

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**  
**SECCIÓN DE POSGRADO**



**DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ADHERENCIA CON FINES DE DISEÑO  
OPTIMIZADO DE ANCLAJES EN SUELO  
APLICACIÓN A EXCAVACIONES PROFUNDAS EN LIMA METROPOLITANA**

**TESIS**

**PARA OPTAR EL GRADO DE:**

**MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA**

**Ing. José Antonio Puelles Barturén**

**LIMA - PERÚ**

**DICIEMBRE 2011**

**DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE ADHERENCIA CON FINES DE DISEÑO  
OPTIMIZADO DE ANCLAJES EN SUELO  
APLICACIÓN A EXCAVACIONES PROFUNDAS EN LIMA METROPOLITANA**

**Ing. José Antonio Puelles Barturén**

Presentado a la Sección de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil en  
cumplimiento parcial de los requerimientos para el grado de:

**MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCIÓN EN INGENIERÍA GEOTÉCNICA DE LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA**

**LIMA - PERÚ**

**DICIEMBRE 2011**

Autor : Ing. José Antonio Puelles Barturén

Asesor : Dr. Ing. Jorge Elías Alva Hurtado

Aceptado : CE. Ing. Francisco Coronado Del Águila

Jefe de la Sección de Posgrado

© 2011; Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados.

A Dios Padre, Principio Rector de la Existencia,  
Concientísima Conciencia Divina y Sabiduría Absoluta,  
A mis padres y hermana, mis modelos a seguir,  
A mi Maestro y condiscípulos del Círculo Xirione,  
A mis familiares y seres queridos en este planeta,  
A mis amigos y seres que acompañan mi existencia,  
A mi alma mater, la Universidad Nacional Pedro Ruiz  
Gallo y mis profesores de la FICSA,  
A la Universidad Nacional de Ingeniería y mis  
profesores en la Escuela de Posgrado en la FIC,  
A GEOTÉCNICA S.A.C., formadora de profesionales y  
pionera de la Ingeniería Civil Peruana.  
A todos aquellos que encuentran en la Ingeniería Civil  
una realización personal y una herramienta para  
construir un mundo en perfecto equilibrio.

## RESUMEN

Puelles Barturén, José Antonio (2011), "Determinación de la Capacidad de Adherencia con Fines de Diseño Optimizado de Anclajes en Suelo - Aplicación a Excavaciones Profundas en Lima Metropolitana", Tesis de Maestría - Escuela de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, diciembre 2011.

La presente investigación tiene por finalidad evaluar la capacidad de adherencia última en el contacto suelo - lechada de cemento  $\tau_{ult}$ , como parámetro fundamental para el diseño de anclajes postensados cimentados en grava arenosa en estado medianamente denso a muy denso. La investigación fue financiada por la empresa GEOTÉCNICA S.A.C. con el objetivo de optimizar los proyectos de muros anclados, usados para contención de los taludes resultantes de la excavación para construcción de sótanos de las edificaciones en la ciudad de Lima.

A través de los dieciséis (16) ensayos de arrancamiento ejecutados en anclajes reinyectables marca GEOTÉCNICA, y tomando como referencia numerosos ensayos de tensados ejecutados desde 1996 por GEOTÉCNICA S.A.C. en Perú, se ha llegado a descartar la influencia de la profundidad de cimentación del bulbo  $D_f$ , sobre los valores de  $\tau_{ult}$ . Sin embargo, se aprecia que  $\tau_{ult}$  es variable en relación potencial e inversa a la longitud del bulbo  $L_b$ , apareciendo el concepto de factor de eficiencia  $f_{eff}$  en anclajes postensados que determina una longitud de bulbo  $L_b$ , a partir de la cual, los incrementos no son significativos en términos de  $\tau_{ult}$  y por tanto de la capacidad de carga del anclaje en términos de resistencia en el contacto suelo - lechada de cemento. En este sentido, para las condiciones estudiadas, no resulta muy conveniente usar longitudes de bulbo superiores a  $L_b = 7.00 m$ .

Finalmente los resultados de los ensayos a escala natural, han sido procesados y plasmados en ecuaciones, tablas y gráficas que servirán de herramientas de diseño para los proyectistas de anclajes postensados cimentados en el conglomerado de Lima Metropolitana o en suelos con similares propiedades físico mecánicas. Su aplicación permitirá optimizar los diseños, brindando seguridad y economía a las obras de excavaciones profundas.

Palabras clave: anclajes postensados, ensayos de arrancamiento, capacidad de adherencia en el contacto suelo - lechada de cemento del bulbo.

## ABSTRACT

Puelles Barturén, José Antonio (2011), "Determination of Bond Strength for Design Optimized Soil Anchors - Application to Deep Excavations in Metropolitan Lima," Master's Thesis - Graduate School of Civil Engineering Faculty, University of Engineering, Lima, December 2011.

The present investigation aims to assess the ultimate bond strength along the interface between soil and grout  $\tau_{ult}$ , as a basic parameter for the design of post-tensioned anchors grouted in medium dense to very dense sandy gravel. This research was sponsored by the company GEOTECNICA S.A.C., to improve the design of anchored walls, used for slopes contention resulting from the excavation for the construction of basements of new buildings in Lima city.

Over sixteen (16) performed pullout tests on GEOTECNICA patented anchors, and considering the numerous tests anchor carried out since 1996 by GEOTECNICA S.A.C. in Peru, it was concluded that depth of the bond length  $D_f$ , on  $\tau_{ult}$  values, is not affected by the depth of the excavation. However, we found that  $\tau_{ult}$  potential relationship is variable and inversely proportional to the length of the bond length  $L_b$ , appearing the concept of efficiency factor in post-tensioned anchors  $f_{eff}$  that define the bond length  $L_b$ , from which, the increments are not significant in terms of  $\tau_{ult}$  and therefore the load capacity of the anchor in terms of ultimate bond strength along the interface between soil and grout. The conclusion under the conditions of the study, is not recommended use of bond lengths greater than  $L_b = 7.00 m$ .

Finally, the results of full-scale tests have been processed and reflected in equations, tables and graphs that can be used as a usefull tools for designers of post-tensioned anchors founded in conglomerate of Metropolitan Lima or soils with similar physical-mechanical properties. Their implementation will optimize designs, providing security and economy on deep excavation works.

Keywords: post-tensioned anchors, pull-out tests, bond strength along the interface between soil and grout.

## CONTENIDO

<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>10</b>
<b>SÍMBOLOS PRINCIPALES</b> .....	<b>12</b>
<b>CAPÍTULO I : PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN</b> .....	<b>15</b>
1.1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA .....	15
1.2. IMPORTANCIA DEL ESTUDIO.....	15
1.3. OBJETIVOS .....	16
1.3.1. OBJETIVO GENERAL.....	16
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	16
<b>CAPÍTULO II : MARCO TEÓRICO</b> .....	<b>17</b>
2.1. SUELO TÍPICO DE LA CIUDAD DE LIMA .....	17
2.1.1. CONDICIONES GEOLÓGICAS .....	17
2.1.2. CONDICIONES DE MECÁNICA DE SUELOS.....	17
2.2. ELEMENTO DE CONTENCIÓN: ANCLAJES POSTENSADOS .....	18
2.2.1. TIPOS DE ANCLAJES POSTENSADOS .....	18
2.2.2. COMPONENTES DE LOS ANCLAJES POSTENSADOS.....	19
2.2.3. CONSIDERACIONES BÁSICAS DE DISEÑO DE ANCLAJES .....	21
2.2.3.1. Análisis y Diseño del Talud a Estabilizar .....	21
2.2.3.2. Diseño de Tendones de Anclajes .....	23
2.2.3.3. Diseño del Bulbo o Tramo Anclado.....	24
2.2.4. ACTIVIDADES BÁSICAS EN LA EJECUCIÓN DE ANCLAJES.....	25
2.2.5. PROCESO CONSTRUCTIVO DE MUROS ANCLADOS .....	26
2.2.6. ENSAYOS DE ANCLAJES POSTENSADOS .....	28
2.2.6.1. Ensayos de Calificación o Capacidad.....	28
2.2.6.1. Ensayos de Recibimiento .....	29
2.3. CAPACIDAD ÚLTIMA DE ADHERENCIA EN ANCLAJES POSTENSADOS.....	30
2.3.1. DEFINICIÓN DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA DE ADHERENCIA .....	30

2.3.2. ENSAYOS DE CAPACIDAD EN ANCLAJES (PERFORMANCE TEST).....	30
---	----

### **CAPÍTULO III : ESTADO DEL ARTE.....34**

3.1. RESEÑA DEL USO DE ANCLAJES POSTENSADOS.....	34
3.2. CAPACIDAD DE ADHERENCIA DE LOS ANCLAJES POSTENSADOS.....	36
3.3. MÉTODOS PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD DE ADHERENCIA DE ANCLAJES.....	37
3.3.1. MÉTODO DE HOBST (1958).....	37
3.3.2. MÉTODO DE LITTLEJOHN (1970).....	38
3.3.3. MÉTODO DE OSTERMAYER Y OTROS (1977).....	41
3.3.4. MÉTODO DE BUSTAMANTE Y DOIX (1985).....	47
3.3.5. MÉTODO DE MECSI (1995).....	49
3.3.6. MÉTODO DE LA NORMA BRASILEIRA NBR-5629 (1996).....	59
3.3.7. MÉTODO DE OSTERMAYER Y BARLEY (2000).....	60
3.3.8. MÉTODO DEL POST-TENSIONING INSTITUTE (2004).....	66

### **CAPÍTULO IV : DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN.....68**

4.1. CONSIDERACIONES GENERALES.....	68
4.1.1. GENERALIDADES DE LOS ENSAYOS.....	68
4.1.1.1. Localización de los Ensayos.....	68
4.1.1.2. Distribución y Objetivo de los Ensayos.....	68
4.1.1.3. Características Generales de los Anclajes de Prueba.....	69
4.1.2. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN.....	70
4.1.3. MATERIALES PARA LA EJECUCIÓN DE ANCLAJES.....	71
4.1.3.1. Cables de Acero.....	71
4.1.3.2. Materiales de la Lechada de Cemento.....	71
4.1.3.3. Tubería de Inyección.....	72
4.1.3.4. Cabezal del Anclaje.....	72
4.1.4. GENERALIDADES PARA LA EJECUCIÓN DE ANCLAJES.....	72
4.1.4.1. Montaje del Tendón.....	72
4.1.4.2. Perforación del Barreno.....	73
4.1.4.3. Instalación del Tendón.....	74
4.1.4.4. Inyección de Lechada de Cemento.....	74
4.1.4.5. Tensado de Anclajes.....	75
4.1.5. EQUIPOS E INSTRUMENTOS PARA LOS ENSAYOS.....	76

4.1.5.1.	Equipos para la Perforación.....	76
4.1.5.2.	Equipos para la Inyección de Lechada de Cemento.....	76
4.1.5.3.	Equipos para el Tensado de Anclajes.....	77
4.2.	PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO DE ARRANCAMIENTO .....	78
4.2.1.	REQUERIMIENTOS DE LA INSTRUMENTACIÓN PARA EL ENSAYO.....	78
4.2.1.1.	Equipo de Tensado.....	78
4.2.1.2.	Micrómetros .....	79
4.2.2.	PROCEDIMIENTO PARA EL ENSAYO DE ARRANCAMIENTO .....	79
4.2.3.	CRITERIO PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DEL ANCLAJE.....	83
4.2.4.	PROCESAMIENTO DE RESULTADOS.....	88
4.2.4.1.	Hipótesis Planteadas .....	88
4.2.4.2.	Procesamiento de los Resultados.....	89
4.3.	ENSAYOS EJECUTADOS .....	91
4.4.	RESULTADOS OBTENIDOS .....	91
4.4.1.	CAPACIDAD DE ADHERENCIA ÚLTIMA VS. PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN BULBO ...	92
4.4.2.	CAPACIDAD DE ADHERENCIA ÚLTIMA VS. LONGITUD DEL BULBO.....	94
4.5.	FALLA PREVISTA DURANTE EL ENSAYO DE ARRANCAMIENTO .....	102
4.5.1.	FALLA DE LA ADHERENCIA ACERO - LECHADA DE CEMENTO .....	102
4.5.2.	FALLA DE LA ADHERENCIA SUELO - LECHADA DE CEMENTO.....	103
4.5.3.	FALLA AL INTERIOR DE LA MASA DE SUELO .....	104
4.5.4.	FALLA DE UN GRUPO DE ANCLAJES.....	105
4.5.5.	FALLA DEL TENDÓN DE ACERO O UN COMPONENTE .....	106
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>		<b>109</b>
<b>FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN .....</b>		<b>110</b>
<b>APÉNDICES.....</b>		<b>112</b>
Apéndice A :	Suelo de Cimentación Típico de los Anclajes Postensados de Prueba .....	112
Apéndice B :	Capacidad de Carga de Anclajes Postensados en Lima Metropolitana.....	115
Apéndice C :	Ensayos de Arrancamiento - Edificio de la Universidad de Lima .....	119
Apéndice D :	Ensayos de Arrancamiento - Edificio de Oficinas Juan de Arona .....	123
Apéndice E :	Ensayos de Arrancamiento - Edificio de Oficinas Andrés Reyes .....	127
Apéndice F :	Ensayos de Arrancamiento - Edificio ISIL Sede Miraflores .....	140
Apéndice G :	Ensayos de Arrancamiento - Edificio Centro Empresarial Platino III.....	159



<b>ANEXOS .....</b>	<b>172</b>
Anexo N° 01 : Columna Estratigráfica de la Región Chancay - Lima - Mala (4).....	172
Anexo N° 02 : Mapa de las Condiciones Geológicas de la Ciudad de Lima .....	173
Anexo N° 03 : Mapa de las Condiciones de Mecánica de Suelos de la Ciudad de Lima .....	174
Anexo N° 04 : Tabla para Estimación de la Capacidad Última de Adherencia - FHWA.....	175
<b>ANEXOS FOTOGRÁFICOS .....</b>	<b>176</b>
<b>REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>182</b>

## INTRODUCCIÓN

El crecimiento vertical acelerado que experimenta actualmente la ciudad de Lima, ha motivado a los proyectistas de edificaciones, al aprovechamiento del espacio en el subsuelo a través de sótanos profundos, que en la mayoría de ocasiones son diseñados como áreas destinadas para estacionamientos vehiculares con fines de cumplir con ciertas exigencias municipales. En este contexto resulta necesaria la contención de los taludes resultantes de la excavación de sótanos, mediante la instalación de elementos de soporte lateral, que brinden la seguridad correspondiente.

Si bien los muros anclados son empleados por su eficiencia y seguridad, existen parámetros para el diseño de los anclajes que no han sido evaluados en su totalidad, como la capacidad de adherencia en la interacción suelo - lechada de cemento  $\tau_{ult}$ , parámetro fundamental para el dimensionamiento del bulbo de los anclajes que proporciona la fuerza requerida para absorber las cargas de empuje del suelo, garantizando la estabilidad global de la excavación.

En otros países, se han realizado numerosas investigaciones orientadas a determinar valores representativos de la capacidad última de adherencia  $\tau_{ult}$ , contrastando distintas variables como tipo de suelo o roca, profundidad de cimentación  $D_f$ , longitudes de bulbo  $L_b$ , tiempo, ángulos de instalación de los anclajes, tipos de lechada de cemento y presiones de inyección para la formación del bulbo, etc., todas ellas posteriormente integradas en sus respectivos códigos de diseño. Como ejemplo, podemos citar las recomendaciones del Post-Tensioning Institute, PTI 2004 [48], de uso mundial, que sugiere de forma simplificada, un rango de valores promedio en suelos similares al conglomerado de Lima de  $\tau_{ult} = 0.21 \text{ a } 1.38 \text{ MPa}$  ( $2.10 \text{ a } 13.80 \text{ kg/cm}^2$ ). La evolución histórica de las referidas propuestas teóricas y prácticas, se presentan compendiadas en el Capítulo III de la presente investigación.

En el Perú, se han realizado muy pocas investigaciones al respecto, y la información que existe y es empleada en nuestro medio, forma parte del "know how" de las empresas especializadas. En este escenario, se ha visto conveniente investigar la capacidad última de adherencia  $\tau_{ult}$ , de anclajes cimentados en el suelo típico de la ciudad de Lima Metropolitana, y a partir de ensayos de arrancamiento practicados en anclajes postensados construidos a escala natural, obtener valores representativos para distintas longitudes y profundidades de cimentación de los bulbos.

En este sentido, se planteó la presente investigación, financiada por GEOTÉCNICA S.A.C., empresa pionera en el rubro, que introdujo la técnica de anclajes postensados en nuestro país el año 1982. Como punto de partida, para la estimación de un valor característico de  $\tau_{ult}$ , se tomó como referencia una serie de ensayos practicados a todos los anclajes de producción diseñados y ejecutados por esta empresa desde 1996, fecha en la que inicia la construcción de sótanos con la técnica de muros anclados. Todos los anclajes fueron ejecutados con el mismo procedimiento

constructivo y a distintas profundidades de cimentación  $D_f$  de los bulbos. Se encontró como valor característico promedio en la práctica y usado con fines de diseño  $\tau_{ult} = 9.00 \text{ kg/cm}^2$ , o expresado en metros lineales de carga resistente  $p_{ult} = 28.00 \text{ t/m}$ . Se pudo seleccionar un valor medio, pues se aprecia claramente, que los valores de  $\tau_{ult}$  no varían significativamente con la profundidad de cimentación del bulbo  $D_f$ .

Los resultados de esta investigación, considerando que los bulbos ensayados fueron formados con lechada de cemento inyectada a presión, confirman que la ubicación de los anclajes en términos de profundidad  $D_f$  no representa variaciones significativas en los valores de  $\tau_{ult}$ . Sin embargo, se ha encontrado concordante con investigaciones hechas en otros países, que la capacidad de adherencia última  $\tau_{ult}$  es variable en relación inversa a la longitud del bulbo  $L_b$ , apareciendo el concepto de factor de eficiencia  $f_{eff}$  en anclajes, el cual determina una longitud de bulbo  $L_b$ , a partir de la cual, los incrementos no son significativos en términos de  $\tau_{ult}$  y por tanto de la capacidad de carga del anclaje en términos de la interacción suelo - lechada de cemento. Se apreciará también, que para las condiciones estudiadas, no resulta muy conveniente usar longitudes de bulbo superiores a  $L_b = 7.00 \text{ m}$ .

Los resultados de los dieciséis (16) ensayos a escala natural ejecutados en esta investigación, han sido procesados y plasmados en ecuaciones, tablas y gráficas que servirán de herramientas de diseño para los proyectistas de anclajes postensados cimentados en el conglomerado de Lima Metropolitana o en suelos con similares propiedades físico mecánicas. Su aplicación permitirá optimizar los diseños, brindando seguridad y economía a las obras de excavaciones profundas.

Finalmente debemos precisar, que si bien los anclajes ensayados fueron ejecutados siguiendo los procedimientos constructivos usados típicamente en obras de contención de taludes resultantes de excavaciones para construcción de sótanos de edificaciones, los resultados no deben limitarse sólo para anclajes aplicados a muros anclados. El alcance de la presente investigación, puede extenderse a todo tipo de cimentaciones en tensión proyectadas con anclajes postensados ejecutados bajo las mismas condiciones constructivas expuestas en este documento, y cimentados en el conglomerado de la ciudad de Lima Metropolitana o en suelos con similares propiedades físico mecánicas.

## SÍMBOLOS PRINCIPALES

$A_l$	: área de la superficie lateral del bulbo del anclaje postensado
$A_k$	: área de la superficie lateral del bulbo arrancado cuya longitud es 1.00 m
$A_s$	: área del acero de refuerzo del tendón
$c$	: cohesión del suelo
$c'$	: cohesión efectiva del suelo
$D$	: diámetro del bulbo del anclaje, en algunos criterios simplificados se considera igual al diámetro de la perforación
$D_e$	: diámetro medio o equivalente adoptado para el bulbo
$D_f$	: profundidad de cimentación del bulbo del anclaje postensado, medida desde la superficie de terreno natural hasta el centro de gravedad del bulbo
$D_r$	: densidad relativa del suelo
$d$	: diámetro de la perforación para instalación del anclaje
$d_s$	: diámetro nominal del cable de acero
$E_s$	: módulo de elasticidad del acero de refuerzo
$E_{suelo}$	: módulo de elasticidad del suelo
$f_{eff}$	: factor de eficiencia del anclaje postensado
$f_y$	: esfuerzo de fluencia del acero
$IGU$	: método de inyección para formación del bulbo: Inyección Global Unificada
$IRS$	: método de inyección para formación del bulbo: Inyección Repetitiva y Selectiva
$K, K_o$	: coeficiente de empuje en reposo del suelo
$k$	: permeabilidad de suelo
$k_s$	: índice de rigidez del anclaje postensado
$L_b$	: longitud del bulbo del anclaje
$L_l$	: longitud libre del anclaje
$L_{la}$	: longitud libre aparente del anclaje postensado
$L_t$	: longitud para el tensado del anclaje
$L_T$	: longitud total del anclaje, $L_T = L_b + L_l + L_t$
$L_{virt}$	: longitud virtual del bulbo
$l_o$	: longitud de activación de resistencia al corte, fracción de la longitud del bulbo donde la carga del anclaje se transmite constante previa a la activación del esfuerzo cortante
$m_k$	: factor de seguridad para la extracción del anclaje
$N$	: valor representativo del ensayo de penetración estándar SPT

- $N_q$  : factor de capacidad de carga  
 $n_s$  : número de cables de acero componentes del tendón  
 $P_a$  : carga de alineamiento del anclaje postensado durante el ensayo de arrancamiento, equivalente al 10% de la carga de trabajo  $P_w$   
 $P_b$  : capacidad de carga mínima del bulbo del anclaje  
 $P_e$  : carga de ensayo del anclaje  
 $P_{S\ Lim.}$  : capacidad de carga límite del anclaje  
 $P_{s-g}$  : capacidad de carga última entre el acero y lechada de cemento  
 $P_{s-s}$  : capacidad de carga última estimada en la rotura del bloque de suelo cónico formado entre el bulbo y el muro estructural, durante el ensayo de arrancamiento  
 $P_{ult}$  : capacidad de carga última del anclaje  
 $P_w$  : carga de trabajo del anclaje  
 $p_g$  : presión de inyección de la lechada de cemento para formación del bulbo  
 $p_{ult}$  : capacidad última de adherencia por metro lineal de bulbo  
 $q_s$  : fricción lateral unitaria límite que se ejerce a lo largo de la superficie lateral del bulbo (capacidad de adherencia o esfuerzo cortante último del anclaje  $\tau_{ult}$ )  
 $r_o$  : radio medio del bulbo después de la inyección de lechada de cemento  
 $V_b$  : volumen del bulbo del anclaje postensado  
 $V_i$  : volumen de lechada de cemento inyectada para formar el bulbo del anclaje postensado  
 $V_o$  : volumen de lechada de cemento inyectada a gravedad para formar el bulbo  
 $Z$  : profundidad de sobrecarga en la parte superior del bulbo  
 $\alpha$  : ángulo de inclinación del anclaje respecto a la horizontal  
 $\beta$  : coeficiente de ensanchamiento de diámetro del bulbo debido a la inyección  
 $\Delta V_o$  : variación o incremento volumétrico ocurrido en el bulbo luego de inyectar a presión la lechada de cemento, con fines de formar el bulbo  
 $\Delta_n$  : incremento de una magnitud  $n$   
 $\Delta_{s-g}$  : desplazamiento relativo entre el suelo y la lechada de cemento del bulbo en la activación de la falla  
 $\delta$  : ángulo de fricción en el contacto suelo y la lechada de cemento del bulbo, cuyo valor es usualmente inferior al ángulo de fricción interna del suelo  $\phi'$ .  
 $\delta_e$  : desplazamiento elástico del anclaje postensado durante el ensayo de arrancamiento  
 $\delta_r$  : desplazamiento residual del anclaje postensado durante el ensayo de arrancamiento  
 $\delta_{r\ ult}$  : desplazamiento residual último en la activación de la falla o en la carga  $P_{ult}$   
 $\delta_t$  : desplazamiento total del anclaje postensado durante el ensayo de arrancamiento  
 $\delta_{t\ ult}$  : desplazamiento total último  $\delta_{e\ ult}$ , en la activación de la falla o en la carga  $P_{ult}$   
 $\phi$  : ángulo de fricción interna del suelo

- $\phi'$  : ángulo efectivo de fricción interna del suelo
- $\gamma$  : peso específico del suelo
- $\eta, FS$  : factor de seguridad del anclaje postensado
- $\sigma_{om}$  : esfuerzo normal medio en el suelo antes de la ejecución de la inyección
- $\sigma_r$  : esfuerzo radial normal a la superficie del bulbo antes de la inyección
- $\sigma_{ro}$  : esfuerzo radial normal a la superficie del bulbo después de la inyección
- $\sigma_z, \sigma'_v$  : esfuerzo efectivo del suelo actuante en el centro de gravedad del bulbo
- $\tau$  : esfuerzo cortante del suelo
- $\tau_{s-g}$  : capacidad de adherencia última entre el acero y lechada de cemento
- $\tau_{ult}$  : capacidad de adherencia última en el contacto lechada de cemento - suelo del bulbo del anclaje postensado
- $\tau_w$  : capacidad de adherencia de trabajo en el contacto lechada de cemento - suelo del bulbo del anclaje postensado

## CAPÍTULO I : PLANTEAMIENTO DE LA INVESTIGACIÓN

### 1.1. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

La ciudad de Lima viene experimentando un crecimiento vertical relativamente acelerado, debido a la reducida disponibilidad de áreas libres en zonas residenciales ya consolidadas, y fundamentalmente al interés de los propietarios en maximizar sus utilidades. Por otro lado, la construcción de edificaciones elevadas, implica disponer de mayores espacios destinados para uso de estacionamientos vehiculares, retiros, entre otros. Como consecuencia, los diseñadores tienen que proyectar estructuras con mayor número de sótanos, que implica mayores profundidades de excavación, constituyéndose en un reto para la ingeniería civil.

Las excavaciones en general, y para nuestro caso, las excavaciones de sótanos, requieren de un adecuado estudio de estabilidad que considere elementos de soporte lateral que eviten el colapso del suelo, daños a terceros y ofrezcan seguridad al personal que labora en la construcción. Debido a la problemática mencionada, existen sistemas de sostenimiento lateral, usados contemporáneamente y con mucha frecuencia, entre ellos citamos a los denominados muros anclados.

El Perú no cuenta con una norma técnica para estos sistemas anclados y las metodologías empleadas actualmente si bien son patentadas por empresas nacionales, basan sus diseños en códigos extranjeros, y por consiguiente los parámetros considerados en los diseños no son locales. Entre estos parámetros, encontramos que el más significativo es la capacidad última de adherencia en el contacto suelo - lechada de cemento a lo largo del bulbo  $\tau_{ult}$ , por tratarse de un parámetro geotécnico y por tanto, propio de cada región.

Por otro lado, no se dispone de información registrada sobre ensayos in-situ con fines de evaluar la capacidad última de adherencia para anclajes  $\tau_{ult}$ . De este modo, los diseños que se vienen elaborando en nuestro país, están basados fundamentalmente en valores representativos, obtenidos en estudios realizados en el extranjero.

### 1.2. IMPORTANCIA DEL ESTUDIO

El presente estudio permitirá evaluar el comportamiento de  $\tau_{ult}$  en anclajes postensados cimentados en el conglomerado típico de la ciudad de Lima Metropolitana o en suelos con similares parámetros físico mecánicos. Los resultados expresados en fórmulas, tablas y gráficas, serán de utilidad para los proyectistas de anclajes usados como cimentaciones en tensión. Asimismo, esta información puede ser usada como una guía para el diseño de anclajes postensados, y será de utilidad para la elaboración de una Norma Peruana para regular la buena práctica de diseño y ejecución de anclajes postensados en nuestro país.

### 1.3. OBJETIVOS

#### 1.3.1. OBJETIVO GENERAL

Determinar la capacidad última de adherencia en el contacto suelo - lechada de cemento  $\tau_{ult}$  del bulbo de anclajes postensados cimentados en el conglomerado típico de la ciudad de Lima Metropolitana, con fines de evaluar un diseño óptimo.

#### 1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Definir el procedimiento para la ejecución de ensayos de arrancamiento de anclajes postensados a escala natural, para la determinación de la capacidad última de adherencia en el contacto suelo - lechada de cemento  $\tau_{ult}$  del bulbo de anclajes cimentados en suelo, con fines de estandarizar el proceso a seguir para ejecutar ensayos de esta naturaleza.
- Definir el diseño típico de los anclajes de prueba, así como su respectivo procedimiento de ejecución, con fines de uniformizar criterios y descartar variables de tipo constructivo que dificulten o alteren el análisis de los resultados.
- Obtener valores representativos de la capacidad última de adherencia en el contacto suelo - lechada de cemento  $\tau_{ult}$  en anclajes postensados cimentados en el suelo típico de la ciudad de Lima Metropolitana, con fines de contar con parámetros locales, que permitan optimizar y garantizar el diseño de estructuras ancladas en nuestro medio.
- Relacionar las fórmulas, tablas y gráficas encontradas con los parámetros geotécnicos típicos para el suelo de Lima con base en los estudios de mecánica de suelos elaborados para las edificaciones donde ejecutaremos los anclajes de prueba y en datos estadísticos obtenidos en varias obras ejecutadas por GEOTÉCNICA S.A.C. en la región. Los aspectos que se evaluarán serán el tipo de suelo, peso específico, contenido de humedad, cohesión, ángulo de fricción interna; así como la profundidad y localización geográfica de los ensayos. Esto permitirá definir el rango de valores de los parámetros geotécnicos, donde podrá aplicarse los resultados de esta investigación.



## **CAPÍTULO II : MARCO TEÓRICO**

### **2.1. SUELO TÍPICO DE LA CIUDAD DE LIMA**

#### **2.1.1. CONDICIONES GEOLÓGICAS**

Según establece el doctor Néstor Teves en el Boletín N° 43 del INGEMMET (1992) [16] “La ciudad de Lima se encuentra ubicada en el antiguo cono de deyección del río Rímac, caracterizado por un suelo fluvioaluvial el cual está constituido principalmente por gravas, cantos y boleos de formas subredondeadas de matriz arenosa, provenientes de las partes altas de Lima. Los estratos de este cono o abanico aluvial pertenecientes al cuaternario pleistocénico (Qp-al), sobrepasan los 200 m”. En el Anexo N° 01 se muestra la Columna Estratigráfica de la Región Chancay - Lima - Mala referida por el INGEMMET (1992).

La ciudad de Lima se encuentra ubicada principalmente sobre un depósito de origen fluvioaluvial de características heterogéneas, perteneciendo a los conos de deyección de los ríos Rimac y Chillón, de edad Cuaternaria. El cono de deyección está compuesto por materiales de naturaleza lentiforme donde se superponen en forma variable depósitos de grava, arena, arcilla y limo sin orden ni arreglo, lo cual se aprecia en las paredes de los acantilados.

Existen colinas que rodean la ciudad, que son rocas intrusivas y del Cretáceo. La mayor parte de la ciudad está en zona plana. La geología de Lima ha sido también presentada por Martínez Vargas (1986) [25]. En el Anexo N° 02 se presenta un mapa simplificado de la geología de la ciudad.

#### **2.1.2. CONDICIONES DE MECÁNICA DE SUELOS**

Martínez Vargas (1986) [25] señala que el subsuelo predominante en el centro de Lima es el conglomerado (mezcla de bolones, grava y arena) que se encuentra en estados suelto a compacto y está intercalado con capas de arenas medias a finas, limos y arcillas. En las zonas marginales y de contacto al norte, sur y este, el conglomerado se encuentra mezclado con depósitos coluviales, aluvionales y eólicos, produciendo suelos erráticos de contacto. En el Callao y La Punta, La Molina y Barranco-Chorrillos existen suelos finos. Al norte y sur de Lima aparecen arenas eólicas y marinas en la costa. En la parte superior de los acantilados se han depositado rellenos. En el Anexo N° 03 se presenta el Mapa de Mecánica de Suelos propuesto.

## 2.2. ELEMENTO DE CONTENCIÓN: ANCLAJES POSTENSADOS

Conceptualmente, un anclaje es un elemento estructural instalado en suelo o roca que se utiliza para transmitir al terreno una carga de tracción aplicada.

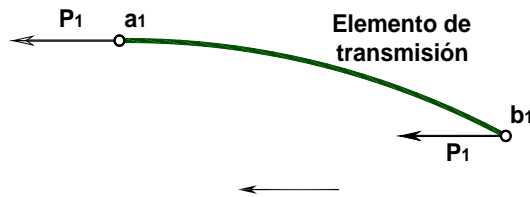


Fig. 2.1. Concepto de anclaje.

Aplicando el mismo concepto a los muros anclados, el mecanismo básico de un anclaje consiste en transferir las fuerzas de tensión aplicadas al muro estructural por el cabezal y placa de apoyo, hacia el interior de la masa de terreno a través de la resistencia movilizada en el contacto suelo o roca - lechada de cemento, del tramo anclado o bulbo.

