***Afine del talud y labrado de caja para alojar al dado de anclaje***

Por medio de herramienta manual se efectuó el labrado de la caja para alojar el dado o zapata de reacción de 40x40x40 cm, y el afine del toda el área del talud, removiendo vegetación, ramas, escombros y cualquier objeto que impidiera tener una superficie regular del terreno (Ver Figura 5.18).

### ***Colocación de malla de acero y lanzado de muro***

Después de afinar el talud, se colocó doble malla electrosoldada tipo 6x6 6/6, sujeta con escarpas de varilla de 3/4" con gancho y 2 m de longitud en los primeros 7 m y de 0.6 m en el resto (Ver Figura 5.19). El traslape mínimo que tuvo la malla en ambos sentidos fue de 30 cm, es decir, dos cuadros.

En seguida, se colocó el concreto lanzado vía seca (Ver Figura 5.20), de 7 cm de espesor, con resistencia a la compresión  $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ , mediante un equipo neumático (compresor 375 de una presión mínima de 80 lb/cm<sup>2</sup>) con motor eléctrico, desde una distancia de 1.5 m del talud, para proteger la superficie previamente reforzada y estabilizada.

### ***Tensado de anclas***

Después de esperar entre 24 y 36 h para permitir el fraguado completo de la inyección se realizó el tensado de anclas por medio de una bomba y gato hidráulico manual “ENERPAC” con capacidad de 100 t, de tipo multitorón (Ver Figura 5.21). Para alcanzar la carga de tensión de servicio se sometieron las anclas a incrementos de carga del 20% de la carga total, esperando aproximadamente 3 min entre cada incremento. Al alcanzar la carga final, se le mantuvo durante 5 min, aprobando el ancla si la elongación de los torones dejaba de aumentar. Finalmente, se descargó la presión final en forma progresiva y lenta.

El proceso de tensión de anclas fue el siguiente:

- a) Colocación de una placa de tensado con dimensiones 30x30 cm y 1/2” de espesor.
- b) Colocación del tejo y cuñas de tensión.
- c) Montaje de una placa metálica sobre la cual se apoya el gato hidráulico.
- d) Montaje del gato hidráulico, seguido de una segunda placa metálica para servir de apoyo al tejo de arrastre.
- e) Colocación del tejo o queso de arrastre con sus respectivas cuñas, poniéndoles un pedazo de hule o manguera de poliducto para poder retirarlas al finalizar la prueba.
- f) Tensado del ancla hasta la carga de diseño (Ver Figura 5.22).
- g) Descarga lenta y retiro del equipo de tensado.

Entre cada incremento se tomó nota de las elongaciones (Ver Figura 5.23) que tuvo el ancla para posteriormente agregarlas al formato de tensado y realizar una gráfica de carga vs elongación.

Previo al tensado, se entregó un certificado de calibración vigente y registro correspondiente. Se identificó cada ancla con un número y se cortaron los cables torón después de 15 días del tensado, considerando la posibilidad de requerir verificar su tensado en ese lapso de tiempo.

**Galería de imágenes**



**Figura 5.13 Posicionamiento de equipo**



**Figura 5.14 Fabricación de anclas**



**Figura 5.15 Central de lechada**



**Figura 5.16 Calafateado (obtención) de la perforación**



**Figura 5.17 Inyección del ancla**



**Figura 5.18 Afine del tramo de muro y labrado para dado de reacción**



**Figura 5.19** Habilitado de malla electrosoldada



**Figura 5.20** Lanzado de muro por vía seca



**Figura 5.21** Colocación del equipo de tensado



**Figura 5.22** Puesta en tensión del ancla



**Figura 5.23** Medición de la elongación de torones



**Figura 5.24** Inicio del 3.º nivel de anclas

### 5.1.3 Caso 3

#### **Proyecto**

El proyecto trata de la construcción de una torre con 19 niveles y 9 sótanos para área comercial, oficinas y hotel. Se localiza en la colonia Santa Fe, Ciudad de México. El nivel máximo de excavación, que correspondiente a la losa del último sótano, está a 31 m de profundidad bajo la superficie del terreno.

El sitio se localiza en la zona de Lomas. La secuencia estratigráfica es la siguiente: en los primeros 12 m existe relleno compuesto de suelo re-depositado caracterizado como arena arcillosa, color café rojizo y gris rosáceo (toba-lahar con  $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$ ,  $c = 20 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi = 20^\circ$ ). De 12 m a 50 m se encontró aglomerado de suelos volcánicos compactos con matriz arenosa con gravas y poco limo, color gris rosáceo y café (lahar con  $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ ,  $c = 6 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi = 39^\circ$ ), y boleos. No se detectó nivel de agua superficial hasta la profundidad explorada, aunque, se presentan escurrimientos asociados a la época de lluvias.

El proceso constructivo se describe a continuación:

#### **Excavación**

Primeramente, se realizaron cortes con altura igual a la profundidad del nivel de anclas y 6 m de ancho, en tramos alternos dejando una inclinación a los taludes de  $60^\circ$  respecto a la horizontal. En seguida se realizaron cortes verticales dejando bermas de aproximadamente 6 m de longitud. Durante la excavación se observaron la calidad y el tipo de materiales y la posible presencia de boleos, con el fin de realizar modificaciones de la fabricación y dimensionamiento de las anclas, en su caso.

#### **Afine del talud y labrado de caja para alojar zapata de reacción**

Previo a la colocación del refuerzo con malla de acero, se efectuó el labrado de la caja para alojar la zapata de reacción y el afine del toda el área del talud por medio de herramienta manual (Ver Figura 5.29), removiendo vegetación, escombros y cualquier objeto que impedía tener una superficie regular del terreno previo a la colocación de la malla de acero.

#### **Colocación de malla de acero y lanzado de muro**

Debido a la presencia de rellenos en los primeros 12 m, se optó por colocar la doble malla electrosoldada 6x6 6/6 sujeta con escarpas de varilla de 3/4" junto con la zapata de reacción 1.20 x 1.20 m (Ver Figura 5.30) y posteriormente realizar las perforaciones y equipamiento de las anclas. El traslape mínimo que tuvo la malla en ambos sentidos fue de 23 cm, es decir, 1 1/2 cuadros.

En seguida se colocó el concreto lanzado vía seca, de 15 cm de espesor y con resistencia a la compresión  $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ , mediante equipo neumático con motor eléctrico desde una distancia aproximadamente de 1.5 m del talud (Ver Figura 5.31), para proteger la superficie previamente reforzada. Asimismo, se complementó esta protección con dos líneas de drenes de 2" de diámetro de 12 m de longitud totalmente ranurados, con separación de 3 m e inclinación ascendente de  $5^\circ$  respecto a la horizontal, para evitar que los escurrimientos generen presiones en el respaldo del concreto lanzado.

### ***Fabricación, perforación y equipamiento de anclas***

La fabricación de las anclas comenzó con la colocación de la bobina de cable torón en un soporte metálico y deslizando el cable torón por una estructura metálica “hechiza” donde se impregnaron de grasa al ser deslizados (solo longitud libre) y cortados a la distancia indicada por los planos del proyecto (Ver Figura 5.26 y 5.27). Una vez que se tenía la cantidad de torones necesarios para formar el ancla, se insertaron los poliductos para cubrir individualmente cada torón a lo largo de la longitud libre. En la longitud efectiva o de bulbo, se colocaron centradores de PVC “hechizos” y separadores tipo “estrella” a cada 1.5 m de distancia en toda la longitud del ancla. Al final de la longitud de bulbo, se instaló una punta tipo bala “pieza plástica” para facilitar la instalación del ancla en la perforación.

Las anclas estaban conformadas por un poliducto de inyección en toda su longitud hasta llegar a la punta tipo “bala”, donde el extremo de la misma se cortó para permitir el paso del poliducto de inyección. El segundo poliducto era el de retorno, colocado desde el principio de la longitud libre hasta 2 m antes de la interfaz longitud libre-bulbo. Donde el suelo presentó consistencia blanda, se colocó un tercer poliducto con el propósito de permitir una reinyección por medio de ranuras con cinta canela o “manguitos” separados entre sí 1 m en toda la longitud efectiva. La interfaz se realizó con dos amarres en cada poliducto, cinta canela y lechada para impedir el acceso de sustancias que pudieran oxidar los torones en la longitud libre del ancla (Ver Figura 5.37).

Las perforaciones se realizaron con equipo hidráulico utilizando como herramienta barras lisas con helicoide soldado a lo largo de la superficie de cada barra (Ver Figura 5.25). El diámetro de perforación fue de 6” y el método utilizado fue de rotación en rellenos y percusión-rotación con broca de martillo de fondo en boleos. Cuando el suelo presentó consistencia blanda, se utilizó ademe metálico de 6”, dejándolo hasta una profundidad de 1 a 2 m antes de alcanzar la longitud de bulbo. Debido a las condiciones desfavorables del suelo en los primeros niveles de anclajes, se optó por utilizar lechada como fluido de perforación, evitando el derrumbe de las paredes del barreno de perforación. De la misma manera, se utilizó agua como fluido de perforación en zonas donde el suelo lo permitía.

Al término de cada perforación, se procedió a colocar manualmente el ancla en ella con la ayuda de 8 a 10 trabajadores (Ver Figura 5.32). Posteriormente, se calafateó (obturó) la boca de la perforación con yeso y papel húmedo de los bultos de cemento.

### ***Inyección de anclas***

La lechada estuvo constituida por una mezcla con las proporciones siguientes:

- 100 L de agua
- 150 kg de cemento
- Aditivo “Festermix”: 1% de del peso del cemento

La mezcla se realizó en un mezclador mecánico y se inyectó a presión con una bomba “Moyno” (Ver Figura 5.28). El aditivo “Festermix” proporcionó una aceleración considerable al fraguado de aproximadamente 3 días y otorgó mayor fluidez a la mezcla.

La inyección se realizó a una presión de 5 kg/cm<sup>2</sup> utilizando una manguera de 1” de diámetro y empalmándola con dos amarres de alambre recocido al poliducto de inyección del ancla (Ver Figura 5.34). Al presenciar escurrimiento por el poliducto de retorno, se detuvo el flujo de lechada y dobló el poliducto de retorno para presurizar la perforación y continuó la inyección hasta alcanzar la presión indicada en el proyecto de 10 kg/cm<sup>2</sup>.

### ***Tensado de anclas***

Después de 4 días de haber realizado la inyección de anclas, se procedió a tensar la anclas mediante una bomba y gato hidráulico “Enerpac” de 200 t (Ver Figura 5.35), hasta la carga final de tensado de proyecto de 110 t. Para alcanzar la carga final, se sometieron las anclas a incrementos de carga del 15-20% de la carga total y se midió la distancia que recorría la carrera del pistón entre cada incremento (Ver Figura 5.36). Una vez tensada el ancla, se procedió a la descarga lenta y a desmontar el equipo de tensado.

El proceso de tensión de anclas fue el siguiente:

- a) Como base de apoyo, se realizó un “grout” (base de repartición) de lechada con la inclinación del ancla (Ver Figura 5.33) y colocó sobre el mismo una placa de acero con dimensiones de 30 cm x 30 cm x 1 ½”.
- b) Colocación del tejo y cuñas de tensión.
- c) Inserción de una placa de acero para empujar las cuñas de tensión.
- d) Montaje del gato hidráulico con capacidad de 200 t.
- e) Colocación del tejo de arrastre con sus respectivas cuñas cubiertas de cinta plástica para poder retirarlas al finalizar la prueba.
- f) Tensado del ancla hasta la carga de diseño.
- g) Descarga lenta y retiro del equipo de tensado.



**Galería de imágenes**



**Figura 5.25 Posicionamiento de equipo**



**Figura 5.26 Extracción y corte de torón**



**Figura 5.27 Fabricación de anclas**



**Figura 5.28 Central de lechada y bomba "Moyno"**



**Figura 5.29 Afine del tramo de muro y labrado para zapata de reacción**



**Figura 5.30 Colocación de acero de zapata de reacción y de malla electrosoldada**



**Figura 5.31 Lanzado de muro por vía seca**



**Figura 5.32 Equipamiento de ancla**



**Figura 5.33 "Grout" de mortero de repartición**



**Figura 5.34 Inyección de anclaje y calafateado con yeso**



**Figura 5.35 Puesta en tensión del ancla**



**Figura 5.36 Medición de elongación del ancla**



**Figura 5.37** Escorrido de lechada del interior de la longitud libre



**Figura 5.38** Interfaz longitud libre-bulbo



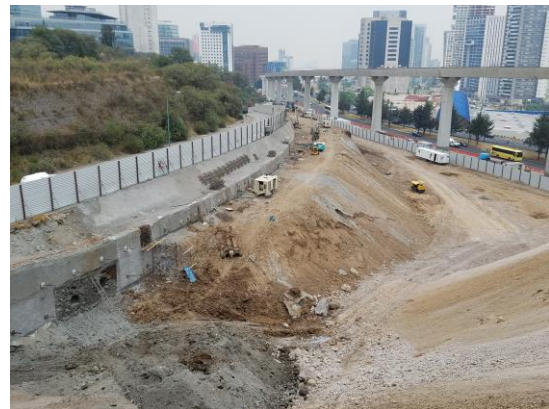
**Figura 5.39** Demolición de muro y zapata de reacción fallada por capacidad de carga



**Figura 5.40** Falla de anclaje por fluencia del bulbo durante la puesta en tensión



**Figura 5.41** Falla a compresión del "grout" de repartición



**Figura 5.42** Inicio del 2.º nivel de anclas

#### 5.1.4 Caso 4

##### **Proyecto**

El proyecto consistía en un edificio de 4 niveles para oficinas y cuatro sótanos para estacionamiento, ubicado en la Delegación Álvaro Obregón, Ciudad de México, con área total de aproximadamente 2 054 m<sup>2</sup>. El nivel máximo de excavación correspondiente con el nivel de piso del último sótano es de -12.5 m respecto al nivel de banquetta.

El sitio se ubica dentro de la zona de transición, con la siguiente estratigrafía: los primeros -4.5 m, depósitos aluvio-lacustres, de arcilla-limo arenosa, de consistencia blanda a media ( $\gamma = 1.40 \text{ t/m}^3$ ,  $c = 2 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi = 10^\circ$ ). De -4.5 m a -17.0 m, depósitos tobáceos alterados, constituidos por capas interestratificadas de arcilla limosa con poca arena de consistencia muy firme a dura ( $\gamma = 1.60 \text{ t/m}^3$ ,  $c = 19 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi = 18.3^\circ$ ). De -17.0 m a -20.5 m, toba limo arcillo arenosa, con pocas gravas, de consistencia muy dura ( $\gamma = 1.75 \text{ t/m}^3$ ,  $c = 25 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi = 28^\circ$ ) y de -20.5 a -25.0 m, tobas limo arenosa con poca arcilla con gravas, muy compacta ( $\gamma = 1.8 \text{ t/m}^3$ ,  $c = 20 \text{ t/m}^2$ ,  $\phi = 30^\circ$ ). No se encontró el nivel freático.

El proceso constructivo del muro de contención para los taludes verticales de la excavación se realizó de la siguiente manera:

##### **Excavación**

Se realizaron cortes en tramos alternos, dejando una inclinación de los taludes de 0.5 : 1.0 (horizontal : vertical), con altura igual a la profundidad del nivel de anclas y 3 m de ancho. A continuación, se realizaron cortes verticales dejando bermas, de 3 m de longitud. Una vez instalada la primera línea de anclas, se profundizó la excavación hasta el nivel -6.0 y se repitió el procedimiento anterior hasta alcanzar al último nivel de anclas correspondiente a la profundidad máxima de excavación de -12.5 m.