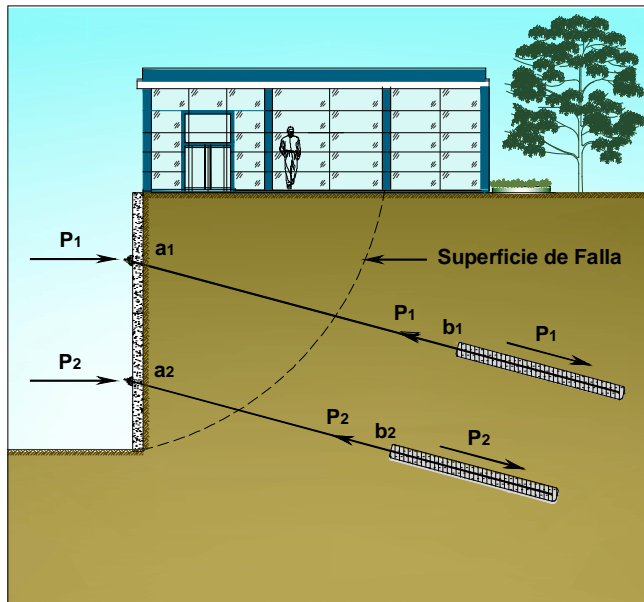


Fig. 2.2. Mecanismo de trabajo de los anclajes postensados en la contención de taludes resultantes de excavación de sótanos en edificaciones "muros anclados".

### 2.2.1. TIPOS DE ANCLAJES POSTENSADOS

Podríamos hacer una clasificación extensa de los anclajes, de acuerdo a sus capacidades, medio en el que serán fijados (suelo, roca, concreto), y tipo de trabajo al cual estarán sujetos, que dependen de sus aplicaciones. Estos conceptos escapan del alcance del presente trabajo pero serán citados brevemente para indicar el tipo de anclaje que suele usarse en muros anclados.

Por el tipo de trabajo al que estarán sujetos podemos diferenciarlos como anclajes pasivos y activos. Los pasivos son instalados en taladros y no se tensan inicialmente, el tensado del tendón ocurre al producirse un desplazamiento entre el cabezal y el bulbo. Los activos son instalados y tensados inicialmente, introduciendo una fuerza adicional al macizo o a la estructura en una magnitud y dirección deseada.

Por el medio en que se fija el bulbo, pueden ser anclajes en suelo, roca o concreto.

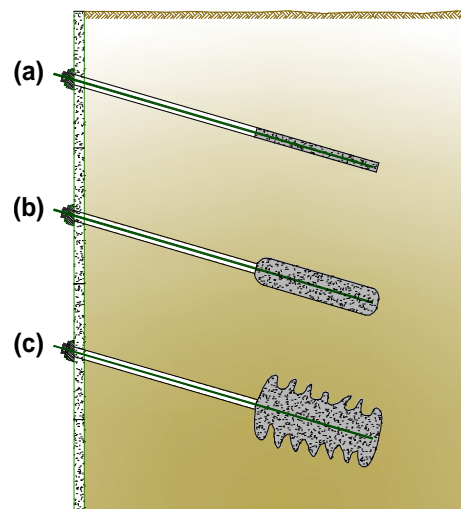
La capacidad de carga del tendón y el medio en el que se fija el bulbo determina el tipo de elemento, tipo de acero y número de cables que se emplean. Diferenciándose de este modo entre anclajes de barra y anclajes de cables, estos últimos de alta capacidad.

Por otro lado podríamos clasificar a los anclajes según el método de fijación del anclaje al medio, pudiendo ser mecánico, por agente cementante o resinas químicas.

En general los anclajes de barras son empleados para fijación en roca o concreto, mientras que los anclajes de cables son utilizados como anclajes activos, en suelo o roca.

Los anclajes activos pueden también ser clasificados de acuerdo al tipo de inyección de la lechada de cemento para formación del bulbo. Así podemos diferenciar tres tipos:

- anclajes inyectados a gravedad, aquellos cuya perforación es llenada con lechada de cemento formándose un bulbo que teóricamente debe tener forma cilíndrica, con diámetro  $d$  igual al de la perforación. Son usados comúnmente en roca.
- anclajes inyectados a presión, el bulbo se forma con lechada de cemento inyectada a una presión entre 0 y 5 bar, incrementándose el diámetro del mismo  $D > d$ . Son apropiados para suelos granulares gruesos y rocas fisuradas.
- anclajes reinyectables, aquellos a los cuales se aplican múltiples inyecciones a presión, lo cual permite incrementar el diámetro del bulbo  $D > 2d$  y por ende su capacidad de carga. Estos anclajes son recomendados por el Post-Tensioning Institute [47, 48] por ofrecer mayor seguridad y eficiencia.



**Fig. 2.3.** Clases de anclajes en función al tipo de inyección de lechada de cemento del bulbo.

En la ejecución de muros anclados, usamos anclajes activos de alta capacidad, por lo que principalmente son anclajes de cables, cimentados en suelo o roca con lechada de cemento en toda la extensión del bulbo. GEOTÉCNICA S.A.C. sugiere usar anclajes reinyectables, para garantizar la seguridad y eficiencia en la obra, aun cuando el costo sea mayor.

### 2.2.2. COMPONENTES DE LOS ANCLAJES POSTENSADOS

Los anclajes postensados están constituidos básicamente por tres elementos definidos conforme a las Figuras 2.2 y 2.4.

#### Cabezal del Anclaje

Es el elemento de fijación de la carga aplicada a la pantalla o muro estructural (punto a) que deberá ser transmitida al tramo anclado (punto b).

## Tramo Libre

Es el elemento estructural de acero, convenientemente protegido del intemperismo y agentes nocivos con una tubería plástica flexible, interiormente llena de grasa para evitar fricción con el suelo o roca, de manera que permita la transferencia de la carga del cabezal (punto a) al tramo anclado (punto b).

## Tramo Anclado o Bulbo

Es el elemento estructural de acero fijado al suelo o roca, que recibe la carga del cabezal del anclaje a través del tramo libre (punto b).

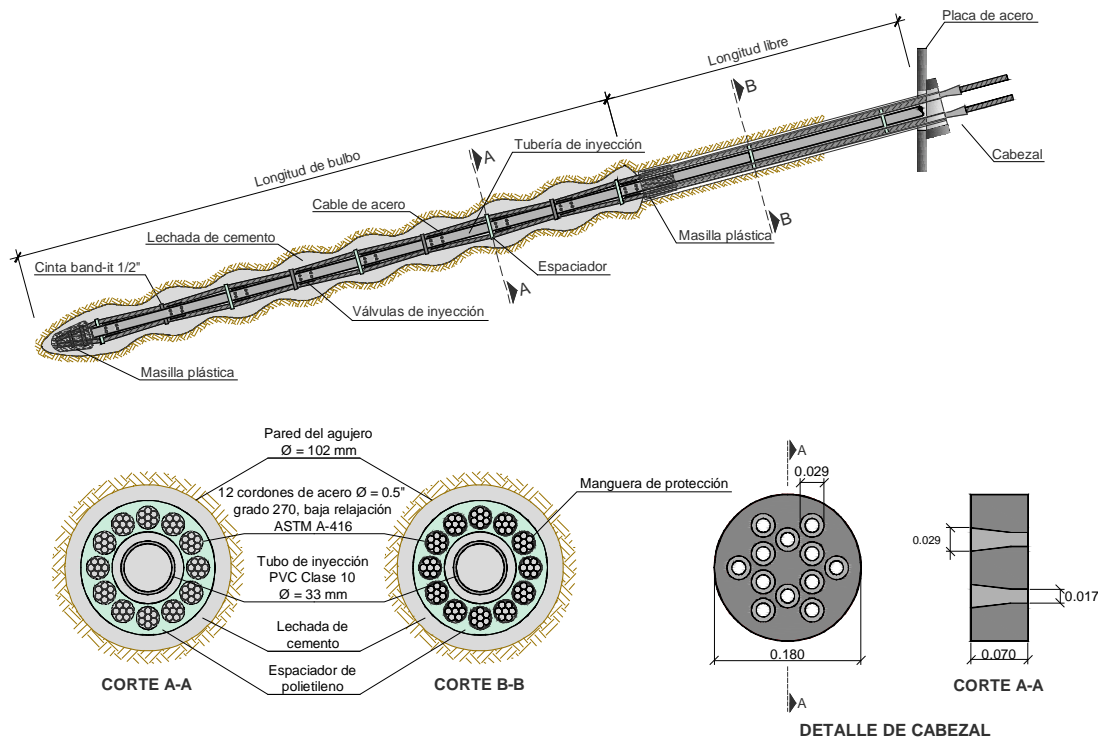


Fig. 2.4. Componentes típicos de un anclaje de cables marca GEOTÉCNICA (cortesía GEOTÉCNICA S.A.C.).

Actualmente los anclajes están constituidos por un conjunto de cables de acero armónicamente distribuidos alrededor de una tubería con válvulas de inyección, a través de la cual se ejecuta la inyección de lechada de cemento para la formación y fijación del tramo anclado en el suelo o en roca.

Los elementos de acero son espaciados entre sí por medio de dispositivos denominados espaciadores, de manera de dejarlos libres y sin contacto entre ellos.

En todo el bulbo, la tubería de inyección posee válvulas espaciadas a cada 0.50 m.

En el tramo libre el anclaje es protegido por una manguera flexible para evitar el contacto del acero con el suelo o roca y dejando libre los cables para transferir con eficacia las cargas para el bulbo del anclaje.

### 2.2.3. CONSIDERACIONES BÁSICAS DE DISEÑO DE ANCLAJES

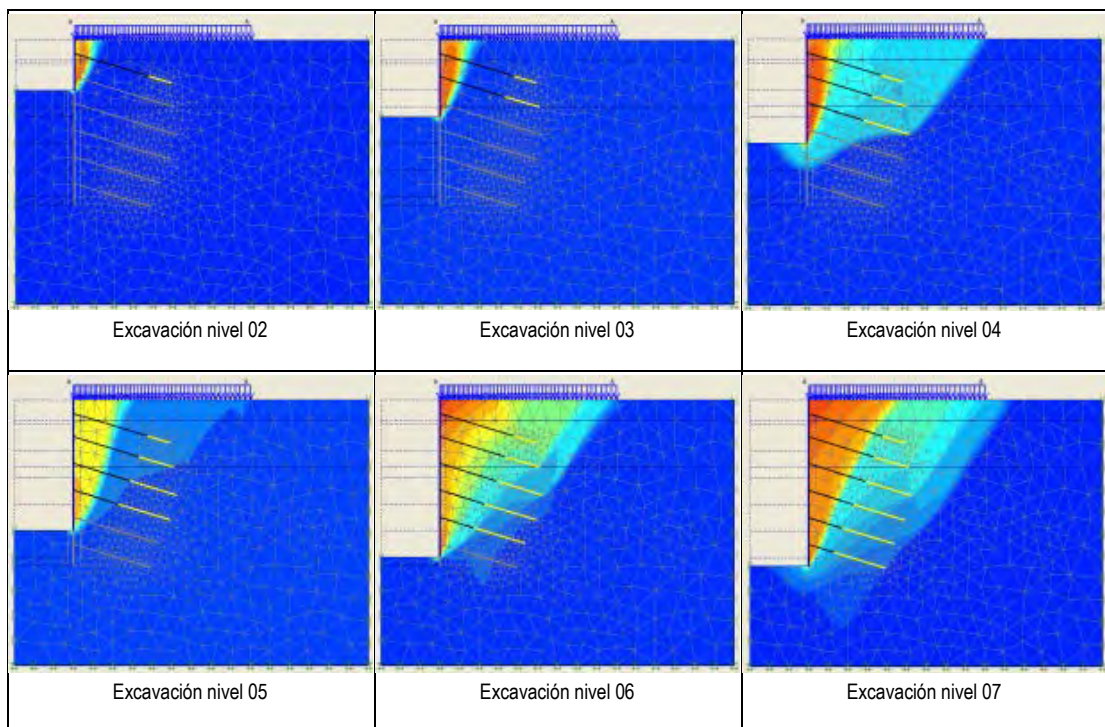
Los anclajes deben cumplir con ciertas exigencias técnicas que garanticen su desempeño durante su vida útil, en este sentido se sugiere seguir las recomendaciones de las normas internacionales [40, 47, 48] para fines de diseño y ejecución de anclajes.

El diseño de los anclajes sea en suelo o roca involucra básicamente tres aspectos (1) concepción, análisis y diseño de la estructura o macizo a estabilizar, que incluye el modelo y cálculo numérico, (2) cálculo y diseño del acero de refuerzo del anclaje, y (3) cálculo y diseño del bulbo del anclaje.

#### 2.2.3.1. Análisis y Diseño del Talud a Estabilizar

Con los parámetros geomecánicos, sobrecargas y geometría de la excavación se procede a elaborar el modelo y cálculo numérico de la estabilidad del talud. Para su análisis existen diversas metodologías las mismas que se encuentran fuera del alcance de este trabajo pudiendo encontrarse en la literatura especializada, sin embargo para fines didácticos se incluyen dos de los métodos numéricos que facilitan la comprensión del diseño.

Evaluadas las condiciones locales de la obra, el diseñador selecciona la metodología necesaria para evaluar el comportamiento del macizo o estructura a estabilizar. Se suele emplear para estos fines (1) el método de equilibrio límite en su versión de métodos rigurosos; así como (2) el método de elementos finitos para evaluar el estado de esfuerzos y deformaciones de la masa de suelo o roca.



**Fig. 2.5.** Modelos numéricos del procedimiento constructivo de muros anclados empleando Elementos Finitos. Se muestran los incrementos de desplazamientos totales en la falla del talud en cada nivel excavado y anclado.

El modelo geomecánico del talud, contempla la interacción de todos los fenómenos considerados para la estabilidad global, tales como: sobrecargas de construcciones vecinas, vehiculares, sobrecargas de equipos que operan en el local, efectos sísmicos considerando la aceleración estándar para la región en estudio.

En el modelo geomecánico empleando el método de elementos finitos (Figura 2.5.), se contempla el procedimiento constructivo para la ejecución de los muros anclados, en este sentido se va modelando las etapas de excavación e incorporación de los anclajes al muro estructural de manera descendente hasta llegar a estabilizar la altura total del talud resultante de la excavación que incluye la excavación de la cimentación.

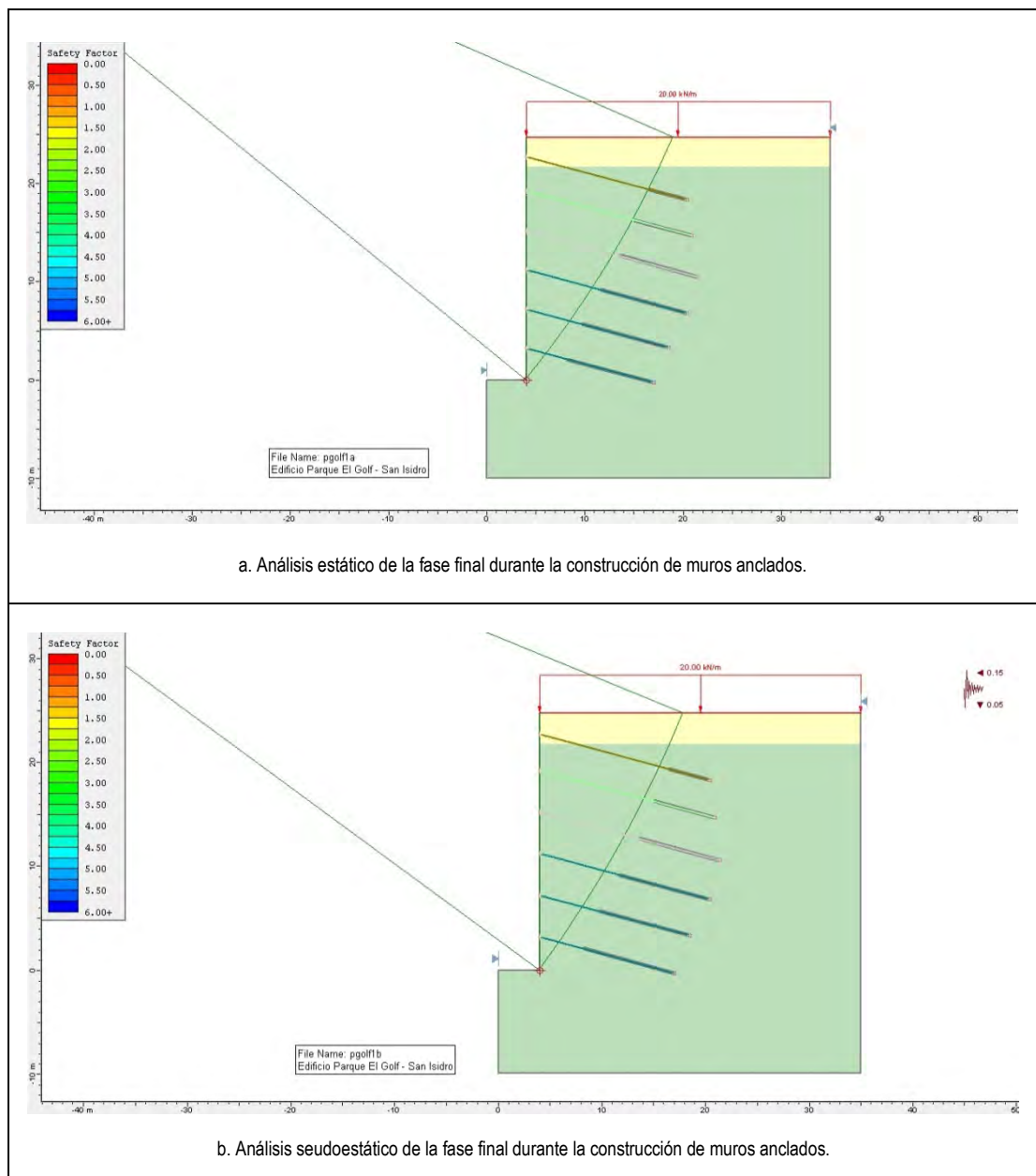


Fig. 2.6. Modelos numéricos para cálculo de la estabilidad global del talud empleando Equilibrio Límite.

La condición más desfavorable para el análisis de estabilidad descrita anteriormente resulta cuando se llega a la máxima profundidad de excavación, así los factores de seguridad de la estructura compuesta de suelo y anclajes, son verificados mediante el método de equilibrio límite (Figura 2.6.), tanto para una condición estática y una condición pseudoestática.

Por otro lado, un anclaje puede tener carácter permanente o temporal según el tipo de proyecto. Usualmente en las excavaciones de sótanos se emplean anclajes temporales debido a que su función concluye cuando todos los elementos estructurales de los sótanos fueron ejecutados, principalmente las losas de los entresijos que soportar las cargas laterales transmitidas por el suelo a los muros de contención.

### 2.2.3.2. Diseño de Tendones de Anclajes

Como se mencionó anteriormente el diseño de los anclajes está en función del carácter temporal o permanente de la estructura que se desea estabilizar. En general el factor de seguridad de los anclajes está definido por la siguiente expresión [40]:

$$\eta = \frac{0.90 f_y A_s}{P_w} \quad (2.1)$$

Donde:

- $\eta$  : coeficiente de seguridad = 1.50 (para anclajes temporales)
- $f_y$  : esfuerzo de fluencia del acero
- $A_s$  : área del acero de refuerzo
- $P_w$  : carga de trabajo del anclaje

### Tendones para Anclajes Temporales

Son empleados en obras provisionales, considerándose como tales aquellas cuyo periodo vida útil no exceda los dos años. En estos casos, los cables de acero no reciben ningún tratamiento anticorrosivo. Según la expresión 2.1 la carga de trabajo del anclaje será:

$$P_w = \frac{0.90 f_y A_s}{1.50} \quad (2.2)$$

### Tendones para Anclajes Permanentes

Son empleados en obras permanentes y por lo tanto deberán tener vida útil compatible con las necesidades de la obra principal o superior a los dos años.

Los cables de acero deben recibir tratamiento anticorrosivo especial en toda su extensión. El cabezal luego del tensado deberá quedar herméticamente protegido para evitar la agresión de factores externos.

Según la expresión 2.1 la carga de trabajo del anclaje está definida por:

$$P_w = \frac{0.90 f_y A_s}{1.75} \quad (2.3)$$

### 2.2.3.3. Diseño del Bulbo o Tramo Anclado

El parámetro más importante para el diseño del bulbo es la capacidad última de adherencia en el contacto suelo - lechada de cemento, que se puede definir como la resistencia lateral ofrecida por la fricción o interacción suelo - lechada de cemento en el tramo de formación de bulbo, que permite absorber las fuerzas de tensado aplicadas al tendón.

El Post-Tensioning Institute (2004) [48], recomienda valores promedios de la capacidad de adherencia en función del tipo de suelo o roca, con fines de diseño preliminar de la longitud del bulbo (Anexo N° 04). Sin embargo la única forma de determinar su valor con precisión es mediante ensayos in-situ.

En general, la capacidad de carga del bulbo es determinada por la expresión [47, 48]:

$$P_b = \pi D L_b \tau_w \quad (2.5)$$

La longitud del tramo anclado o bulbo será determinada por:

$$L_b = \frac{P_b}{\pi D \tau_w} \quad (2.6)$$

Considerando que la carga mínima asumida por el bulbo deberá ser igual a la capacidad de carga límite del acero:

$$P_b = P_{s \text{ Lim.}} = 0.90 f_y A_s \quad (2.7)$$

Entonces,

$$L_b = \frac{0.90 f_y A_s}{\pi D \tau_w} \quad (2.8)$$

Donde:



- $P_b$  : capacidad de carga mínima del bulbo
- $D$  : diámetro de la perforación
- $L_b$  : Longitud del bulbo del anclaje
- $\tau_w$  : capacidad de adherencia de trabajo en el contacto lechada de cemento - suelo
- $P_{s\ Lim.}$  : carga límite del anclaje
- $f_y$  : esfuerzo de fluencia del acero
- $A_s$  : área del acero de refuerzo
- $P_w$  : carga de trabajo del anclaje

#### 2.2.4. ACTIVIDADES BÁSICAS EN LA EJECUCIÓN DE ANCLAJES

Para la instalación de los anclajes postensados en suelo o roca se ejecutan varias operaciones especializadas:

##### Preparación de los Anclajes

El anclaje es montado en talleres especiales, debidamente protegidos contra la acción del tiempo, de manera que sea asegurada la limpieza de sus componentes.

En el taller de montaje los cables son cortados, limpiados y tratados contra la corrosión con pintura epóxica. En las instalaciones del taller también son preparadas las válvulas de inyección en el bulbo. Luego de fraguada la pintura se efectúa el montaje del anclaje.

##### Perforación e Instalación

La introducción del anclaje en el interior del suelo o roca es hecha a través de perforaciones ejecutadas en diámetro suficiente para que sea instalado el mismo.

La perforación podrá ser hecha por el proceso rotativo convencional, por rotoperCUSión o con el proceso rotativo empleando martillo de profundidad accionado con aire comprimido.

La definición del proceso de perforación depende de la naturaleza y condiciones geológicas del macizo.



**Fig. 2.7.** Preparación de anclajes en la obra Casino Atlantic City, Miraflores - Lima. Cortesía Geotécnica S.A.C. **Fig. 2.8.** Perforación e instalación de anclajes en la obra del Edificio de Aulas y Sótano de la Universidad de Lima, Santiago de Surco - Lima. Cortesía Geotécnica S.A.C.

## Inyección de Lechada de Cemento

La inyección de lechada de cemento siempre es ejecutada de abajo para arriba, para eso se usa la última válvula de inyección que es instalada en la extremidad inferior del anclaje. La lechada de cemento es inyectada hasta que la misma vierta por la boca de la perforación.

El tubo central deberá ser mantenido siempre limpio, de manera que permita la ejecución de otras inyecciones, a través de las válvulas distribuidas a lo largo del tubo central en el bulbo.

Es muy común en macizos rocosos altamente fracturados, la migración de lechada en puntos localizados, después que la misma vierta por la boca del hueco. En esos casos los vacíos creados en el área del bulbo por migración de lechada serán llenados a través de re-inyecciones de lechada utilizando las válvulas de inyección del tramo anclado. En la práctica se usa cemento Portland, con relación A/C = 0.50 en peso.

## Tensado

Pasados los primeros siete días de concluida la última inyección se ejecuta el tensado de los anclajes que siguen los criterios directrices de las normas definidas en la especificación.

El tensado es hecho con gatas hidráulicas especiales y sistemas de lectura de las deformaciones del acero. Las lecturas de las deformaciones son necesarias para evaluar la eficiencia del anclaje, las mismas que deberán estar siempre dentro de los límites establecidos por normas y recomendaciones especializadas.



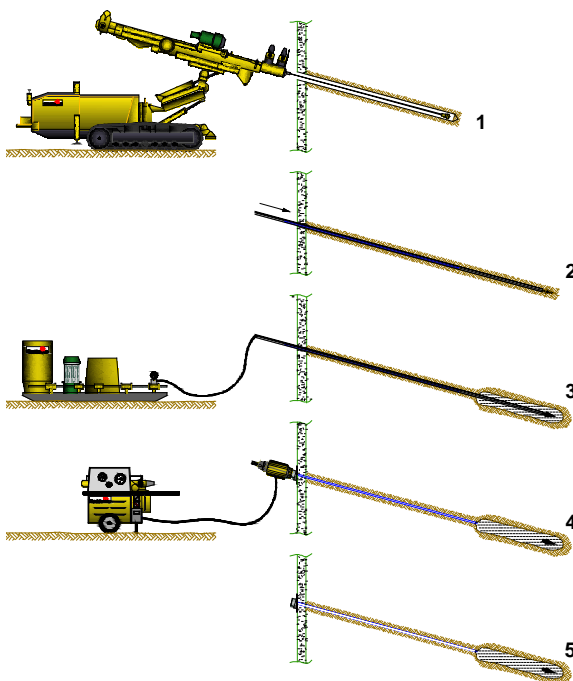
**Fig. 2.9.** Inyección de anclajes postensados y construcción de los muros estructurales de forma alternada en la obra Javier Prado 200, Magdalena del Mar - Lima. Cortesía Geotécnica S.A.C.



**Fig. 2.10.** Tensado obra Universidad de Lima. Santiago de Surco - Lima. Cortesía Geotécnica S.A.C.

### 2.2.5. PROCESO CONSTRUCTIVO DE MUROS ANCLADOS

En forma general, los muros son ejecutados por etapas en forma descendente, es decir, conforme la excavación progresa. En cada nivel de excavación se ejecuta la perforación e instalación de los anclajes postensados, construcción del muro estructural en franjas horizontales y paños intercalados, y finalmente el tensado de los anclajes que permite la sujeción del muro contra el terreno. Las actividades descritas se repiten en cada nivel de excavación (Figura 2.11), obteniéndose finalmente un gran “cajón estabilizado” que permitirá la construcción de la cimentación y losas de sótanos de forma segura y confiable.



1. Perforación del anclaje según su distribución en la pared del talud e inclinación proyectada. Esta perforación queda estabilizada con una tubería de acero (tubería de revestimiento) que es instalada en su interior.
2. Incorporación de los cables de acero de alto grado y tubería de inyección al centro de los cables, que es agujereada en el tramo donde se formará el bulbo de lechada de cemento.
3. Inyección de la lechada de cemento a presión controlada para formación del bulbo o tramo anclado.
4. Colocación del cabezal y placa de apoyo para transmisión de fuerzas de tensado al muro estructural.
5. Tensado del anclaje e incorporación de la fuerza al terreno por el muro estructural. En esta fase se ejecutan también los ensayos de prueba a los anclajes.

Fig. 2.11. Procedimiento típico para instalación de anclajes al terreno - GEOTÉCNICA S.A.C.

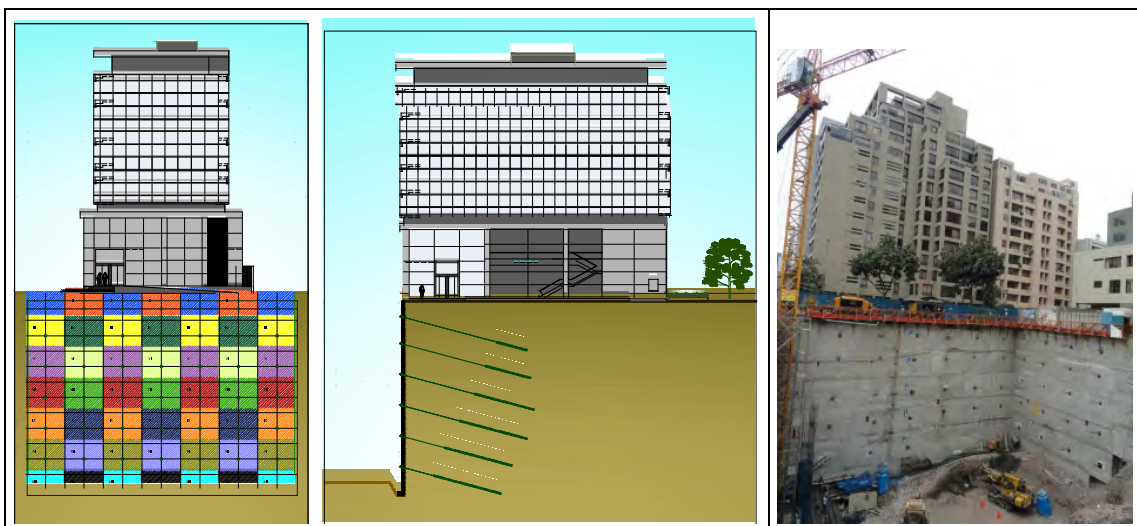


Fig. 2.12. Representación esquemática del proceso constructivo de los muros anclados (izquierda), ejecutado por niveles de excavación y paños de muros. A la derecha se aprecia su aplicación en obra, durante la ejecución del sexto nivel de anclajes postensados - Edificio Camino Real 925. Cortesía GEOTÉCNICA S.A.C.

## 2.2.6. ENSAYOS DE ANCLAJES POSTENSADOS

Con fines de verificar el correcto funcionamiento de los anclajes incorporados al terreno, es necesario seguir un programa de ensayos estandarizados en normas técnicas [40, 47, 48].

Estos ensayos permiten determinar entre otros aspectos, (1) si los anclajes tienen suficiente capacidad de carga, (2) que la longitud libre del tendón ha sido establecida satisfactoriamente, y (3) la magnitud de los desplazamientos residuales.

En la práctica de muros anclados se ejecutan dos tipos de ensayos:

### 2.2.6.1. Ensayos de Calificación o Capacidad

Son ejecutados en cerca del 10% [40, 47, 48] de los anclajes a ser instalados en la obra.

El ensayo tiene por objetivo evaluar el comportamiento de los cables de acero y del bulbo.

Las deformaciones del acero, así como la estabilidad del bulbo deberán estar dentro de los límites permitidos por normas técnicas [40, 47, 48].

En el ensayo se determina las deformaciones elásticas y permanentes, así como se determina la pérdida de carga de fricción en el tramo libre.

La carga máxima para el ensayo de calificación es:

$$P_b = P_{s \text{ Lim.}} = 0.90 f_y A_s \quad (2.9)$$

Las deformaciones elásticas deberán estar dentro de los límites siguientes [40, 47, 48]:

Deformación mínima : 0.80 de la deformación teórica del tramo libre

Deformación máxima : Deformación teórica del tramo libre, más la deformación elástica de 50% de la longitud del bulbo.

En la Figura 2.13 se muestra el gráfico típico del ensayo de calificación.