##### **Fabricación, perforación y equipamiento de anclas**

La fabricación de las anclas se realizó en el predio (Ver Figura 5.46), iniciando con el posicionamiento de la bobina de cable torón de 0.6" sobre unos tabiques y deslizando el torón apoyándolo sobre una base hecha con polines de madera hasta la longitud indicada en el proyecto para realizar su corte (Ver Figura 5.45). Con la cantidad de torones que conformaban el ancla, se introdujo en cada torón una manguera de poliducto cubriéndolo a lo largo de toda su longitud libre y realizando un amarre con alambre galvanizado en la interfaz longitud libre-longitud de bulbo. Se colocaron separadores de tipo "estrella" a cada 1.20 m en toda la longitud del ancla y centradores de tipo "bolillo" a cada 1.20 m a lo largo de la longitud de bulbo. Se colocó una manguera de poliducto de inyección y una manguera de retorno; la primera desde el inicio del ancla hasta 30 cm antes del final de la longitud efectiva y la segunda iniciando igual que la primera pero finalizando poco antes de la interfaz longitud libre-longitud de bulbo. Además, en cada ancla se instaló una tubería de reinyección de PVC de 1" de diámetro, conformada por "manguitos", separados 1.5 m en toda la longitud de bulbo (Ver Figura 5.47). Cada manguito consistía en 4 perforaciones en el tubo de PVC, cubiertos por un pedazo de cámara de llanta de bicicleta sujeta por cinta canela. En el extremo final del ancla se colocó una punta plástica tipo "bala" con el fin de facilitar su colocación dentro del barreno de perforación.

Previo a cada perforación, se niveló y terraceó el suelo de apoyo del equipo y se verificó la inclinación mediante el uso de un transportador magnético (Ver Figura 5.43). La perforaciones

fueron realizadas con equipo hidráulico utilizando como herramienta barras lisas con broca de “aleta”. El diámetro de perforación fue de 4” y el método empleado fue de rotación. Se determinó en obra que el aire como fluido de perforación no era suficiente para limpiar en su totalidad el barreno de perforación, por lo que se recurrió al uso de agua y aire.

Una vez terminada la perforación, se procedió a colocar manualmente el ancla en la perforación con la ayuda de 3 a 5 trabajadores (Ver Figura 5.49). En esta caso, no se taponearon (calafatearon) las bocas de los barrenos de perforación.

### ***Inyección de lechada***

La lechada estaba constituida por una mezcla con las proporciones siguientes:

- 100 L de agua
- 150 kg de cemento
- Aditivo “Bautech”: 200 ml por bulto de cemento; 600 ml en total por bacha.

La mezcla se realizó en un recipiente o “bacha” con capacidad de 165 L, donde se homogenizó hasta disolver todos los grumos y alcanzó una consistencia óptima para inyectarla (Ver Figura 5.50). El aditivo aportó mayor fluidez a la mezcla, incrementó su resistencia y redujo los agrietamientos.

Terminada la mezcla, se inyectó a una presión de 1 kg/cm<sup>2</sup> utilizando una manguera de 1” de diámetro con un tubo liso (1/2” de diámetro y 20 cm de largo) empotrado al final de la misma, con el fin de facilitar el empalme con la manguera de inyección, sobre la cual se colocaron dos amarres de alambre recocado para asegurar una mejor conexión (Ver Figura 5.51). Se dio por terminada la inyección de lechada cuando comenzó a escurrir ésta por la boca de la perforación.

### ***Afine del talud y labrado de caja para alojar la zapata de reacción***

Por medio de herramienta manual se realizó el labrado de la caja de 1.2 m x 1.2 m x 0.10 m para alojar la zapata de reacción y el afine del toda el área del talud 3.0 m x 3.0 m (Ver Figura 5.52 y 5.53), removiendo vegetación, ramas, escombros y cualquier objeto que impidiera tener una superficie regular del terreno previo a la colocación de la malla de acero.

### ***Colocación de malla de acero y lanzado del muro***

Una vez terminado el afine y perfilado del corte vertical, se colocaron en las cajas labradas dos tramos 1.20 x 1.20 m de malla electrosoldada 6x6 – 4/4 anclada al talud con varillas de 3/8” y 0.50 m de longitud (Ver Figura 5.54), dejando sobresalir del talud un tramo de varilla igual al espesor total que tenía el muro de concreto lanzado de 15 cm.

En el área excavada a talud vertical, se situaron dos mallas 6x6 – 4/4, dejando dos cuadros y medio de malla para su traslape, tanto horizontal como vertical. En las mallas se dejaron colocadas preparaciones para la perforación de las anclas (posteriormente al lanzado de concreto y en caso de no haber perforado previamente) constituidos por tubos de PVC de 5” de diámetro y 25 cm de longitud, colocados con la inclinación de las anclas respecto a la horizontal.

Posteriormente, se colocó el concreto lanzado vía seca de 15 cm de espesor (Ver Figura 5.55) y resistencia a la compresión  $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ , usando equipo neumático “Aliva-257” con motor

eléctrico desde una distancia aproximadamente de 1.5 m del talud para proteger la superficie del corte.

### ***Tensado de anclas***

Después de 72 h de haber realizado la inyección de anclajes y 48 h del lanzado del muro, se comenzó la puesta en tensión de las anclas (Ver Figura 5.58) con un gato hidráulico con capacidad de 60 t junto con una bomba hidráulica manual “Enerpac” con manómetro, ambos con certificado de calibración actualizado (menor a 6 meses). Para alcanzar la carga de tensión máxima especificada en el proyecto, se efectuaron incrementos de carga continuos de 1000 en 1000 psi (5.73 t) hasta lograr la tensión máxima de 46 t y manteniéndola durante 5 min. Finalmente, se comienza la descarga del ancla lentamente y se retira el equipo de tensado.

El proceso de tensión de las anclas fue el siguiente:

- 1) Colocación de una silleta metálica de 25 cm x 25 cm de 1” de espesor.
- 2) Colocación del queso metálico y las cuñas de tensión.
- 3) Inserción de un “plato” que cubre en su totalidad el queso y sus respectivas cuñas de tensión para repartir de manera uniforme la fuerza de tensión sobre las mismas.
- 4) Montaje del gato hidráulico de 60 t.
- 5) Colocación de un queso metálico con sus cuñas de arrastre correspondientes envueltas con plástico para facilitar la extracción de las mismas al finalizar la puesta en tensión del ancla.
- 6) Descarga lenta y retiro del equipo de tensado.

Entre cada incremento se tomó nota de las elongaciones que tuvo el ancla para agregarlas al formato de tensado y realizó una gráfica de carga vs elongación (Ver Figura 5.59).

**Galería de imágenes**



**Figura 5.43 Posicionamiento de equipo**



**Figura 5.44 Bobina de cable torón**



**Figura 5.45 Corte del cable torón**



**Figura 5.46 Fabricación de anclas**



**Figura 5.47 Tubo de reinyección con "manguitos" y punta plástica tipo "bala"**



**Figura 5.48 Interfaz longitud libre-longitud de bulbo**



**Figura 5.49 Equipamiento del ancla dentro de la perforación**



**Figura 5.50 Central de lechada**



**Figura 5.51 Inyección del ancla**



**Figura 5.52 Afine de muro y labrado para la zapata de reacción**



**Figura 5.53 Colocación de la zapata de reacción**



**Figura 5.54 Colocación de la malla electrosoldada 6x6-4/4**





**Figura 5.55 Lanzado de muro por vía seca**



**Figura 5.56 Socavación en muros de concreto lanzado**



**Figura 5.57 Montaje de equipo de tensado**



**Figura 5.58 Puesta en tensión del ancla**



**Figura 5.59 Medición de la elongación del ancla**



**Figura 5.60 Grietas y fisuras en cuñas de tensión después de tensar el ancla**

## 5.2 EJEMPLO ESPACIO CONDESA

En términos generales, las operaciones que se llevan a cabo en la ejecución de anclas activas temporales son las siguientes:

- Fabricación de anclas
- Ubicación del equipo de perforación
- Perforación
- Fabricación de lechada
- Inyección de vaina
- Inyección de manguitos
- Equipamiento del ancla en la perforación
- Colocación de placas o silletas
- Tensado de anclas
- Destensado de anclas

### 5.2.1 Fabricación de anclas

Durante la fabricación y almacenamiento de las anclas y sus componentes se deben conservar limpios, exentos de corrosión, alteraciones mecánicas o proyecciones de soldadura y sin enrollarse con un radio menor al especificado por el fabricante. Se fijaron sólidamente al tirante los centradores destinados a asegurar el espesor del recubrimiento de proyecto. El espacio entre los centradores dependerá principalmente de la rigidez de los torones y de su peso por unidad de longitud.

Las anclas de Espacio Condesa estuvieron constituidas por cable torón t15. Su fabricación inició con la colocación de la bobina de cable torón sobre una base metálica (Ver Figura 5.66). Era importante colocarla en la dirección correcta (con giro izquierdo) para permitir con facilidad la salida del cable, el cual, se deslizó sobre un banco hasta alcanzar la longitud deseada para posteriormente cortarlo.

Una vez completa la cantidad de torones necesarios para formar el ancla, se colocan alrededor de un tubo de PVC de 1" mediante separadores de plástico tipo "estrella" (Ver Figura 5.68). A lo largo de la longitud fija, en el tubo de PVC, se colocan manguitos de neopreno (Ver Figura 5.69) a cada metro como separación máxima (en ocasiones la separación puede ser de 0.5 m) sujetos con cinta aislante. Cada manguito está constituido por 4 orificios de 1/4" y se colocó a cada lado un separador para permitir el flujo libre de inyección. El conjunto de toda la longitud del bulbo se amarra con alambre recocido y se coloca en el extremo una punta metálica cónica punteándola con soldadura a los torones (Ver Figura 5.70), para facilitar la colocación del ancla en la perforación.

Los torones que constituían la longitud libre del ancla se introdujeron en un poliducto negro de 3" y se colocó en la interfaz longitud libre-bulbo, un fleje metálico y un tapón de espuma expandible de poliuretano (Ver Figura 5.71) para impedir la entrada de lechada en la longitud libre.

Las anclas terminadas que cumplieron los requisitos de fabricación y dimensionamiento, se etiquetaron con una tarjeta verde, en las que no cumplían se colocó una tarjeta roja en la que se especificó el motivo de rechazo para posteriormente repararse.

### 5.2.2 Ubicación del equipo

Para movilizar el equipo de perforación al área de trabajo previamente debe verificarse que el terreno sobre el cual se realizarán las perforaciones esté en condiciones óptimas, esto es: horizontal, firme, drenado y con inclinación adecuada que permita dar la inclinación necesaria a las anclas. Es recomendable que la perforación se realice a una altura (0.70 m como máximo) para permitir el equipamiento del ancla con facilidad, de forma manual y sin requerir andamios o grúas.

Antes de iniciar la perforación, se posicionó el equipo y verificó que la inclinación de la barra de perforación respecto la vertical cumpliera con el ángulo de inclinación de proyecto (Ver Figura 5.72). Lo mismo se hizo con la dirección horizontal, verificando la perpendicularidad con el muro. El respeto a las tolerancias angulares tanto vertical como horizontal es importante en razón a los riesgos de interacción entre las zonas de bulbo. Si se evitan las interferencias entre las zonas de bulbo de los anclajes muy largos, las tolerancias angulares serán menores. Se recomienda que el rango de error de inclinación de la barra con respecto al eje del barreno no sea mayor a 2°.

### 5.2.3 Perforación

El método de perforación se debe escoger en función de las condiciones del suelo para provocar una modificación mínima de las características del terreno y en particular, evitar cualquier arrastre de finos que puedan causar perturbaciones en las colindancias. En caso de presenciarse derrumbes en las paredes de perforación, se utilizará ademe para estabilizarlas, limitar variaciones del nivel freático y descompresión de terrenos circundantes.

El diámetro de la perforación debe asegurar el recubrimiento con la lechada en toda la longitud de bulbo. En caso de condiciones imprevistas, se podrá aumentar durante la ejecución el diámetro de la perforación, y utilizar ademe, siempre y cuando se respeten las tolerancias de colocación para que el cálculo de la estructura del ancla siga siendo válido. En general, deben evitarse las perforaciones horizontales por la dificultad que implica la inyección con lechada de las mismas. El fluido de perforación y los aditivos que se utilicen deberán ser adecuados para evitar efectos perjudiciales sobre el ancla, su protección, la lechada o las paredes de la perforación, en particular en la zona de bulbo.

Antes de comenzar la perforación, es necesario definir las técnicas que permitan neutralizar la presión del agua, la aparición del agua, evitar posibles derrumbes y erosiones de la perforación, así como la operaciones de puesta en obra del ancla y la inyección. Es posible el uso de fluidos de perforación pesados para el caso de nivel freático alto.

Durante la perforación se recomienda limitar la tolerancia de desviación total de perforación a 1/30 de la longitud del anclaje y realizar una verificación de la misma cada dos metros de perforación. Algunas condiciones del terreno pueden conducir a una variación de esta tolerancia. Es importante dirigir las operaciones de perforación de manera que toda variación relevante de las características del terreno con relación a las utilizadas en el cálculo del anclaje se puedan detectar inmediatamente.

Se recomienda establecer un perfil indicativo de los suelos perforados con datos simples y prácticos del mismo (por ejemplo, tipo de suelo, color del fluido de retorno o pérdida de fluido) que puedan ser reconocidos fácilmente por el operador. Se realizará un registro de toda variación importante respecto a éste perfil y se notificará inmediatamente al proyectista.

En el caso de Espacio Condesa, la perforación se realizó con el método de rotación, empleando una broca "Fishtail", la cual funciona de manera óptima en suelos blandos, con un

diámetro de 6" (15.2 mm). Si fuera un suelo firme o muy duro, se utiliza una broca tricónica para el primero y un martillo de fondo con un compresor de aire para el último. Los fluidos de perforación que se emplean usualmente son agua, aire o una combinación de ambos. En caso de utilizar otro tipo de fluido de perforación como lechada o bentonita, se requiere la autorización del responsable de obra. Para esta obra en particular, se utilizó agua como fluido de perforación recirculándola mediante una bomba tipo PH 160 (24 m<sup>3</sup>/h) hacia un desarenador.

#### 5.2.4 Fabricación de lechada

En Espacio Condesa las mezclas para el envainado y la inyección por manguitos se realizaron en la central de lechada (Ver Figura 5.73). La lechada tenía una relación c/a de 2:1, constituida por una mezcla de agua, cemento y aditivo Rheobuild 716, el cual proporciona cierta fluidez a la mezcla y atrasa ligeramente el fraguado. Los parámetros y composición de la lechada fueron:

- Cemento= 200 kg (4 bultos)
- Agua= 100 L
- Aditivo Rheobuild= 1.4 L
- Volumen de Bacha= 165 L
- Tiempo de mezclado= 2 min
- Densidad:  $1.82 \leq d \leq 1.84$  (báscula Baroid)

Una bacha permitía la dosificación anterior y la resistencia a la compresión teórica de 225 kg/cm<sup>2</sup> con un mezclador AC2. Al momento de tensar el ancla, la lechada con la dosificación mencionada, debía garantizar una resistencia de 215 Kg/cm<sup>2</sup>. En el caso de requerir una dosificación distinta a la mencionada, se debía aprobar por el responsable del diseño.

Para mezclar la lechada, primeramente se debe agregar el agua al tanque, después agregar el aditivo y al final el cemento. Es recomendable ajustar el volumen de agua con la finalidad de vaciar los sacos de cemento completos.

Para garantizar la calidad de la lechada, es necesario comprobar que la densidad ésta cumpla con los parámetros requeridos, realizándolo 2 veces por ancla mediante la báscula Baroid. Además, se deben realizar 2 muestreos por día laboral y obtener 3 probetas por cada muestreo, con el fin de verificar la resistencia especificada en el proyecto. Una vez hechas las probetas, se resguardan en una zona protegida del sol durante un lapso de tiempo de 4-10 h. Se ensayan primeramente 3 probetas antes de tensar el ancla y posteriormente las 3 restantes.

#### 5.2.5 Inyección

##### **Generalidades**

La inyección cumple con una o varias de las siguientes funciones:

- Refuerzo del terreno en las inmediaciones de la zona de bulbo, a fin de mejorar la capacidad de anclaje.
- Estanquidad del terreno en las inmediaciones de la zona de bulbo, a fin de limitar las pérdidas de lechada.
- Protección de los torones o barras contra la corrosión.
- Formación de la zona de bulbo de manera que la carga aplicada se pueda transferir del anclaje al terreno circundante.

Cuando el volumen de la lechada inyectada bajo una presión igual o menor a la presión del terreno de cobertura sobrepasa en tres veces el volumen de la perforación, se deberá hacer una inyección previa para rellenar las oquedades.