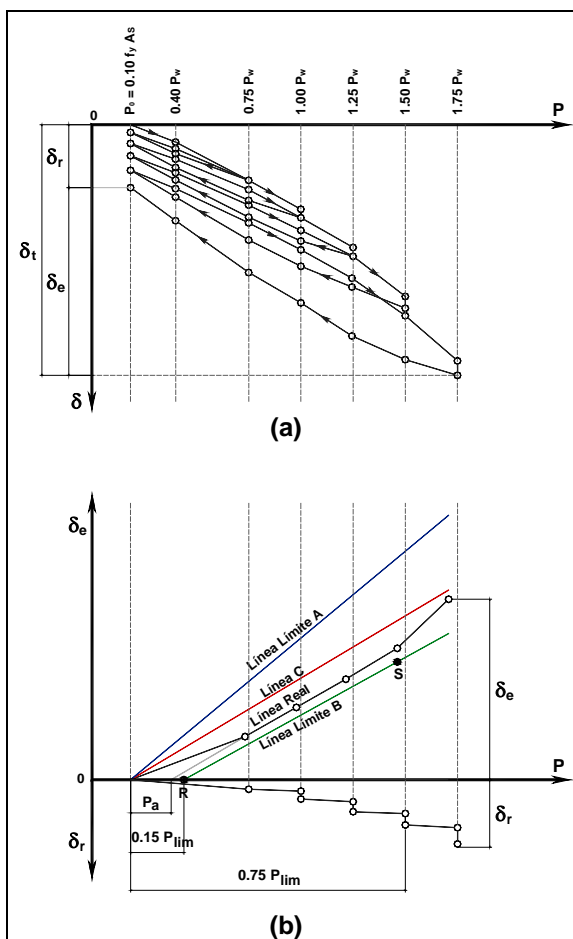
Cuando las deformaciones permanentes sufren un aumento brusco, significa que el bulbo del anclaje perdió la estabilidad y por lo tanto la carga que corresponde al cambio brusco de tales deformaciones deberá ser considerada como carga límite. De este modo, la carga de trabajo del anclaje es:

$$P_w = \frac{P_{ult}}{\eta} \quad (2.10)$$

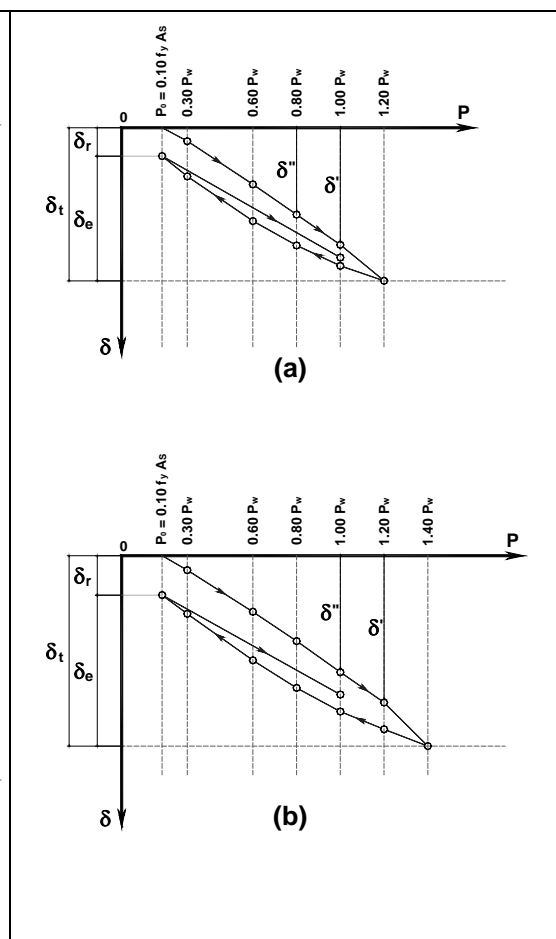
Donde:

$P_{ult}$  : carga correspondiente al aumento brusco de las deformaciones permanentes

$\eta$  : factor de seguridad del anclaje postensado



**Fig. 2.13.** Gráficas del Ensayo de Calificación [40]  
 a. Cargas vs. Deformaciones totales  
 b. Deformaciones elásticas y permanentes.



**Fig. 2.14.** Gráficas del Ensayo de Recibimiento [40]  
 a. Caso de anclajes provisionales  
 b. Caso anclajes definitivos.

### 2.2.6.1. Ensayos de Recibimiento

El ensayo de recibimiento es hecho al 90% [40, 47, 48] de los anclajes ejecutados en obra.

Las cargas máximas para los ensayos de recibimiento son definidos en algunas normas internacionales, conforme a lo indicado a continuación:

Para anclajes permanentes :  $1.40 P_w$

Para anclajes provisionales :  $1.20 P_w$

Donde:

$$\eta = \frac{0.90 f_y A_s}{P_w} \quad (2.11)$$

$\eta = 1.75$  : coeficiente de seguridad para anclajes permanentes

$\eta = 1.50$  : coeficiente de seguridad para anclajes provisionales

Los conceptos de deformación son los mismos del ensayo de calificación.

La Figura 2.14 muestra el gráfico de Carga vs. Deformación de los ensayos de recibimiento.

Los anclajes son considerados aceptables cuando la deformación elástica medida está dentro de los límites mencionados en las normas técnicas.

## **2.3. CAPACIDAD ÚLTIMA DE ADHERENCIA EN ANCLAJES POSTENSADOS**

### **2.3.1. DEFINICIÓN DE LA CAPACIDAD ÚLTIMA DE ADHERENCIA**

La capacidad última de adherencia de los anclajes  $\tau_{ult}$ , se puede definir como la resistencia lateral ofrecida por la fricción o interacción suelo - lechada de cemento en el bulbo, que permite absorber las fuerzas de tensado aplicadas al tendón. Por tal razón la adherencia constituye el parámetro principal para el dimensionamiento del bulbo.

Los valores promedios empleados para el diseño preliminar de la longitud de adherencia o longitud de bulbo, se verifican mediante ensayos especiales de capacidad última que resulta de la interacción suelo - lechada de cemento. Estos ensayos se ejecutan en anclajes de prueba que no pertenecen a la configuración del proyecto de estabilización.

Se estima que los anclajes de prueba empleados para la determinación de la capacidad de adherencia deberán tener una mayor cuantía de acero y una reducción significativa de la longitud de bulbo, de tal forma que se garantice la falla por bulbo y no por fluencia del acero. Asimismo se puede emplear el ensayo de competencia (Performance Test) propuesto por el PTI 2004 [48] como formato referencial de ensayo, usado para determinar si los anclajes tienen suficiente capacidad de carga, si la longitud libre del tendón ha sido establecida satisfactoriamente, o para determinar la magnitud de los desplazamientos residuales. Sin embargo la intención será hacer fallar el anclaje por capacidad de bulbo haciendo que la prueba bajo este formato sea considerada como “no válida”, pues el anclaje fallará.

### **2.3.2. ENSAYOS DE CAPACIDAD EN ANCLAJES (PERFORMANCE TEST)**

La filosofía de este ensayo es garantizar que el anclaje funcione apropiadamente bajo los parámetros en los que fue diseñado, y cumpla con el criterio de aceptación establecido.

La consideración general para el ensayo, indica que la carga de ensayo establecida es igual a  $1.33 P_w$ , donde  $P_w$  es la carga de servicio ó 80% de la carga de rotura  $P_r$ , efectuado bajo ciclos de incrementos de carga y descarga al anclaje en concordancia con la Tabla 2.1.

Carga aplicada al anclaje $P_n$	Desplazamiento total en la máxima carga del ciclo $\delta_t$	Desplazamiento residual en la $P_a$ luego del ciclo $\delta_r$	Desplazamiento elástico en la máxima carga del ciclo $\delta_e$
$P_a$ $0.25 P_w$	$\delta_{t1}$		$\delta_{e1} = \delta_{t1} - \delta_{r1}$
$P_a$ $0.25 P_w$ $0.50 P_w$	$\delta_{t2}$	$\delta_{r1}$	$\delta_{e2} = \delta_{t2} - \delta_{r2}$
$P_a$ $0.25 P_w$ $0.50 P_w$ $0.75 P_w$	$\delta_{t3}$	$\delta_{r2}$	$\delta_{e3} = \delta_{t3} - \delta_{r3}$
$P_a$ $0.25 P_w$ $0.50 P_w$ $0.75 P_w$ $1.00 P_w$	$\delta_{t4}$	$\delta_{r3}$	$\delta_{e4} = \delta_{t4} - \delta_{r4}$
$P_a$ $0.25 P_w$ $0.50 P_w$ $0.75 P_w$ $1.00 P_w$ $1.20 P_w$	$\delta_{t5}$	$\delta_{r4}$	$\delta_{e5} = \delta_{t5} - \delta_{r5}$
$P_a$ $0.25 P_w$ $0.50 P_w$ $0.75 P_w$ $1.00 P_w$ $1.20 P_w$ $1.33 P_w$	$\delta_{t6}$ - Carga máxima de ensayo (lectura cero para ensayo de creep) $\delta_{tn6}$ - Carga final mantenida para lecturas	$\delta_{r5}$	$\delta_{e6} = \delta_{t6} - \delta_{r6}$
$P_a$ Ajustar a la carga de cierre		$\delta_{r6}$	

$P_a$ : Carga de alineamiento (AL), equivalente al 10% de la carga de diseño  $P_w$  del anclaje postensado.  
 $P_w$ : Carga de diseño (DL), carga de trabajo o carga de servicio del anclaje postensado.

**Tabla 2.1.** Pasos del ensayo de capacidad o calificación. Post-Tensioning Institute (2004) [47, 48].

Toda descarga se realizará hasta la carga de alineamiento  $P_a$ , luego de llegar al máximo en cada ciclo. Se registrará con precisión el movimiento al llegar a cada carga de alineamiento.

A cada incremento de carga, el movimiento de la cabeza del gato será registrado con respecto a un punto de referencia fijo e independiente. La carga será mantenida para realizar la lectura.

Al llegar a la carga de ensayo, se mantendrá la carga por 10 minutos. En este lapso, las lecturas del movimiento se tomarán a 1, 2, 3, 4, 5, 6 y 10 minutos. Si el desplazamiento total entre 1 y 10 minutos excede a 1 mm, la carga deberá mantenerse por 50 minutos adicionales. Los movimientos, en este caso, se leerán a 20, 30, 40, 50 y 60 minutos. Durante los tiempos de carga sostenida, no se permitirá variaciones mayores que 0.35 MPa (50 psi). La carga deberá ser la carga de ensayo antes de cada lectura.

Asimismo se presenta en la Figura 2.15 un ejemplo del gráfico de datos resultantes del ensayo de capacidad, donde se aprecian las histéresis de carga y descarga, los desplazamientos totales y residuales que experimenta el acero.

### **Instrumentación del Ensayo**

El equipo de tensado será capaz de tensar todo el cordón de un solo golpe hasta la carga especificada de ensayo. Asimismo, el equipo será capaz de tensar el tendón hasta la máxima carga de ensayo, dentro de su capacidad nominal. También, será capaz de aplicar cada incremento de carga en menos de 60 segundos.

El equipo de tensado deberá ser calibrado antes de proceder al ensayo.

El micrómetro, que permite la medición del movimiento total del tendón, a cada incremento de carga, será leído con una precisión de 0.03 mm.

Antes de la instalación de los micrómetros, deberá aplicarse al tendón la carga de alineamiento con precisión  $P_a$ . La magnitud de esta carga generalmente es del 10% la carga de diseño. Esta carga es aplicada para asegurar todos los componentes alineados y para asegurar que los movimientos residuales sean determinados precisa y consistentemente durante la descarga.

Los micrómetros serán instalados en una estructura totalmente independiente, que no se mueva por el tensado o por cualquier otra actividad. De no ser esto posible, podrán instalarse en el cuerpo de la gata, de manera que se pueda medir el movimiento del pistón con respecto al cuerpo de la gata.

Durante el tensado, los observadores deberán situarse a un lado del equipo de tensado y nunca pasar de un lado a otro cuando el equipo esté bajo carga.

### **Criterio de Aceptación**

Un anclaje será aceptado si el movimiento elástico total, resultado de restar el movimiento residual al movimiento total registrado, excede el 80% de la elongación elástica teórica de la longitud libre del anclaje. A la vez, dicho movimiento elástico total, deberá ser menor que la elongación elástica teórica de la longitud libre aumentada por el 50% de la longitud de adherencia del anclaje. Este criterio puede ser analizado gráficamente empleando la gráfica presentada en la Figura 2.16.



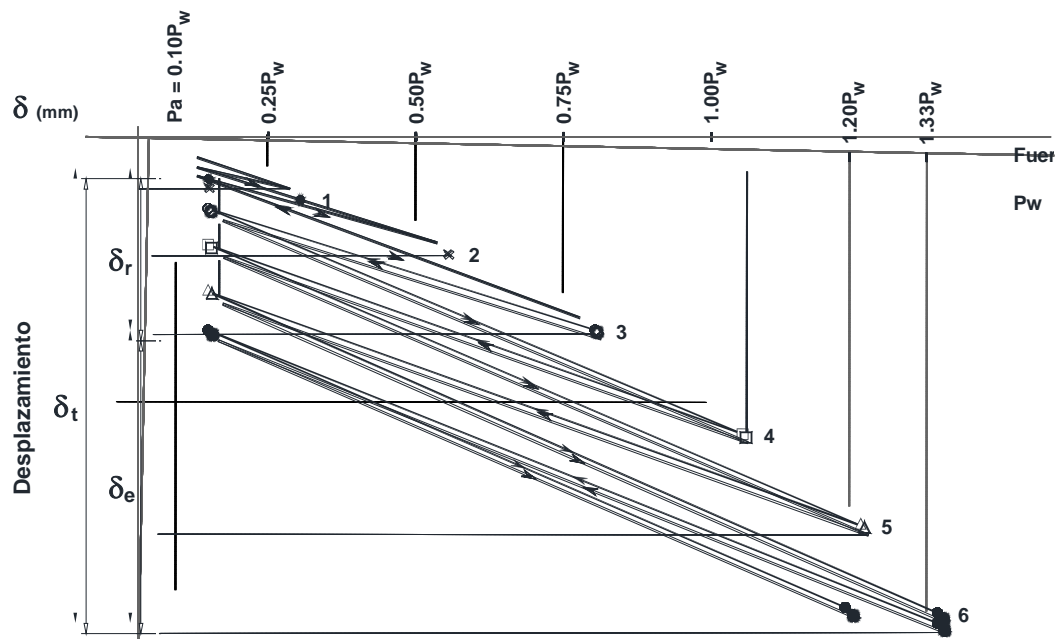


Fig. 2.15. Gráfico de datos del ensayo de capacidad. Post-Tensioning Institute (2004) [47, 48].

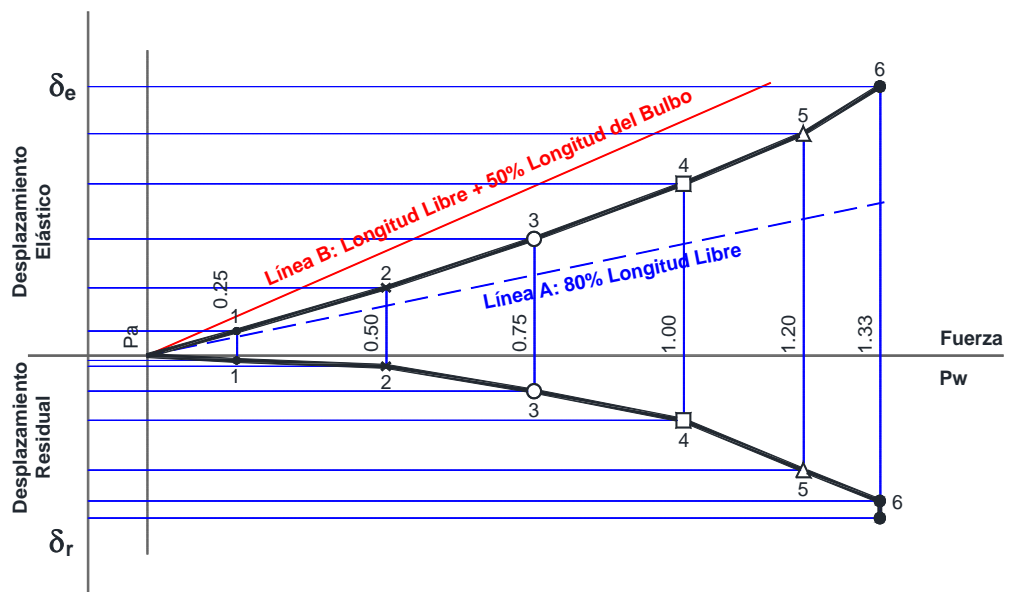


Fig. 2.16. Análisis gráfico del ensayo de capacidad. Post-Tensioning Institute (2004) [47, 48].

## CAPÍTULO III : ESTADO DEL ARTE

### 3.1. RESEÑA DEL USO DE ANCLAJES POSTENSADOS

La primera aplicación de los anclajes en roca se realizó a mediados de los años 30 en Argelia (1935), durante la construcción de la Presa Cheurfas. Desde entonces hasta el año 1950 hubo muchos avances en la fabricación de cables de acero y torones de alta fluencia, en los métodos de perforación de barrenos y en técnicas confiables de inyecciones. Siendo los principales campos de aplicación de los anclajes: la construcción de presas, túneles y cavernas en macizos rocosos, y la estabilización de taludes rocosos.

Con el desarrollo de la construcción, posterior a la segunda guerra mundial, se dieron grandes avances de los anclajes al terreno, en países como Francia, Alemania, Suecia, Suiza y una pequeña extensión en Sudamérica. A partir de 1958 comienza el desarrollo de los anclajes inyectados en suelo, siendo usados principalmente para el control de excavaciones y otras estructuras de retención tales como pilotes y reforzamiento de taludes.

Durante los años 60 su empleo se extendió al Reino Unido, Norteamérica y Australia. Hoy día los anclajes postensados son usados en todo el mundo y se han desarrollado métodos de construcción para ajustarse a la mayoría de tipos de terreno desde arcillas hasta rocas.

Las referencias de casos reportados históricamente sobre el uso de anclajes postensados como elementos de contención de excavaciones profundas son expuestas por T.H. Hanna (1982) [13], donde el caso más antiguo de uso de muros anclados se registra en Europa. Hurder (1969), reporta en Suiza la construcción de excavaciones profundas en depósitos sedimentarios, cuyos incrementos de fuerzas fueron resistidos por anclajes en suelo.

Manzur & Alizadeh (1970), reportan el primer caso de muros anclados en Norteamérica (EE.UU.), usados para el soporte de excavaciones de 9 a 13.5 m de profundidad por pilotes soldados y 3 filas de anclajes. Sin embargo el uso más impresionante de anclajes en suelo, se presentó en la contención de la excavación ejecutada para la construcción del World Trade Center en New York. Un muro diafragma de 950 m de longitud y 0.90 m de espesor se llevó a través de material de relleno, limo orgánico, arena y hardpan hacia el basamento rocoso. La excavación se extendía 21 m bajo el nivel de terreno y fue sostenida por seis filas de anclajes provisionales con cargas de trabajo de 300 toneladas y 45° de inclinación.

En Sudamérica el primer caso es reportado por Kuhn (1970) en Brasil, donde se evidencia ejemplos de uso de anclajes en suelo en el sostenimiento de excavaciones profundas para el sistema de trenes subterráneos de Sao Paulo.

En nuestro país el primer uso de anclajes se remonta a 1982, año en el cual la empresa GEOTECNICA S.A.C. empleó anclajes con fines de estabilización del derrumbe N° 5 de la Presa Tablachaca de propiedad de ELECTROPERÚ S.A. En aquella oportunidad se usaron cerca de 832 anclajes postensados de longitudes totales variables entre 45.00 y 67.00 m

(longitud de tensado 1.00 m, longitud libre entre 34.00 y 56.00 m, longitud de bulbo 10.00 m), considerando cada anclaje 12 cables de 1/2" de acero ASTM A416 Grado 270.

Entre los años 1994-1995, la misma empresa realiza la primera aplicación de los anclajes postensados en Lima Metropolitana, como elementos de contención de los taludes de la Costa Verde para protección del Club Regatas Lima - Sede Chorrillos, empleándose para la altura de contención variable entre 9.20 a 12.40 m, un total de 46 anclajes de longitudes entre 11.00 a 16.00 m (longitud de tensado 1.00 m, longitud libre entre 4.00 y 9.00 m, longitud de bulbo 6.00 m), cada anclajes considerando 4 cables de acero de 1/2", ángulos de inclinación de 15° y 20°, y cargas de diseño de 35 toneladas.

Sin embargo, no es hasta 1996, año en que GEOTÉCNICA S.A.C. aplica por primera vez en el país, los anclajes postensados para la contención de los taludes resultantes de la excavación de sótanos del Hotel Los Delfines, San Isidro - Lima. Empleándose para la profundidad de cimentación de 13.50 m, un total de 24 anclajes de longitudes variables entre 8.00 a 11.00 m (longitud de tensado 1.00 m, longitud libre entre 3.00 y 6.00 m, longitud de bulbo 4.00 m), cada anclajes considerando 3 cables de acero de 1/2", ángulos de inclinación de 15° y 20°, y cargas de diseño de 20 toneladas. En esta oportunidad los anclajes fueron asociados a los muros estructurales de los sótanos, marcando el inicio de los denominados Muros Anclados en las obras de edificaciones, cuyo uso se ha intensificado por su versatilidad, seguridad y celeridad en el proceso constructivo.

Desde entonces GEOTÉCNICA S.A.C. ha ejecutado más de un centenar de obras de muros anclados, en diversos tipos de rocas (incluso tufos volcánicos) y suelos como arcillas, limos, arenas y fundamentalmente en las gravas arenosas de Lima Metropolitana, habiéndose logrado (1) contenciones hasta profundidades de 25.50 m respecto al nivel de superficie de terreno, (2) ejecutado anclajes con cargas de trabajo de hasta 120 toneladas y (3) contenciones de edificios vecinos de hasta 25 niveles por encima de la superficie.



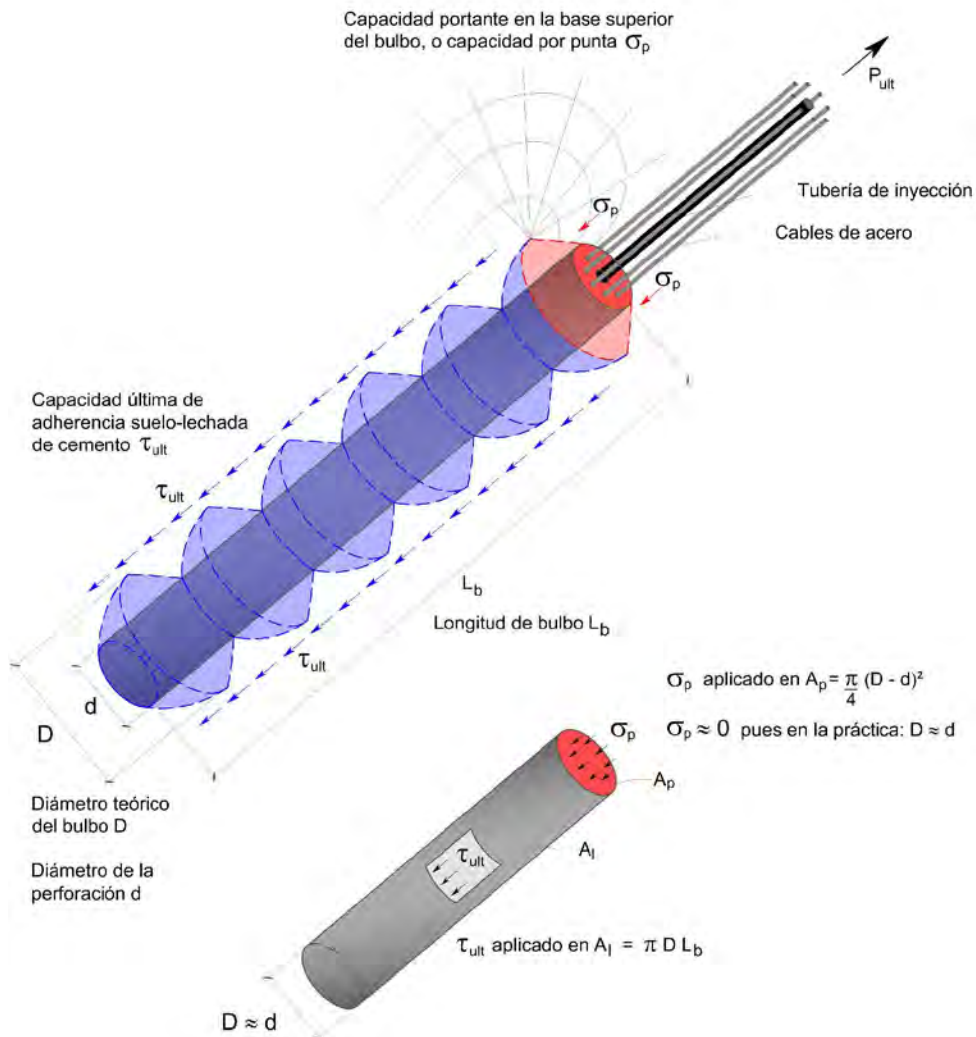
**Fig. 3.1.** A la izquierda, estabilización de los taludes laterales del vaso de la Presa Tablachaca, Derrumbe N° 05, Huancavelica, Perú - 1982. A la derecha, muros anclados conteniendo los taludes resultantes de la excavación de los sótanos del Edificio de la Clínica Delgado, Miraflores - Lima, Perú - 2011. Cortesía Geotécnica S.A.C.

### 3.2. CAPACIDAD DE ADHERENCIA DE LOS ANCLAJES POSTENSADOS

Cuando se ejecuta un proyecto de anclajes en suelo, el punto débil resulta ser sin duda la fijación en el contacto entre la superficie de contacto del bulbo del anclaje con el suelo.

La capacidad de adherencia del bulbo en el contacto suelo - lechada de cemento, constituye el parámetro geotécnico fundamental para los proyectistas en la etapa de diseño, pues es la resistencia por fricción lateral del bulbo, la que permite absorber la carga de postensado aplicada al anclaje. Dicho de otro modo, la capacidad de adherencia del bulbo está asociada directamente con la capacidad de carga de los anclajes postensados. En este sentido será importante conocer la evolución de las metodologías propuestas para la estimación de la capacidad de carga y su correspondencia con la adherencia del bulbo.

Como la presente investigación está centrada únicamente en los suelos típicos de la ciudad de Lima Metropolitana, presentaremos los métodos propuestos para anclajes inyectados en suelos granulares, como lo es el conglomerado de nuestra ciudad.



**Fig. 3.2.** Representación esquemática propuesta de un bulbo de anclaje, mostrando la movilización de la capacidad de resistencia, específicamente la resistencia al corte y la resistencia en la punta del bulbo.

### 3.3. MÉTODOS PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD DE ADHERENCIA DE ANCLAJES

Todas las metodologías que presentaremos en esta sección consideran que la resistencia a la extracción del bulbo cimentado en el suelo, es determinada por el esfuerzo cortante (fuerza de fricción lateral) en el contacto suelo - lechada de cemento. Este valor puede ser expresado en su forma más básica, por la conocida expresión de Coulomb:

$$\tau = \sigma_r \cdot \operatorname{tg} \phi + c \quad (3.1)$$

#### 3.3.1. MÉTODO DE HOBST (1958)

En los suelos no cohesivos la capacidad de adherencia en el contacto suelo - lechada de cemento  $\tau$  es usualmente más grande que el esfuerzo cortante del suelo, y es posible calcular  $\tau$  usando los parámetros geotécnicos obtenidos y el esfuerzo del suelo  $\sigma_r$  sobre el bulbo encontrado a partir del peso de la sobrecarga actuante en el bulbo. Ensayos de tensión realizados en anclajes fijados en suelo indican que la resistencia a la extracción es usualmente mayor que el esfuerzo cortante último calculado alrededor del bulbo.

L. Hobst (1958) [14] explica esto como resultado del hecho que el diámetro global del bulbo  $D$ , delimitado por el contacto suelo - lechada de cemento en la cual el esfuerzo cortante es crítico, es más grande que el diámetro de la perforación  $d$  del bulbo. Por otra parte, toda la superficie del bulbo tiene forma irregular debido a la desigual penetración de la lechada de cemento, apareciendo una presión transversal que incrementa considerablemente la componente de fricción del esfuerzo de fijación del anclaje en el suelo. Hobst usó este fenómeno como la base de unas fórmulas mediante la cual puede calcularse la profundidad mínima de empotramiento del bulbo cimentado en distintos tipos de terreno; la validez de estas fórmulas fue verificada en muchos experimentos.

Para fines de la presente investigación, recogeremos sólo la proposición que más se ajusta a las nuestras necesidades. En este sentido, la expresión 3.2 corresponde a la propuesta de Hobst para el caso de anclajes individuales cimentados en roca compacta.

$$D_f = \sqrt{\frac{m_k \cdot P_w}{\pi \sqrt{2} \cdot \tau_{ult}}} \quad (3.2)$$

Donde:

- $P_w$  : carga de trabajo del anclaje (kN)
- $\tau_{ult}$  : esfuerzo cortante de masa de roca circundante al bulbo del anclaje (kPa)
- $m_k$  : factor de seguridad para la extracción del anclaje ( $m_k = 2$  a  $4$ )

### 3.3.2. MÉTODO DE LITTLEJOHN (1970)

Littlejohn (1970) [20] incorpora el efecto de la presión de inyección de la lechada de cemento para la formación del bulbo (ver sección 2.2.1), en el cálculo de la capacidad de carga de los anclajes. En este sentido propuso la siguiente expresión empírica para la estimación de la capacidad de carga de anclajes postensados inyectados a baja presión.

$$P_{ult} = L_b \cdot n \cdot \operatorname{tg} \phi \quad (3.3)$$

Donde:

$P_{ult}$  : capacidad de carga última del anclaje

$L_b$  : longitud del bulbo del anclaje

$\phi$  : ángulo de fricción interna del suelo

$n$  : factor dependiente de la permeabilidad del suelo, presión de inyección y esfuerzo efectivo del suelo. Littlejohn sugiere los siguientes valores para presiones de inyección entre 3 a 10 bar y diámetros de perforación de 100 mm:

$n = 130 - 165 \text{ kN/m}$ , en arenas finas a medias ( $k = 10^{-4}$  a  $10^{-6}$  m/s)

$n = 400 - 600 \text{ kN/m}$ , en arenas gruesas y gravas ( $k > 10^{-4}$  m/s)

Para los casos donde las dimensiones del anclaje son conocidas, Littlejohn considera preferible el uso de otra expresión para determinar la capacidad de carga.

$$P_{ult} = \pi \cdot D \cdot L_b \cdot \sigma'_v \cdot \operatorname{tg} \delta + (D^2 - d^2) \cdot \gamma \cdot Z \cdot N_q \quad (3.4)$$

Donde:

$\delta$  : ángulo de fricción en el eje del bulbo, entre el suelo y la lechada de cemento

$D$  : diámetro efectivo del bulbo

$d$  : diámetro efectivo de la perforación

$\gamma$  : peso específico del suelo

$Z$  : profundidad de sobrecarga en la parte superior del bulbo

$N_q$  : factor de capacidad de carga

$\sigma'_v$  : esfuerzo efectivo de contacto promedio sobre la longitud del bulbo

En teoría las expresiones anteriores resultan sencillas, sin embargo, aplicarlas a la realidad con cierto grado de precisión es muy difícil. En primer lugar  $D$  depende de la porosidad del terreno y la permeabilidad de la lechada de cemento. Las investigaciones hechas para relacionar  $D$  respecto al diámetro original de la perforación  $d$  y el consumo de lechada no fueron muy exitosas; sin embargo, por lo general se concluyó que el grosor de los granos del suelo incrementa el valor de  $D$ . Los valores típicos se presentan en la Tabla 3.1.

Tipo de Suelo	$D/d$	Presión	Observaciones
Arenas gruesas, gravas	$\leq 4$	baja	Permeabilidad de la lechada
Arenas medianamente densas	1.50 - 2.00	$< 1,000 \text{ kN/m}^2$	Permeabilidad de la lechada
Arenas muy densas	1.10 - 1.50	$< 1,000 \text{ kN/m}^2$	de cemento no significativa

**Tabla 3.1.** Tamaño aproximado del bulbo en suelos no cohesivos [13].

El valor del factor de capacidad de carga  $N_q$  depende del ángulo de resistencia cortante  $\phi'$  y de la historia de esfuerzos del suelo. No resulta extraño, por tanto, que esta ecuación tenga un uso limitado. Sin embargo, el planteamiento siguiente descarta la componente de resistencia por punta y sólo se basa en la carga por fricción lateral. Debido a que las inyecciones a presión son siempre necesarias, especialmente con los suelos de granos finos, se podría introducir un gran esfuerzo efectivo en el suelo circundante al bulbo. Se han encontrado valores para una gama de suelos, a partir de ensayos de campo de anclajes sometidos a falla. Así la resistencia última del anclaje puede ser expresada por:

$$P_{ult} = K \cdot \pi \cdot D \cdot L_b \cdot \sigma'_v \cdot \text{tg } \delta \quad (3.5)$$

Donde:

- $K$  : coeficiente de presión de tierra sobre el eje del anclaje  
 $\delta$  : ángulo de fricción en el eje del bulbo, entre el suelo y la lechada de cemento, cuyo valor es usualmente inferior al ángulo de fricción interna del suelo  $\phi'$ .

El valor apropiado del coeficiente  $K$  depende de varios factores interrelacionados, tales como la presión de inyección de la lechada de cemento, la densidad relativa del suelo y el método empleado para la construcción del anclaje.

Littlejohn considera imprudente citar valores de  $K$  para uso general en vista de las condiciones antes mencionadas, pero a manera de guía para el diseño o para el retro-análisis de los datos de pruebas de anclajes propuso la Tabla 3.2. Donde se usa altas presiones de inyección, parte de esta presión es fijada al terreno en el contacto suelo - lechada de cemento, pudiéndose modificar la ecuación 3.5 de la forma siguiente:

$$P_{ult} = a \cdot p_g \cdot \pi \cdot D \cdot L_b \cdot \text{tg } \delta \quad (3.6)$$

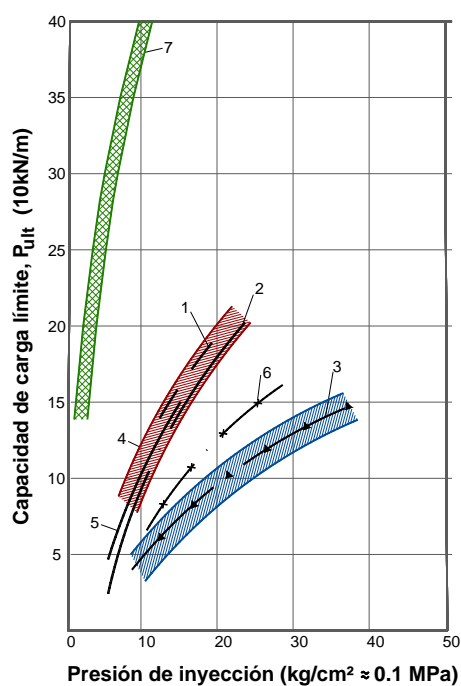
Donde:

- $p_g$  : presión de inyección de la lechada de cemento  
 $a$  : coeficiente adimensional inferior a la unidad ( $a < 1$ )

Está bastante claro que la presión de fijación es inferior que la presión máxima de inyección de la lechada de cemento, pero la cuantificación de este valor es virtualmente imposible, aunque varios valores empíricos han sido reportados por Bassett (1970) [4]. El mecanismo del fenómeno no está completamente entendido, pero parece estar relacionado con la capacidad de un medio poroso para formar la combinación suelo - lechada de cemento. En suelos de grano grueso el medio poroso tiene menos permanencia y admite que algo de lechada de cemento filtre en los vacíos adyacentes, permitiendo así que parte de la presión de la lechada de cemento se disipe durante el proceso de inyección. Muchos otros factores deben contribuir a la magnitud del esfuerzo de fijación tales como las características de la contracción de la lechada, la rigidez del suelo. Gran parte de la información útil respecto a las ventajas en general de altas presiones de inyección, sobre la capacidad de carga del anclaje en una gama de tipos de suelos fue estudiada por Jorge (1970) [18]. Ver Figura 3.3.