### ***Inyección de vaina***

La vaina, también llamada lechada de recubrimiento, debe inyectarse lo antes posible después de haber terminado la perforación (Ver Figura 5.74). Se realiza comenzando desde el fondo de la perforación por medio de una manguera de poliducto con diámetro de 1½". Es recomendable que la punta de la manguera de poliducto permanezca dentro de la lechada conforme se va extrayendo de la perforación para impedir la acumulación de agua o aire. Se detiene la inyección cuando la lechada comienza a salir de la perforación. Como registro, el centralista anota el volumen de lechada de recubrimiento por cada ancla.

Si la inyección de vaina fue realizada correctamente, toda la longitud fija (bulbo) queda completamente cubierta de la misma. Debido a que dicha longitud de bulbo no es visible por encontrarse a profundidad, una manera de verificar lo anterior, es observar alrededor de la boca del barreno siendo ésta, parte de la longitud libre. En caso de no ser así, se recomienda reinyectar como máximo una cantidad de lechada de 3 veces el volumen teórico de la perforación. Si se requiere aún más lechada, se completará mediante la inyección de manguitos.

### ***Inyección de manguitos (IRS)***

Si durante el tensado del ancla se verifica que el envainado dio un buen recubrimiento, una sujeción adecuada del bulbo al suelo circundante y una capacidad de carga competente, la inyección a presión no será necesaria. De lo contrario, se procede al método de inyección a presión o por manguitos, llamado IRS (Inyección Repetitiva y Selectiva) por sus siglas en francés. Durante la inyección, un caudal controlado a una presión determinada indicará una adecuada inyección de la lechada. Una vez acabada la inyección de la zona de bulbo, la eficacia de esta fase se verificará controlando el comportamiento del terreno con una inyección complementaria de lechada. La inyección se considerará eficaz si en esta nueva inyección se alcanza la presión de cierre de forma rápida.

Para el caso de Espacio Condesa, en las anclas que lo requirieron, se introdujo un tubo de acero de ½" unido con coples lisos corridos por el tubo de PVC y se inició la inyección a presión en cada manguito a lo largo del bulbo (Ver Figura 5.77). Previo al equipamiento de la tubería de inyección, se requirió engrasar los obturadores, verificar que el tubo de PVC se encontrara en buen estado y finalmente, se hizo descender la tubería hasta el fondo del tubo de PVC para comenzar la inyección de los manguitos.

Existen tres criterios de paro de inyección: presión (25-30 bar), volumen (1 bacha; 165 L de lechada) y rotura de vaina (40-60 bar), los cuales son especificados por el proyecto.

Durante la inyección IRS se deben verificar las presiones de rotura de vaina, inicio y final, así como la cantidad de lechada inyectada por manguito. Se debe realizar en un lapso de 12 y 48 h después de haber colocado el ancla.

### Diagrama de flujo inyección para Espacio Condesa:

- En cualquier punto de inyección o reinyección se pararía si la presión es mayor a 30 bar (30.6 kg/cm<sup>2</sup>).
- Los valores de volumen y presión en los recuadros con \* es por manguito.
- Los valores de presión en los rombos con \*\* es el promedio de todos los manguitos del ancla.

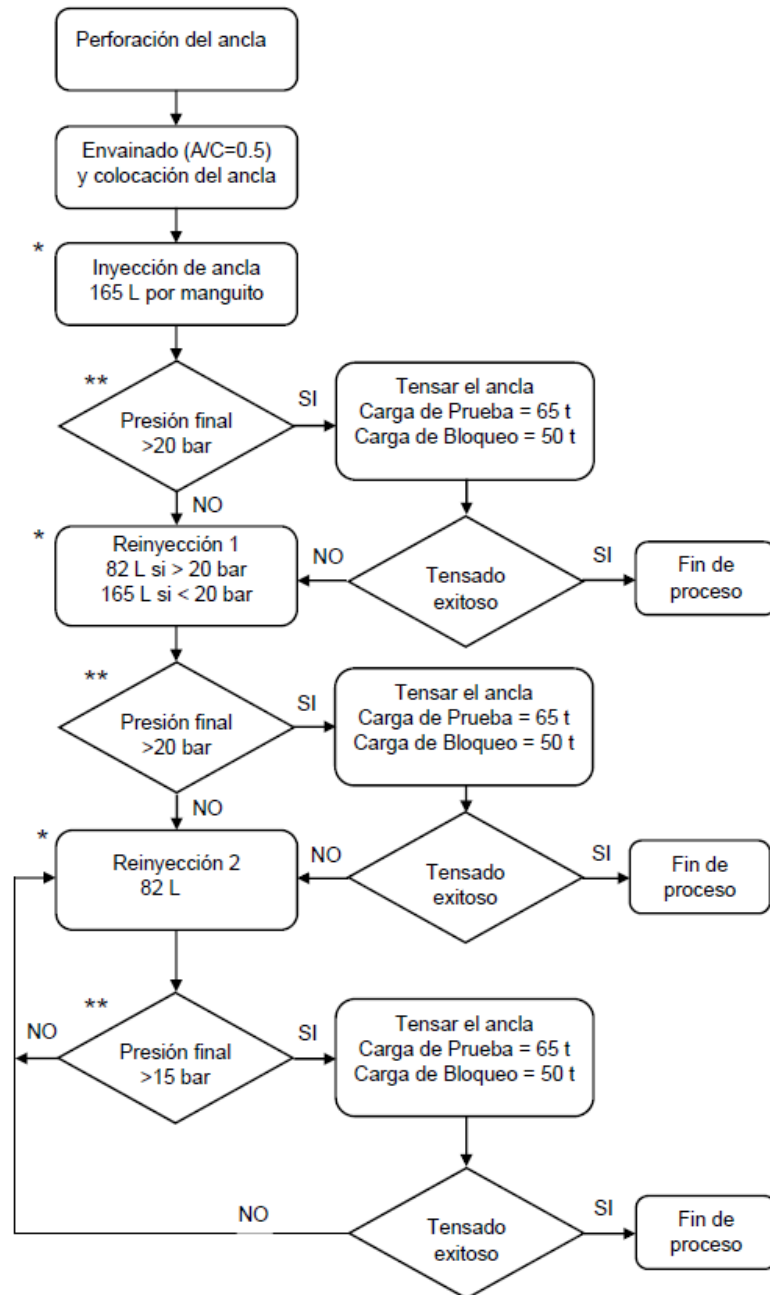


Figura 5.61 Diagrama de flujo de inyección para Espacio Condesa

### 5.2.6 Equipamiento del ancla en la perforación

Antes del equipamiento del ancla, se deben tomar precauciones para evitar deformaciones de ellas y no alterar sus componentes y elementos de protección contra la corrosión. También se verificará su longitud, la limpieza de la perforación y la ausencia de obstáculos. El equipamiento debe efectuarse con un procedimiento controlado, teniendo cuidado de no modificar la posición relativa de los componentes del ancla.

En caso de presenciar riesgo de hinchamiento o reblandecimiento del suelo, se recomienda colocar e inyectar el ancla inmediatamente después de la perforación. Por regla general, lo adecuado y recomendable es realizar el equipamiento y la inyección del ancla el mismo día de la perforación de la zona de bulbo.

En Espacio Condesa el procedimiento se llevó a cabo manualmente con una o varias cuadrillas (según fuera la longitud y peso del ancla), tomando precauciones para asegurar la integridad del tubo de inyección de PVC al momento de introducirla dentro de la perforación previamente envainada (Ver Figura 5.75 y 5.76).

### 5.2.7 Colocación de placas o silletas

Después de la inyección, se procedió a colocar la silleta para muro Milán soldándola a la placa de reservación (placa metálica soldada a un tubo metálico hueco) que se instala desde el armado del muro Milán para facilitar la perforación a través del mismo (Ver Figura 5.78).

### 5.2.8 Tensado de anclas

Cuando la inyección primaria, o en dado caso la secundaria ha alcanzado endurecimiento suficiente (4 días después de la inyección), se comienza la puesta en carga del ancla (Ver Figura 5.84), la cual, consiste en limitar los desplazamientos de la estructura de retención. En consecuencia, las operaciones y procesos de construcción posteriores no serán afectados. Las anclas activas comprenden las siguientes operaciones:

- a) Aplicación de la carga de prueba  $T_e$ , en etapas sucesivas durante las cuales se miden simultáneamente las presiones del gato hidráulico y las elongaciones de los torones en conjunto.
- b) Mantenimiento durante un tiempo limitado la prueba de tensión y medición de las elongaciones correspondientes de acuerdo con los requisitos del modo de funcionamiento de la prueba de tensión estipulada.
- c) En el caso de que se cumplan los criterios de aceptación, se tensará el ancla hasta la tensión  $T_b$  de bloqueo.
- d) Relajamiento del gato hidráulico y desmonte del equipo de tensado.

Esta sucesión de operaciones solo puede llevarse a cabo con el uso de un dispositivo tensor (ver subcapítulo 5.2.9) que comprende un gato hidráulico con un control manual de bloqueo.

### **Cargas**

- Carga de prueba ( $T_e$ ): Es la carga máxima a la que el ancla es sometida para verificar que en condiciones de seguridad la carga de servicio podrá ser soportada.

La Carga de prueba está en función del tipo de ancla:

Temporal: Si  $T_b > 1.15 T_s$ ,  $T_e = T_b$

Si  $T_b < 1.15 T_s$ ,  $T_e = 1.15 T_s$

Permanente:  $T_e = 1.25 T_s$

Se recomienda que en ningún caso la carga de prueba sea mayor de  $1.25 T_s$

- Carga Inicial de bloqueo ( $T_b$ ): Es la carga que se aplica al inicio del bloqueo, durante la transferencia de carga queda finalmente reducida a la carga final de bloqueo ( $T_r$ ).
- Carga real al final del bloqueo ( $T_r$ ): Es la carga que queda activa en el ancla. Para alcanzar dicha carga, es necesario restar las pérdidas durante la transferencia de carga a la carga inicial de bloqueo. Su valor puede ser menor o mayor a  $T_s$  dependiendo del tipo de estructura y debe ser especificado en cada proyecto.

Las pérdidas pertenecen a dos categorías:

- Pérdidas inmediatas. Son las pérdidas de calibración, propias del proceso de mismo bloqueo del ancla (deslizamiento de los torones del ancla y deformación del ancla) que generalmente se conocen.
- Las pérdidas diferidas, que pueden provenir de la relajación de los torones postensados o de la fluencia del bulbo en suelos con plasticidad
- Carga de servicio ( $T_s$ ). Es la carga que debe aportar el ancla para asegurar el equilibrio de la estructura.

### **Equipo y material**

El equipo de tensado comprende un gato hidráulico accionado por una bomba manual o eléctrica y para su montaje, es necesario dejar una longitud extra de torones en la zona de la cabeza del ancla, también llamada longitud de tensado. Se recomienda dejar una longitud mínima de 1.20 m.

El control y aplicación del tensado implica conocer las elongaciones de los torones, así como la tensión a la que están siendo sometidos. La presión que se ejerce al gato hidráulico se mide por medio de manómetros y las elongaciones con una regleta digital (Ver Figura 5.85). Debido a las peculiaridades del proceso de tensado y la posterior interpretación, es importante que toda la herramienta y equipo estén en perfecto estado de funcionamiento, sean precisos, se encuentren calibrados en intervalos de al menos seis meses y que los certificados de calibración estén siempre disponibles en obra. En la mayoría de los casos, el mismo equipo se utiliza para la realización de las pruebas preliminares de cumplimiento y control, las cuales requieren de mediciones de precisión.



### **Actividades a priori**

Antes de iniciar el tensado del ancla, se deben cumplir las siguientes especificaciones:

- 1) La inyección primaria o vaina, debe contar con una resistencia mínima de 21MPa (215 kg/cm<sup>2</sup>), medida en pruebas de compresión simple.
- 2) La estructura de retención debe haber alcanzado la resistencia especificada por el proyecto.
- 3) Los manómetros de la bomba de tensado cuentan con calibración actualizada.
- 4) El técnico responsable del tensado debe verificar que cuente con el material y equipo necesario: bomba de tensado, bomba manual, porta manómetro, gato hidráulico y regleta digital. Además, verificar el correcto funcionamiento del equipo, principalmente que no haya pérdida de presión en la bomba.
- 5) El técnico debe tener un formato de tensado aprobado por el proyectista de anclas, el cual deberá llenar.

### **Colocación del equipo**

- 1) Previo al montaje del equipo, se limpian los torones de la longitud fija del ancla con un cepillo de alambre para eliminar los residuos de la lechada de inyección o cualquier suciedad que impida el paso libre de los bloques de arrastre y bloqueo, al igual que el gato.
- 2) Se introduce el bloque de bloqueo, tratando de evitar el cruce de torones. Si dicho bloque se desliza con dificultad, es un indicativo de que están mal colocados o cruzados los torones.
- 3) Se coloca el gato hidráulico introduciendo alineadamente cada uno de los torones (Ver Figura 5.80).
- 4) Se inserta el bloque de arrastre cuidando que los torones queden con el mismo arreglo que tienen desde el bloque de bloqueo (Ver Figura 5.82). Se introducen las cuñas de arrastre en cada torón sobre el mismo bloque de arrastre (previamente engrasadas para facilitar su apretado y aflojamiento después de las pruebas) y se aprietan con un tubo hueco de acero de 3/4" de diámetro aproximadamente y 1 m de longitud.
- 5) Se verifica visualmente que tanto el bloque de arrastre como el de bloqueo se encuentren bien apoyados sobre el gato el primero y sobre la placa o silleta el segundo (Ver Figura 5.81). Asimismo, es importante observar que las cuñas de arrastre queden bien apretadas durante toda la prueba y bloqueo del ancla (Ver Figura 5.83). Una manera de comprobar que durante la prueba no haya deslizamiento entre los torones y las cuñas de arrastre es marcar con un corrector blanco (o cualquier plumón de aceite) entre ambos y verificar que dicha referencia permanezca visible durante toda la prueba.

### **Ciclo de tensado**

Previo al ciclo de tensado del ancla se recomienda verificar que la distancia inicial del pistón del gato sea como mínimo de 2.5 cm, con el fin de permitir el aflojamiento de las cuñas al final de la prueba. Para un buen tensado del ancla de acuerdo a la TA95, es necesario efectuar un procedimiento de carga, descarga y recarga, para verificar si aquella será capaz de soportar la carga de servicio en condiciones de seguridad.

El procedimiento es el siguiente:

- 1) Se aplica la presión Inicial ( $P_i$ ) midiendo el alargamiento y se anota, ya que será el punto de partida o lectura "0", donde a partir de ésta, todos los alargamientos para los incrementos de carga posteriores se calcularán realizando la diferencia entre la lectura para el incremento dado y la lectura "0".
- 2) Para la etapa de carga se dan los incrementos necesarios hasta alcanzar la carga de prueba ( $T_e$ ). En cada incremento, se miden los alargamientos con la regleta digital y se grafican los puntos inmediatamente.
- 3) La prueba de fluencia comienza una vez alcanzada la carga de prueba ( $T_e$ ), manteniendo esta carga durante cierto tiempo para determinar los desplazamientos a carga constante, también conocida como "Prueba Creep". Los desplazamientos se registran en la gráfica correspondiente en el formato de tensado.

La duración de esta prueba depende del tipo de suelo en el que se encuentre el bulbo. Para suelos cohesivos ( $I_p > 20$ ) susceptibles a fluir debe durar 30 min, mientras que para suelos friccionantes el tiempo de duración será de 15 min. Si en los tiempos mencionados no se cumplen con los criterios de deformación máxima, la prueba se extenderá hasta 60 minutos.

Para los criterios de aceptación respecto a los desplazamientos permisibles del bulbo, la norma francesa TA95 recomienda lo siguiente:

- Para suelos friccionantes,  $I_p < 20$ :  
 $\Delta e_{3-15 \text{ min}} \leq 1.5 \text{ mm}$   
De lo contrario:  
 $\Delta e_{15-60 \text{ min}} \leq 1.5 \text{ mm}$  (anclas temporales)  
 $\Delta e_{15-60 \text{ min}} \leq 1.0 \text{ mm}$  (anclas permanentes)
- Para suelos cohesivos,  $I_p > 20$ :  
 $\Delta e_{5-30 \text{ min}} \leq 1.0 \text{ mm}$   
De lo contrario:  
 $\Delta e_{30-60 \text{ min}} \leq 0.5 \text{ mm}$

Durante la prueba de fluencia habrá disminución de la presión a la cual se está manteniendo el ancla; por tanto, es recomendable el empleo de una bomba manual para recuperar la presión perdida no menor al 2% de la presión aplicada (Ver Figura 5.62).

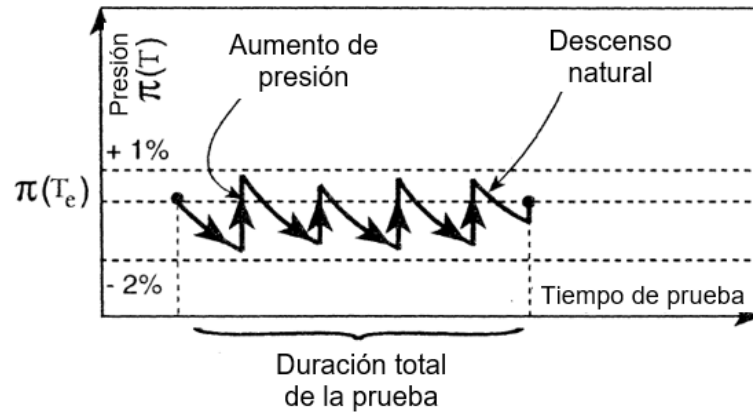


Figura 5.62 Modo de operación (TA95 1995)

- 4) En la etapa de descarga se retira la carga en decrementos indicados por el formato de tensado, registrando los alargamientos y dibujando los puntos de los mismos en la gráfica.
- 5) Finalmente, en la etapa de recarga se vuelve a incrementar la presión hasta alcanzar la carga de prueba ( $T_e$ ).

### **Bloqueo de la carga**

Posteriormente al ciclo de tensado, se desmonta el gato con su bloque y cuñas de arrastre para colocar las cuñas de bloqueo y se vuelve a montar el gato. Por medio de incrementos, midiendo la elongación en cada caso, se somete el ancla a la presión de bloqueo y después se comienza a disminuir la presión de forma gradual, tomando nuevamente medidas de la deformación hasta llegar a la presión inicial. Finalmente, la presión se retira por completo y se procede a desmontar el equipo de tensado. Se coloca una etiqueta de identificación en la placa (N° de ancla y nivel de anclaje) y se toma una foto de la cabeza del ancla para registrarla en el formato de tensado.

El cálculo de la carga de bloqueo se realiza con la expresión:

Para manómetro en bar:

$$\text{Carga bloqueada (t)}: \frac{\text{Presión de bloqueo (bar)} \times 1.02 \times \text{Área pistón (cm}^2\text{)}}{1000} \quad (5.1)$$

Para manómetro en kg/cm<sup>2</sup>:

$$\text{Carga bloqueada (t)}: \frac{\text{Presión de bloqueo (bar)} \times \text{Área pistón (cm}^2\text{)}}{1000} \quad (5.2)$$

De manera gráfica o de campo, la carga de bloqueo se obtiene de la siguiente manera:

1. Se traza una línea promedio "a" entre la línea de recarga y descarga.
2. Se dibuja una línea horizontal partiendo del eje vertical donde se encuentra la presión de bloqueo Pb hasta encontrar la curva de recarga.
3. La distancia dada por el regreso del cable durante el bloqueo se resta al alargamiento que le corresponde a la presión Pb y se traza una línea inclinada hasta alcanzar la línea horizontal correspondiente a la presión Pi.
4. Se suma la distancia "av" (alargamiento de los cables dentro del cuerpo del gato) al punto obtenido del paso anterior y a partir de este nuevo punto, se dibuja una línea vertical hasta tocar la línea "a".
5. Se traza una línea horizontal desde el último punto obtenido hasta llegar al eje vertical de presión donde se encontrará la presión final de bloqueo Pr.

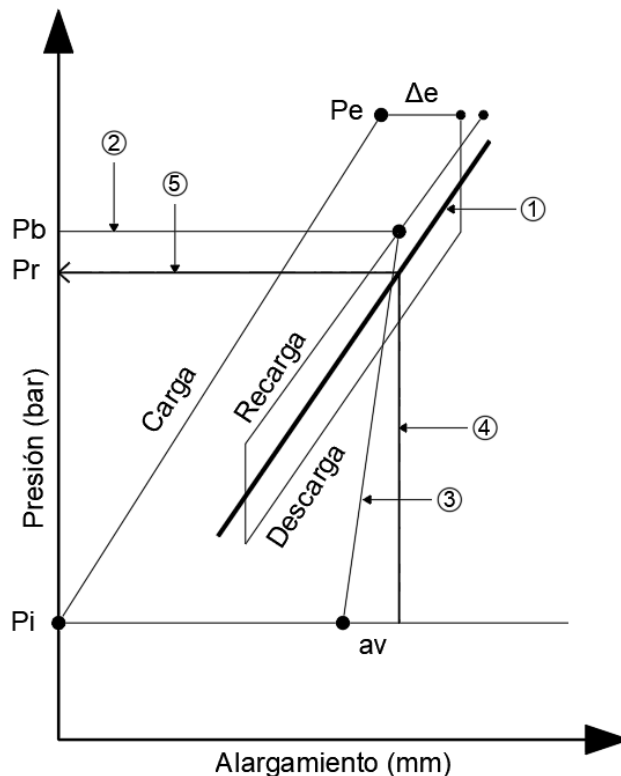


Figura 5.63 Etapas durante el ciclo de tensado (TA95 1995)

### 5.2.9 Destensado de anclas

Para destensar las anclas se realiza el siguiente procedimiento:

- a) Se limpia la cabeza del ancla con un cepillo de alambre para retirar los restos de lechada y/o concreto que se adhirieron durante el colado de las losas.
- b) Se utiliza el equipo de oxicorte para cortar y destensar cada cable torón del ancla.
- c) Se cortan las soldaduras de la silleta que la unen a la placa de reservación y se retira.
- d) El corte de los torones se realiza al paño interior de la placa de reservación.

Para abatir cualquier filtración de agua del terreno es necesario cancelar la reservación (tubo metálico hueco soldado a placa metálica), la cual consiste en lo siguiente:

- a) Se rellena con bolsas de papel húmedo el fondo del espacio vacío que queda en el muro después de haber retirado la silleta.
- b) Con una mezcla de cemento-bentonita y un mortero de fraguado instantáneo se rellena la parte superior del hueco del muro.
- c) Se coloca una placa de acero soldándola en todo su perímetro con la placa de “reservación”.

Si se requiere dar un acabado similar al muro que aloja la “reservación”, se cubre la placa de acero con una mezcla de cemento-arena.

### 5.2.10 Pruebas en anclas

Según su objetivo, su modo de operación y el lugar que ocupan en el proceso del proyecto, se distinguen tres tipos de pruebas para anclas tanto temporales como permanentes:

- Prueba a la ruptura
  - Pruebas preliminares
  - Pruebas de cumplimiento
- Pruebas de control
- Pruebas de aceptación

Independientemente del tipo de prueba que se elija, cada prueba consiste en verificar la calidad del bulbo, es decir, su interacción con el suelo circundante mediante la aplicación de tensado estático.

#### ***Pruebas a la ruptura***

Para estas pruebas, es necesario contar con dos anclas con las mismas características y realizadas en las mismas condiciones, aplicando a ambas dos programas específicos de carga.

El objetivo principal de estas pruebas es:

- Verificar que el ancla pueda ser sometida a una tensión  $T_s$
- Optimizar las características de las anclas de la obra.
- Alcanzar la ruptura del bulbo por extracción, siempre y cuando no se haya alcanzado el límite de resistencia a la tensión  $T_p$  del torón o barra del ancla.

Cabe mencionar que por ningún motivo, las anclas sometidas a este tipo de prueba podrán ser utilizadas posteriormente como anclas de servicio.

Las pruebas a la ruptura se dividen en los siguiente tipos:

**Pruebas preliminares.** Se realizan en anclas diseñadas antes de iniciar la obra. Es importante que estas pruebas se diseñen y ejecuten con tiempo suficiente antes de la construcción de las anclas definitivas. Las anclas sometidas en este tipo de pruebas deben construirse en las mismas condiciones (método de perforación, armadura, método de inyección, longitud libre y de bulbo) que las anclas definitivas. En caso de que el bulbo se encuentre en suelo cohesivo ( $I_p \geq 20$ ) y pueda llegar a fluir, este tipo de pruebas son obligatorias.

El número mínimo de anclas que serán puestas a prueba se determinará de acuerdo con las siguientes consideraciones:

- Según del papel que desempeñen en la estabilidad de la obra, las anclas pueden clasificarse en categorías.
- En una misma categoría de ancla, es posible que no todas ellas estén en el mismo tipo de suelo.
- Es imposible interpretar de forma válida los resultados de una sola prueba de ancla; se necesita más de una prueba para que los resultados sean representativos.

Teniendo en cuenta los criterios fijados anteriormente, el número mínimo "N" de anclas de prueba se elige de acuerdo con el número de anclas "n" incluidas en cada categoría como se indica en la Tabla 5.2 y Figura 5.64 a continuación:

**Tabla 5.2 Cantidad de pruebas en anclas según su categoría (TA95 1995)**

n	N
1 - 200	2
201 - 500	3
501 - 1000	4
1001 - 2000	5
2001 - 4000	6

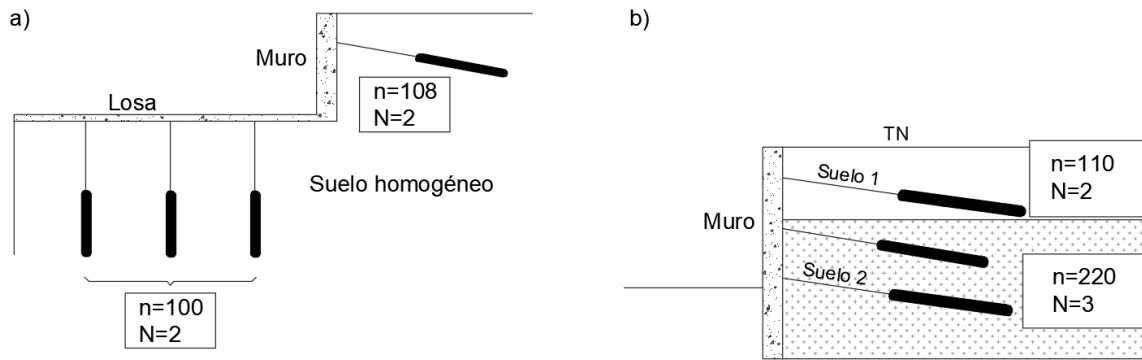


Figura 5.64 a) Caso de suelo homogéneo y b) Caso de 2 estratos (TA95 1995)

**Pruebas de cumplimiento:** Se realizan al inicio de los trabajos; esta ancla no puede ser utilizada como definitiva o de servicio.

La estructura de contención donde se ejecutarán las anclas definitivas operará como el soporte de las pruebas de cumplimiento. Tanto el diseño como construcción de esta estructura debe asegurar que las cargas máximas aplicadas sean soportadas y contener las placas de “reservación” donde se instalarán las anclas de prueba.

Si lo anterior se cumple, la prueba se lleva hasta la falla o ruptura del bulbo. Por consiguiente, ningún ancla sometida a una prueba de cumplimiento puede ser reutilizada.

Como en el caso de pruebas preliminares, las anclas se clasifican en diferentes categorías según el rol que asumen y el tipo de suelo en el que se encuentran. Para cada categoría de ancla, el número mínimo de pruebas es de 2.

### Pruebas de control

Estas pruebas se efectúan para controlar la calidad de ejecución particularmente del bulbo de las anclas definitivas, limitando las tensiones de prueba a las que estarán sometidas y evitando la falla del bulbo. Debido a la necesidad de controlar y verificar la interacción bulbo-suelo circundante, estas pruebas deben ser obligatorias. Se debe efectuar una prueba de control por cada 40 anclas y como mínimo 3 pruebas por frente.

Las pruebas consisten en aplicar cargas por etapas sucesivas al ancla hasta alcanzar la carga de prueba  $T_e$ , la cual, está en función de la carga de servicio  $T_s$ :

$$T_e = 1.15 T_s \text{ (anclas temporales)}$$

$$T_e = 1.25 T_s \text{ (anclas permanentes)}$$

Los anclas deben cumplir la siguiente condición:

La elongación  $\Delta e$  medida entre el tiempo en  $t_0 + 5$  min y  $t_0 + 60$  min no debe exceder:

- 1.25 mm para anclas temporales
- 1.00 mm para anclas permanentes

De lo contrario, el ancla se considera inválida para su uso.

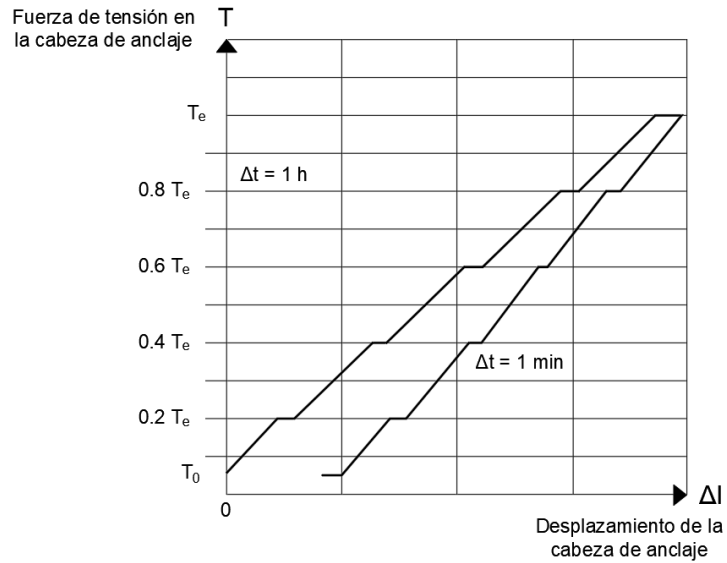


Figura 5.65 Prueba de control (TA95 1995)

### Pruebas de aceptación

Se refiere a los procedimientos a los que están sujetas todas las anclas de la obra antes de su puesta en servicio y que preceden a la operación de bloqueo. Estas pruebas de ninguna forma constituyen una verificación del coeficiente de seguridad proporcionado por el ancla.



5.2.11 Galería de imágenes



Figura 5.66 Base de la bobina del cable torón



Figura 5.67 Banco de anclas



Figura 5.68 Separadores de plástico



Figura 5.69 Manguitos de neopreno



Figura 5.70 Punta cónica o de bala



Figura 5.71 Tapón de espuma en la interfaz de bulbo-longitud libre

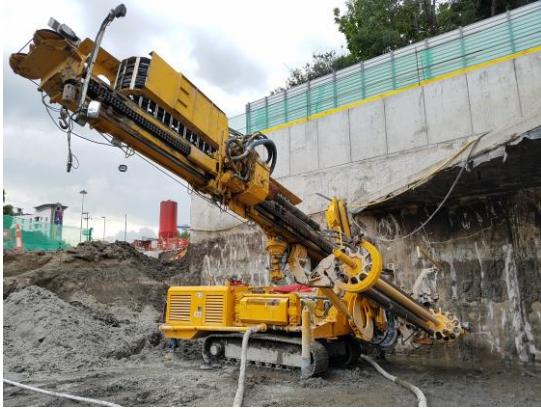


Figura 5.72 Posicionamiento del equipo



Figura 5.73 Central de lechada



Figura 5.74 Inyección de lechada de vaina



Figura 5.75. Equipamiento del ancla



Figura 5.76 Tubo de PVC para reinyección del ancla



Figura 5.77 Reinyección del ancla tipo IRS



**Figura 5.78 Colocación de silleta metálica sobre la placa de reservación**



**Figura 5.79 Colocación del "queso" y cuñas de bloqueo**



**Figura 5.80 Montaje del gato hidráulico**



**Figura 5.81 Asentado del bloque en la silleta**



**Figura 5.82 Colocación de bloque de arrastre**



**Figura 5.83 Colocación y apretado de cuñas de arrastre**



**Figura 5.84** Aplicación de cargas con equipo de tensado hidráulico



**Figura 5.85** Medición de la elongación del conjunto de cables torón



**Figura 5.86** Identificación del ancla



**Figura 5.87** Inicio del décimo nivel de anclas

## **6 CRÍTICA Y COMPARACIÓN DE DIFERENTES MÉTODOS DE CONSTRUCCIÓN DE ANCLAJES EN MÉXICO**

### **6.1 PERFORACIÓN**

#### **6.1.1 Caso 1**

Las perforaciones pudieron ser realizadas sin ningún tipo de fluido debido a que las condiciones del terreno lo permitieron, aunque con la posibilidad de que no hayan quedado completamente limpias y libres de detritus lo cual, ocasiona que la inyección de lechada del ancla esté contaminada e impida alcanzar su resistencia.