Valores de $K$	Tipo de Suelo	Presión de Inyección	Referencia
1.40 - 2.30	Grava arenosa densa	baja presión	
0.50 - 1.00	Arena fina y limos arenosos	baja presión	
1.40	Arena densa	baja presión	

**Tabla 3.2.** Valores del coeficiente de presión de tierra en bulbos de anclajes, obtenidos por retro-análisis de datos de ensayos de campo [20], información sintetizada por Hanna T. H. [13].



- 1 - Arenas medias de Bruselas,
- 2 - Calizas margosas,
- 3 - Margas,
- 4 - Depósitos fluviales del Sena,
- 5 - Gravas arcillosas y arenas,
- 6 - Sedimentos cretácicos blandos,
- 7 - Caliza dura.

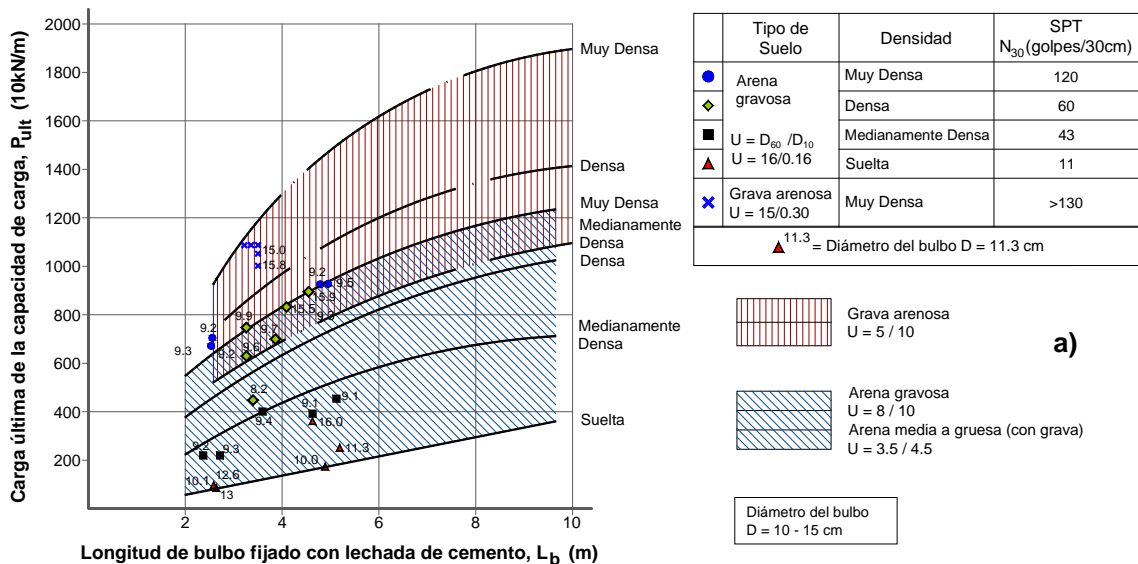
**Fig. 3.3.** Capacidad de carga última del anclaje en función de la longitud del bulbo para un rango de tipos de suelos y densidades. Jorge (1970) [18, 13].



### 3.3.3. MÉTODO DE OSTERMAYER Y OTROS (1977)

Debido a las muchas incertidumbres para desarrollar expresiones teóricas que pudieran ser usadas con confianza por el ingeniero, se desarrollaron correlaciones gráficas para el diseño de la capacidad de carga de anclajes, basadas en extensas evaluaciones de ensayos de campo, obtenidas principalmente a través de los esfuerzos de Ostermayer y sus colaboradores de la Universidad de Munich (1974, 1976) [29, 30].

Se encontró que para suelos de granos gruesos la capacidad de carga última incrementa con la densidad, coeficiente de uniformidad y longitud del bulbo del anclaje. La presión de inyección usada fue alrededor de  $500 \text{ kN/m}^2$  (5 bar). La Figura 3.4 presenta el resultado de los ensayos de 30 anclajes sometidos a falla, cuya longitud de bulbo fue variable. Los anclajes fueron probados con una inclinación de  $20^\circ$  respecto a la horizontal.

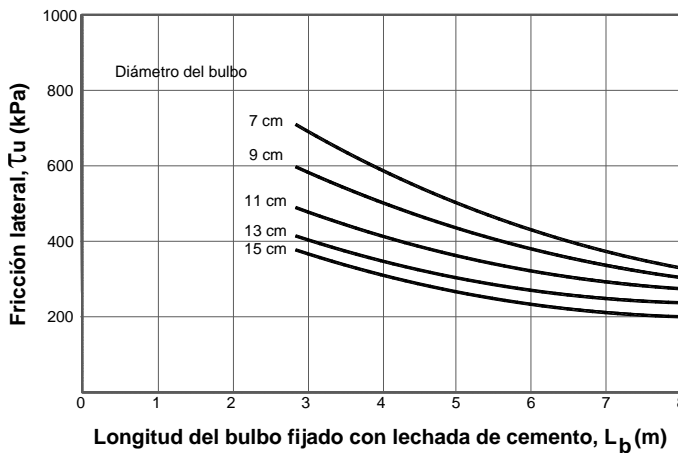


Número de serie de ensayo	1	2	3	4	5	
Datos del anclaje	Tendón de acero postensado	4 x 16 mm día	32 mm día			
	Diámetro del recubrimiento (mm)	89			76.89	114
	Presión de inyección de la lechada (MN/m <sup>2</sup> )	0 - 5.0	0.5	0.5 y 1.0	0.5 y 2.0	
	Longitud del bulbo (m)	3.0	2.0 y 4.5		3.0	
Datos del Suelo	Tipo de suelo	Grava arenosa	Grava gravosa			
	Densidad Relativa $D_r$	1.1	1.14	0.76	0.28	0.82
	Ensayo de penetración dinámica (N/10 cm)	> 80	76	20	2	30
	Ensayo de penetración estándar (N/30 cm)	> 130	120	43	11	60

**Fig. 3.4.** (a) Capacidad última del anclaje como una función de la longitud del bulbo para varios tipos de suelos y densidades; (b) Detalles de los suelos y anclajes ensayados. Ostermayer y Scheele (1977) [30, 13].

En estas curvas apreciamos que los valores de fricción lateral promedio son muy grandes, y mucho más grandes que los valores propuestos por la teoría clásica de empuje de tierras. Esto se debe a los efectos del preesfuerzo de las altas presiones de inyección, las cuales efectivamente confinan el suelo y resultan en esfuerzos locales normales a la superficie del anclaje, que muchas veces son mayores que el valor del esfuerzo efectivo.

Esta investigación de Ostermayer (1970) [29], mostró que los esfuerzos normales en la superficie del bulbo del anclaje incrementan de 2 a 10 veces el esfuerzo atribuido a la masa de la sobrecarga, confirmándose de esta manera la hipótesis de L. Hobst (1958) [14].



**Fig. 3.5.** Influencia sobre la fricción lateral del bulbo, del diámetro y longitud del bulbo fijado con lechada de cemento en arenas (finas a medias, muy compactas a medianamente compactas  $U = 1.60 - 3.10$ ).

Ostermayer (1974) [29, 15]

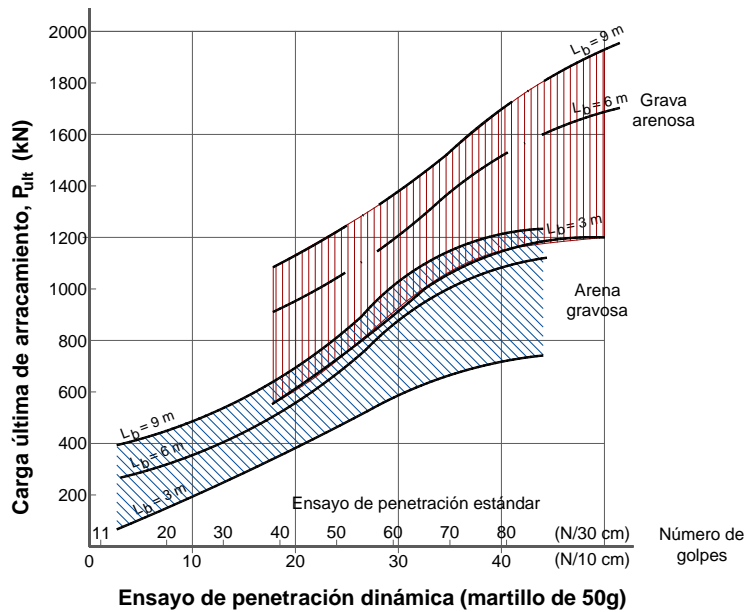
Sin embargo, L. Hobst (1983) [15] considera que para cálculos aproximados de la longitud del bulbo, se inicie con un valor medio capacidad de adherencia de la superficie del bulbo  $\tau_{ult}$ . Basado en un creciente número de experimentos, es posible considerar lo siguiente:

Tipo de Suelo	Valores de $\tau_{ult}$
Arenas de grano fino a medio, medianamente compactas a muy compactas (Figura 3.5)	0.14 - 0.51
Arenas y gravas arenosas de grano medio a grueso, medianamente compactas	0.32 - 1.00

El valor de la capacidad última de adherencia  $\tau_{ult}$  se incrementa marcadamente con la compactación de los suelos, grosor de los granos, y el coeficiente de uniformidad. El valor de  $\tau_{ult}$  por unidad de longitud decrece con el incremento de la longitud del bulbo, como ocurre en las rocas duras, por tanto un bulbo desproporcionadamente largo es antieconómico. L. Hobst (1958) [14] recomienda una longitud de bulbo de 4.00 a 6.00 m, dependiendo del tamaño del anclaje y de la calidad del suelo. Ostermayer (1977) [30], recomienda una óptima longitud de bulbo entre 6.00 y 7.00 m, Ver Figura 3.4.

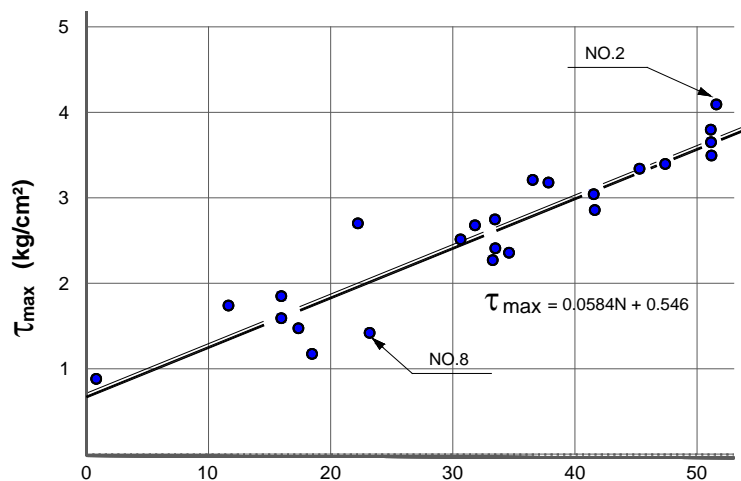
Las arenas y gravas se encuentran en estado natural en un amplio rango de densidades y a la fecha el método más usual para la cuantificación de la densificación es a través del valor N del Ensayo de Penetración Estándar. Los intentos para correlacionar la resistencia al arrancamiento con el valor N para un rango de condiciones de terreno y longitudes de bulbo

de anclajes fueron hechos por Ostermayer y Scheele (1977) [30]. Tales correlaciones están dadas en la Figura 3.6 para gravas arenosas y arenas gravosas.

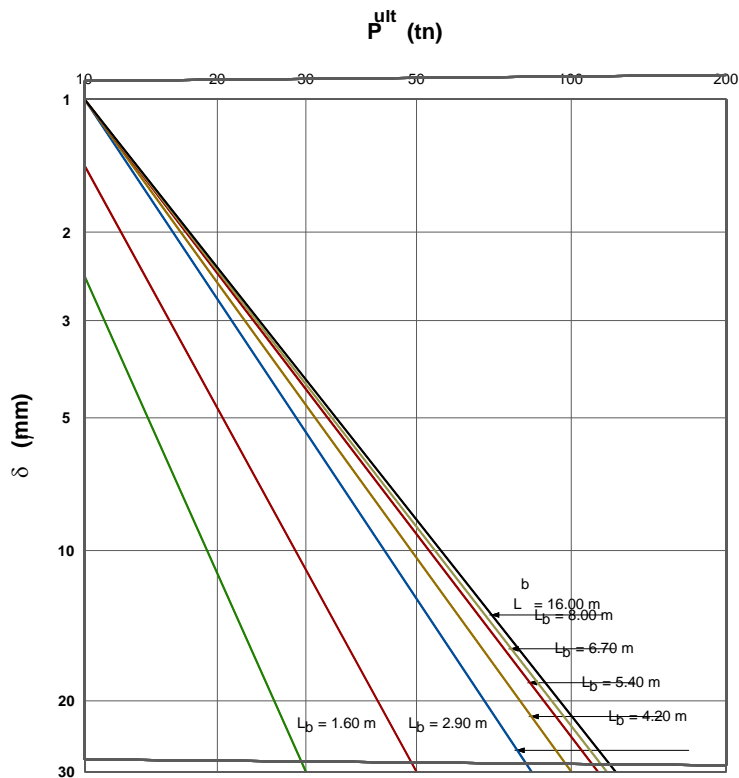


**Fig. 3.6.** Correlación entre el valor N del Ensayo de Penetración Estándar y la capacidad última del anclaje para arenas gravosas y gravas arenosas. Ostermayer y Scheele, 1977 [30, 13].

Usando un modelo numérico y el resultado de treinta ensayos de campo en un estrato de arena, Fujita y otros (1977) [7], derivaron una relación entre la resistencia promedio máxima de fricción lateral y el valor medio N del SPT como se muestra en la Figura 3.7. Estos autores también encontraron que hay una longitud de bulbo crítica a partir de la cual hay incrementos reducidos en la resistencia al arrancamiento, Figura 3.8. Estos datos tienden a sugerir también que hay un pequeño valor de resistencia excediendo los 6.00 m de longitud. Este valor también es respaldado por investigaciones independientes reportadas por Ostermayer (1974) [29]. Sin embargo, para la aplicación de estas conclusiones, hay que tomar en cuenta la influencia del método de construcción y condiciones del terreno en el rendimiento del anclaje. Por ejemplo, si se emplea un sistema multi-inyección, tal como el “tubo manguito”, pueden aplicarse diferentes tendencias en la capacidad del anclaje.



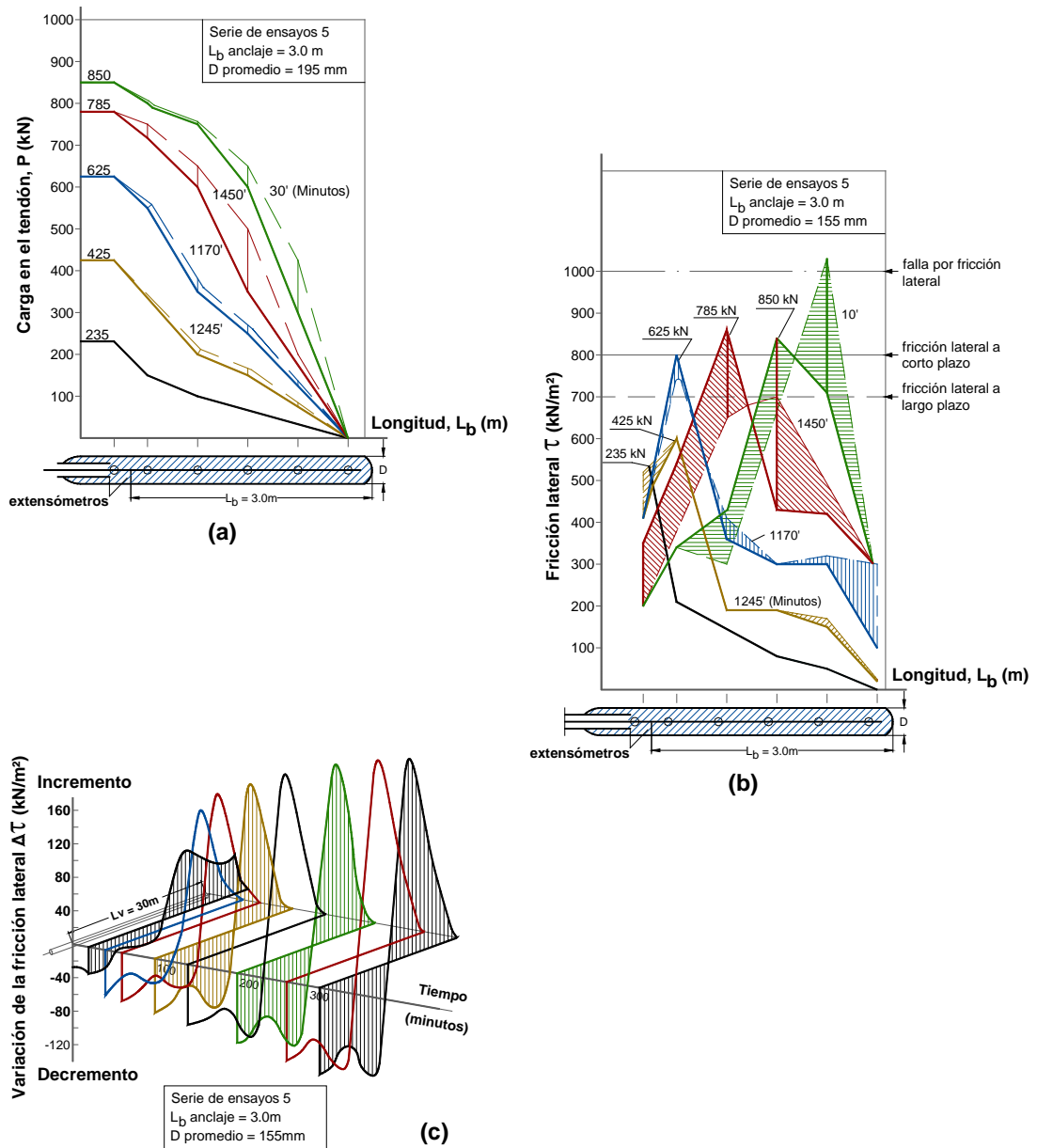
**Fig. 3.7.** Relación entre la resistencia máxima por fricción lateral y el valor medio N del Ensayo de Penetración Estándar. Fujita y otros (1977) [7, 13].



**Fig. 3.8.** Efecto de la longitud del bulbo sobre las cargas y desplazamientos en arenas. Fujita y otros (1977) [7, 13].

Estas observaciones de campo permiten en parte confirmar las predicciones teóricas que la distribución de esfuerzos a lo largo de un anclaje es no uniforme a lo largo de la longitud del bulbo, aun cuando los diseños se basan en una resistencia friccional equivalente uniforme.

La mayor cantidad de registros útiles de campo son expuestos por Ostermayer y Scheele (1977) [30]. La distribución de la carga en anclajes de 3.00 m de longitud de bulbo se muestran en la Figura 3.9 (a), donde se muestra que la distribución de la carga depende de la carga aplicada y el tiempo de duración de la aplicación de la carga. La distribución de la capacidad de adherencia o resistencia unitaria de fricción lateral mostrada en la Figura 3.9 (b) sugiere que el valor máximo o pico se desplaza de la parte inicial hacia la final del bulbo con la aplicación de incrementos de carga. También, debido a una falla de tipo progresiva el valor de la capacidad de adherencia  $\tau_{ult}$  o resistencia por fricción lateral pico decrece en el tiempo. Así, para una carga aplicada particular hay una redistribución de la resistencia por fricción lateral a lo largo de esta longitud asociada con los desplazamientos del anclaje. Los cambios en la distribución de carga con el tiempo se muestran en la Figura 3.9 (c) para incrementos de carga de 785 kN. Esta figura muestra los cambios de la capacidad de adherencia o resistencia de fricción lateral a lo largo de 3.00 m de longitud de bulbo para varios intervalos de tiempo hasta de 6 horas.

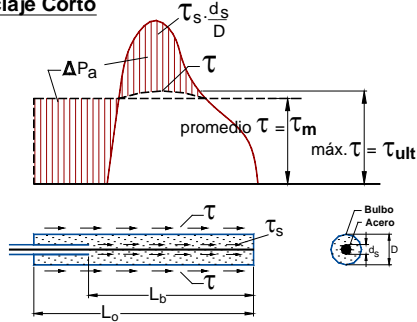


**Fig. 3.9.** (a) Distribución de carga a lo largo del bulbo en arenas densas; (b) Distribución de la resistencia por fricción lateral con la aplicación de carga y tiempo en arenas densas; (c) Variación de la resistencia por fricción lateral con el tiempo para una carga aplicada de 785 kN. Ostermayer y Scheele (1977) [30, 13].

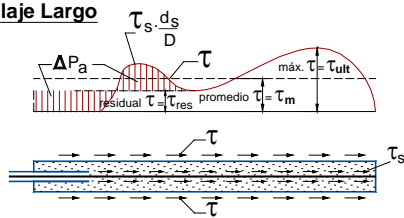
Está completamente claro de las discusiones anteriores que la longitud del bulbo del anclaje es importante (ver Figura 3.8) y que este tema es ilustrado por Ostermayer y Scheele (1977) [30] en los diagramas de la Figura 3.10. Aquí notaremos que la longitud de adherencia del tendón de acero  $L_b$  es menor que la longitud de adherencia de la lechada en el terreno  $L_o$  debido al traslape de la tubería plástica no adherida en el extremo inicial del bulbo del anclaje. Se muestran también las distribuciones de las adherencias del tendón y de la lechada de cemento con el terreno para anclajes cortos y largos. Se aprecia que hay una concentración de esfuerzos de adherencia del tendón y como la carga aplicada se incrementa progresivamente a lo largo de la longitud del bulbo del anclaje generando un

incremento del valor medio de la capacidad de adherencia  $\tau_m$ , el cual decrece un poco con el incremento en la longitud del bulbo. Esta tendencia es cuantificada por los datos de la Figura 3.10 (b) para longitudes de bulbos de anclajes de 2.00 m, 3.00 m y 4.50 m.

### Anclaje Corto

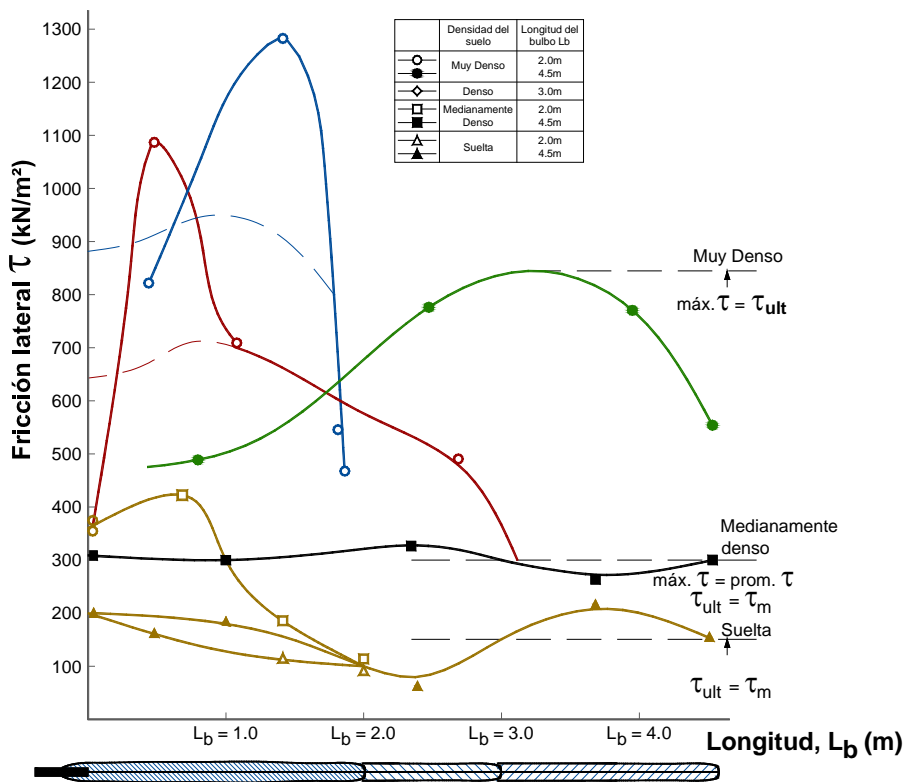


### Anclaje Largo



$\tau$  = Fricción lateral en la interfase suelo-lechada de cemento

$\tau_s$  = Capacidad de adherencia en la interfase acero - lechada de cemento



**Fig. 3.10.** (a) Diagrama esquemático ilustrando el efecto de la longitud del anclaje sobre distribución de la fricción lateral en la carga última; (b) Mediciones de la distribución de la resistencia por fricción lateral con respecto a la longitud del bulbo del anclaje y la densidad de las arenas. Ostermayer y Scheele (1977) [30, 13].

Algunos puntos importantes surgen de este diagrama:

- Para las arenas muy densas, los valores máximos de fricción lateral se presentan en longitudes de bulbo muy cortas, sin embargo en las arenas sueltas y medianamente densas, donde la rigidez del suelo es menor y por consiguiente la relación del módulo del anclaje respecto al suelo es alta, la fricción lateral es casi uniforme según lo planteado teóricamente (Coates y Yu, 1967) [13].
- Como la carga aplicada se incrementa, el valor pico de la fricción lateral migra hacia el extremo inferior del bulbo del anclaje.
- La fricción lateral media movilizadora por los bulbos cortos de anclajes es mayor que la correspondiente a los bulbos largos.
- La densidad de la arena es extremadamente importante y la capacidad de carga de los anclajes es sensible a ella. Hay un incremento de cinco veces en la fricción lateral promedio entre las arenas sueltas y muy densas.

### 3.3.4. MÉTODO DE BUSTAMANTE Y DOIX (1985)

Bustamante y Doix (1985) [5] proponen un método empírico para la estimación de la capacidad última de anclajes o micropilotes cimentados en suelos, basándose en 120 pruebas de carga ejecutadas en Francia, que consideran la influencia de ciertos aspectos relacionados a la lechada de cemento para la formación del bulbo como (1) la técnica de inyección, (2) el número de inyecciones sucesivas y los volúmenes finales inyectados  $V_i$ , (3) las presiones efectivas de inyección  $p_g$ , y (4) los caudales de inyección  $Q_i$  y finalmente (5) la naturaleza de la lechada, es decir características reológicas y mecánicas.

La capacidad última de carga del anclaje postensado puede ser determinada por:

$$P_{ult} = \pi \cdot D_e \cdot L_b \cdot q_s \quad (3.7)$$

Donde:

$D_e$  : diámetro medio adoptado para el bulbo

$L_b$  : longitud del bulbo del anclaje

$q_s$  : fricción lateral unitaria límite que se ejerce a lo largo de la superficie lateral del bulbo (capacidad de adherencia o esfuerzo cortante último del anclaje  $\tau_{ult}$ )

El valor  $D_e$  depende en primer lugar del diámetro  $d$  del barreno, pero igualmente de la naturaleza y compacidad de los suelos, y del método de inyección para formación del bulbo, IRS (Inyección Repetitiva y Selectiva) o IGU (Inyección Global Unificada), al cual se recurre.

$$D_e = \beta \cdot d \quad (3.8)$$

Donde:

- $\beta$  : coeficiente de ensanchamiento de diámetro del bulbo debido a la inyección  
 $d$  : diámetro de perforación para instalación del anclaje postensado

La Tabla 3.3 presenta valores del coeficiente de ensanchamiento  $\beta$  para diversos tipos de suelos, considerando las dos técnicas de inyección IRS o IGU (con y sin reinyección), admitiéndose que el volumen inyectado sea mayor o igual que 1.5 veces el volumen perforado para restringir los valores indicados en la tabla. Como es predecible, los mayores valores del coeficiente ocurren para anclajes reinyectables.

Tipo de Suelo	Coeficiente $\beta$		Volumen mínimo de lechada sugerido $V_i$
	IRS *	IGU **	
Grava	1.8	1.3 - 1.4	$1.5 V_b$
Grava arenosa	1.60 - 1.80	1.2 - 1.4	$1.5 V_b$
Arena gravosa	1.60 - 1.80	1.2 - 1.3	$1.5 V_b$
Arena gruesa	1.50 - 1.60	1.1 - 1.2	$1.5 V_b$
Arena mediana	1.40 - 1.50	1.1 - 1.2	$1.5 V_b$
Arena fina	1.40 - 1.50	1.1 - 1.2	$1.5 V_b$
Arena limosa	1.40 - 1.50	1.1 - 1.2	$1.5 - 2.0 V_b$ para IRS $1.5 V_b$ para IGU

$V_b$  : Volumen del bulbo del anclaje postensado  
 IRS \* : Inyección Repetitiva y Selectiva con  $p_g \geq p_i$ , presión efectiva de inyección mayor igual a la presión de inyección  
 IGU \*\* : Inyección Global Unificada con  $0.5 p_i < p_g < p_i$

**Tabla 3.3.** Valores del coeficiente de amplificación  $\beta$  para arenas y gravas. Bustamante y Doix (1985) [5].

La Figura 3.11, presenta las correlaciones empíricas para estimar el valor de la fricción lateral límite unitaria  $q_s$  en arenas y gravas. Estos valores dependen de la naturaleza del suelo, de su consistencia o compacidad y muy evidentemente del método de inyección elegido (IRS o IGU) para ejecutar los anclajes o los micropilotes. Es importante precisar que esta gráfica fue construida con base en los resultados de Bustamante (1985), Fujita (1977), Ostermayer y Scheele (1977), Ostermayer (1974) entre otros. Cabe también señalar que en la presente investigación estamos citando sólo las tablas y gráficas propuestas por Bustamante y Doix (1985) correspondientes a suelos no cohesivos.



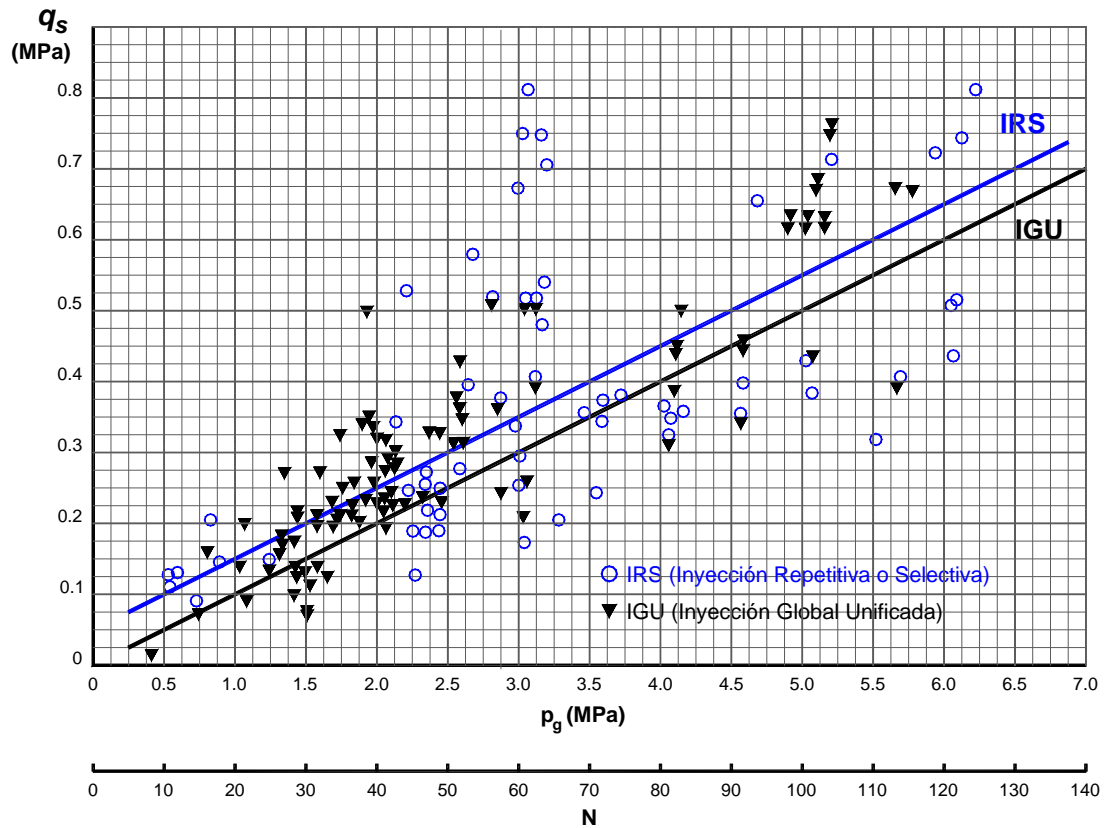


Fig. 3.11. Correlaciones empíricas para estimar  $q_s$  para arenas y gravas. Bustamante y Doix (1985) [5].