Durante la colocación del equipo de perforación hidráulico SM-14, se verificaron las inclinaciones de las perforaciones respecto a la horizontal mediante un transportador magnético; sin embargo, la inclinación lateral solo se verificó a simple vista, presentándose en una ocasión un cruce de la herramienta de perforación y el anclaje adyacente. El problema se resolvió extrayendo el ancla dañada y sustituyéndola por una nueva, re-perforando a un lado de la perforación mal ejecutada y verificando con mayor cuidado su perpendicularidad con la cara del talud.

#### **6.1.2 Caso 2**

Las condiciones y propiedades del suelo permitieron el uso de un equipo neumático “Stenuik” para realizar las perforaciones de anclas y drenes. No se presentaron problemas durante las perforaciones.

El estudio de mecánica de suelos no recomendaba el uso de agua como fluido de perforación, pero se utilizó esto cuando se presentaron zonas de terreno y contenía gravillas empacadas en arcilla y cuando el material era muy plástico y la presión del aire no fue suficiente para retirarlo de la perforación. En ambos casos, se usó aproximadamente 3 L de agua junto con la presión del aire, para que la arcilla se ademara al fuste de la perforación y el exceso de material plástico se retirara dejando limpia la perforación.

#### **6.1.3 Caso 3**

La presencia de arcilla exigió el uso de agua como fluido de perforación y limpieza, permitiendo el remoldeo de aquella y su impregnación a la pared de la perforación. Por lo anterior, conforme se profundizó la perforación se dedujo que este mismo lodo contaminaba el fondo de la perforación alterando la resistencia de la arena, que era el material circundante al bulbo del ancla y provocando un posible deslizamiento del bulbo del ancla (Ver Figura 5.40) y ocasionando que no alcance la carga de diseño al tensar las anclas.

Se presentaron además fallas locales por capacidad de carga en las zapatas de reacción de 1.6 m x 1.6 m (Ver Figura 5.39), al tensar las anclas, lo que pudo haber sido causado por el agua para perforar y/o la heterogeneidad del suelo, originando degradación de éste en la pared de la perforación y por consiguiente pérdida de resistencia.

#### 6.1.4 Caso 4

Las perforaciones en esta obra tuvieron avance óptimo y tanto la limpieza como el retiro de detritus se realizaron con eficiencia utilizando agua y aire como fluido de perforación. El estudio de mecánica de suelos indicaba solamente el uso de aire para realizar los trabajos de perforación, pero en obra se decidió utilizar una combinación de agua y aire.

En cada perforación se verificó que el terreno de apoyo del equipo de perforación estuviera nivelado y terraceado, cuidando la inclinación de las barras de perforación mediante un transportador magnético. Debido al tipo de suelo y a su compacidad se usó una broca tipo "Trialeta" a rotación.

### 6.2 INYECCIÓN

#### 6.2.1 Caso 1

El concepto de inyección en este caso se entiende de manera diferente, puesto que el indicador de escurrimiento de lechada por la manguera de retorno representa una inyección completa solamente en la zona del bulbo y no en la longitud total del ancla. Sin embargo, eso no representa un paro de inyección, ya que después de doblar la manguera de retorno se continúa inyectando la cantidad de lechada necesaria hasta alcanzar el volumen teórico más el 30% del mismo, para que esa sobre-inyección se adentre en los vacíos del suelo circundante creando un bulbo con mayor diámetro.

El problema es que al "calafatear" (taponear/obturar) las anclas con el material suelto de la boca del barreno de perforación y compactándolo, no queda bien obturada la perforación, provocando una presión de inyección pobre y por tanto un bulbo generado por una inyección a gravedad.

#### 6.2.2 Caso 2

Para que el ancla quede bien inyectada, debe presurizarse toda la perforación con un buen taponamiento de la boca del barreno con el papel de los bultos de cemento y lechada. Al escurrirse la lechada por la manguera de retorno, es un indicador de que el interior del barreno se inyectó en su totalidad y que por presión tiende a salir el exceso de la lechada de inyección por la manguera de retorno. Ese es el paro de inyección que se utilizó en este caso para verificar que la inyección del ancla haya sido satisfactoria.

#### 6.2.3 Caso 3

En varias ocasiones la presión de inyección no alcanzó la presión señalada en el proyecto, provocando que la lechada de inyección no se impregnara en el suelo alrededor del bulbo y por tanto, no se expandiera lo suficiente para lograr una resistencia adecuada.

Durante algunas inyecciones de anclas, se produjeron escurrimientos de lechada y agua por los cables torón (Ver Figura 5.37), supuestamente protegidos por el poliducto y la obturación en la interfaz longitud libre-bulbo, debido a que dicha interfaz estuvo mal realizada y permitió que la lechada de inyección tuviera acceso a los torones cubiertos por el poliducto. Como resultado a lo anterior al tensar el ancla, no fue posible el alargamiento de los torones, cubiertos por la lechada impregnada y fraguada dentro de los mismos.

#### 6.2.4 Caso 4

Como se mencionó en 6.2.1, para realizar una inyección de lechada a presión eficiente, se necesita taponear la boca de la perforación para mantenerla presurizada y permitir que la lechada se expanda y se filtre en el terreno circundante, aumentando ligeramente el diámetro del bulbo. De lo contrario, la presión de inyección resultará nula y no se estará realizando una inyección tipo IGU, sino una inyección por gravedad dando por resultado una menor adherencia suelo-lechada y por tanto ineficiencia en la resistencia del ancla al someterla a tensión.

La manguera de retorno utilizada en cada ancla no es trivial, puesto que se presentaron ocasiones donde se taponeaba la manguera de inyección a causa del largo tiempo de espera que había entre la terminación de una “bacha” y una nueva. Por tanto, para estas ocasiones particulares, se dobló la manguera de inyección y se continuó la inyección del ancla por medio de la manguera de retorno.

A pesar de ser inyecciones por gravedad, es importante verificar la presión de inyección con el manómetro situado al final de la bomba “ChemGrout”, ya que de haber estado taponeadas, la presión real a la que se inyectaba la lechada en el primer nivel de anclas (mayor a 100 bar, es decir 102 kg/cm<sup>2</sup>), podría fracturar excesivamente el terreno en caso de ser cohesivo y causar levantamientos superficiales, dañando estructuras aledañas.

### 6.3 TENSADO

#### 6.3.1 Caso 1

Las anclas fueron tensadas con un equipo “ENERPAC” sin estar previamente calibrado; esto pudo resultar en una carga de tensado del ancla inexacta. Además, los incrementos de carga no existían, la aplicación de la carga final de tensión se llevó a cabo en una misma etapa, evitando de esta manera la prueba “creep”.

Al no llevar un control en el tensado de las anclas, se omite la gráfica carga vs elongación, haciendo a un lado cualquier método de aceptación o verificación, pudiendo causar posteriormente alguna falla local y/o global.

En caso de que las anclas no resistan la carga de diseño a causa de una incorrecta inyección del bulbo o algún error de diseño, se procede a revisar primero que las anclas aledañas junto con el muro estructural cubran la carga incompleta del ancla fallida y se tenga un factor de seguridad mínimo de 1.5 que asegure la estabilidad del talud. Si se determina que el talud no es estable, se podrá optar por dos acciones:

- a) Re-perforar a un lado del ancla fallida y volver a ejecutar una nueva ancla.
- b) Re-inyectar con mayor presión el ancla por la manguera de inyección inicial.

#### 6.3.2 Caso 2

Las anclas se tensan bajo un plan de calidad, el cual consiste en una serie de pasos (Ver cap. 5.1.2.) para que la puesta en tensión de cada una se realice de la mejor manera posible. Los incrementos de carga al 20% de la carga final y su respectiva pausa entre ellos, permite que el ancla pueda ser evaluada en el tiempo esperado, permitiendo verificar el deslizamiento de la misma.

El registro de las elongaciones entre cada incremento y realizar una gráfica de carga vs elongación, permite tener un control de calidad y ejecución para cada ancla tensada.

En una ocasión el ancla no alcanzó la carga de tensión de 30 t, llegando solo a 20 t. Esto pudo ser consecuencia de haber realizado una inyección defectuosa, dado que el suelo circundante a la zona del bulbo era arena, con pérdida de lechada durante la inyección y dando como resultado un bulbo pobremente inyectado. Se solucionó con una re-perforación y ancla nueva a 0.60 m por debajo del ancla fallida.

### 6.3.3 Caso 3

Debido a las condiciones desfavorables de los suelos re-depositados y otros factores ya mencionados (ver cap. 6.2.3 y 6.1.3), se presentaron varias ocasiones en las que las anclas del primer y segundo nivel soportaron menos de 35 t, debiendo alcanzar 110 t. Una razón por la cual la puesta en tensión de las anclas fue fallida, es la escasa longitud del bulbo con la que se diseñaron, puesto que 6.5 m como longitud inicial efectiva dentro de un suelo blando arcilloso, no permite resistir la carga de tensión, que ya de por sí, es de gran magnitud.

Lo anterior se puede solucionar de la siguiente manera:

- a) Sustituir las anclas fallidas por nuevas realizadas a un costado.
- b) Colocar en las anclas del siguiente nivel la cantidad de torones necesarios para soportar el área que abarca el ancla fallida y aumentando la carga de tensión de la misma.

Se concluyó *in situ* que la longitud efectiva era insuficiente, por lo que se optó por aumentar ésta 3 m más.

Al igual que en el Caso 1, no se realizó la prueba “creep” durante el tensado de anclas. Es recomendable realizar dicha prueba si se está trabajando en suelos arcillosos blandos, los cuales son susceptibles a tener un comportamiento diferente a corto y largo plazo, a fin de evitar posibles pérdidas de la carga de tensión a la cual están diseñados.

### 6.3.4 Caso 4

Los procedimientos o pasos para la puesta en tensión de las anclas fueron prácticamente los mismos que en los tres casos anteriores; la única diferencia fue la calidad-capacidad del equipo de tensado y la destreza del personal que lo ejecutó.

Durante los procesos de excavación y ejecución de anclas se presentaron algunos inconvenientes ocasionados por una deficiente logística (placas y quesos inadecuados), provocando retrasos al tensar las anclas y por consiguiente, la suspensión temporal de la excavación y retiro de bermas. Algunos muros de concreto lanzado con sus respectivas anclas inyectadas permanecieron sin tensar cerca de 10 días.

Por este motivo, la supervisión geotécnica solicitó a la constructora el tensado de esas anclas hasta el 50% de su carga máxima mientras se adquirían las herramientas óptimas para tensar. Una vez que se obtuvo el equipo y herramienta de tensado apropiado conforme al proyecto, se destensaron las anclas, se cambiaron placas y quesos y se volvió a tensar hasta alcanzar la carga máxima de diseño de 46 t. Asimismo, a indicación de la supervisión, se cortaron las puntas sobrantes del cable torón a una distancia de 1.0 m de las cuñas de sujeción al queso, para poder re-tensar las anclas en caso necesario.

Se debe tener en cuenta la calidad tanto de ejecución como en la utilización de las herramientas fundamentales para tensar las anclas. En este caso las cuñas de tensión o bloqueo (Ver Figura 5.60). La presencia de fisuras y grietas generadas por la carga de tensión



a la que fue sometida el ancla, puede ocasionar a corto plazo, pérdida de la carga de tensión y por consiguiente convertirla en un anclaje inefectivo poniendo en riesgo la excavación.

#### **6.4 COMENTARIOS Y RECOMENDACIONES GENERALES**

En la práctica mexicana de ejecución de anclajes en suelos, la presión de inyección es un tema que aún sigue siendo subjetivo. En algunos casos, los diseños de anclas presentan presiones de inyección “bajas” debido a la incertidumbre sobre el tema. No existe en México una recomendación respecto a qué presión de inyección debe ser la más adecuada según el tipo de suelo y por consiguiente, se decide en la mayoría de los casos inyectar mediante un solo método (IGU) con presiones que aportan la menor capacidad de fricción al anclaje. En la norma francesa TA95 la presión de inyección ya está acotada y muestra que ésta se encuentra directamente relacionada con la presión límite del suelo (obtenida de pruebas presiométricas en campo). Por tanto, los términos de presión de inyección “baja” y “alta” pasa de ser subjetiva a objetiva, siendo presión alta cuando la presión de inyección se encuentre por encima de la presión límite y baja cuando está por debajo de dicha presión.

Respecto a la longitud libre, es necesario que ésta tenga un mínimo de 5 m porque cuando se tensa un ancla se están deformando los torones, se están elongando y esta elongación o alargamiento dependerá de la fuerza que se aplique y de su longitud. Cuando se sueltan los torones, éstos tienden a regresar y las cuñas de bloqueo son las que evitan su regreso. Dicho regreso de los torones causa que la deformación se pierda y por tanto la carga, es decir no se están tensando. Por ello es indispensable una longitud de deformación a fin de que la pérdida de la deformación no sea suficiente para perder la carga. Por ejemplo, si se tensa a 100 t y se tiene solamente una longitud libre de 0.5 m (lo cual sucede con frecuencia), se va a deformar 0.5 m dicha longitud libre pero al momento de soltar los torones, como tratan de regresar hasta que las cuñas aprietan, la deformación ganada se pierde y la carga se pierde, por tanto un ancla activa se convierte en un ancla pasiva. La longitud mínima de las anclas varía en función de los códigos; hay códigos que recomiendan 4.5 m, otros 6 m, otros 8 m, con un consenso es de 5 m.

En la práctica mexicana se determina dónde está la cuña de falla y cuál es su longitud libre con base a la ubicación de dicha cuña, la cual no es suficiente al pie del talud de una excavación. Es muy importante que se respete la longitud libre mínima, de lo contrario, no se están construyendo anclajes activos. Una manera de verificar lo mencionado anteriormente es aplicando el método del ciclo de tensado al momento de tensar las anclas, pero como se vio en los cuatro casos presentados en el cap. 5, solamente se monta un gato, se tensan los torones, se relajan y se da por terminada la puesta de tensión; no se sabe si el ancla va a fluir ni qué carga de bloqueo final quedará.

Se recomienda que la relación mínima de cemento/agua en la mezcla de lechada para la inyección del anclaje sea de 2:1 para evitar la decantación del cemento dentro de la perforación. Mientras más agua se agrega a la mezcla, mayor decantación habrá. Por tanto, la decantación no debe ser admisible en la perforación. Si se supone una decantación del 30% por la alta cantidad de agua en la mezcla; esto significa que en una longitud de 20 m el 30% de volumen se va a decantar, con la posibilidad de que los torones del ancla queden desnudos, solo en presencia de agua.

Una manera de reducir la decantación es empleando bentonita, porque ésta mantiene en suspensión los granos de cemento, pero se reduce la resistencia, por tanto no es

recomendable su uso. Por ello se debe remediar la no decantación con la cantidad apropiada de cemento.

Otro factor que influye directamente con la proporción mínima recomendada es el fraguado. Una lechada muy rica en cemento tiene una reacción química muy alta y fragua muy rápido; entonces se necesita cierta cantidad de cemento para que fragüe, puesto que es indispensable tensar el ancla lo más pronto posible (72 h después de inyección). Sin embargo, una lechada con relación c/a de 2:1 no es fluida, fragua muy rápido y dificulta su bombeo; es por eso que se le agrega a la mezcla de lechada aditivos (Rheobuild) con el fin de fluidificarla y retrasar el fraguado permitiendo equipar el ancla, bombearla y trabajarla durante unas horas.

Es importante y recomendable la realización de pruebas de fluencia durante el tensado de anclas porque si la dosificación de la mezcla de lechada para inyección contiene una cantidad alta en agua, el ancla fallará y no por un mal diseño geotécnico sino por causa de una lechada tierna que no ha fraguado provocando que los torones del ancla se resbalen. Las pruebas de fluencia permiten una verificación precisa en campo de la carga en tensión a la que trabajarán las anclas en servicio.

En cuanto a anclas horizontales (Caso 2) se debe siempre buscar que la fuerza de retención sea ortogonal a la superficie de falla; mientras más ortogonal sea, más eficiente será. Difícilmente la superficie de falla es vertical; es muy raro que un ancla horizontal sea más eficiente que uno inclinado, por estabilidad. Además, constructivamente se necesita inclinarlo para contener el fluido de perforación. Es posible ejecutarlas horizontalmente pero se necesita implementar otros sistemas y aditamentos, como sellos que impidan la pérdida de lechada y fluido de perforación, complica el proceso. Por esta razón, constructivamente es recomendable inclinarlas.

Otro punto importante es que en la práctica mexicana se considera normal retensar las anclas, lo cual es erróneo. Retensar las anclas que han perdido carga en servicio no incrementa su capacidad, sino que el ancla ya ha fluido y la carga se perdió y seguirá fluyendo aún después de retensarlo. Es decir, el proceso de retensado no incrementa la capacidad del ancla y es una situación delicada, porque si eso ocurre, significa que se está perdiendo carga y se está acercando cada vez más a la condición de falla, poniendo en riesgo la estabilidad de la excavación. No debe permitirse que un ancla en servicio fluya y para ello es necesario la adopción y aplicación de las normas.

Parte del problema radica en que la mayoría de las empresas constructoras compiten por precio; para ellos el cliente es quién suministra materiales (torón, concreto, etc.) y ellos solamente perforan, fabrican las anclas, las equipan, inyectan y tensan. Esas propuestas no son integrales, en las que se hacen responsables del torón, la lechada, del concreto, del acero, de la solución; solamente ejecutan lo que el diseño les indicó, pudiendo ser éste una propuesta de diseño ineficiente. Se deben de enfocar en la estabilidad de las excavaciones; lo importante yace en lo técnico, puesto que si ese mal diseño y/o esa mala ejecución son llevadas a cabo, pueden tener consecuencias graves llevando a fallas de excavaciones.

Con relación a la Tablas 4.1 y 4.2 propuestas por el PTI (Ver cap. 4.1.4), deben utilizarse con prudencia debido a que los rangos de aplicación son muy altos. Estas tablas están en función al tipo de ancla: a gravedad o inyectada a presión y no se menciona si es presión alta o baja, es arbitrario y subjetivo. Por otro lado, los rangos en la TA95 no son tan grandes, son de 1.6 a 1.8, no es de 40 a 200 y esto es como presión límite, utilizando ese mismo valor para posteriormente elegir un solo valor de la resistencia al cortante  $q_s$  conforme al tipo de suelo. Además, estas tablas y ábacos son el resultado de muchas pruebas en campo convirtiéndose en un excelente criterio de diseño práctico.

## 7 CONCLUSIONES

- La estabilidad de un muro anclado durante la fase de excavación depende del soporte horizontal que las anclas generan y ellas a su vez dependen de la capacidad a fricción entre el fuste del bulbo y la masa de suelo donde se forma. Dicha resistencia en la interfaz suelo-lechada a lo largo del bulbo de inyección es una variable difícil de estimar y además cambia con el tiempo. Por ello es recomendable la aplicación de la ecuación 4.27 junto con las tablas y ábacos de la norma francesa TA95.
- Es importante resaltar que en nuestro país existe un conocimiento limitado y posiblemente mal referenciado de los trabajos de anclaje y como consecuencia, deficientes y poco prácticos. La raíz de esa problemática radica en el conocimiento teórico y práctico no actualizado y carente de normalización tanto de diseño como construcción. Es recomendable la elaboración de normas mexicanas que estandaricen los parámetros de diseño y procedimientos de construcción de anclas. En tanto se tiene lo anterior, se debe exigir al menos, la aplicación de normas internacionales EN 1997, PTI y TA95 de preferencia.
- La perforación es uno de los principales trabajos de ejecución de anclas y se le debe dar el cuidado necesario en la selección de herramienta, método y fluido de perforación de acuerdo al tipo de suelo. De igual modo, la inclinación de la misma.
- La inyección de anclas es importante debido a la aportación que ofrecen al realizarse siguiendo recomendaciones y normas internacionales como las que se mencionan en la presente tesis. La falta de experiencia, conocimiento y equipo para inyectar correctamente las anclas puede acarrear graves consecuencias durante la vida en servicio.
- La puesta en tensión, tanto de anclas activas temporales como permanentes, requiere de una ejecución eficiente. Es por ello que se recomienda realizar pruebas de aceptación siguiendo una normativa internacional además de ser realizadas por personal calificado y equipo apropiado con calibraciones actualizadas. De igual manera, es recomendable que las normas mexicanas incluyan pruebas de anclaje a escala real en función de la magnitud e importancia de la obra.
- Es estrictamente necesario que cada etapa del procedimiento constructivo de anclas tenga un riguroso control de calidad, con supervisión e inspección desde su fabricación hasta su puesta en tensión.
- En los cuatro casos presentados existe discrepancia de métodos y criterios de inyección y tensado de anclas dejando a criterio del constructor y diseñador las recomendaciones de perforación, inyección de lechada, espaciamiento, inclinación, longitud libre y longitud de bulbo del proyecto. Hay que tener en cuenta que la ejecución de anclajes debe ser realizada correctamente y acorde a normas y recomendaciones, así como el diseño de las mismas.
- La planeación, control y verificación de los trabajos realizados son fundamentales para la obtención de procedimientos constructivos de calidad y con buenos rendimientos. De lo contrario, se presentan retrasos durante la puesta en tensión de las anclas, originados por factores constructivos principalmente en la perforación e inyección del ancla. Por este motivo, las diversas operaciones que se lleven a cabo en la ejecución

de anclajes activos en suelos, deben ser supervisadas y verificadas por personal capacitado, utilizando como referencia normas y recomendaciones internacionales debido a la actual carencia de las mismas en nuestro país.

- Asimismo, los trabajos y reportes diarios que se realicen son de gran importancia, puesto que representan que los trabajos se han ejecutado y controlado en tiempo, calidad y costos óptimos para los fines comunes del proyecto, constructor, y el cliente.
- Para los dos niveles de anclas en el estrato arcilloso en Espacio Condesa, fue necesario la reinyección de las mismas hasta 5 veces y con una separación de 0.5 m entre cada manguito. Esta complejidad de alojar anclas activas en estratos arcillosos radica en la baja capacidad de las mismas para mantener la carga con el paso del tiempo, por ello es recomendable la realización de pruebas de aceptación para verificar y asegurar que la carga del ancla se mantendrá durante su vida en servicio.

## 8 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

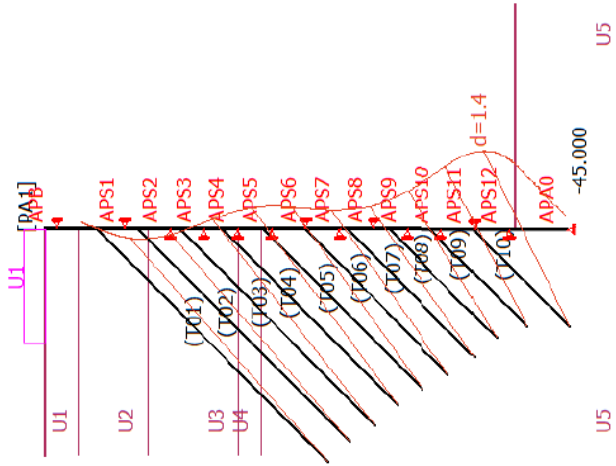
- Comité Français de la Mécanique des sols et des Travaux de Fondations (1992). TA95 "Tirants d'ancrage, Recommandations concernant la conception le calcul, l'exécution et le contrôle pour tirants d'ancrage", *Remendations T.A. 95*, Publicación Eyrolles, paris Francia
- EN 1997, ed. 2011. *Designers' Guide to EN 1997-1 Eurocode 7: Geotechnical Design*. Repr. Designers' Guides to the Eurocodes. London: Telford.
- Bustamante, et al (1985). "Une méthode por le calcul des tirants et des micropieux injectés". Bull Liaison, P et Ch N°140.
- Belabed, Lazhar. 2000. "Murs de soutènement ancrés :modélisation de la rupture le long de la surface de glissement profonde." *Revue Francaise de Geotechnique* 92.
- Chang Yu, Ou. 2006. *Deep Excavation: Theory and Practice*. London ; New York: Taylor & Francis/Balkema.
- González de Vallejo, Luis I. 2010. *Ingeniería geológica*. Madrid [etc: Pearson Educación.
- Gutiérrez, Carlos, and Alberto Cuevas. 1994. "Anclas para la estabilización de excavaciones en el poniente de la Ciudad de México". SMMS, Memorias del simposio internacional de anclajes.
- Hanna, Thomas H. 1982. *Foundations in Tension: Ground Anchors*. 1st ed. Series on Rock and Soil Mechanics, v. 6 (1982. Clausthal-Zellerfeld, Federal Republic of Germany : New York: Trans Tech Publications ; McGraw-Hill.
- Ovando, Efraín, and Ernesto Holguín. 2002. *Sistemas de anclaje en suelos*. Manual de construcción geotécnica. México, D.F. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Peccin da Silva, Anderson, Lucas Festugato, and João Ricardo Masuero. 2017. "A New Methodology to Assess the Structural Safety of Anchored Retaining Walls." *Thin-Walled Structures* 117 (August): 343–55. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2017.04.022>.
- Projet National Clouterre, ed. 1991. *Recommandation clouterre 1991: pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols*. Paris: Presses de l'Ecole Nationale de Ponts et Chaussées.
- PTI. 2004. *Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors*, Phoenix, Arizona 4<sup>a</sup> ed. Post-Tensioning Institute.
- Santoyo, Enrique. 2010. *Exploración de Suelos*. México.
- Stille, H., and B. B. Brooms. 1976. "Load Redistribution Caused by Anchor Failures in Sheet Pile Walls." In *The 6th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vienna, Austria.
- Suárez, Jaime. 1998. *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Bucamaranga, Colombia: Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos, Ingeniería de Suelos.
- Tamez, A Cuevas(2007) "Anclas postensadas definitivasinyectadas a 15 kg/cm<sup>2</sup>". Memorias Conmemorativas 50 aniversario de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- Terzaghi, Karl, Ralph B. Peck, and Gholamreza Mesri. 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3rd ed. New York: Wiley.

H. Stille, B.B. Brooms, *Load redistribution caused by anchor failures in sheet pile walls*. in: Proceedings of the 6th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vienna, Austria, 1976.

Littlejohn, G.S. (1990) "Ground anchorage practise", Proceedings of the Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Ithaca, Nueva York, ASCE.

## ANEXO A

code	Y	M.min	Y	M.max	Y	V.max	Y	dmax (dm) code	B mobilizable	B mobilised
[PA1]	-3.50	-41.5	-38.50	63.5	-40.50	36.5	-37.8	[PA1]	293.307	136.682



for 1 u  
 $\frac{d}{Leng}$   $\frac{u}{Leng}$  \* 1e2

### 23. Construcción de S?tanos;

Data file : Espacio Condese\_Ancles\_Normal\_rev D\_1-12-15\_piezo IECSA\_41.5 m\_10 niveles 45 e 80

1:00  
 Espacio Condese (Condición Normal). Muro 80 cm 27/8/15  
 Benjamin Franklin y Revolución  
 GCM

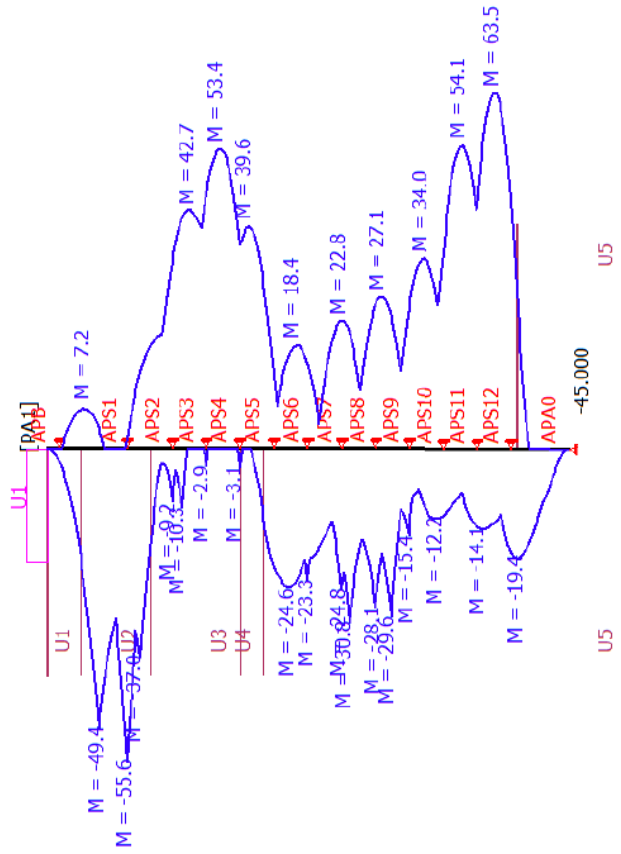
CIMESA



SOLETANCHE BACHY  
 11 rue de la République  
 92500 RUELLY M  
 SOLETANCHE BACHY FRANCE

Figura A.1 Desplazamientos máximos. Colindancia Av. José Vasconcelos

code	Y	M min	Y	M max	Y	V max	Y	dmax (cm) code	B mobilizable	B mobilised
[PA1]	-6.00	-33.7	-38.80	33.8	-37.00	-31.0	-37.5	[PA1]	293.307	131.889



for 1 u  
Bending Moment  
Length

25. Fluencia a largo plazo

Env : 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25  
Data file : Espacio Condessa\_Anclas\_Normal\_rev D\_1-12-15\_plazo IECSA\_41.5 m\_10 nVeleas 45 e 80

10.000  
15.000  
Espacio Condessa (Condición Normal). Muro 80 cm 27/8/15  
Benjamin Franklin y Revolución  
GCM

CIMESA

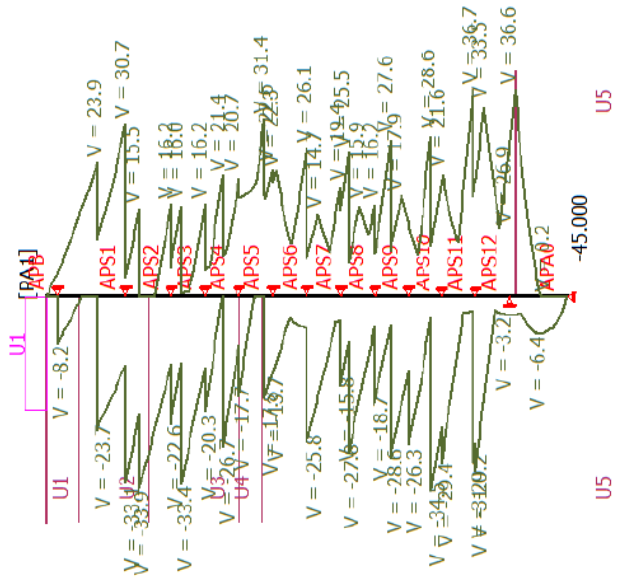


SOLETANCHE BACHY  
100 Av Napoleon Bonaparte - 92500 Rueil M  
SOLETANCHE BACHY FRANCE

Figura A.2 Envoltorio de momentos flexionantes. Colindancia Av. José Vasconcelos



code	Y	M min	Y	M max	Y	V max	Y	dmax (cm)code	B mobilizable	B mobilised
[PA1]	-6.00	-55.6	-38.60	62.9	-40.50	36.6	-37.0	[PA1]	293.307	136.751



for l u  
V shear  
Length

24. Destansado de anclas;

Eiw : 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25  
Data file : Espaco Condese\_Anclcs\_Normal\_rev D\_1-12-15\_piezo IECSA\_41.5 m\_10 niveles 45 e 80

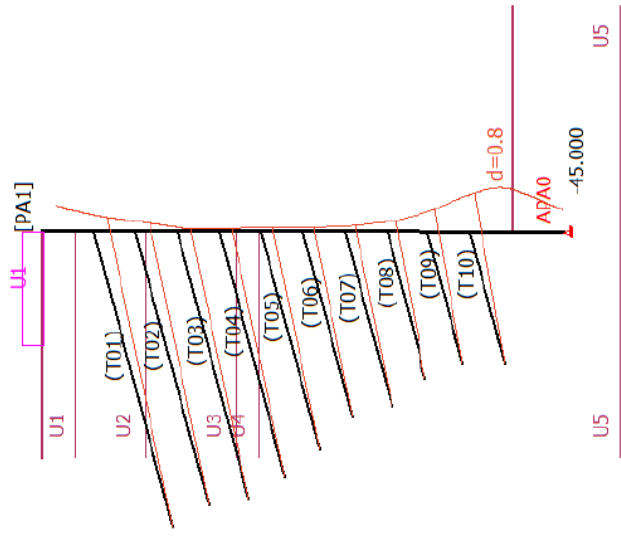
10.00  
Espacio Condese (Condición Normal). Muro 80 cm 27/8/15  
Benjamin Franklin y Revolución  
CIMESA