### 3.3.5. MÉTODO DE MECSI (1995)

Jósef Mecsi (1995) [26, 38] propone una formulación numérica para la evaluación de la capacidad última de carga en anclajes postensados, asociada a la capacidad de adherencia del bulbo en el contacto suelo - lechada de cemento.

$$P_{ult} = p_{ult} \cdot L_b \quad (3.9)$$

Donde:

$p_{ult}$  : capacidad de carga última del anclaje postensado por metro lineal de bulbo

$L_b$  : longitud del bulbo del anclaje

#### Resistencia Específica al Arrancamiento

La resistencia al arrancamiento de un anclaje, para 1.00 m de longitud de bulbo, se puede describir con la siguiente expresión:

$$p_{ult} = A_k \cdot \tau_{ult} = 2 \pi r_k \cdot \tau_{ult} \quad (3.10)$$

Donde:

$\tau_{ult}$  : capacidad de adherencia o esfuerzo cortante último del anclaje

$A_k$  : área de la superficie lateral del bulbo arrancado cuya longitud es 1.00 m. Se considera la aproximación a una pared cilíndrica:  $A_k = 2 \pi r_k \cdot 1$

La resistencia al arrancamiento depende específicamente del proceso de ejecución del anclaje y es influenciada por varios factores. Muchos dependen de las condiciones de inyección, parámetros de resistencia a la compresión y corte del suelo circundante, pero menos de la posición geométrica del anclaje. Algunos datos referenciales para la resistencia al arrancamiento se muestran en la Tabla 3.4.

La activación de la resistencia al arrancamiento requiere un desplazamiento axial relativo entre el bulbo arrancado y el suelo. La Tabla 3.4 muestra valores de desplazamientos para los cuales se activa la resistencia al corte en diferentes tipos de suelos.

Tipo de Suelo	Resistencia específica al arrancamiento $p_{ult}$	Desplazamiento para la activación de la resistencia al corte
Grava	140 - 500 kN/m	1 - 5 mm
Arena	100 - 300 kN/m	1 - 5 mm
Arena Fina	60 - 200 kN/m	3 - 8 mm
Limo	50 - 150 kN/m	3 - 14 mm
Arcilla	25 - 150 kN/m	5 - 25 mm

**Tabla 3.4.** Valores de resistencia al arrancamiento  $p_{ult}$  de anclajes por metro lineal de bulbo, para diferentes tipos de suelo y bajo condiciones promedio de inyección [26, 38].

La superficie de arrancamiento se aproximará a una pared cilíndrica, en la cara del extremo superior del bulbo la resistencia a la compresión es muy pequeña, por lo tanto despreciable (considerando la pequeña superficie donde actúa). La resistencia cortante actuante sobre la pared puede ser obtenida a partir de la relación de Coulomb:

$$\tau_{ult} = \sigma_r \cdot \operatorname{tg} \phi + c \quad (3.11)$$

La resistencia al arrancamiento entonces puede ser calculada con el área de la superficie actual del anclaje arrancado y con el valor esperado de la resistencia al corte. La Figura 3.12 presenta algunos detalles del cálculo.

La experiencia muestra que mientras el área de la superficie incrementa en proporción con el radio del cilindro pasa lo contrario con el valor esperado de la resistencia cortante la cual

decrece. El cambio en el valor de la resistencia al arrancamiento no es significativo en la mayoría de casos en una estrecha zona alrededor del anclaje. La superficie de falla está muy cerca del bloque de suelo endurecido.

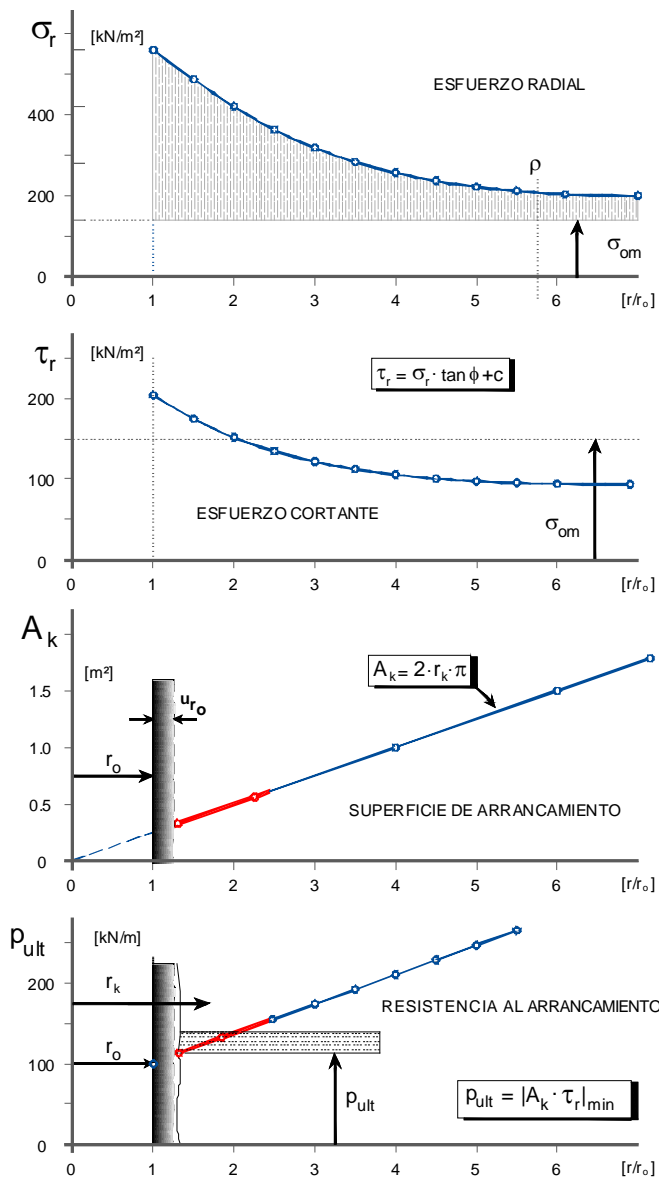


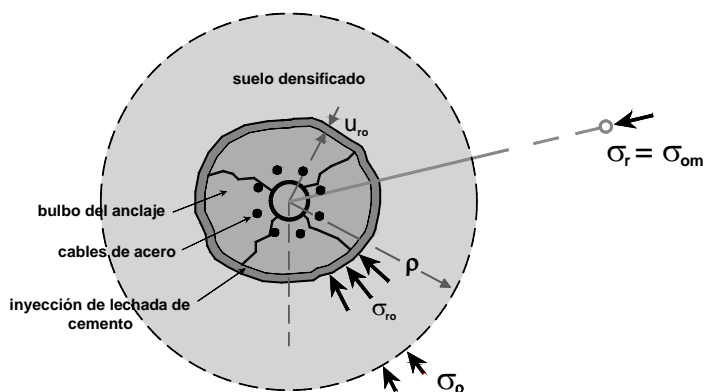
Fig. 3.12. Determinación de la resistencia al arrancamiento. Mecsi (1995) [26, 38].

Mecsi (1995) [26, 38] propuso una expresión para estimar la resistencia al arrancamiento por metro de bulbo  $p_{ult}$ , acorde con la Figura 3.12 y las expresiones 3.10 y 3.11.

$$p_{ult} = 2 \pi r_o (\sigma_{r_o} \cdot \text{tg } \phi + c) \quad (3.12)$$

Donde:

- $r_o$  : radio medio del bulbo después de la inyección de lechada de cemento
- $\sigma_{r_o}$  : esfuerzo radial normal a la superficie del bulbo después de la inyección



**Fig. 3.13.** Sección transversal del bulbo del anclaje luego de la inyección de lechada de cemento. Mecsi (1995) [26, 38].

Para la estimación del valor  $\sigma_{ro}$  Mecsi presentó el gráfico de la Figura 3.14, obtenido a través de la teoría de expansión de cavidad cilíndrica. Teniendo como parámetros de entrada el esfuerzo normal octaédrico  $\sigma_{om}$  en el suelo antes de la ejecución de la inyección de la lechada de cemento para formar el bulbo, el módulo de elasticidad del suelo  $E_{suelo}$  y la variación o incremento volumétrico ocurrido en el bulbo debido a las altas presiones de inyección de la lechada de cemento  $\Delta V_o/V_o$ .

El esfuerzo normal medio  $\sigma_{om}$  en el suelo antes de la ejecución de la inyección puede ser estimado según Mecsi (1995):

$$\sigma_{om} = K \sigma_z = \frac{1}{2} (\cos^2 \alpha + K_o \sin^2 \alpha + K_o) \sigma_z \quad (3.13)$$

Donde:

- $\alpha$  : ángulo de inclinación del anclaje respecto a la horizontal
- $K_o$  : coeficiente de empuje en reposo del suelo
- $\sigma_z$  : esfuerzo vertical efectivo en el centro del bulbo del anclaje

El módulo de elasticidad o módulo de deformabilidad del suelo varía con el estado tensional de acuerdo con la expresión no lineal siguiente:

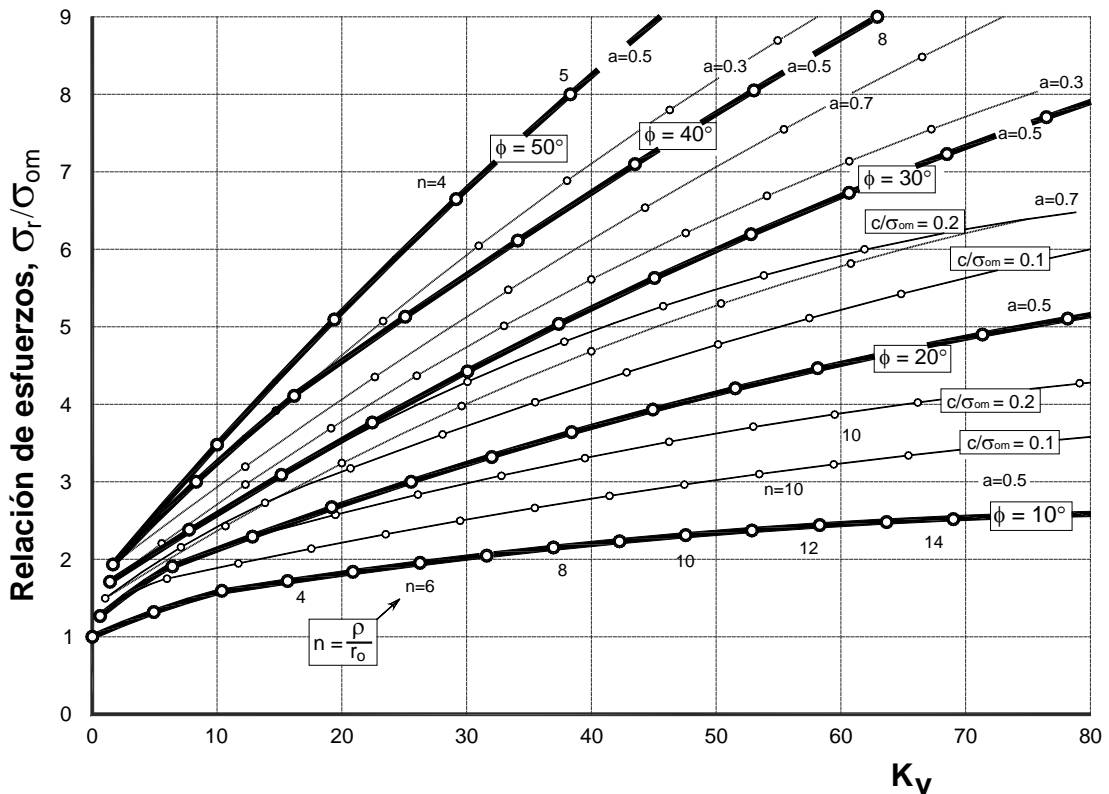
$$E_{suelo} = E_o \left( \frac{\sigma_m}{\sigma_e} \right)^a \quad (3.14)$$

Donde  $E_o$  y  $a$  son parámetros del modelo constitutivo determinados con base a resultados de ensayos de laboratorio, y  $\sigma_e$  es el esfuerzo de normalización  $\sigma_e = 100 \text{ kPa}$ .

Conocidos los valores de  $\Delta V_o/V_o$  (medido),  $a$  (de la expresión 3.14),  $\sigma_e = 100 \text{ kPa}$  y  $\sigma_{om}$  (de la expresión 3.13), es posible estimar el parámetro  $K_v$ .

$$K_v = \frac{\Delta V_o}{V_o} \cdot \frac{E_o}{\sigma_{om}^{(1-a)} \cdot \sigma_e^{(a)}} \quad (3.15)$$

Con el valor de  $K_v$  pueden obtenerse de la Figura 3.14, el incremento del esfuerzo radial normal a la superficie del bulbo después de la inyección ( $\sigma_r/\sigma_{om}$ ) y la extensión de la zona de suelo densificado por la inyección de lechada de cemento ( $n = \rho/r_o$ ). Conocido el valor de  $\sigma_r$  puede encontrarse  $p_{ult}$  con ayuda de la expresión 3.12.



**Fig. 3.14.** Diagrama para el cálculo de la variación de volumen, extensión y distribución de esfuerzos en la zona de densificación alrededor del bulbo del anclaje. Mecsi (1995) [26, 38].

La extensión de la zona de suelo densificado por la inyección de lechada de cemento  $\rho$  puede ser encontrada con mayor precisión con la ayuda de la Figura 3.15, a partir del conocido el valor de la relación de esfuerzos  $\sigma_r/\sigma_{om}$ .

Los parámetros de resistencia y elasticidad del suelo son los más importantes para calcular  $p_{ult}$ , mientras que la variación del volumen inyectado no parece afectar significativamente la capacidad de carga del anclaje. Por ejemplo, duplicando el valor del volumen inyectado de lechada de cemento se obtiene un aumento de  $p_{ult}$  de apenas 15% a 20% según Mecsi.

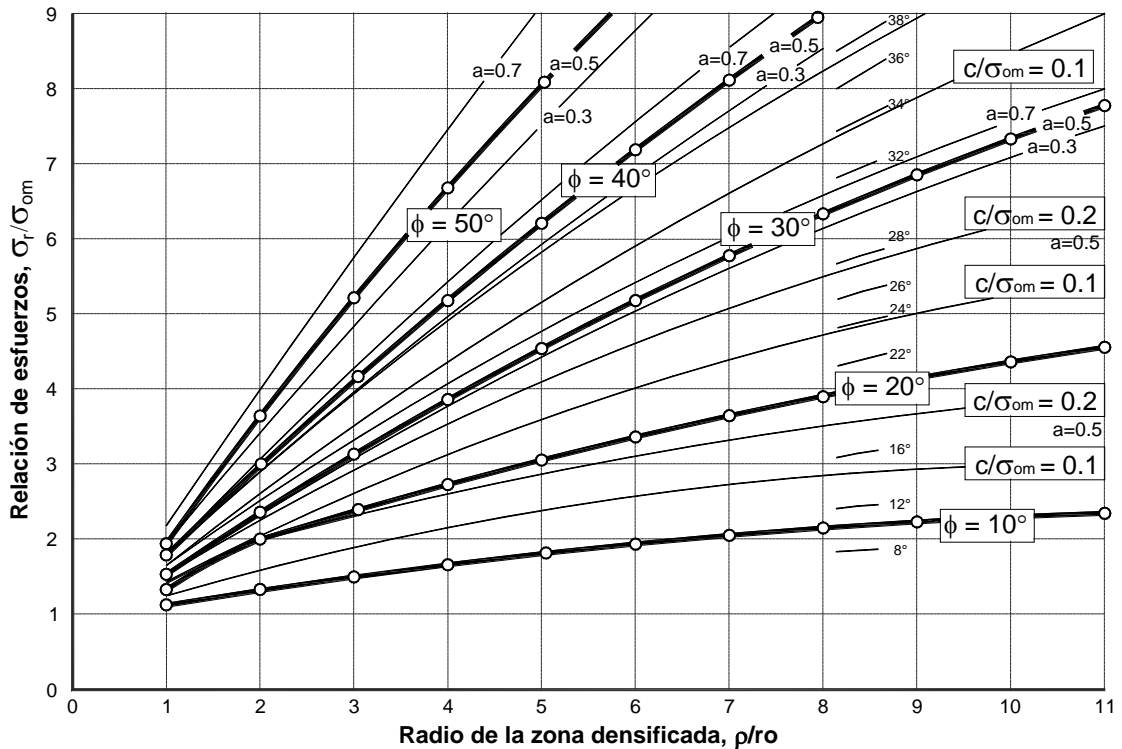


Fig. 3.15. Diagrama para el cálculo de la extensión y distribución de esfuerzos en la zona de densificación alrededor del bulbo del anclaje. Mecsi (1995) [26, 38].

### Proceso de Activación del Esfuerzo Cortante

Para activar el esfuerzo cortante se necesita algún desplazamiento. Para explicar el proceso de activación del esfuerzo cortante, Mecsi (1995) [26, 38] considera las siguientes hipótesis:

- La deformación del acero a lo largo de la longitud del bulbo es crítica.
- La resistencia en la base superior del cilindro del bulbo es leve, por tanto despreciable.
- Los desplazamientos relativos entre el bulbo del anclaje tensado y el suelo, son determinantes en relación con la activación del esfuerzo cortante. Para anclajes de fuerzas elevadas es importante considerar la posibilidad que un cable de acero se desprenda del bulbo.

En el proceso de activación, la longitud del bulbo puede ser dividida en dos: (1) longitud de activación de la resistencia al corte  $l_o$ , y (2) longitud de esfuerzo cortante ( $L_b - l_o$ ).

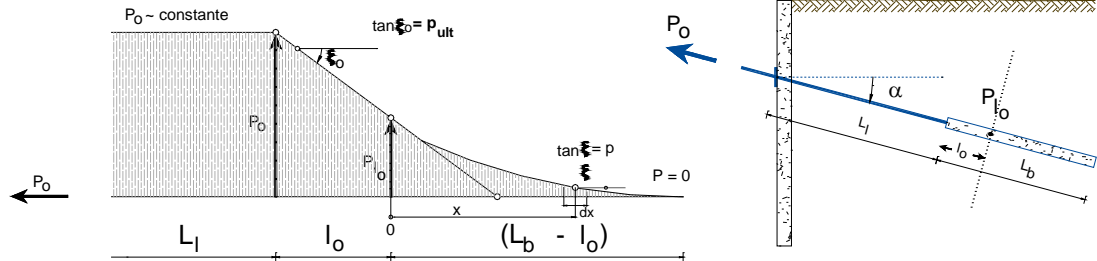
En la zona de activación de la resistencia al corte  $l_o$  donde los desplazamientos relativos del bulbo exceden el valor último  $\Delta_{ult}$ , el valor del esfuerzo cortante  $\tau_{ult}$  es asumido como constante, pero al parecer  $\tau_{ult}$  puede variar de acuerdo con las condiciones de la lechada.

A lo largo de la longitud de esfuerzo cortante ( $L_b - l_o$ ), la distribución de fuerza puede ser calculada a partir de las deformaciones elásticas de los tendones del anclaje de acuerdo con la Figura 3.16. La deformación elástica será obtenida con la ley de Hook:

$$E_s \cdot A_s \cdot \frac{\partial \Delta}{\partial x} = -P \quad (3.16)$$

Donde  $E_s \cdot A_s$  es la rigidez del bulbo, aproximada en términos de la rigidez del tendón.

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS EN EL ANCLAJE



DISTRIBUCIÓN DEL ESFUERZO CORTANTE

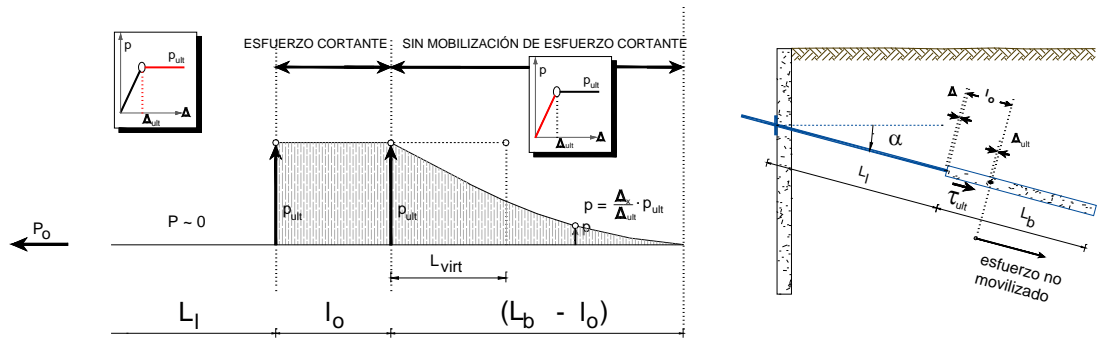


Fig. 3.16. Análisis del proceso de activación del esfuerzo cortante. Mecsi (1995) [26, 38].

La tangente de la distribución de fuerza en la longitud de esfuerzo cortante ( $L_b - l_0$ ) será:

$$\text{tg } \xi = -\frac{\partial P}{\partial x} = -\frac{\Delta}{\Delta_{ult}} \cdot p_{ult} \quad (3.17)$$

De las ecuaciones 3.16 y 3.17, encontramos la ecuación diferencial:

$$\frac{\partial^2 \Delta}{\partial x^2} = \frac{p_{ult}}{E_s \cdot A_s} \cdot \frac{\Delta}{\Delta_{ult}} \quad (3.18)$$

A partir de la ecuación diferencial puede ser calculada la distribución de fuerza en la longitud de esfuerzo cortante ( $L_b - l_0$ ):

$$P_x = p_{ult} \cdot \frac{1}{k_s} \cdot \frac{\sinh[k_s - (L_b - l_0 - x)]}{\cosh[k_s - (L_b - l_0)]} \quad (3.19)$$

Donde  $k_s$  es el "índice de rigidez" del anclaje postensado, cuya expresión es:

$$k_s = \sqrt{\frac{p_{ult}}{E_s \cdot A_s \cdot \Delta_{ult}}} \quad (3.20)$$

### Análisis de las Deformaciones del Anclaje

El análisis de deformaciones del anclaje se ajusta a la distribución de la fuerza en el anclaje.

- Deformación de la longitud libre del anclaje  $L_l$ . La fuerza es constante en el anclaje.

$$\Delta_{L_l} = \frac{P_o \cdot L_l}{E_s \cdot A_s} \quad (3.21)$$

- Deformación de la zona de activación de la resistencia al corte  $l_o$ . La distribución de la fuerza en el anclaje es lineal.

$$\Delta_{l_o} = \frac{P_o \cdot l_o}{E_s \cdot A_s} - \frac{p_{ult}}{2} \cdot \frac{l_o^2}{E_s \cdot A_s} \quad (3.22)$$

- Deformación de la longitud de esfuerzo cortante ( $L_b - l_o$ ). Desplazamientos que activan la capacidad de adherencia o esfuerzo cortante.

$$\Delta_{(L_b - l_o)} = \Delta_{ult} \quad (3.23)$$

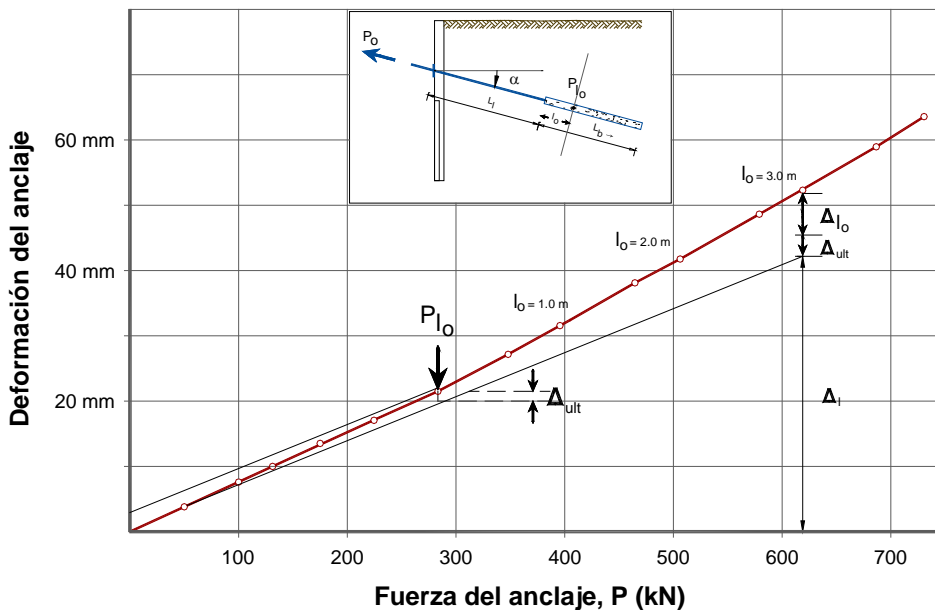


Fig. 3.17. Diagrama esfuerzo - deformación de un anclaje. Mecsi (1995) [26, 38].



Conociendo el resumen de los desplazamientos de las longitudes con diferentes características distribución del esfuerzo, podríamos determinar el diagrama de fuerza - deformación para el anclaje, ver Figura 3.17.

### Interpretación de Resultados a partir de una Prueba de Carga

En el transcurso de una prueba de carga de un anclaje de geometría y rigidez conocida, serán medidos los pares de valores de fuerza  $P_o$  y deformación  $\Delta_{total}$ .

Graficando estos valores podríamos determinar la resistencia específica al arrancamiento  $p_{ult}$  y la longitud actual de la zona de activación de la resistencia al corte  $l_o$ .

Usando la Figura 3.16 cualquier fuerza actual del anclaje está dada por la expresión:

$$P_o = p_{ult} \cdot \left[ l_o + \frac{1}{k_s} \cdot \text{tgh}[k_s \cdot (L_b - l_o)] \right] \quad (3.24)$$

Y la deformación total pertinente del anclaje, puede ser calculada por:

$$\Delta_{total} = \frac{P_o \cdot L_l}{E_s \cdot A_s} + \frac{P_o \cdot l_o}{E_s \cdot A_s} - \frac{p_{ult}}{2} \cdot \frac{l_o^2}{E_s \cdot A_s} + \Delta_{ult} \quad (3.25)$$

Los dos términos desconocidos ( $p_{ult}$  y  $l_o$ ) en las expresiones 3.24 y 3.25, pueden ser encontrados. Teóricamente un solo punto en el diagrama de la prueba de carga sería suficiente para determinar el valor de  $p_{ult}$ , pero debido a que se dispone de varios puntos de medición de la prueba de carga, resulta posible establecer una curva de ajuste que representa la confiabilidad de nuestra estimación.

Debido al reacomodo de los tendones, podría existir incertidumbres en la medición de la deformaciones para bajas fuerzas de tensado. Esto sugiere aplicar la fórmula 3.24 para el cálculo de un valor de deformación para bajas fuerzas de tensado y usar este valor para corregir las mediciones de las deformaciones.

### Determinación de la Longitud de Bulbo Necesaria

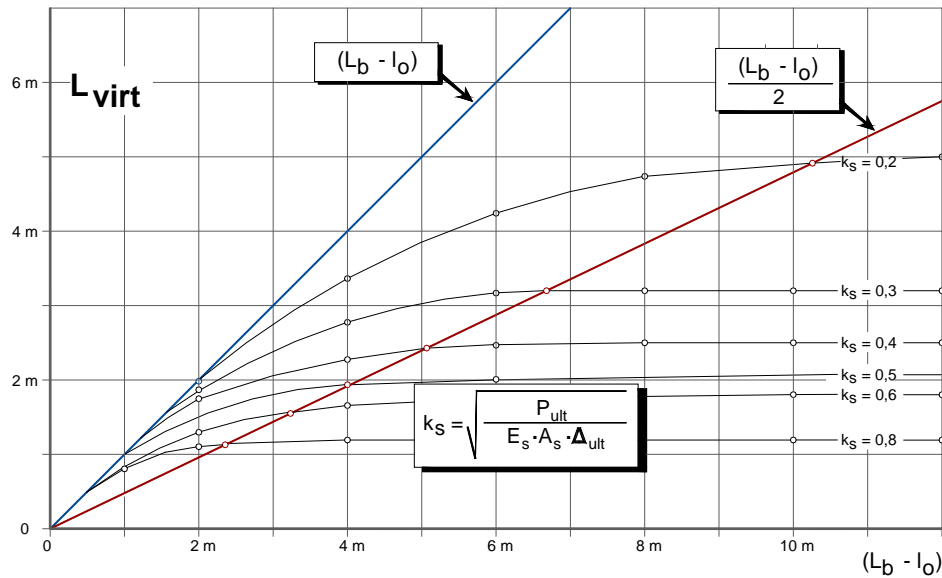
En el comienzo de la activación del esfuerzo cortante, la fuerza del anclaje es:

$$P_{l_o} = p_{ult} \cdot \left[ \frac{1}{k_s} \cdot \text{tgh}[k_s \cdot (L_b - l_o)] \right] \quad (3.26)$$

Es decir, la fuerza resulta ser el producto de la resistencia específica al arrancamiento  $p_{ult}$  y una determinada longitud virtual  $L_{virt}$ .

$$L_{virt} = \frac{1}{k_s} \cdot \text{tgh}[k_s - (L_b - l_o)] \quad (3.27)$$

La Figura 3.18 fue determinada a partir de la fórmula 3.27. Esto demuestra que más allá de una determinada deformación del bulbo del anclaje, la longitud virtual útil  $L_{virt}$  no cambia.



**Fig. 3.18.** Análisis de la longitud efectiva del bulbo del anclaje. Mecci (1995) [26, 38].

Esta longitud puede ser asumida a partir de la intersección de la curva con una línea cuya ecuación es la siguiente:

$$\frac{1}{k_s} \cdot \text{tgh}[k_s - (L_b - l_o)_{min}] = \frac{(L_b - l_o)_{min}}{2} \quad (3.28)$$

De la expresión 3.28 se puede determinar la longitud mínima para el bulbo del anclaje  $(L_b - l_o)_{min}$ . Para una fuerza aplicada, la longitud necesaria de bulbo  $(L_b)_n$  será:

$$(L_b)_n = \frac{P_o}{p_{ult}} + \frac{(L_b - l_o)_{min}}{2} \quad (3.29)$$

El factor de seguridad será:-

$$FS = \frac{P_{ult}}{P_o} = \frac{L_b}{l_o + \frac{1}{k_s} \cdot \text{tgh}[k_s - (L_b - l_o)]} \quad (3.30)$$

### 3.3.6. MÉTODO DE LA NORMA BRASILEIRA NBR-5629 (1996)

La Norma Brasileira NBR-5629 (1996) [40] establece que la longitud del bulbo del anclaje sea definida a través de ensayos básicos de tensado, realizados en anclajes de prueba ejecutados previamente a los anclajes de producción contemplados en la fase de proyecto. Sin embargo para estimar preliminarmente la capacidad última de los anclajes postensados cimentados en suelos no cohesivos, propone el uso de la siguiente expresión empírica:

$$P_{ult} = \sigma'_v \cdot U \cdot L_b \cdot K_t \quad (3.31)$$

Donde:

- $\sigma'_v$  : esfuerzo efectivo en el punto medio del bulbo del anclaje
- $U$  : perímetro medio de la sección transversal del bulbo del anclaje
- $L_b$  : longitud del bulbo del anclaje
- $K_t$  : coeficiente de anclaje, indicado en la Tabla 3.5.

La expresión anterior puede ser reescrita de la siguiente forma:

$$P_{ult} = \pi \cdot D \cdot L_b \cdot K_t \cdot \sigma'_v \quad (3.32)$$

Tipo de Suelo	Compacidad del Suelo		
	Suelto	Compacto	Muy Compacto
Limo	0.1	0.4	1.0
Arena fina	0.2	0.6	1.5
Arena media	0.5	1.2	2.0
Arena gruesa y grava	1.0	2.0	3.0

**Tabla 3.5.** Coeficiente de anclaje  $K_t$  para suelos granulares. Norma Brasileira NBR 5629 (1996) [40].

Este método no toma en consideración los efectos de la presión de inyección de la lechada de cemento durante la formación del bulbo. Sin embargo la NBR-5629 (1996) [40] admite que para la ejecución del bulbo del anclaje postensado, la inyección de la lechada de cemento puede ser de tipo simple con flujo ascendente en fase única o a través de válvulas en fases sucesivas, quedando este procedimiento a criterio de la empresa ejecutora. El método de inyección seleccionado debe garantizar el relleno total de la perforación ejecutada para poder insertar el anclaje en el suelo y la capacidad de carga del anclaje postensado prevista durante para la fase de servicio y ensayos de tensado.