01 47 76 42 62  
24000 Av Napoleon Bonaparte - 92500 RuellIM  
SOLETANCHE BACHIN FRANCE

Figura A.3 Envoltente de fuerzas cortantes. Colindancia Av. José Vasconcelos

code	Y	M min	Y	M max	Y	V max	Y	dmax (cm) code	B mobilizable	B mobilised
[PA1]	-10.90	-30.7	-39.20	48.5	-36.80	-40.5	-39.4	[PA1]	293.307	124.983



```
for 1 u 1
d.Displact * 1e2
length
```

23. Excavación a -40.5;

Data file : Espaco Condesea\_Ancdes\_Normal\_rev D\_1-12-15\_plezo IECGA\_411.5 m\_10 mvaes 15 e 80

Espacio Condesea (Condición Normal) anclas 15° e = 807/18/15  
 Benjamin Franklin y Revolución  
 GCM  
 SOLETANCHE BACHY  
 CIMESA  
 SOLETANCHE BACHY  
 01 47 76 42 62  
 SOLETANCHE BACHY FRANCE

Figura A.4 Desplazamientos máximos. Otras colindancias

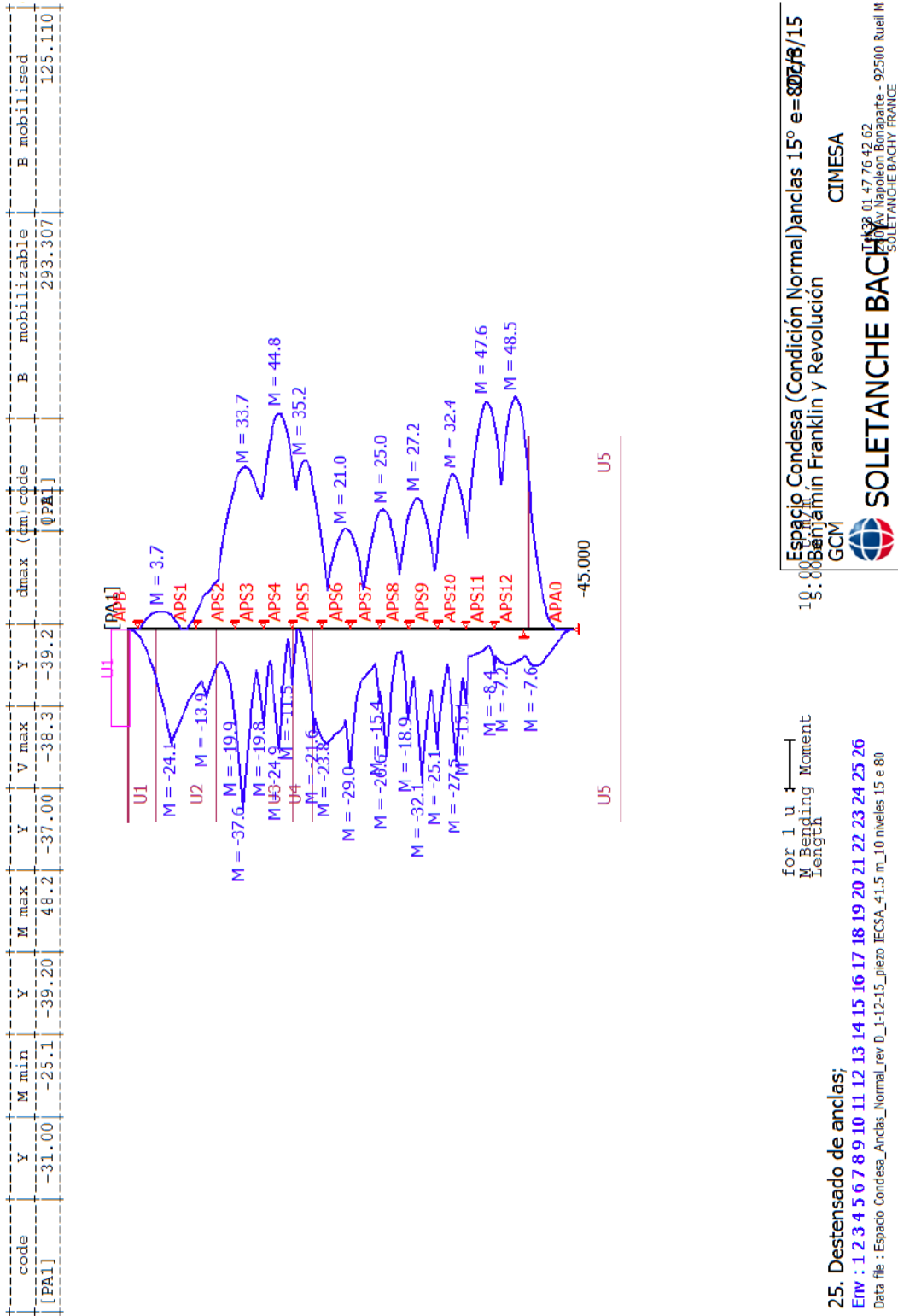


Figura A.5 Envoltorio de momentos flexionantes. Otras colindancias

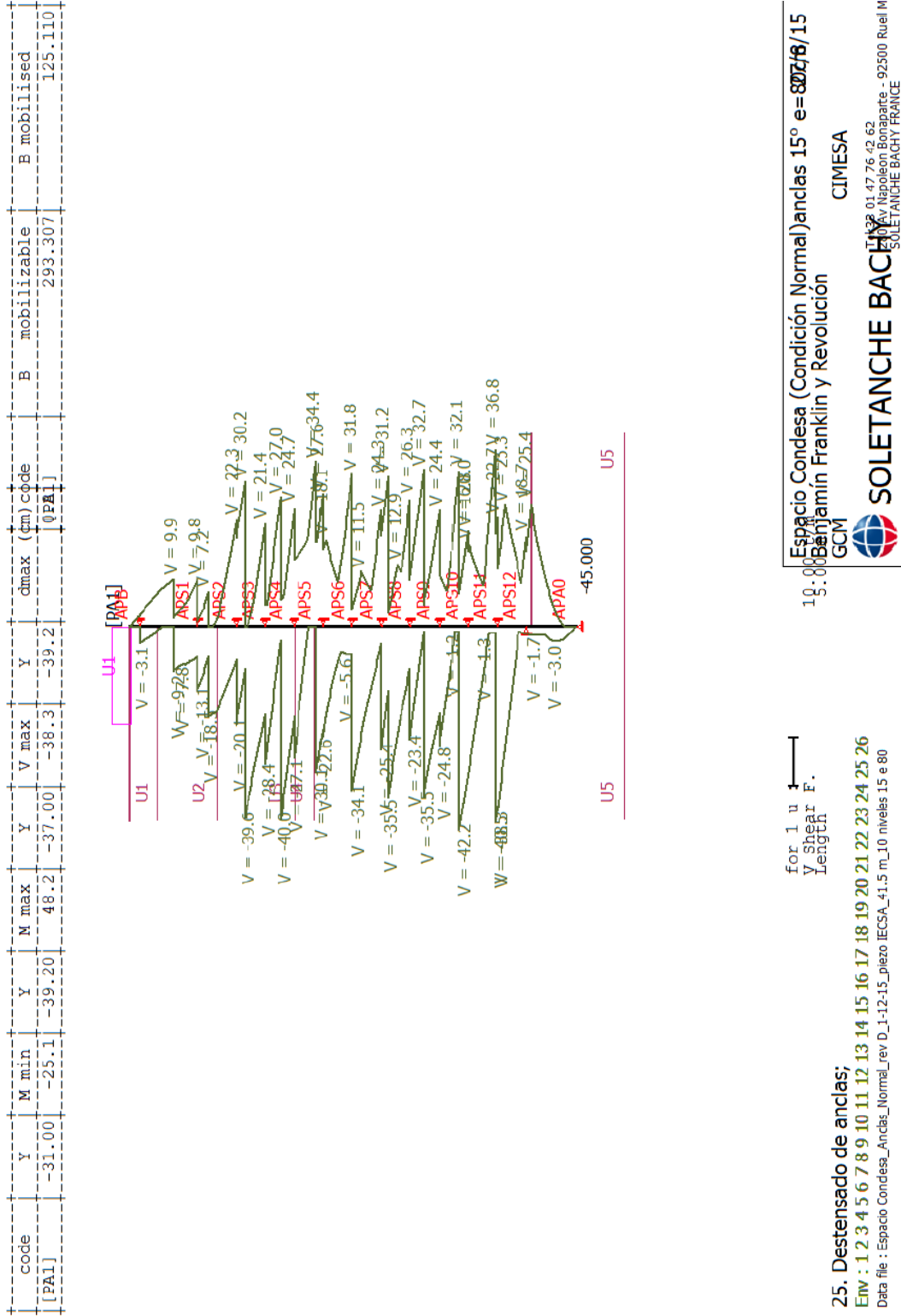
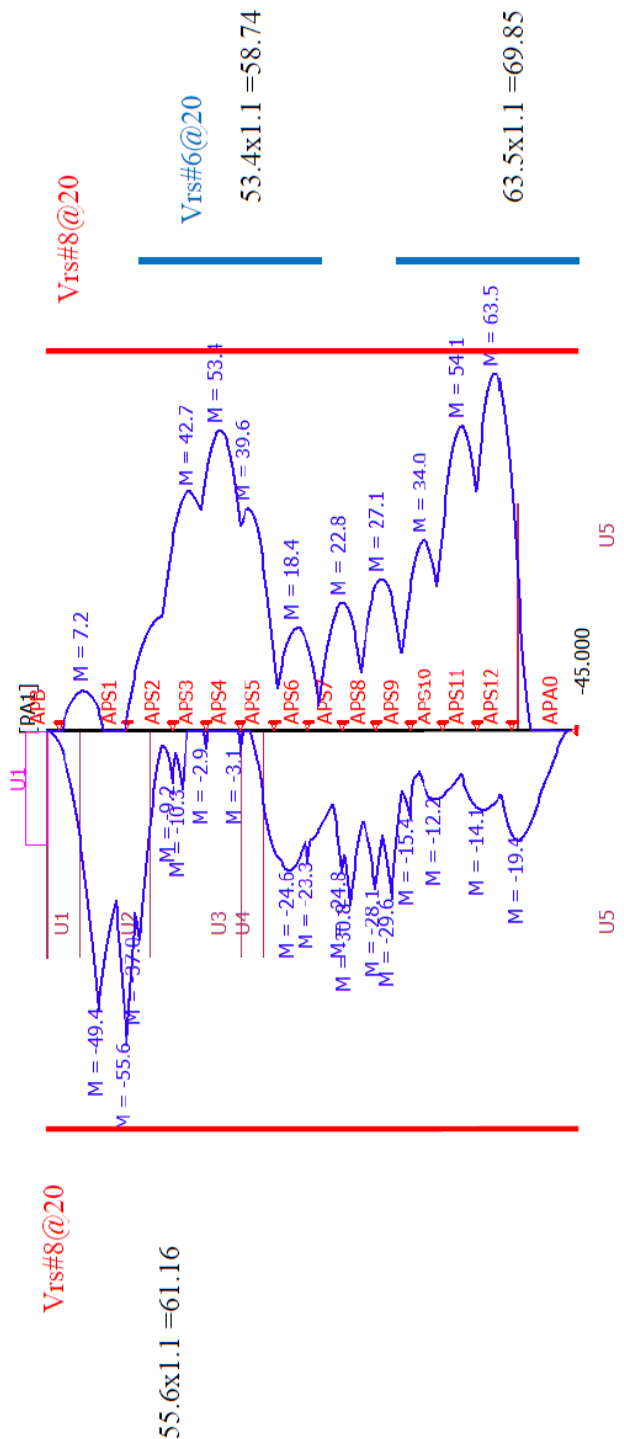


Figura A.6 Envoltente de fuerzas cortantes. Otras colindancias

code	Y	M min	Y	M max	Y	V max	Y	dmax (cm) code	B mobilizable	B mobilised
[PA1]	-6.00	-33.7	-38.80	33.8	-37.00	-31.0	-37.5	[PA1]	293.307	131.889



**Vts#8@20**

Bending Moment  
Length

## 25. Fluencia a largo plazo

Etiv : 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25

Data file : Espacio Condessa\_Anclas\_Normal\_rev D\_1-12-15\_plezo IECSA\_41.5 m\_10 niveles 45 e 80

10:00  
Espacio Condessa (Condición Normal), Muro 80 cm 27/8/15  
Benjamín Franklin y Revolución  
GCM

CIMESA



133 01 47 76 42 62  
12000 Av. Napoleon Bonaparte - 92500 Rueil M  
SOLETANCHE BACHY FRANCE

Figura A.7 Momentos flexionantes últimos y propuesta de refuerzo vertical.  
Colindancia Av. José Vasconcelos

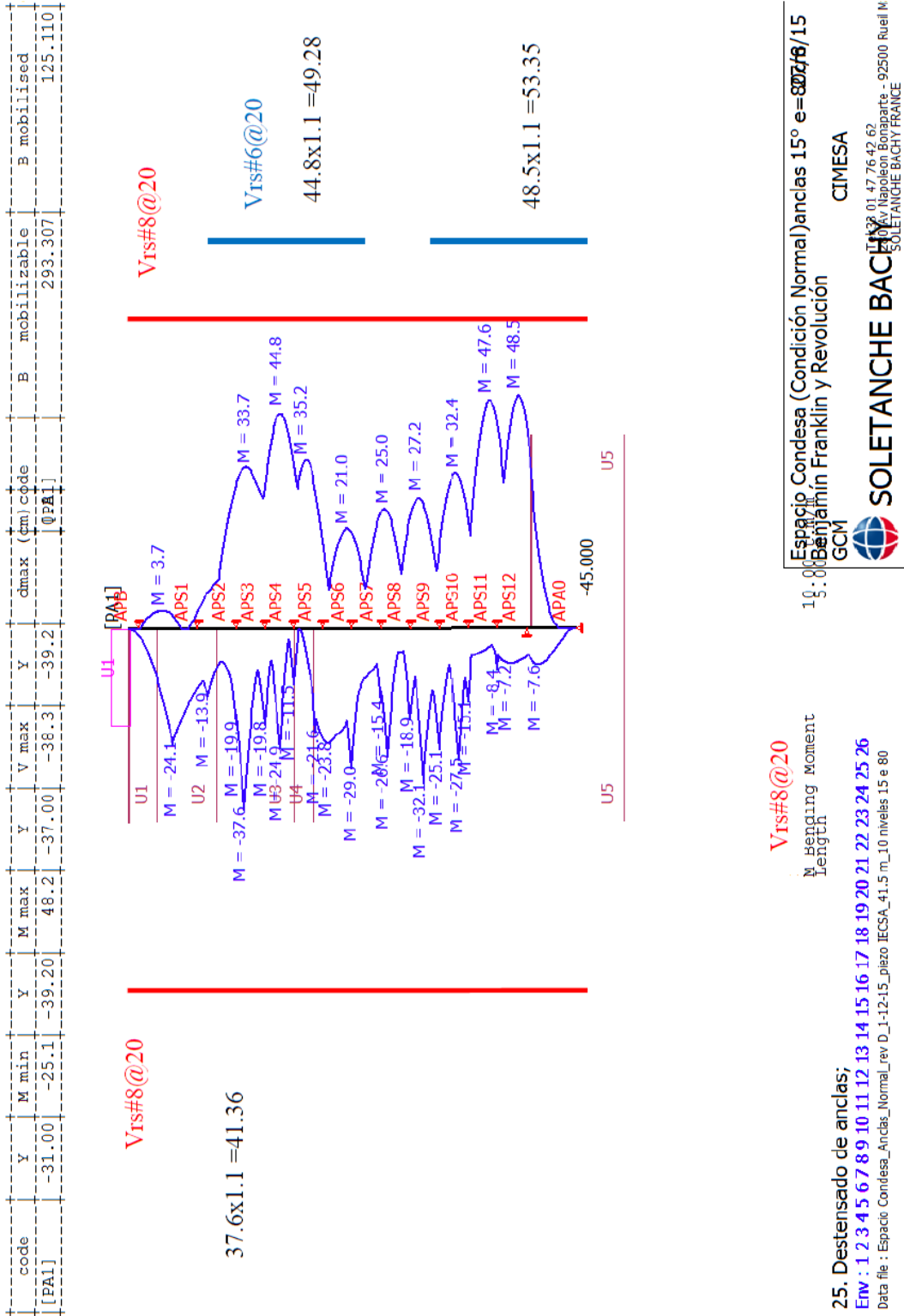


Figura A.8 Momentos flexionantes últimos y propuesta de refuerzo vertical. Otras colindancias

ANEXO B

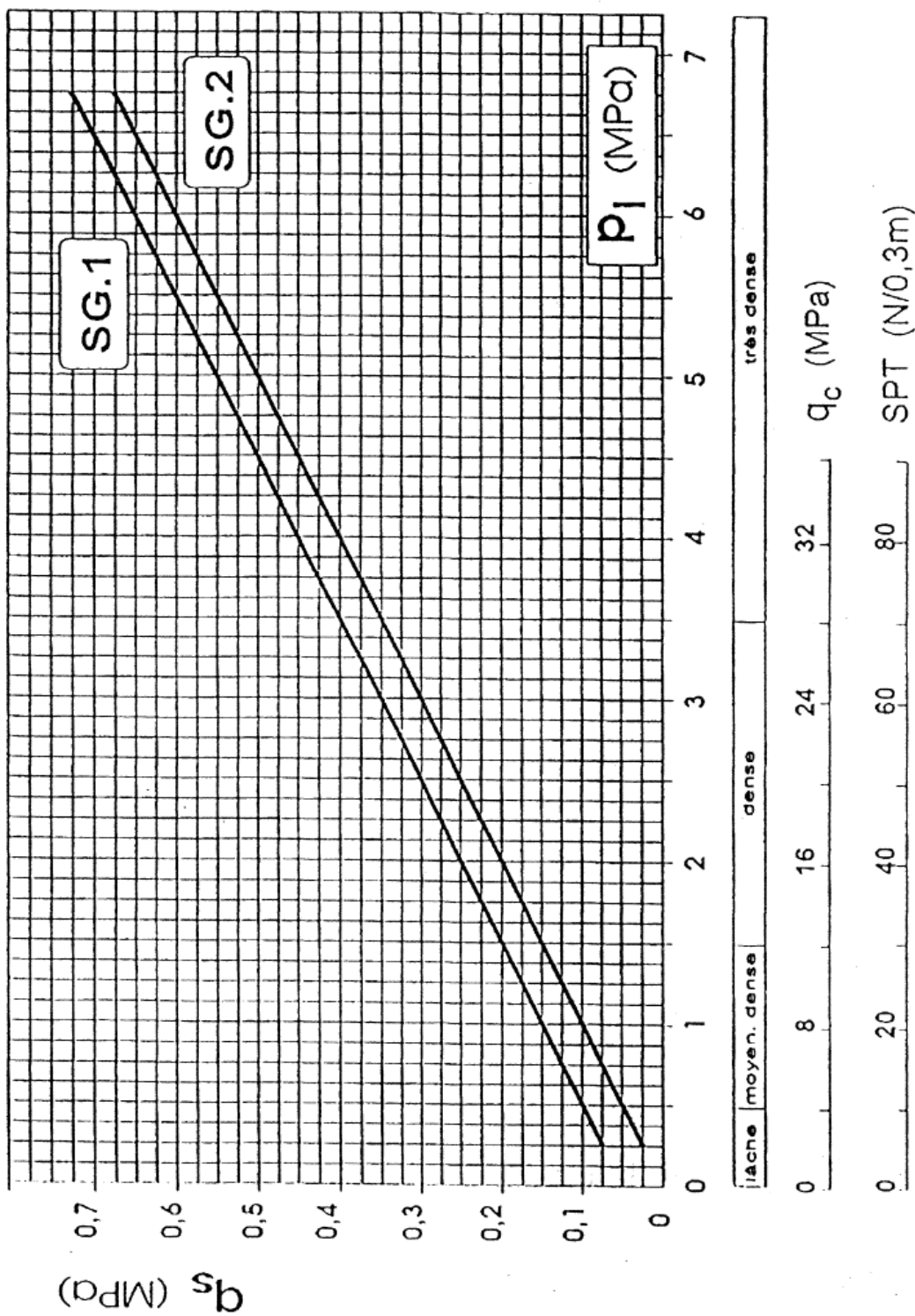


Figura B.1 Ábaco para calcular  $q_s$  en arenas y gravas (TA95 1995)

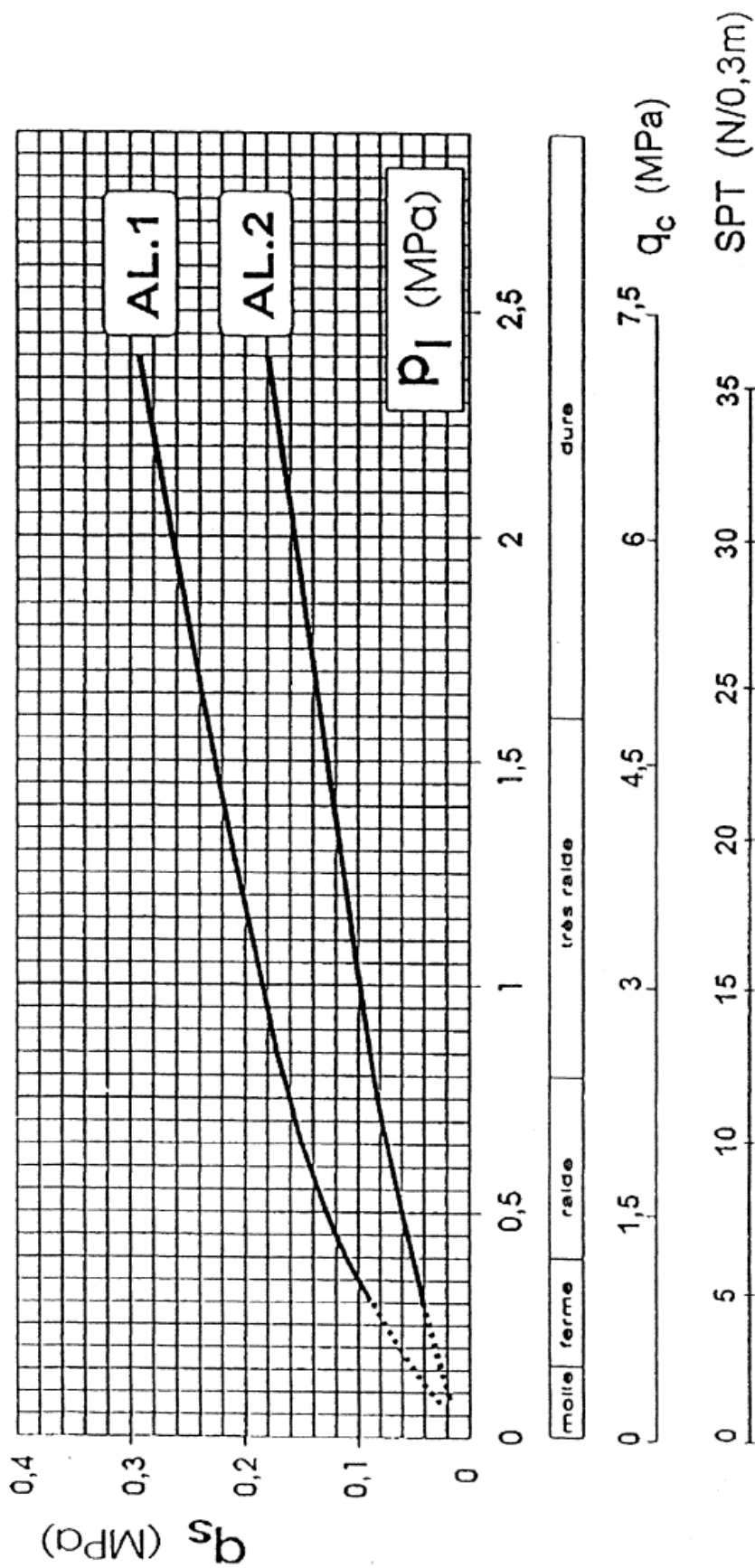


Figura B.2 Ábaco para calcular  $q_s$  en arcillas y limos (TA95 1995)



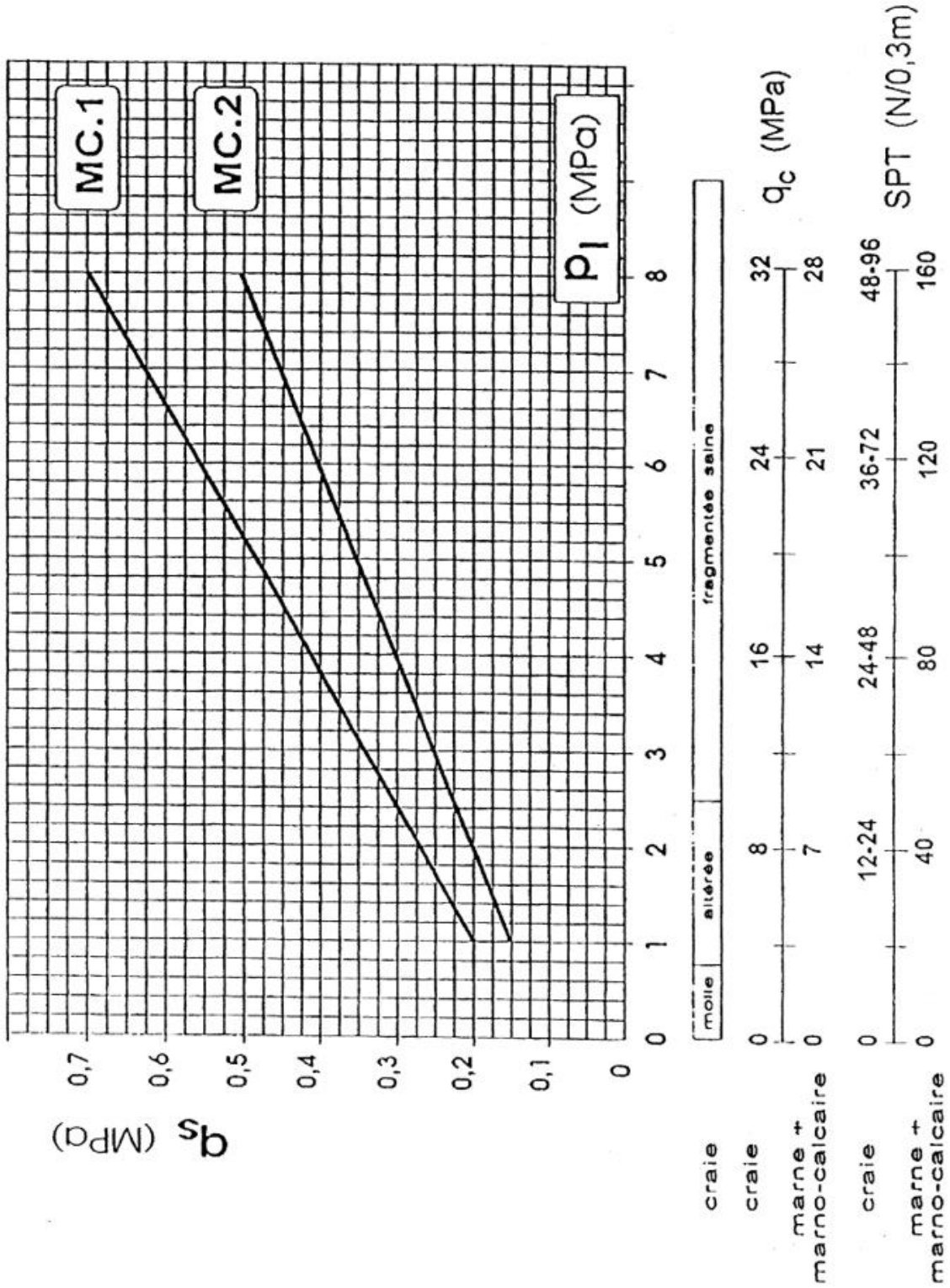


Figura B.3 Ábaco para calcular  $q_s$  en roca caliza, marga y calcaírea (TA95 1995)

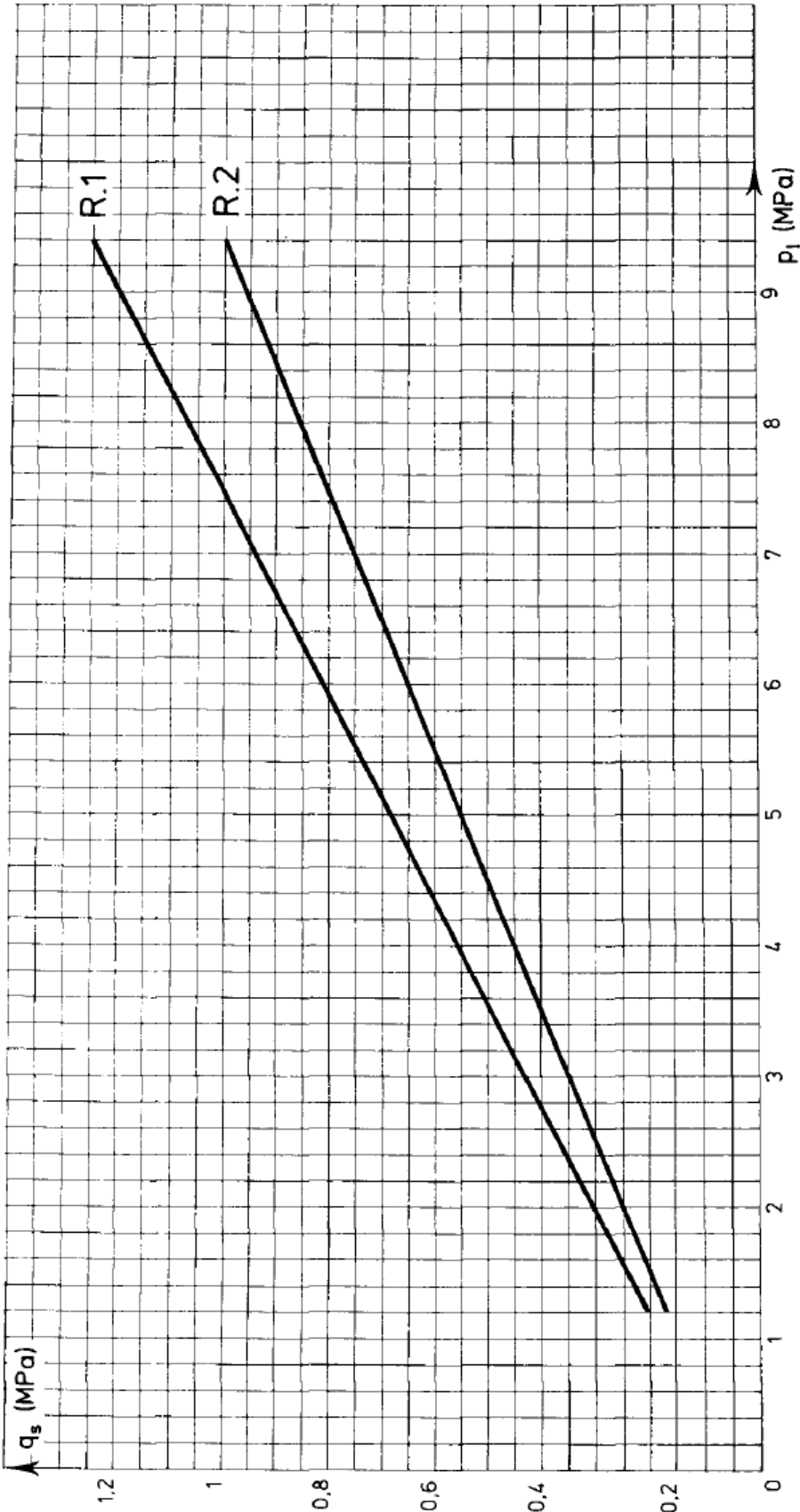


Figura B.4 Ábaco para el cálculo de  $q_s$  en roca alterada y fragmentada (TA95 1995)