### 3.3.7. MÉTODO DE OSTERMAYER Y BARLEY (2000)

#### a. Distribución de la Capacidad de Adherencia en el Bulbo

Es ampliamente conocido por numerosos investigadores que han estudiado la transferencia de cargas normales de un tendón completamente inyectado con lechada de cemento a un suelo rígido o una roca, que la distribución de esfuerzos a lo largo del bulbo no es uniforme. Esto es resultado de la incompatibilidad de entre los módulos de elasticidad tendón anclado, de la lechada de cemento y del suelo. Típicamente, un tendón anclado con 8.00 m de bulbo, sometido a prueba de carga, necesita extenderse de 15 a 20 mm en el extremo superior del bulbo antes que cualquier carga sea transferida por el tendón hacia el extremo final.

Así, en todos los anclajes largos completamente inyectados (con excepción de los fundados en arcillas plásticas o arenas sueltas) durante la aplicación de la carga inicial, el esfuerzo de adherencia  $\tau$ , se concentra en la parte superior del bulbo del anclaje. En ese momento la longitud extrema del bulbo no recibe esfuerzos. Como la carga es incrementada en el anclaje, el esfuerzo último de adherencia en el contacto acero - lechada, lechada - suelo, o ambas, es excedido y el esfuerzos residual de adherencia en esta posición, después del desplazamiento en el contacto, es generalmente de orden inferior. Cuando se logra el esfuerzo último de adherencia en una zona de contacto (generalmente en la lechada de cemento - terreno, en anclajes fundados en suelo), los esfuerzos de adherencia en la otra zona de contacto no pueden ser incrementados más. Esta longitud corta del anclaje llega a su capacidad límite y como consecuencia la capacidad de esta longitud decrecerá.

Como la carga en el anclaje total es además incrementada, la zona de concentración de esfuerzos de adherencia progresa además a lo largo de la longitud del bulbo. Antes de la falla del anclaje, la zona de concentración de esfuerzos se aproxima al extremo final del bulbo. La Figura 3.19 tipifica la distribución del esfuerzo de adherencia a lo largo de todo un anclaje en condiciones normales inyectado totalmente, durante la aplicación de la carga inicial y cuando se aproxima a la falla. De este modo la relación entre el esfuerzo último de adherencia  $\tau_{ult}$  y el esfuerzo residual de adherencia  $\tau_{res}$ , variará con las condiciones del terreno y con las técnicas de inyección.

Una inspección de la Figura 3.19 (a) permite una evaluación simple de la eficiencia de un anclaje en la movilización del valor de adherencia última en el contacto suelo - lechada de cemento  $\tau_{ult}$ .

$$f_{eff} = \frac{\text{área } A}{\text{área debajo de la línea } \tau_{ult}} \quad (3.33)$$

Donde:

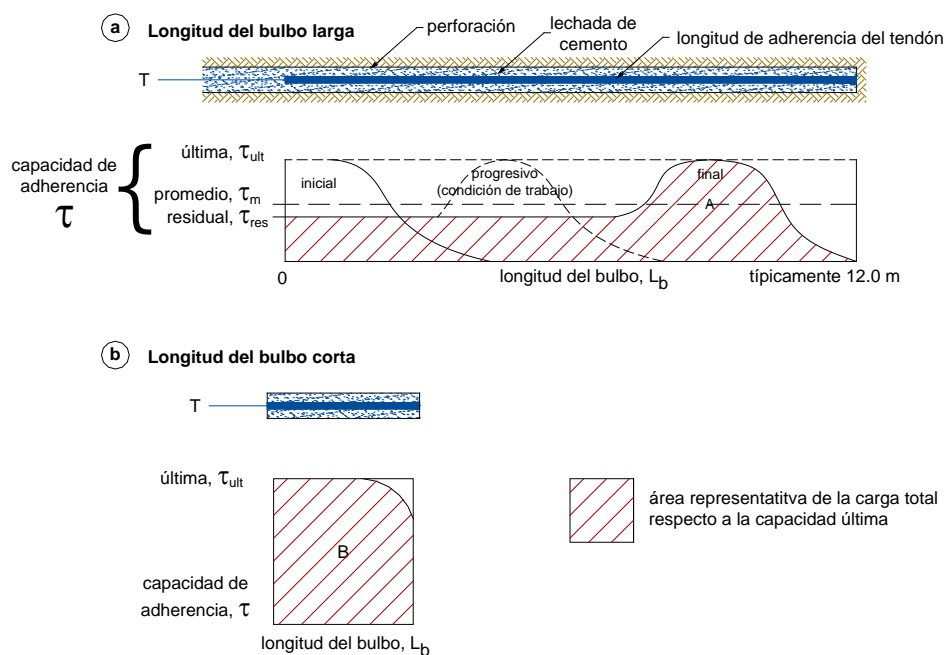
$f_{eff}$  : factor de eficiencia que es normalmente función de la longitud del bulbo  $L_b$

La capacidad última del anclaje está dada por:

$$P_{ult} = p_{ult} \cdot L_b \cdot f_{eff} \quad (3.34)$$

Donde:

$p_{ult}$  : capacidad última de adherencia por metro lineal actuando en una longitud corta de bulbo, Figura 3.19 (b), en la cual la influencia de la elasticidad del tendón sobre la capacidad de adherencia es muy pequeña o despreciable. Esta longitud es típicamente menor que 2.00 o 3.00 m, pero es controlada por la elasticidad relativa entre el tendón de acero y el suelo inyectado.



**Fig. 3.19.** Desarrollo de la distribución del esfuerzo de adherencia a lo largo de la longitud completamente inyectada del bulbo del anclaje: (a) longitud completamente inyectada del bulbo del anclaje con pérdida progresiva de adherencia; (b) anclaje inyectado de longitud corta con efectos despreciables de pérdida de adherencia.

Nota: La carga última del anclaje es igual al área sombreada bajo la curva de carga última (área A para bulbos largos, área B para bulbos cortos), Ostermayer y Barley (1995) [31].

La no linealidad existente entre la capacidad del anclaje y la longitud del bulbo, se reconoce claramente en este modelo aproximado, donde las longitudes de los bulbos son típicamente mayores a 3.00 m. Los intentos para cuantificar el factor de “no linealidad” matemáticamente fueron hechos por Casanovas [6], Barley [1, 2, 3], Mecsi [26, 27] y otros. Sin embargo la ocurrencia de la no linealidad en muchas condiciones de suelo fue claramente demostrada por Ostermayer durante su trabajo de investigación a mediados de 1970, aunque fue representado esquemáticamente.

## b. Estimación de la Capacidad de Carga del Anclaje

Como se ha descrito hasta el momento, durante un periodo de treinta años, dos métodos para la estimación de la capacidad última de anclajes fundados en suelos no cohesivos, han evolucionado por separados aunque relacionados entre sí. Ambos relacionan los resultados obtenidos a partir de un estricto programa de pruebas controladas de anclajes; uno de ellos permitió que la carga última del anclaje se obtenga directamente de una representación esquemática, mientras que el otro utiliza fórmulas y parámetros establecidos a partir de los programas de campo y registros de información de los suelos.

### Interpretación Esquemática

Ejemplos de programas de investigación y pruebas de idoneidad se llevaron a cabo como trabajo de investigación en Alemania y dieron una mayor contribución de la estimación de la capacidad de carga de anclajes fundados en condiciones comparables de terreno.

Para tres grupos de suelos no cohesivos con diferentes densidades, la Figura 3.20 ilustra la capacidad de carga última  $P_{ult}$  de anclajes inyectados versus la longitud del bulbo  $L_b$ . Los siguientes resultados son importantes para los suelos estudiados:

- La capacidad de carga última del anclaje incrementa rápidamente con la densidad.
- Para un mismo valor de densidad relativa, la capacidad de carga última incrementa con un incremento del coeficiente de uniformidad  $U$ , y con el tamaño de los granos.
- El aumento de la carga de rotura disminuye progresivamente con el incremento de la longitud del bulbo. Esto significa que la capacidad de carga última no es proporcional con la longitud del bulbo. En suelos densos, el incremento de la capacidad de carga es particularmente pequeña para longitudes mayores que 6.00 o 7.00 m. Por tanto, el uso de longitudes de bulbo mayores ofrecería pequeños beneficios.
- En condiciones de suelos no cohesivos, donde el diámetro de la perforación varía entre 100 a 150 mm, la capacidad de carga última puede no incrementarse proporcionalmente con el diámetro de la perforación. Esto se debe a una reducción del esfuerzo radial normal y a los efectos de acuñamiento con el incremento del diámetro del bulbo.
- Hay una influencia muy baja sobre la capacidad de carga última del anclaje cuando la presión de sobrecarga en la longitud del bulbo es mayor que 4.00 m debajo del nivel del terreno natural.

Muy a menudo se conocen los resultados de los ensayos de penetrómetro dinámico en lugar de la densidad del suelo. Para dos tipos de suelos no cohesivos la capacidad de carga última versus la resistencia a la penetración dinámica puede por consiguiente ser evaluada a través de los datos de la Figura 3.5.

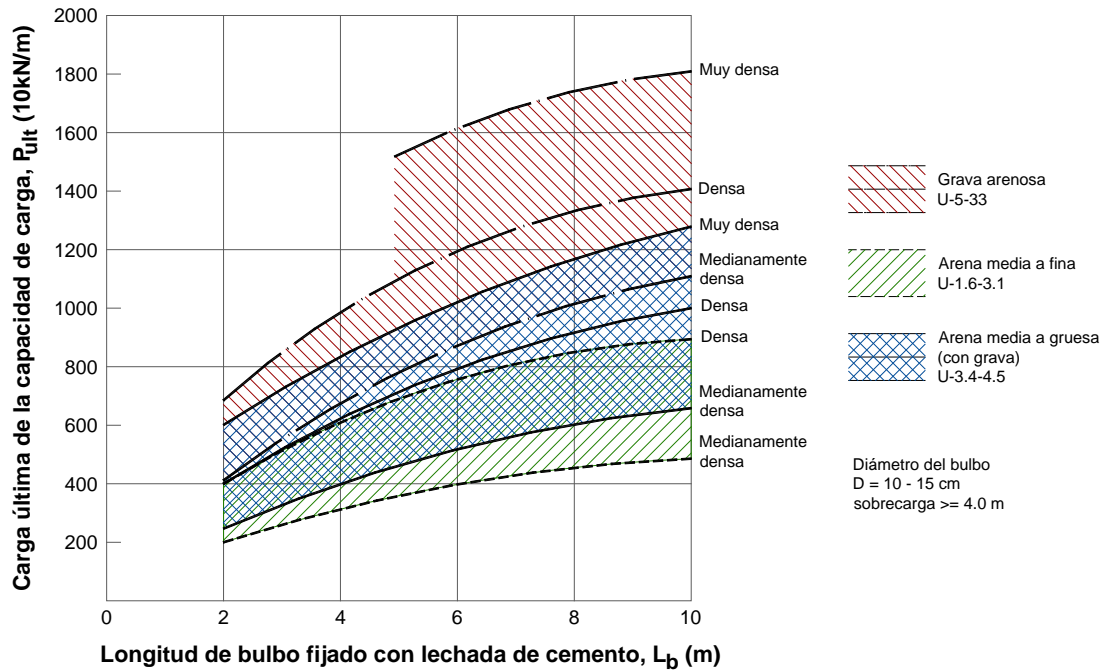


Fig. 3.20. Capacidad de carga última del anclaje en función de la longitud del bulbo para varios tipos de suelos y densidades, Ostermayer y Scheele (1977) [30, 15, 13].  $U$  - coeficiente de uniformidad.

### Fórmula Aproximada de Diseño

Alternativamente durante un mismo largo periodo, se desarrolló una aproximación simple de diseño para la valoración de la capacidad de pilotes, la misma que ha sido frecuentemente adoptada y por necesidad recientemente modificada.

$$P_{ult} = \pi \cdot D \cdot L_b \cdot \tau_{ult} \quad (3.35)$$

Esta expresión, en la cual la carga es proporcional a la longitud del bulbo del anclaje, puede ser cierta para pilotes sometidos a compresión, pero en la vasta mayoría de casos esta fórmula no es válida para reflejar el comportamiento de los anclajes, donde un elemento a tensión elástica completamente inyectado tiene gran influencia sobre el control de la transferencia de carga. En este caso será más real considerar:

$$P_{ult} = \pi \cdot D \cdot L_b \cdot \tau_m \quad (3.36)$$

Donde:

- $D$  : diámetro del bulbo del anclaje
- $L_b$  : longitud del bulbo del anclaje
- $\tau_m$  : generalmente varía con  $L_b$  y es menor que  $\tau_{ult}$

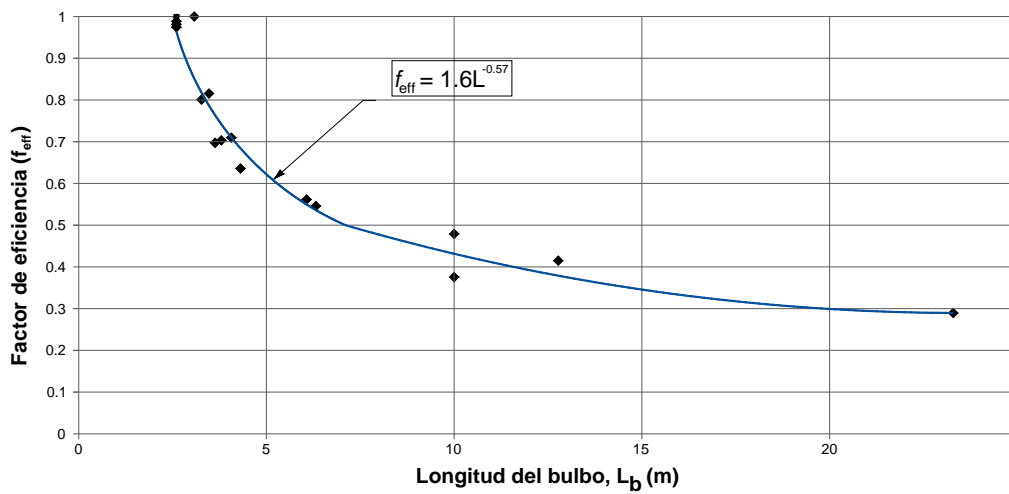
Para el diseño de anclajes en suelo se conoce la no linealidad en la distribución de la carga, usando el concepto de factor de eficiencia podemos establecer:

$$P_{ult} = \pi \cdot D \cdot L_b \cdot \tau_{ult} \cdot f_{eff} \quad (3.37)$$

Donde el factor de eficiencia  $f_{eff}$  está dado por la siguiente expresión:

$$f_{eff} = 1.6 L_b^{-0.57} \quad (3.38)$$

La Figura 3.21 cuantifica la reducción de la eficiencia en anclajes cuando se incrementa de la longitud del bulbo, según lo propuesto por Barley [1, 2, 3].



**Fig. 3.21.** Reducción de “eficiencia del anclaje” con el incremento de la longitud del bulbo  $L_b$ . “factor de eficiencia”  $f_{eff}$  evaluado con la mejor curva de ajuste, Barley (1995) [31,1, 2, 3].

La Figura 3.22 muestra la imposición del valor del esfuerzo de adherencia calculado a partir del factor de eficiencia sobre la representación esquemática de la reducción en el esfuerzo promedio de adherencia con la longitud del bulbo, elaborado por Ostermayer [29, 31]. Esto es un indicativo de la estrecha correlación entre los resultados de programas independientes de ensayos de anclajes e investigaciones.

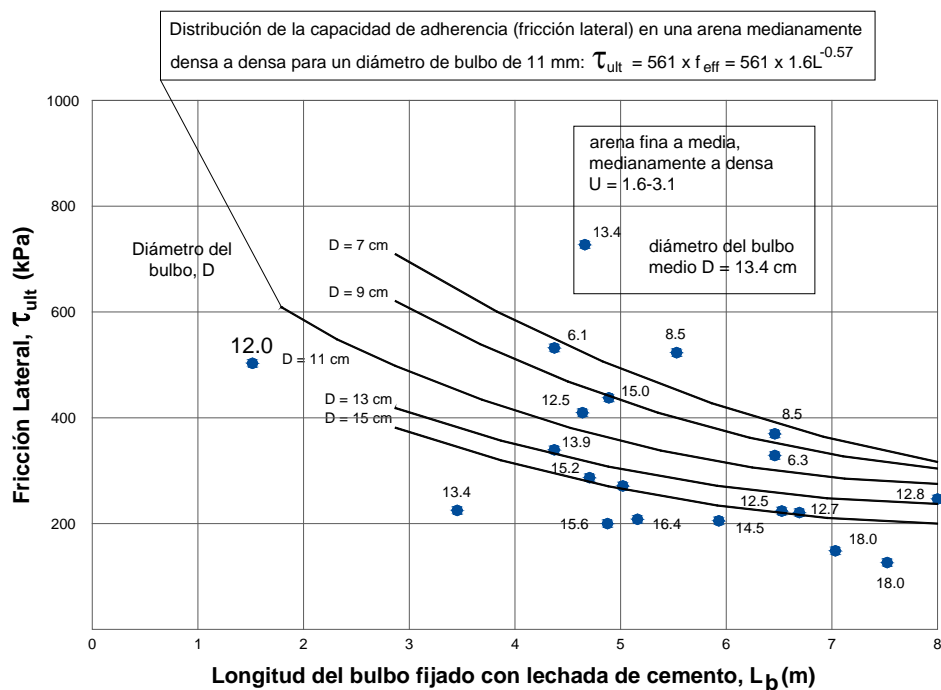
En suelos donde se considera que la capacidad de carga no es proporcional al diámetro de la perforación  $D$ , puede considerarse la siguiente aproximación de diseño:

$$P_{ult} = p_{ult} \cdot L_b \cdot f_{eff} \quad (3.39)$$

Donde:



$p_{ult}$  : capacidad última de adherencia por metro lineal logrado en longitudes cortas de bulbos. Los intervalos de  $p_{ult}$  varían desde 200 kN/m en arenas finas, hasta 400 kN/m en gravas arenosas. Es conocido que la capacidad de adherencia  $P_m$ , es fuertemente influenciada por la presión y el tiempo de aplicación de la lechada. Los parámetros anteriores son desarrollados en general a partir de presiones de 7 a 10 bar aplicada al final de la tubería de revestimiento, y a partir del tiempo de aplicación relacionado con el tiempo de resurgencia de la tubería de revestimiento, típicamente de 1 a 2 minutos por 2.00 m de longitud de la tubería de revestimiento. Las reducciones de la presión de inyección, reducirá los valores de  $\tau_{ult}$  o  $p_{ult}$  en las anteriores consideraciones de diseño.



**Fig. 3.22.** Comparación de la caída del esfuerzo promedio de adherencia  $\tau_m$  ("fricción lateral  $\tau_m$ ") con el incremento de la longitud del bulbo  $L_b$  en suelos no cohesivos, Ostermayer (1974) [29], con el concepto de caída evaluada usando el "factor de eficiencia"  $f_{eff}$ . Ostermayer y Barley (2000) [31].

En el Reino Unido se ha venido usando ampliamente la expresión 3.3, fórmula aproximada recomendada por Littlejohn [21]. Sin embargo se conoce que la relación entre  $P_{ult}$  y  $L_b$  es falsa para muchos suelos no cohesivos cuando  $L_b$  es mayor que 5.00 m y nuevamente la incorporación del factor de eficiencia  $f_{eff}$  parecería apropiado:

$$P_{ult} = L_b \cdot n \cdot \text{tg } \phi \cdot f_{eff} \quad (3.40)$$

### 3.3.8. MÉTODO DEL POST-TENSIONING INSTITUTE (2004)

El Post-Tensioning Institute (2004) [48], sugiere para el diseño de la longitud del bulbo  $L_b$ , el uso de la expresión siguiente, concordante con la expresión 3.35:

$$L_b = \frac{P_{ult}}{\pi \cdot D \cdot \tau_{ult}} \quad (3.41)$$

#### Valores Promedio de la Capacidad Última de Adherencia

La Federal Highway Administration de los E.E.U.U. propone valores promedio para la resistencia última de adherencia  $\tau_{ult}$  en el contacto suelo - lechada de cemento en el bulbo, en su publicación N° FHWA-IF-99-015 de Junio de 1999 [45] (véase Anexo 04).

Los valores adoptados por el PTI 2004 [48] son los mismos que fueron adoptados por la Federal Highway Administration en su publicación mencionada, la misma que toma como referencia los valores expuestos en la publicación del PTI de 1996 [47].

Los valores promedio típicos para  $\tau_{ult}$  en suelos no cohesivos, se muestran a continuación:

Tipo de anclaje	Capacidad última de adherencia promedio - suelo/lechada de cemento	
	MPa	psi
Anclajes inyectados a gravedad (en dirección al eje)	0.07 - 0.14	10 - 20
Anclajes inyectados a presión (en dirección al eje)		
- Arena fina a media, medianamente densa a densa	0.08 - 0.38	12 - 55
- Arena medianamente gruesa (con grava), medianamente densa	0.11 - 0.66	16 - 95
- Arena medianamente gruesa (con grava), densa a muy densa	0.25 - 0.97	35 - 140
- Arenas limosas	0.17 - 0.41	25 - 60
- Morrena glacial densa	0.30 - 0.52	43 - 75
- Grava arenosa, medianamente densa a densa	0.21 - 1.38	31 - 200
- Grava arenosa, densa a muy densa	0.28 - 1.38	40 - 200

Nota: Los valores reales para anclajes inyectados a presión dependerán de la capacidad de desarrollar las presiones en cada tipo de suelo

**Tabla 3.6.** Valores típicos de resistencia cortante última promedio  $\tau_{ult}$  en suelos no cohesivos. PTI (2004) [48].

Se aprecia que para las características promedio del suelo de Lima, empleando anclajes cuyos bulbos han sido ejecutados inyectando lechada a presión, los valores promedios para la adherencia última están comprendidos en el rango de 0.21 a 1.38 MPa (2.10 a 13.80 kg/cm<sup>2</sup>), variando con la compacidad del material.

El Instituto de Postensado, PTI 2004 [48] cuyas recomendaciones son ampliamente aceptadas, concluye que el esfuerzo último de adherencia promedio depende de variables como el método de perforación, lavado y limpieza del taladro; propiedades del suelo como permeabilidad, densidad, ángulo de fricción interna, esfuerzo cortante, grado de consolidación, cambios de las propiedades del suelo dentro de la zona de adherencia, distribución de tamaño de granos; presión de sobrecargas; diámetro del taladro; métodos de inyección, presiones y diseño de mezcla; número de ciclos de post-inyecciones; configuración de los cables; entre otras.

Para el caso específico de anclajes inyectados a presión en suelos no cohesivos, el PTI 2004 [48] expone que estos anclajes desarrollan capacidades superiores a la carga esperada resultante de la aplicación de la teoría convencional de mecánica de suelos.

Para el caso del desarrollo de la capacidad de carga, son significativos los factores de la presión de sobrecarga, ángulo de fricción interna, densidad y tamaño de granos de las partículas de suelo, diámetro del taladro, presión de inyección, toma de inyección, composición de la lechada, y método de excavación.

Otros valores representativos para  $\tau_{ult}$  son recomendados por Ucar Navarro (2004) [37] y sugeridos en la Norma Española de Anclajes.

Tipo de Terreno	$\tau_{ult}$ (kN/m <sup>2</sup> )
Roca dura (granito, gneiss, caliza, etc.)	1,000 - 2,500
Roca blanda (margas, esquistos, pizarras, etc.)	300 - 1,000
Gravas y arenas gruesas	600 - 1,000
Arenas finas y medias	300 - 600
Arenas limosas y arcillas arenosas	300 - 600

**Tabla 3.7.** Valores representativos de  $\tau_{ult}$  para diversos tipos de material. Ucar Navarro (2004) [37].

Para un suelo con características promedio al conglomerado típico de Lima, el código español recomienda valores promedios para la adherencia última en un rango comprendido entre los 600 a 1000 kN/m<sup>2</sup> (6.00 a 10.00 kg/cm<sup>2</sup>), el cual varía con la compacidad.

## CAPÍTULO IV : DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

### 4.1. CONSIDERACIONES GENERALES

#### 4.1.1. GENERALIDADES DE LOS ENSAYOS

##### 4.1.1.1. Localización de los Ensayos

Se ha seleccionado cinco (05) zonas específicas de la ciudad de Lima Metropolitana, donde la empresa GEOTÉCNICA S.A.C. ha ejecutado anclajes postensados con fines de contención de los taludes resultantes de la excavación para la construcción de los sótanos de los siguientes proyectos de edificación:

Nombre de la Edificación	Dirección	Distrito	Profundidad *
Edif. Aulas Universidad de Lima	Av. Javier Prado Este & Golf Los Incas	Surco	13.70 m
Edif. de Oficinas Juan de Arona	Av. Juan de Arona N° 187	San Isidro	20.00 m
Edif. de Oficinas Andrés Reyes	Calle Andrés Reyes N° 360-372	San Isidro	21.85 m
Edif. ISIL - Sede Miraflores	Av. Alfredo Benavides N° 778-786	Miraflores	14.35 m
Edif. Centro Empresarial Platino III	Av. Ricardo Palma N° 311	Miraflores	20.85 m

\* Altura máxima del proyecto de contención con anclajes postensados, igual a la profundidad de cimentación máxima de la edificación

##### 4.1.1.2. Distribución y Objetivo de los Ensayos

Se han ejecutado un total de dieciséis (16) ensayos in-situ, a escala natural, distribuidos en los cinco (05) sectores mencionados anteriormente. Todos los anclajes postensados fueron de marca GEOTÉCNICA, es decir reinyectables (inyectados a presión sucesivamente, IRS).

Nombre de la Edificación	Entidad Contratista del Proyecto	Número Ensayos	Objetivo de Ensayos
Edif. Aulas Universidad de Lima	J.E. Construcciones Generales S.A.	01	Evaluación del valor
Edif. de Oficinas Juan de Arona	Técnicas Metálicas S.A.	01	de $\tau_{ult}$ respecto a la
Edif. de Oficinas Andrés Reyes	Inmobiliaria TOR S.A.C.	04	profundidad al centro
Edif. ISIL - Sede Miraflores	ALTIMMUS S.A.C.	06	de gravedad del bulbo
Edif. Centro Emp. Platino III	Consortio V&V Bravo Contratistas Generales S.A.C.	04	$D_f$ , y respecto a la
			longitud de bulbo $L_b$
			del anclaje postensado
Total de Ensayos		16	

#### 4.1.1.3. Características Generales de los Anclajes de Prueba

En esta sección presentamos las características globales de los anclajes ejecutados para ser probados al arrancamiento del bulbo, programados y diseñados para lograr los objetivos de la presente investigación. Estos anclajes fueron ejecutados según las especificaciones técnicas de la empresa GEOTÉCNICA S.A.C. resumidas en las secciones 4.1.3 y 4.1.4., pues los anclajes son marca GEOTÉCNICA. Asimismo todos los anclajes fueron instalados con una inclinación respecto a la horizontal  $\alpha = -15^\circ$  y cimentados en grava arenosa GP medianamente densa a muy densa.

Nombre de la Edificación	Nombre Ensayo	Área de Acero $A_s$	Longitud Bulbo $L_b$ (m)	Profundidad C.G. Bulbo $D_f$ (m)	Consumo Cemento (Blts)	Designación del Anclaje
U. de Lima	UL-04P	10@1/2"	4.00	10.80	6.00	UL-04P-10.80
Juan de Arona	JA-02P	10@1/2"	2.00	2.50	4.00	JA-02P-2.50
Andrés Reyes	AR-03P <sup>1</sup>	10@1/2"	3.00	3.40	5.00	AR-03P <sup>1</sup> -3.40
	AR-03P <sup>2</sup>	10@1/2"	3.00	6.20	4.50	AR-03P <sup>2</sup> -6.20
	AR-03P <sup>3</sup>	10@1/2"	3.00	9.40	4.50	AR-03P <sup>3</sup> -9.40
	AR-03P <sup>4</sup>	10@1/2"	3.00	12.60	4.50	AR-03P <sup>4</sup> -12.60
ISIL - Miraflores	IS-01P	10@1/2"	1.00	2.40	4.00	IS-01P-2.40
	IS-02P	10@1/2"	2.00	2.50	5.00	IS-02P-2.50
	IS-03P	10@1/2"	3.00	2.60	6.00	IS-03P-2.60
	IS-04P	10@1/2"	4.00	2.80	7.50	IS-04P-2.80
	IS-06P	10@5/8"	6.00	5.80	8.00	IS-06P-5.80
	IS-08P	10@5/8"	8.00	6.10	10.00	IS-08P-6.10
Platino III	PL-04P	10@5/8"	4.00	5.90	6.00	PL-04P-5.90
	PL-05P	10@5/8"	5.00	6.00	7.00	PL-05P-6.00
	PL-06P	10@5/8"	6.00	6.10	7.50	PL-06P-6.10
	PL-07P	10@5/8"	7.00	6.30	8.50	PL-07P-6.30

Anclajes inclinados  $\alpha = -15^\circ$  respecto a la horizontal y cimentados en grava arenosa medianamente densa a muy densa.

#### 4.1.2. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN

En concordancia con las conclusiones de Martínez Vargas (1986) [25] y muchos otros estudiosos del subsuelo típico de la ciudad de Lima Metropolitana, esta sección tiene como objetivo, presentar las propiedades físicas y mecánicas del suelo donde fueron cimentados los anclajes de prueba ejecutados para la presente investigación, así como mostrar un perfil estratigráfico que represente las condiciones promedio encontradas durante la fase de investigación (estudios de suelos de los proyectos de edificaciones descritos en 4.1.1.1., donde se localizaron los ensayos) y la fase de ejecución de los anclajes postensados (ejecución del proyecto de contención con muros anclados de las edificaciones señaladas en 4.1.1.1.). Esta información servirá para correlacionar los resultados de los ensayos de arrancamiento respecto al tipo de suelo de fundación.

El perfil del suelo representativo en esta investigación y sus correspondientes parámetros geotécnicos, se presentan en el Apéndice A, elaborado con base a los estudios de suelos con fines de cimentación de los proyectos de edificación donde se localizaron los anclajes de prueba [49, 50, 51, 52, 53, 54, 55], y en datos estadísticos obtenidos en varias obras ejecutadas por GEOTÉCNICA S.A.C. en la región.

Parámetros Geotécnicos	Perfil Típico de Suelo Propuesto
Tipo de suelo	GP, grava arenosa mal graduada con piedras y bolones redondeados
Tamaño promedio $TP$	1" - 2"
Tamaño máximo $TM$	8" - 16"
Densidad relativa del suelo $D_r$	medianamente densa a muy densa, $D_r \geq 75\%$
Peso específico del suelo $\gamma_s$	2.10 - 2.20 kg/cm <sup>3</sup>
Cohesión efectiva $c'$	0.30 - 0.40 kg/cm <sup>2</sup>
Ángulo de fricción interna efectivo $\phi'$	38 - 40°
Contenido de humedad $\% \omega$	1.10 - 9.90%
Contenido de Gravas $\% G$	70 - 65%
Contenido de Arenas $\% A$	28 - 32%
Contenido de Finos $\% F$	2 - 3%
Capacidad portante del suelo $\sigma_{adm}$	5.00 a 6.00 kg/cm <sup>2</sup> (profundidad mínima cimentación 1.20 m)
Profundidad máxima investigada *	25.00 m

\* : no se identificó el nivel de la napa freática  $NF$  hasta las profundidades investigadas en las calicatas.

**Tabla 4.1.** Parámetros geotécnicos promedio, asumidos para la presente investigación [49, 50, 51, 52, 53, 54, 55].

### 4.1.3. MATERIALES PARA LA EJECUCIÓN DE ANCLAJES

#### 4.1.3.1. Cables de Acero

Los anclajes postensados están formados por cables de acero ASTM A-416 grado 270 y de baja relajación, proceso que reduce significativamente la pérdida de tensión causada por el envejecimiento. En síntesis es un acero de gran resistencia y pequeña sección transversal, cuyas características principales se muestran en la tabla siguiente:

Diámetro del Cable	12.70 mm (1/2")	15.24 mm (5/8")
Peso por metro lineal	0.785 kg/m	1.095 kg/m
Carga de ruptura	18,730.00 kg	26,580.00 kg
Carga máxima de ensayo	15,170.00 kg	21,530.00 kg
Área de acero	98.71 mm <sup>2</sup>	140.00 mm <sup>2</sup>
Módulo de elasticidad	20,000.00 kg/mm <sup>2</sup>	20,000.00 kg/mm <sup>2</sup>

#### 4.1.3.2. Materiales de la Lechada de Cemento

El cemento que se usó para elaborar la lechada inyectada en el bulbo de los anclajes fue cemento Portland común en su envase original. El cemento se usó dentro del período de validez, no habiéndose observado cualquier inicio de petrificación. Su almacenamiento se limitó a pilas de 10 bolsas de cemento.

El agua usada para formación de la mezcla fue limpia, sin impurezas y presencia de elementos químicos agresivos.

Para la combinación del cemento con agua, se usó una mezcladora apropiada con 2 cubas. La primera cuba, denominada Mezclador, es de turbulencia y sirve para mezclar adecuadamente el cemento con el agua. Esta mezcla debe durar al menos dos minutos. Después de preparada la lechada, esta es transportada hacia la segunda cuba denominada Agitador, que tiene como objetivo mantener la mezcla en suspensión y ofrecer continuidad de la misma para fase de bombeo. A partir del agitador, la mezcla es bombeada para la inyección de formación del bulbo y relleno del barreno.

Para la inyección de formación del bulbo se usó una relación agua - cemento, A/C = 0.5 que asegura una resistencia de la lechada superior a 280 kg/cm<sup>2</sup> a los 28 días. La distancia máxima de transporte de la lechada bombeada no superó los 150.00 m.

#### **4.1.3.3. Tubería de Inyección**

Los tubos de inyección son de PVC, clase 15, con diámetro de 1 ¼” en el tramo libre y de 1” en el bulbo. El tubo del tramo anclado de 1”, tendrá instaladas válvulas de inyección denominadas “manguitos”. La primera válvula en la punta inferior, es por donde se realiza la inyección anular externa, entre el anclaje y la pared del hueco perforado (vaina); la segunda válvula ubicada a unos 0.50 m del extremo inferior, servirá para formación del bulbo del anclaje y de seguridad para formación de la vaina, la tercera y demás válvulas del tramo anclado colocadas a 0.50 m entre sí, se usan para formación del bulbo de anclaje.

El mayor diámetro del tubo de inyección de PVC en el tramo libre permite que el obturador baje sin dificultad hasta el tramo correspondiente al bulbo.

#### **4.1.3.4. Cabezal del Anclaje**

El cabezal del anclaje es un elemento metálico de forma cilíndrica, fabricado de acero naval donde se distribuirán los agujeros cónicos para la fijación de los cables. El número de los huecos cónicos varían en función de la capacidad de carga de los anclajes, para los requerimientos de la presente investigación y por formato de GEOTÉCNICA S.A.C., los cabezales fueron confeccionados con doce (12) perforaciones para cables de 1/2”, y con diez (10) perforaciones para cables de 5/8”. En cada agujero cónico, pasa un cable que es fijado al cabezal por acuíñamiento a través de cuñas metálicas tripartidas llamadas clavetes.

Como se trata de anclajes provisionales para ser ensayados, no fue necesario proteger con pintura anticorrosiva a la placa de apoyo y el cuerpo del cabezal.

### **4.1.4. GENERALIDADES PARA LA EJECUCIÓN DE ANCLAJES**

#### **4.1.4.1. Montaje del Tendón**

El cable de acero es suministrado en bobinas de 12,000 pies, mismo que es cortado según los requerimientos del diseño para la presente investigación.

El ensamblaje de los anclajes es realizado sobre una plataforma de madera continua, con una longitud de por lo menos 2.00 m superior al anclaje de mayor longitud según diseño.

Durante el montaje, primero se realizan las perforaciones del tubo de PVC de inyección, mismas que estarán dispuestas en tres bolillos y cubiertas con una empaquetadura plástica denominadas manguitos o válvulas de inyección tipo “manguito”. Estas válvulas tienen 0.10 m de longitud y se encuentran espaciados cada 0.50 m.



Posteriormente, alrededor del tubo de inyección, se colocan los cables de acero cortados previamente, empleándose para tal fin, unos elementos plásticos radiales denominados "centralizadores".

En el tramo del bulbo, los cables son sujetados por centralizadores separados el primero, a 0.25 m del extremo inferior del anclaje, el segundo a 0.50 m y el resto a cada 1.00 m. Los centralizadores tienen la función de mantener los cables paralelos, alineados, igualmente distanciados y suficientemente apartados del tubo de inyección, con la finalidad de efectivizar el relleno de la lechada de cemento entre las unidades del tendón. Asimismo, cuando los anclajes son de mucha longitud, los centralizadores tienen un papel muy importante, pues evitan enredos, fricciones y por consiguiente pérdidas de esfuerzos.

En el tramo libre del anclaje, será suficiente sujetar los cables con alambre N° 16, espaciados a cada 1.00 m hasta el final del anclaje.

Las puntas de los cables en la extremidad inferior del anclaje que será empotrada, serán unidas con masa plástica para formar un tapón.

Se instalarán tubos plásticos en cada cable de acero en toda la extensión de su tramo libre, para su aislamiento de la lechada de cemento, siendo que los cables recibirán una capa de grasa antes de su revestimiento por estos tubos a los que se le denomina en la práctica "tubo spaghetti". En la extremidad inferior de los tubos plásticos de protección se debe hacer un sello de masa plástica para evitar la entrada de lechada de cemento.

Una vez concluido el ensamblaje, el tendón será almacenado horizontalmente en un lugar protegido hasta su uso.

#### **4.1.4.2. Perforación del Barreno**

El proceso de perforación es seleccionado considerando las condiciones topográficas y las condiciones geológicas de la zona de proyecto. En nuestro caso, el proceso más apropiado para la instalación de anclajes es el proceso rotopercusivo, con barras gruesas y con martillo de fondo (down the hole) accionado por rotatores neumáticos.

Entre los sistemas rotopercusivos están el ODEX y DPS, siendo que éste último se podrá usar cuando la plataforma de trabajo puede soportar pesos superiores a 14,000 kg, entre la perforadora, tuberías, bombas y personal. Como es este el caso, para la perforación de todos los anclajes postensados de la presente investigación hemos usado el sistema DPS.

El fluido de perforación que hemos usado es aire y aire-espuma, en algunos casos se empleó agua en forma muy puntual por ocurrencia de atrapamientos de la tubería por inestabilidad en las paredes del barreno.

El diámetro de la perforación para la instalación de los anclajes es de 4", pudiéndose tolerar la perforación nominal máxima de 4 ¾". Este diámetro es suficiente para la incorporación de tendones de acero propuestos, conformados por 10 cables de 1/2" ó 10 cables de 5/8".

Para la ejecución de los barrenos de perforación, se ha empleado equipos de perforación multipropósito, cuyas características principales se detallan en la sección siguiente.

#### **4.1.4.3. Instalación del Tendón**

La perforación concluye en un barreno que se encuentra estabilizado por una tubería de revestimiento metálico, misma que debe estar completamente limpia y sin obstrucciones. El anclaje con peso menor a 10 kg/m, es transportado cuidadosamente por el personal obrero, para evitar daños en su ensamblaje. El transporte se hace desde la mesa de montaje, hasta la boca de perforación, donde fue introducido a velocidad constante, atendiendo las profundidades indicadas en los planos de diseño de la presente investigación.

#### **4.1.4.4. Inyección de Lechada de Cemento**

Se han ejecutado principalmente anclajes de tipo reinyectables (16), que son los anclajes usados por GEOTÉCNICA S.A.C. para garantizar la formación del bulbo.

Todos los anclajes de prueba son de marca GEOTÉCNICA, en resumen los cables de acero se encuentran distribuidos alrededor de un tubo de PVC diámetro 1". Esta tubería posee válvulas a lo largo del tramo anclado espaciadas a 0.50 m, a través de las cuales se inyecta lechada de cemento para formación del bulbo. La inyección se realiza en dos etapas:

##### **Etapas 01: Inyección de Relleno o Inyección a Gravedad**

La inyección a gravedad tiene como objetivo llenar con lechada de cemento el espacio anular entre la pared interior del barreno y el anclaje para lo que se conoce como formación de la vaina. Esta inyección se realiza con una presión y caudal moderado, y se ejecuta a través de la válvula inferior del tubo de PVC, ubicada en la extremidad inferior del anclaje. La inyección concluye una vez que la lechada fluye por la boca del barreno con las mismas características reológicas de la lechada de cemento inyectada, fenómeno conocido como "resurgencia". En caso se observe descenso de la lechada, se complementará la inyección desde la boca de la perforación hasta que el nivel superior de la lechada permanezca inalterado. Para la inyección de vaina, se usa un obturador simple instalado más arriba de la posición de la válvula instalada en la parte inferior del tubo de inyección. Después de dos (02) horas de concluida la inyección de relleno, se hará la limpieza del tubo central de inyección hasta el fondo del mismo. La limpieza es realizada con agua limpia y se considera culminada cuando el agua vierta en la boca del tubo limpio y después de dos minutos.

##### **Etapas 02: Inyección a Presión o Inyección de Formación de Bulbo**

La inyección para la formación de bulbo, inicia con una inyección primaria que se ejecuta de forma ascendente a partir de la válvula más inferior del tubo de PVC. La presión de inyección para romper la válvula alcanza hasta 30 kg/cm<sup>2</sup> (30 bar), una vez rota la válvula,

la lechada migra hacia el interior del terreno formando el bulbo. La presión de inyección después de rota la válvula cae y se mantiene con presión efectiva cerca de  $5.00 \text{ kg/cm}^2$  (5 bar). El proceso de inyección debe practicarse en todas las válvulas distribuidas a lo largo del bulbo del anclaje postensado, la inyección a través de cada válvula será considerada concluida cuando la presión efectiva de inyección alcance los  $10.00 \text{ kg/cm}^2$  (10 bar). La inyección primaria es considerada concluida cuando sea concluida la inyección a través de la válvula superior del tubo de inyección, usando obturador doble. Eventualmente, puede contemplarse la ejecución de inyecciones secundarias con el objetivo de identificar algún tramo donde la inyección primaria no logró consolidar adecuadamente. Esto es posible pues el anclaje marca GEOTÉCNICA, permite inyecciones múltiples.

Concluido el proceso de inyección se esperó siete (07) días para la fragua de la lechada de cemento y proceder con el tensado de los cables.

#### **4.1.4.5. Tensado de Anclajes**

Concluida la construcción del anclaje postensado, procederemos a la fase de tensado de los cables de acero. Esta etapa constituye para cada anclaje, la parte medular de la investigación, pues será a través del proceso de carga y descarga del anclaje, que obtendremos los valores representativos de la capacidad última del anclaje  $P_{ult}$ , debida a la capacidad de adherencia última  $\tau_{ult}$  del bulbo en la interacción suelo - lechada de cemento.




El procedimiento del ensayo de tensado propuesto en la presente investigación, será descrito en la sección 4.2. y denominaremos al ensayo “ensayo de arrancamiento”.

El tensado se realiza empleando pistones hidráulicos anulares, con los cables de acero pasado por el espacio central del cilindro. El pistón será instalado externamente, apoyado sobre el cabezal del anclaje, con un elemento metálico de transición denominado “silla de tensado”, que permitirá a través de unas aberturas o “ventanas”, la instalación al cabezal de las cuñas de fijación o clavetes de los cables tensados. El cabezal se apoyará a su vez sobre una placa de apoyo que permitirá la distribución uniforme de los esfuerzos inducidos por el tensado hacia el muro estructural de concreto armado.

El pistón hidráulico es accionado por una bomba eléctrica y permitirá con su desplazamiento, la aplicación de carga y descarga al anclaje postensado. El tensado deberá ser efectuado después de siete (07) días de la culminación de las inyecciones de lechada de cemento ejecutadas para la formación del bulbo.

#### 4.1.5. EQUIPOS E INSTRUMENTOS PARA LOS ENSAYOS

##### 4.1.5.1. Equipos para la Perforación

Equipos y Características *	Dimensiones	Fotografía
<b>Equipo de Perforación: Atlas Copco Mustang 5P4D</b> - Marca: Atlas Copco, Modelo: Mustang 5P4D - Rendimiento promedio: 90 m/día (grava arenosa, Lima) - Velocidad de avance: 22 m/min - Inclinación máxima de avance: 30° - Mástil perforación BMI 4.20 m operado hidráulicamente - Panel de control con brazo extensible - Brazo articulado con movimiento lateral $\pm 30^\circ$ - Tornamesa 3 x 120° - Sistema de orugas con función pendular $\pm 10^\circ$	Largo: 8.00 m Ancho: 2.40 m Altura: 6.30 m Peso: 14,000 kg	
<b>Equipo de Perforación: Atlas Copco Mustang 9F4D</b> - Marca: Atlas Copco, Modelo: Mustang 9F4D - Rendimiento promedio: 70 m/día (grava arenosa, Lima) - Velocidad de avance: 30 m/min - Inclinación máxima de avance: 30° - Mástil de perforación de 6.25 m operado hidráulicamente - Panel de control con brazo extensible - Brazo articulado con movimiento lateral $\pm 30^\circ$ - Tornamesa 3 x 120°	Largo: 7.64 m Ancho: 2.48 m Altura: 3.47 m Peso: 14,000 kg	
<b>Compresora: Atlas Copco XRVS 1000CD6</b> - Marca: Atlas Copco, Modelo: XRVS 1000CD6 - Presión de trabajo efectiva: 25 bar (363 psi) - Volumen de trabajo: 980 CFM - Compresor helicoidal con silenciador de dos fases - Motor Diesel CAT C-13 refrigerado por líquido	Largo: 5.64 m Ancho: 2.10 m Altura: 2.46 m Peso: 6,800 kg	

\* : Propiedad y cortesía de GEOTÉCNICA S.A.C.

##### 4.1.5.2. Equipos para la Inyección de Lechada de Cemento

Equipos y Características *	Dimensiones	Fotografía
<b>Central de Inyección: Bomba Maquesonda BIM-55</b> - Marca: Maquesonda, Modelo: BIM-55 - Presión máxima: 70 bar (1000 psi) - Potencia: 12.5 HP - Caudal: 19.5 GPM (55 l/min) - Bomba para inyección de lechada y mortero - Motor eléctrico trifásico, con base estructural con esquíes	Largo: 1.28 m Ancho: 0.72 m Altura: 1.08 m Peso: 600 kg	
<b>Central Inyección: Unidad Hidráulica de Accionamiento</b> - Unidad tipo doble pistón hidráulico - Base estructural sobre esquíes	Largo: 3.00 m Ancho: 0.40 m Altura: 0.80 m Peso: 300 kg	

\* : Propiedad y cortesía de GEOTÉCNICA S.A.C.

### 4.1.5.3. Equipos para el Tensado de Anclajes

Equipos y Características *	Dimensiones	Fotografía
<b>Equipos de Tensado: Pistón Hidráulico Rudloff</b> - Marca: Rudloff, Serie N° MP 05-12-24 - Capacidad: 200 toneladas - Carrera máxima del pistón: 300 mm - Área del pistón de avance: 355.30 cm <sup>2</sup>	Altura: 640 mm Diámetro: 330 mm Carrera: 280 mm Peso: 237 kg	
<b>Equipos de Tensado: Bomba Hidráulica Rudloff</b> - Marca: Rudloff, Modelo: BEP 03, Serie N° MP 05-12-24 - Bomba hidráulica de accionamiento eléctrico 3F, 220 V <b>Equipos de Tensado: Manómetro Enerpac</b> - Marca: Enerpac, Modelo: GF-871P - Capacidad: 10,000 psi (700 bar) - Valor de una división: 100 psi (7 bar)	Largo: 0.56 m Ancho: 0.53 m Altura: 0.65 m Peso: 125 kg	
<b>Equipos de Tensado: Pistón Hidráulico Farex</b> - Marca: Farex, Modelo: MFC, Tipo: MFC-20012 - Capacidad: 200 toneladas - Carrera máxima del pistón: 300 mm - Área del pistón de avance: 45,465 mm <sup>2</sup> - Área del pistón de retorno: 29,442 mm <sup>2</sup>	Altura: 523 mm Diámetro: 290 mm Carrera: 300 mm Peso: 308 kg	
<b>Equipos de Tensado: Bomba Hidráulica Farex</b> - Marca: Farex, Serie N° 08142 - Bomba hidráulica de accionamiento eléctrico - Diseñada para accionar cilindros de doble efecto <b>Equipos de Tensado: Manómetro Farex</b> - Marca: Farex, Serie N° 264411 - Capacidad: 440 bar - Valor de una división: 10 bar	Largo: 0.45 m Ancho: 0.45 m Altura: 0.90 m Peso: 200 kg	
<b>Equipos de Tensado: Pistón Hidráulico Mekano4</b> - Marca: Mekano4, Modelo: MS-3 - Capacidad: 309 toneladas - Área del pistón de avance: 433.527 cm <sup>2</sup> - Área del pistón de retorno: 208.124 mm <sup>2</sup>	Altura: 732 mm Diámetro: 384 mm Carrera: 210 mm Peso: 475 kg	
<b>Equipos de Tensado: Bomba Hidráulica Mekano4</b> - Marca: Mekano4, Tipo: BPT-11.2, Serie N° 91 - Bomba hidráulica de accionamiento eléctrico - Diseñada para accionar cilindros de doble efecto <b>Equipos de Tensado: Manómetro Mekano4</b> - Marca: Mekano4, Serie N° 1450 - Capacidad: 700 bar - Valor de una división: 20 bar	Largo: 1.05 m Ancho: 0.50 m Altura: 0.95 m Peso: 500 kg	
<b>Micrómetros: Reloj Comparador Analógico Mitutoyo</b> - Marca: Mitutoyo, Modelo: 3058S-19 - Serie N° GPU393, GKQ913, HHL543 - Rango de lectura: 0 a 50 mm - Precisión: 0.01 mm Brazo articulado de fijación magnética - Marca: Mitutoyo, Modelo: 7019 B	Reloj comparador Largo: 0.22 m Ancho: 0.07 m Peso: 0.25 kg Brazo articulado Largo: 0.30 m Peso: 1.95 kg	

\* : Propiedad y cortesía de GEOTÉCNICA S.A.C.

## 4.2. PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO DE ARRANCAMIENTO

### 4.2.1. REQUERIMIENTOS DE LA INSTRUMENTACIÓN PARA EL ENSAYO

El objetivo de esta sección será mostrar los requerimientos mínimos de los equipos e instrumentos que se emplearon para la ejecución de los ensayos de arrancamiento de la presente investigación. Para estos fines, hemos tomado como referencia principal, las recomendaciones propuestas por el PTI 2004 [48].

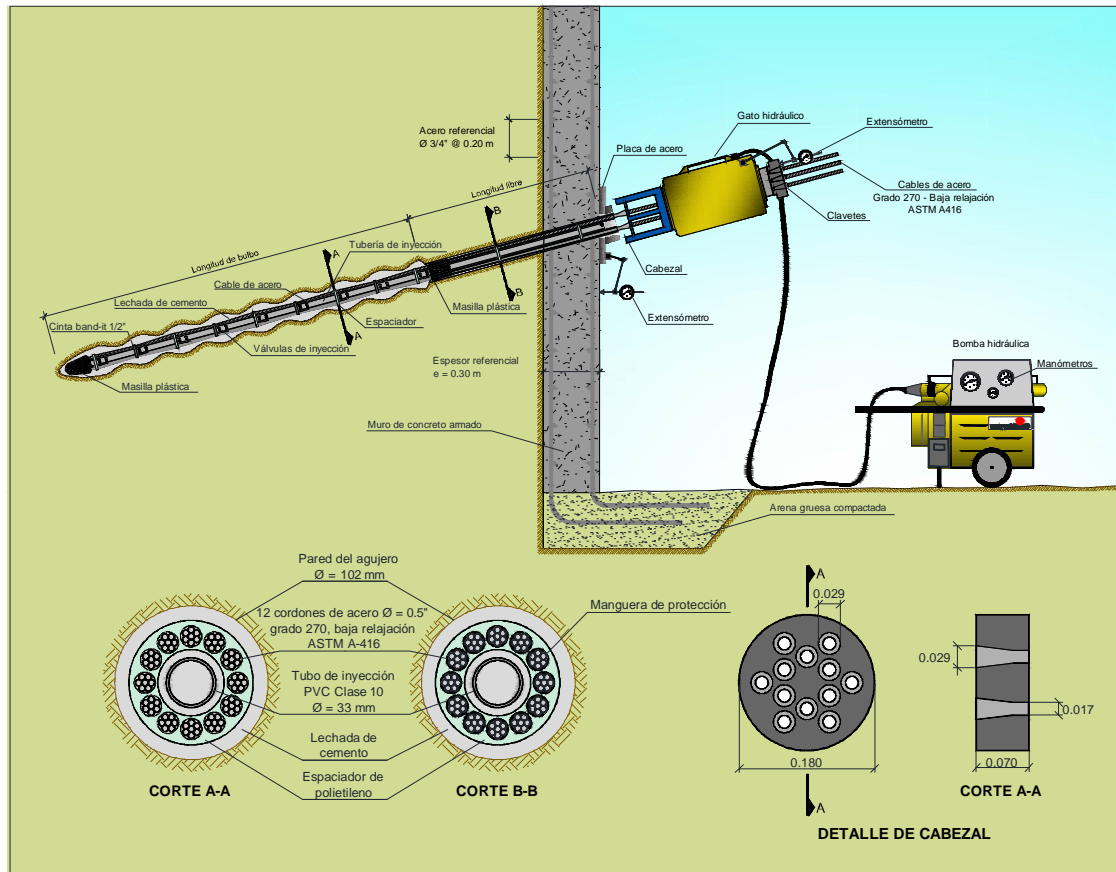


Fig. 4.1. Representación esquemática de las condiciones in situ de los anclajes postensados y disposición de equipos e instrumentos adoptados en la presente investigación para la ejecución de los ensayos de arrancamiento.

#### 4.2.1.1. Equipo de Tensado

El equipo de tensado consiste en un pistón hidráulico anular, con el tendón que pasa por el espacio central del cilindro. Este equipo debe ser capaz de tensar todo el cordón perfectamente de un solo golpe hasta la carga especificada de ensayo. Asimismo el equipo debe ser capaz de tensar el tendón hasta la máxima carga de ensayo, dentro de su capacidad nominal. Del mismo modo debe aplicar cada incremento de carga en un tiempo menor a los 60 segundos.

El equipo de tensado deberá ser calibrado antes de proceder al ensayo, se sugiere que la fecha de ensayo no exceda en un año a última fecha de calibración del equipo.

#### 4.2.1.2. Micrómetros

El micrómetro, que permite la medición del movimiento total del tendón, a cada incremento de carga, será leído con una precisión de 0.03 mm. Usaremos esta misma precisión, para el micrómetro que se instalará con fines de medir la deformación del muro estructural.

Antes de la instalación de los micrómetros, deberá aplicarse al tendón la carga de alineamiento  $P_a$  con precisión. La magnitud de esta carga generalmente es del 10% la carga de diseño. Esta carga es aplicada para asegurar todos los componentes alineados y para asegurar que los movimientos residuales sean determinados precisa y consistentemente durante la descarga.

Los micrómetros serán instalados en una estructura totalmente independiente, que no se mueva por el tensado o por cualquier otra actividad. De no ser esto posible, podrán instalarse en el cuerpo del gato hidráulico, de manera que se pueda medir el movimiento del pistón con respecto al cuerpo del gato.

Durante el tensado, los observadores deberán situarse a un lado del equipo de tensado y nunca pasar de un lado a otro cuando el equipo esté bajo carga.

#### 4.2.2. PROCEDIMIENTO PARA EL ENSAYO DE ARRANCAMIENTO

La filosofía de este ensayo es producir la falla en el contacto suelo - lechada de cemento, con fines de estimar la capacidad de adherencia última  $\tau_{ult}$  en el contacto del bulbo del anclaje postensado con el suelo circundante. En este sentido, se deberá proveer una mayor cuantía de acero a los anclajes a ensayar, de tal modo que la carga máxima estimada para el ensayo, sea soportada sin dificultad por el área de acero del tendón, y se consiga llegar a la falla deseada del bulbo.

Para la definición de la carga máxima del ensayo, es necesario conocer una cifra estimada de la capacidad de adherencia en la interacción suelo - lechada de cemento. En nuestro caso, conocíamos valores representativos de algunos ensayos previos ejecutados por GEOTÉCNICA S.A.C. Sin embargo, en caso no se disponga de valores estimados para el tipo de terreno en estudio, se sugiere asumir como punto de partida, los valores propuestos por el PTI 2004 [48], en específico los valores que se encuentran en el límite superior del rango propuesto para un terreno con descripción similar al estudiado. Conociendo este valor, podemos estimar la capacidad de carga última del anclaje, debido a la resistencia del bulbo. Podemos determinar esta capacidad de carga a través de la expresión aproximada siguiente, que resulta de 3.37 y 3.38.

$$P_{ult} = 5 D \cdot L_b^{0.43} \cdot \tau_{ult} \quad (4.1)$$

La capacidad de carga encontrada con la expresión anterior, sería la máxima carga teórica estimada que soportaría el bulbo durante el ensayo, en la cual el bulbo se “desprendería” del suelo de cimentación. Esto nos proporcionaría la información suficiente para conocer el área de acero que debemos proveer al tendón para evitar la falla por fluencia. En este sentido, podemos asumir como carga máxima de ensayo, una carga preferentemente superior a la estimada con la expresión 4.1., o cuanto menos igual.

Bajo estas consideraciones, la carga de ensayo  $P_e$  que estableceremos será igual al 90% de la carga de fluencia que soporta el área total del tendón acero ( $0.90 f_y A_s$ , equivalente al 80% de la carga de rotura  $P_r$ ), o igual a  $1.50 P_w$ , donde  $P_w$  es la carga de trabajo. El ensayo se efectúa bajo ciclos de incrementos de carga y descarga al anclaje según la Tabla 4.1.

Ciclo de carga y descarga $n$	Carga aplicada al anclaje $P_n$	Desplazamiento total en la máxima carga del ciclo $\delta_t$	Desplazamiento residual en la $P_a$ luego del ciclo $\delta_r$	Desplazamiento elástico en la máxima carga del ciclo $\delta_e$
1	$P_a$ $0.25 P_w$	$\delta_{t1}$		$\delta_{e1} = \delta_{t1} - \delta_{r1}$
2	$P_a$ $0.25 P_w$ $0.50 P_w$	$\delta_{t2}$	$\delta_{r1}$	$\delta_{e2} = \delta_{t2} - \delta_{r2}$
	$0.25 P_w$			
3	$P_a$ $0.25 P_w$ $0.50 P_w$ $0.75 P_w$	$\delta_{t3}$	$\delta_{r2}$	$\delta_{e3} = \delta_{t3} - \delta_{r3}$
	$0.50 P_w$ $0.25 P_w$			
4	$P_a$ $0.25 P_w$ $0.50 P_w$ $0.75 P_w$ $0.80 P_w$ $0.85 P_w$ $0.90 P_w$ $0.95 P_w$ $1.00 P_w$	$\delta_{t4}$ - Lectura cero para ensayo de creep $\delta_{tn4}$ - Carga final mantenida para lecturas	$\delta_{r3}$	$\delta_{e4} = \delta_{t4} - \delta_{r4}$
	$0.75 P_w$ $0.50 P_w$ $0.25 P_w$			
$P_a$ : Carga de alineamiento, equivalente al 10% de la carga de diseño $P_w$ del anclaje postensado. $P_w$ : Carga de diseño, carga de trabajo o carga de servicio del anclaje postensado.				

**Tabla 4.1.** Parte 1, Pasos propuestos para el ensayo de arrancamiento de anclajes postensados.



Ciclo de carga y descarga <b>n</b>	Carga aplicada al anclaje <b>P<sub>n</sub></b>	Desplazamiento total en la máxima carga del ciclo <b>δ<sub>t</sub></b>	Desplazamiento residual en la <b>P<sub>a</sub></b> luego del ciclo <b>δ<sub>r</sub></b>	Desplazamiento elástico en la máxima carga del ciclo <b>δ<sub>e</sub></b>
5	P <sub>a</sub> 0.25 P <sub>w</sub> 0.50 P <sub>w</sub> 0.75 P <sub>w</sub> 1.00 P <sub>w</sub> 1.05 P <sub>w</sub> 1.10 P <sub>w</sub> 1.15 P <sub>w</sub> 1.20 P <sub>w</sub> 1.25 P <sub>w</sub>	δ <sub>t5</sub> - Lectura cero para ensayo de creep δ <sub>tn5</sub> - Carga final mantenida para lecturas	δ <sub>r4</sub>	δ <sub>e5</sub> = δ <sub>t5</sub> - δ <sub>r5</sub>
	1.00 P <sub>w</sub> 0.75 P <sub>w</sub> 0.50 P <sub>w</sub> 0.25 P <sub>w</sub>			
6	P <sub>a</sub> 0.25 P <sub>w</sub> 0.50 P <sub>w</sub> 0.75 P <sub>w</sub> 1.00 P <sub>w</sub> 1.25 P <sub>w</sub> 1.30 P <sub>w</sub> 1.35 P <sub>w</sub> 1.40 P <sub>w</sub> 1.45 P <sub>w</sub> 1.50 P <sub>w</sub>	δ <sub>t6</sub> - Carga máxima de ensayo (lectura cero para ensayo de creep) δ <sub>tn6</sub> - Carga final mantenida para lecturas	δ <sub>r5</sub>	δ <sub>e6</sub> = δ <sub>t6</sub> - δ <sub>r6</sub>
	1.25 P <sub>w</sub> 1.00 P <sub>w</sub> 0.75 P <sub>w</sub> 0.50 P <sub>w</sub> 0.25 P <sub>w</sub>			
	P <sub>a</sub> Carga cero		δ <sub>r6</sub>	
<p>P<sub>a</sub>: Carga de alineamiento, equivalente al 10% de la carga de diseño P<sub>w</sub> del anclaje postensado.  P<sub>w</sub>: Carga de diseño, carga de trabajo o carga de servicio del anclaje postensado.</p>				

**Tabla 4.1.** Parte 2, Pasos propuestos para el ensayo de arrancamiento de anclajes postensados.

Toda descarga se realizará hasta la carga de alineamiento  $P_a$ , luego de llegar al máximo en cada ciclo. Se registrará con precisión el movimiento al llegar a cada carga de alineamiento.

En cada incremento de carga, el desplazamiento total de la cabeza del pistón será registrado con respecto a un punto de referencia fijo e independiente.

La carga será mantenida en cada incremento, justo lo suficiente para realizar la lectura del desplazamiento, pero no más de 1 minuto.

Al llegar a las cargas máximas de los ciclos 4, 5 y 6, se mantendrá la carga por 15 minutos. En este lapso, las lecturas del movimiento se tomarán a 1, 2, 3, 4, 5, 10 y 15 minutos, con el objetivo de medir la dependencia de los desplazamientos del anclaje con el tiempo (creep).

Durante los periodos de carga sostenida, no se permitirá variaciones mayores que 0.35 MPa (50 psi). Retensando a la carga de ensayo se compensará pequeños movimiento, fugas hidráulicas de aceite y cambios de temperatura del aceite.

La carga debe siempre ser retornada a la carga especificada de ensayo antes de tomar la lectura del desplazamiento en un intervalo específico. Esta carga especificada nunca debe ser excedida durante el periodo de observación.

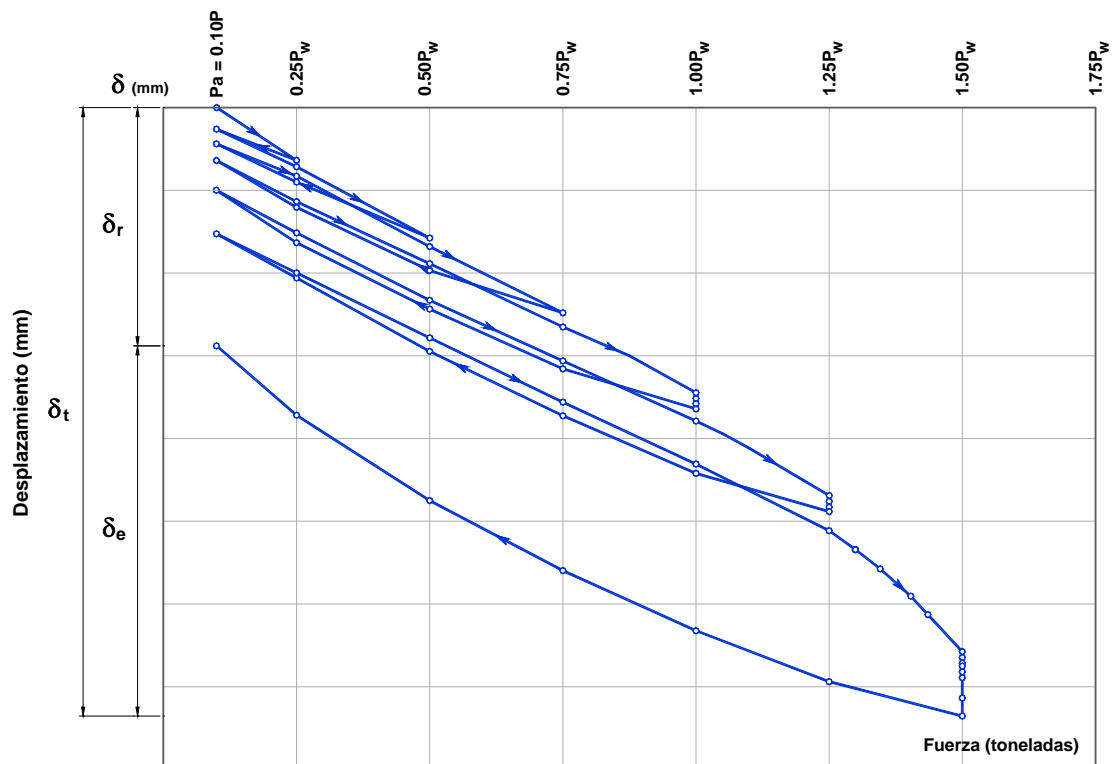


Fig. 4.2. Gráfico de datos del ensayo de arrancamiento propuesto para la presente investigación.

Los datos del ensayo deben ser registrados según el formato adjunto en los Apéndices C, D, E, F y G, en concordancia con la Tabla 4.1. Asimismo, los datos medidos durante el ensayo de arrancamiento deben ser trazados en una gráfica como la mostrada en la Figura 4.2., donde se aprecian las histéresis de carga y descarga, los desplazamientos totales y residuales que experimenta el anclaje en su conjunto.

Finalmente, los registros del ensayo de arrancamiento deben ser analizados de acuerdo al criterio de falla propuesto en el ítem 4.2.3. de esta investigación, con fines de encontrar la capacidad de carga última del anclaje postensado  $P_{ult}$ .

Cabe indicar que durante la ejecución del ensayo, puede producirse la ruptura total súbita de la adherencia del bulbo al suelo durante los ciclos de carga 4, 5 y 6. Esta falla se pone de manifiesto (1) a través de un sonido estruendoso característico producido al interior de la masa del suelo de cimentación del bulbo en específico en la pared lateral del bulbo. Este sonido es similar a un estallido de probeta de concreto sometida al ensayo de compresión uniaxial, o (2) por la reducción súbita de las lecturas manométricas e incremento brusco de la deformación del anclaje postensado. En este caso, el ensayo debe darse por concluido, y no aplicarse carga alguna adicional. Se registrará las lecturas estabilizadas luego del “estallido”, y se procederá la descarga y registro de deformaciones del sistema, siguiendo en lo posible los valores establecidos en la Tabla 4.1., para el ciclo de descarga donde se presente la falla por bulbo del anclaje.

De producirse lo expuesto el párrafo anterior, deberán validarse los datos registrados durante el ensayo, con el criterio para estimar la capacidad de carga última del anclaje postensado  $P_{ult}$  definido en el ítem siguiente. En caso la validación no sea posible y así lo disponga el responsable del ensayo, se asumirá como carga de falla del bulbo en el contacto suelo - lechada de cemento  $P_{ult}$ , la última carga registrada; caso contrario, deberá ejecutarse un nuevo ensayo de arrancamiento.

#### **4.2.3. CRITERIO PARA ESTIMAR LA CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DEL ANCLAJE**

Los parámetros del anclaje postensado que son evaluados a partir de este ensayo son la capacidad de carga última del anclaje  $P_{ult}$  referida a la falla por adherencia del bulbo, la longitud libre del anclaje  $L_l$  y la deformación plástica  $\delta_p$ .

La capacidad de carga última del anclaje postensado  $P_{ult}$  será la máxima carga para la cual las siguientes tres condiciones son satisfechas:

### Condición 1:

Los cambios de deformación (creep) no deberían exceder los valores límites mostrados en la Tabla 4.2. Si la condición (1a) de la Tabla 4.2 no es satisfecha, el tiempo de observación debe ser incrementado a  $3\Delta_t$ . Si la condición (1b) no es satisfecha, el tiempo de observación debe ser incrementado a  $10\Delta_t$ .

Condición	Tiempo de observación	Valores Límites	
		Incremento de Deformación $\Delta L^a$	Pérdida de Carga $\Delta P^b$
(1a)	$0 - \Delta_t$	Máximo $0.02 \Delta L_r$	Máximo $0.02 \Delta P_e^c$
(1b)	$\Delta_t - 3\Delta_t$	Máximo $0.01 \Delta L_r$	Máximo $0.01 \Delta P_e^c$
(1c)	$3\Delta_t - 10\Delta_t$	Máximo $0.01 \Delta L_r$	Máximo $0.01 \Delta P_e^c$

<sup>a</sup> : Si la carga se mantiene constante durante el tiempo de observación.  
<sup>b</sup> : Si la deformación se mantiene constante durante el tiempo de observación.  
<sup>c</sup> :  $P_e$  es la carga de ensayo mostrada en la Figura 4.2., equivalente a 1.5 veces la carga de trabajo o de servicio  $1.50P_w$ .

Tabla 4.2. Valores límites; incremento de deformación y pérdida de carga [39, 46].

### Condición 2:

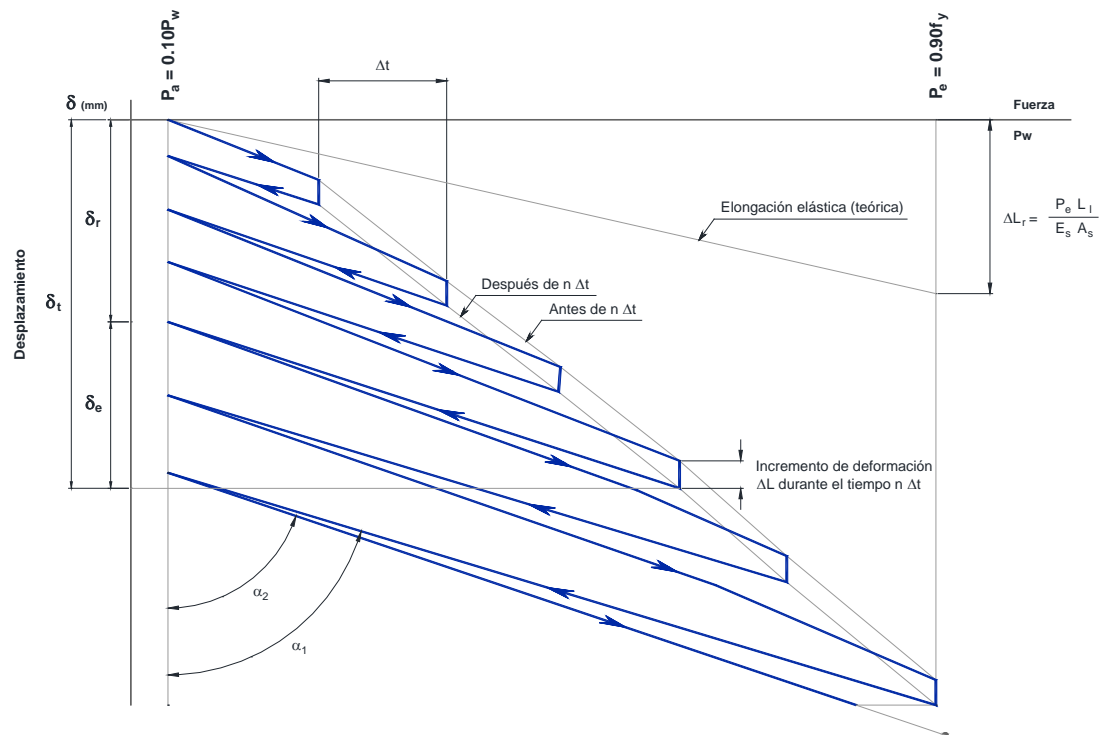


Fig. 4.3. Diagrama carga - deformación del ensayo de arrancamiento considerando incrementos de deformación con incrementos constantes de carga (creep) [39].

La segunda condición es satisfecha si se cumple la siguiente relación de pendientes:

$$r_s = \frac{\operatorname{tg} \alpha_2}{\operatorname{tg} \alpha_1} = \frac{m_2}{m_1} \geq 0.90 \quad (4.2)$$

Donde:

$\alpha_1$  : ángulo de inclinación de la curva de descarga

$\alpha_2$  : ángulo de inclinación de la curva de recarga

### **Condición 3:**

La longitud libre aparente del anclaje  $L_{la}$  debería tener un valor entre los siguientes límites:

$$L_{la} \geq 0.80 L_l \quad (4.3)$$

$$L_{la} \leq L_l + k L_b \quad (4.4)$$

Donde:

$L_l$  : longitud libre del anclaje

$L_b$  : longitud del bulbo del anclaje

$k$  : coeficiente numérico,  $k = 0.50$  en sistemas de anclajes donde la carga es introducida al bulbo por el tendón a lo largo de la longitud del bulbo

La longitud libre aparente del anclaje  $L_{la}$  es definida como la longitud equivalente del tendón que con la carga total  $P$  menos la carga de alineamiento  $P_a$  alargaría esta longitud la misma cantidad que se mide en el ensayo. La estimación de la longitud libre aparente del anclaje  $L_{la}$  puede hacerse mediante la siguiente expresión:

$$L_{la} = \frac{A_s \cdot E_s \cdot \delta_e}{P} \quad (4.5)$$

Donde:

$A_s$  : área total del acero de refuerzo

$E_s$  : módulo de elasticidad del acero pretensado

$\delta_e$  : desplazamiento elástico, es decir desplazamiento total menos residual ( $\delta_t - \delta_r$ )

$P$  : carga durante el ensayo menos la carga de alineamiento ( $P_n - P_a$ )

Dicho de otro modo, un anclaje será aceptado si el movimiento elástico total  $\delta_e$ , resultado de restar el movimiento residual  $\delta_r$  al movimiento total registrado  $\delta_t$ , excede el 80% de la

elongación elástica teórica de la longitud libre del anclaje. A la vez, dicho movimiento elástico total  $\delta_e$ , deberá ser menor que la elongación elástica teórica de la longitud libre aumentada por el 50% de la longitud del bulbo.

Este criterio es el más usado en la práctica, por la facilidad y versatilidad de su uso, pues su aplicación se extiende a todos los tipos de ensayos de tensado de anclajes postensados. El criterio puede ser analizado gráficamente como se muestra en la Figura 4.4.

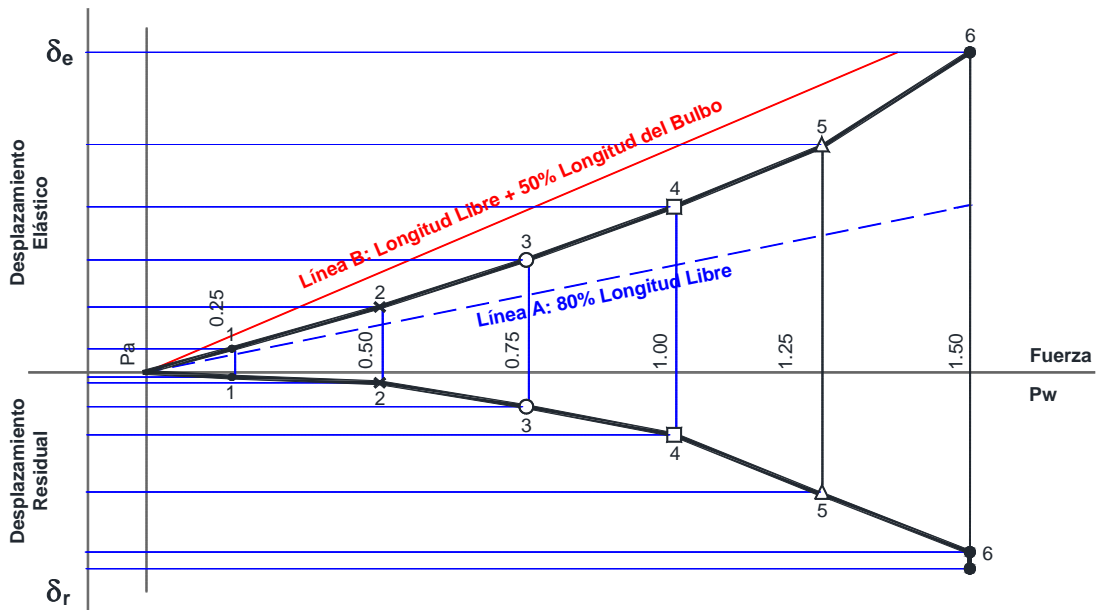


Fig. 4.4. Análisis gráfico de la Condición 3 del criterio de falla del ensayo de arrancamiento [39, 47, 48].

El criterio de falla será expresado de manera gráfica para cada ensayo de arrancamiento, tal como se aprecia en la Figura 4.5. y en los Apéndices C, D, E, F y G. De esta forma, trazaremos sobre la Figura 4.2.: (1) las rectas de pendientes  $m_1$  y  $m_2$ , según lo establecido por la Condición 2 (Figura 4.3. y expresión 4.2), (2) la capacidad de carga última del anclaje postensado o carga de falla en el contacto suelo - lechada de cemento  $P_{ult}$ , (3) la línea de comportamiento elástico teórico de los cables de acero, definida por la expresión 4.6, y finalmente (4) los desplazamientos en la activación de la falla del contacto bulbo - suelo del bulbo, mismos que serán calculados a partir de las expresiones 4.7 y 4.8.

La línea de comportamiento elástico teórico se construirá a partir de la definición de los desplazamientos de los cables de acero del anclaje:

$$\delta_s = \frac{P \cdot L}{E_s \cdot A_s} \quad (4.6)$$

Donde:

- $P$  : carga última del ensayo menos la carga de alineamiento ( $P_{ult} - P_a$ )
- $L$  : longitud teórica elongada durante el ensayo, conformada por la longitud del bulbo más la longitud libre más la altura del pistón para tensado ( $L = L_b + L_l + h_t$ )
- $E_s$  : módulo de elasticidad del acero pretensado
- $A_s$  : área total del acero de refuerzo

Para la definición del desplazamiento último  $\delta_{ult}$  experimentado por el anclaje postensado en la activación de la falla, bastará con obtener el desplazamiento elástico del sistema  $\delta_{e\,ult}$  experimentado en la capacidad de carga última  $P_{ult}$ . De este modo definimos:

$$\delta_{ult} = \delta_{e\,ult} = \delta_{t\,ult} - \delta_{r\,ult} \quad (4.7)$$

Donde:

- $\delta_{t\,ult}$  : desplazamiento total último  $\delta_{e\,ult}$ , en la activación de la falla o en la carga  $P_{ult}$
- $\delta_{r\,ult}$  : desplazamiento residual último, en la activación de la falla o en la carga  $P_{ult}$

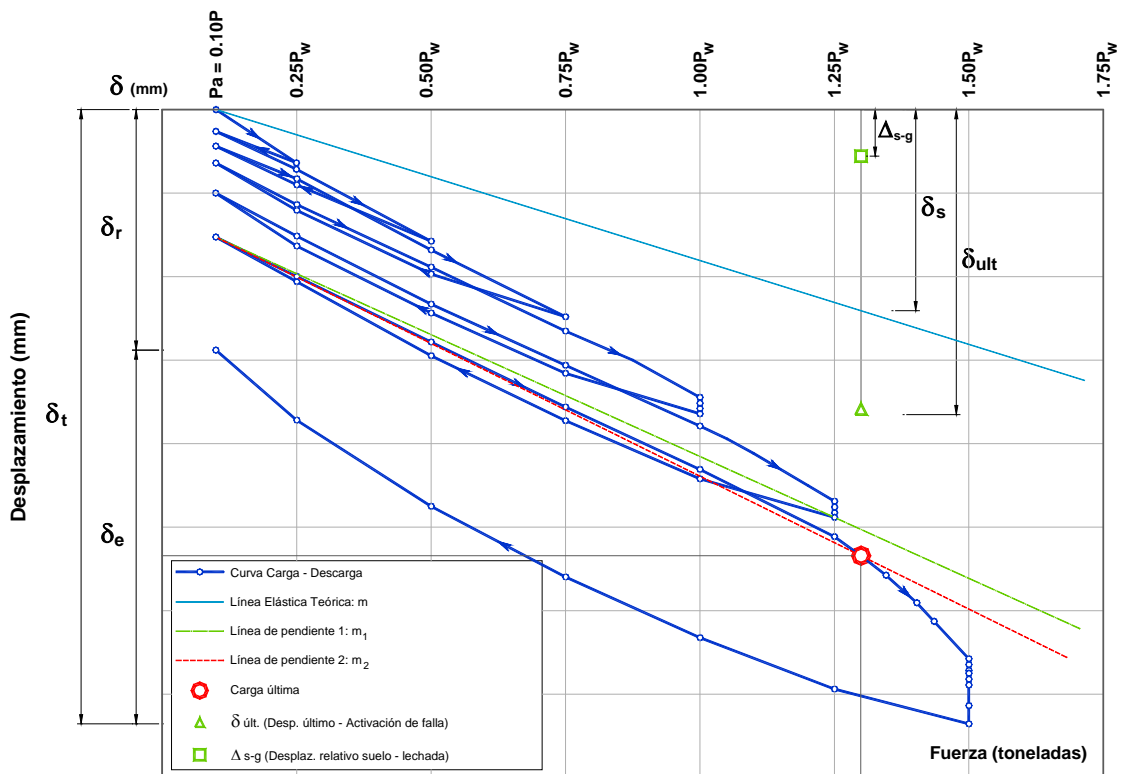


Fig. 4.5. Aplicación del criterio de falla propuesto en la presente investigación para los ensayos de arrancamiento.

Conociendo el valor del desplazamiento elástico último  $\delta_{ult}$ , en la activación de la falla (expresión 4.7) y el valor del desplazamiento elástico teórico del acero  $\delta_s$ , (expresión 4.6), podemos encontrar el valor del desplazamiento relativo entre el suelo y la lechada de cemento del bulbo  $\Delta_{s-g}$  en la activación de la falla.

$$\Delta_{s-g} = \delta_{ult} - \delta_s \quad (4.8)$$

#### 4.2.4. PROCESAMIENTO DE RESULTADOS

##### 4.2.4.1. Hipótesis Planteadas

La presente investigación se ha efectuado considerando las siguientes hipótesis:

- El suelo observado en la pared de la excavación, mantiene su configuración estratigráfica en planos horizontales perpendiculares al muro estructural.
- No se considera esfuerzos de fricción generados por el tramo libre de los cables de acero en contacto con el suelo circundante, pues los cables se encuentran protegidos en este tramo por las tuberías “spaghetti” y estas a su vez por la lechada de cemento, inyectada en el espacio anular formado entre los cables protegidos y el barreno.
- Se considera que la carga de tensado aplicada, es distribuida proporcionalmente a todos los cables de acero conformantes del tendón de prueba. Para estos fines, los cables son totalmente alineados y los clavetes instalados simétricamente y centrados en los agujeros del cabezal. De este modo, los desplazamientos producidos durante el ensayo son iguales en magnitud para cada uno de los cables de acero conformantes del tendón. Asimismo, los desplazamiento leídos en un solo punto del muro, equivalen en magnitud a los desplazamientos alrededor del cabezal del anclaje.
- Para la determinación de la capacidad última de adherencia en el contacto suelo - lechada de cemento  $\tau_{ult}$ , se considera que el bulbo del anclaje tiene forma perfectamente cilíndrica, cuyo diámetro es igual al diámetro de la perforación. Bien sabemos, que en la práctica, por el tipo de inyección a presión realizada, el bulbo se forma con un diámetro mayor al de la perforación y de forma irregular pues existen sectores que reciben mayor presión durante la inyección de la lechada de cemento o debido a la densidad relativa del suelo de contacto.
- Se considera que el consumo promedio de cemento durante la fase de inyección, equivale a una (01) bolsa de cemento / metro de anclaje (considerando la longitud total del anclaje, es decir longitud para tensado más longitud libre más longitud de bulbo). Asimismo, se considera una presión de inyección promedio de 5.00 kg/cm<sup>2</sup> (5 bar).



- La falla durante el ensayo de arrancamiento se produce únicamente en el contacto suelo - lechada de cemento del bulbo del anclaje, lo cual será demostrado en el ítem 4.5.

#### 4.2.4.2. Procesamiento de los Resultados

Como resultado de cada ensayo de arrancamiento se ha encontrado mediante la aplicación del criterio de falla propuesto en el ítem 4.2.3., un par de valores o par coordinado  $(P_{ult}, \delta_{ult})$ , donde  $P_{ult}$  es la capacidad de carga máxima del anclaje postensado en la falla del bulbo en el contacto suelo - lechada de cemento, y  $\delta_{ult}$  es el desplazamiento máximo del anclaje postensado en dicha falla. De los dieciséis (16) ensayos ejecutados tendremos una batería de valores de  $P_{ult}$  con su correspondiente valor de longitud de bulbo  $L_b$  ensayada, a los que aplicaremos el procedimiento que describiremos a continuación.

A partir de la expresión 3.35 encontramos los valores teóricos de la capacidad última de adherencia  $\tau_{ult}$  en el contacto suelo - lechada de cemento.

$$\tau_{ult} = \frac{P_{ult}}{\pi \cdot D \cdot L_b} \quad (4.9)$$

Graficando los valores de  $L_b$  en las abscisas y de  $\tau_{ult}$  en las ordenadas, podremos obtener una curva de tendencia potencial con la forma de la expresión siguiente:

$$\tau_{ult} = K \cdot L_b^E \quad (4.10)$$

La expresión 4.10 nos permite visualizar mejor el concepto de factor de eficiencia  $f_{eff}$ , cuya expresión propuesta por Barley [1, 2, 3] se presenta en la ecuación 3.38. De este modo, en la gráfica se puede apreciar que la capacidad de adherencia última  $\tau_{ult}$ , experimenta una reducción conforme incrementa el valor de la longitud del bulbo  $L_b$ . Así, la expresión 4.10, puede ser reescrita asumiendo que la constante  $K$  es igual a una constante  $C$  multiplicada por un valor característico de la capacidad de adherencia última promedio  $\tau_m$ .

$$\tau_{ult} = \tau_m \cdot C L_b^E \quad (4.11)$$

Donde se tiene que el factor de eficiencia  $f_{eff}$ , será:

$$f_{eff} = C L_b^E \quad (4.12)$$

Los valores de las constantes  $K$  y  $E$ , fueron obtenidos de la curva de tendencia 4.10. Para la determinación de la constante  $C$ , emplearemos la expresión 4.12 donde  $L_b$  es la longitud

de bulbo que trabaja al 100%, es decir, la longitud para la cual el factor de eficiencia  $f_{eff} = 1$ . De la curva de tendencia 4.10, podemos seleccionar un valor apropiado de  $L_b$ , los resultados muestran que el valor de máxima eficiencia se encuentra entre 2.00 m y 3.00 m. Como hemos ensayado longitudes de bulbo espaciadas cada 1.00 m, no podríamos definir con exactitud el valor del punto de inflexión. Para fines prácticos asumimos el promedio, es decir  $L_b = 2.50 \text{ m}$ . Este valor resulta bastante aceptable e incluso es cercano al propuesta por Barley [1, 2, 3] en su expresión 3.38. Así se tiene  $L_b \approx 2.30 \text{ m}$  para  $f_{eff} = 1$ .

Definidos los valores de  $K$  y  $C$ , podemos encontrar el valor característico de la capacidad de adherencia última promedio  $\tau_m$ , pues de la expresión 4.11 sabemos:

$$\tau_m = \frac{K}{C} \quad (4.13)$$

El valor de  $\tau_m$ , puede expresarse en unidades por metro lineal de bulbo. Denominaremos entonces  $p_{ult}$ , a la capacidad de adherencia última promedio por metro lineal de bulbo.

$$p_{ult} = \pi \cdot D \cdot \tau_m \quad (4.14)$$

Del mismo modo que se ha encontrado una ecuación característica para la capacidad de adherencia última  $\tau_{ult}$ , encontraremos una expresión para la definición aproximada de la capacidad de carga última  $P_{ult}$  del anclaje postensado, ambas determinadas en el momento de la falla del bulbo en la interacción suelo - lechada de cemento.

Emplearemos la para estos fines nuevamente la expresión 3.35:

$$P_{ult} = \pi \cdot D \cdot L_b \cdot \tau_{ult} = p_{ult} \cdot L_b \quad (4.15)$$

Reemplazando el valor de  $\tau_{ult}$  conocido en la expresión 4.11, obtenemos:

$$P_{ult} = \pi \cdot D \cdot \tau_m \cdot C L_b^{(1+E)} = p_{ult} \cdot C L_b^{(1+E)} \quad (4.16)$$

La expresión 4.16 es una ecuación potencial, que se ajusta a la tendencia de la batería de valores resultantes de los ensayos de arrancamiento, graficando en las abscisas las longitudes de los bulbos  $L_b$ , y los valores de  $P_{ult}$  en las ordenadas.

De este modo asociando los términos conocidos, la ecuación 4.16 puede ser reescrita así:

$$P_{ult} = A L_b^B \quad (4.17)$$

Donde  $A$  y  $B$  son constantes conocidas expresadas de la siguiente manera:

$$A = \pi \cdot D \cdot \tau_m \cdot C = p_{ult} \cdot C \quad (4.18)$$

$$B = 1 + E \quad (4.19)$$

### 4.3. ENSAYOS EJECUTADOS

En los Apéndices C, D, E, F y G, se adjuntan todos los registros de datos de campo, correspondientes a los ensayos de arrancamiento ejecutados para la presente investigación. A estos registros hemos denominado “Reporte del Ensayo de Tensado”.

Asimismo, cada ensayo, presenta una gráfica construida con los valores obtenidos durante los ciclos de carga y descarga de los anclajes, es decir, se muestran las deformaciones  $\delta_i$  en las abscisas y los valores de las cargas aplicadas  $P_i$  en las ordenadas.

Sobre esta gráfica, a la que hemos denominado “Curva de Ensayo de Arrancamiento”, se presenta la línea elástica teórica calculada considerando la longitud total del acero del tendón en tensión, es decir, comprende la longitud para tensado (altura de gata) más la longitud libre más la longitud del bulbo. Asimismo se muestra las líneas de pendiente  $m_1$  y  $m_2$ , en las cuales se produce la falla según la Condición 2 del criterio de falla definido en el ítem 4.2.3. de la presente investigación. Por otro lado, se muestra también la capacidad de carga máxima del anclaje postensado en la falla del bulbo en la interacción suelo - lechada de cemento  $P_{ult}$ , definida por la intersección de la línea de pendiente  $m_2$  con el tramo de carga del ciclo donde se presenta la falla, así como su correspondiente par coordinado de desplazamiento máximo  $\delta_{ult}$ .

El par de datos coordinados  $(P_{ult}, \delta_{ult})$ , conjuntamente con el valor de la longitud de bulbo  $L_b$ , de cada anclaje ensayo, serán los datos principales para construir la batería de datos que serán necesarios para el procesamiento indicado en la sección anterior.

Adicional a la gráfica anterior, se está presentando también para cada ensayo, una gráfica donde se evalúa la Condición 3 definida en el criterio de falla del ítem 4.2.3.

### 4.4. RESULTADOS OBTENIDOS

Los valores de la capacidad de carga máxima del anclaje postensado en la falla del bulbo en el contacto suelo - lechada de cemento  $P_{ult}$ , obtenidos luego de aplicar el criterio de falla definido en el ítem 4.2.3. a los dieciséis (16) ensayos de arrancamiento realizados, fueron puestos en la Tabla 4.3, asociados a su correspondiente longitud de bulbo  $L_b$ . Los valores teóricos de la capacidad de adherencia última  $\tau_{ult}$ , fueron calculados con la expresión 4.9.

Nombre de la Edificación	Nombre Ensayo	Área de Acero $A_s$	Longitud Bulbo $L_b$ (m)	Carga Ensayo $P_e$ (t)	Carga Última Anclaje $P_{ult}$ (t)	Capac. Última Adheren. $\tau_{ult}$ (t/m <sup>2</sup> )
U. de Lima	UL-04P	10@1/2"	4.00	150.00	140.00	111.41
Juan de Arona	JA-02P	10@1/2"	2.00	120.00	92.00	146.42
Andrés Reyes	AR-03P <sup>1</sup>	10@1/2"	3.00	150.00	120.00	127.32
	AR-03P <sup>2</sup>	10@1/2"	3.00	150.00	120.00	127.32
	AR-03P <sup>3</sup>	10@1/2"	3.00	150.00	125.00	132.63
	AR-03P <sup>4</sup>	10@1/2"	3.00	150.00	120.00	127.32
ISIL - Miraflores	IS-01P	10@1/2"	1.00	60.00	56.00	178.25
	IS-02P	10@1/2"	2.00	120.00	88.00	140.06
	IS-03P	10@1/2"	3.00	150.00	120.00	127.32
	IS-04P	10@1/2"	4.00	150.00	140.00	111.41
	IS-06P	10@5/8"	6.00	210.00	175.00	92.84
	IS-08P	10@5/8"	8.00	210.00	203.00	80.77
Platino III	PL-04P	10@5/8"	4.00	210.00	147.00	116.98
	PL-05P	10@5/8"	5.00	210.00	161.00	102.50
	PL-06P	10@5/8"	6.00	210.00	182.00	96.55
	PL-07P	10@5/8"	7.00	210.00	196.00	89.13

Anclajes inclinados  $\alpha = -15^\circ$  respecto a la horizontal y cimentados en grava arenosa medianamente densa a muy densa.

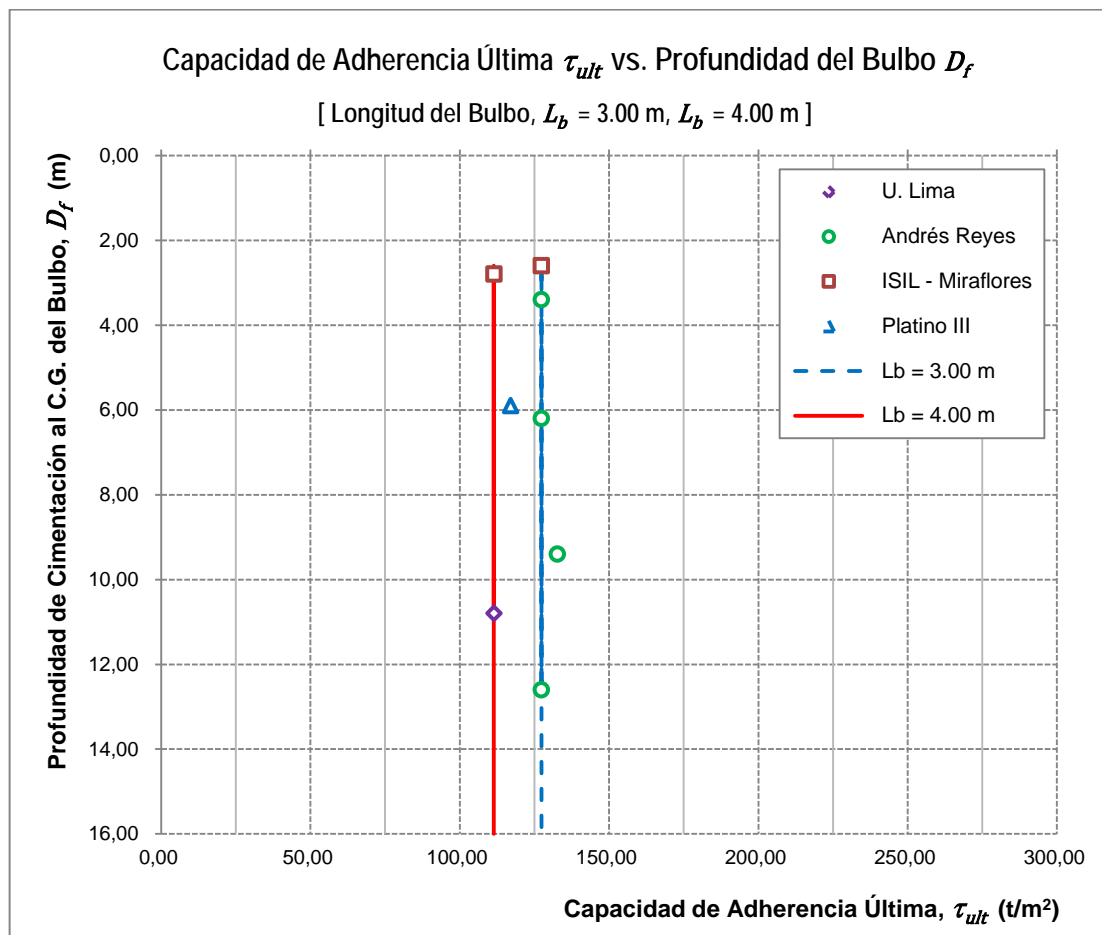
**Tabla 4.3.** Resumen de resultados del ensayo de arrancamiento de anclajes postensados.

#### 4.4.1. Capacidad de Adherencia Última vs. Profundidad de Cimentación Bulbo

Con fines de evaluar la influencia de la profundidad de cimentación del bulbo  $D_f$  sobre la capacidad de adherencia última  $\tau_{ult}$ , compararemos los resultados de los ensayos de arrancamiento, obtenidos a distintas profundidades, considerando anclajes construidos con iguales características físicas. En la Gráfica 4.1. elaborada a partir de los valores de la Tabla 4.3., se presentan los resultados obtenidos para anclajes con longitudes de bulbo  $L_b = 3.00\text{ m}$  y  $L_b = 4.00\text{ m}$ , en ellos se puede apreciar claramente que a partir de profundidades superiores a  $2.50\text{ m}$ ,  $D_f \geq 2.50\text{ m}$ , no existe una influencia significativa en los valores de

$\tau_{ult}$ . Este hecho también se puede apreciar en los resultados obtenidos para anclajes con bulbos de 2.00 m, 6.00 m y 8.00 m, como se muestra en la Tabla 4.3. Esto no ha incluido en la Gráfica 4.1., pues sólo se han ejecutado dos (02) ensayos para cada una de estas longitudes de bulbo y por tanto no serían muy representativas para esta demostración.

Lo demostrado en el párrafo anterior permite descartar la influencia del esfuerzo efectivo como parámetro incidente sobre la capacidad de adherencia última  $\tau_{ult}$  actuando en el contacto suelo - lechada de cemento del bulbo. De este modo, podemos simplificar el diseño y proceder sin interferencia con la evaluación de  $\tau_{ult}$  a partir del segundo parámetro considerado en nuestro estudio que es la longitud del bulbo  $L_b$ .

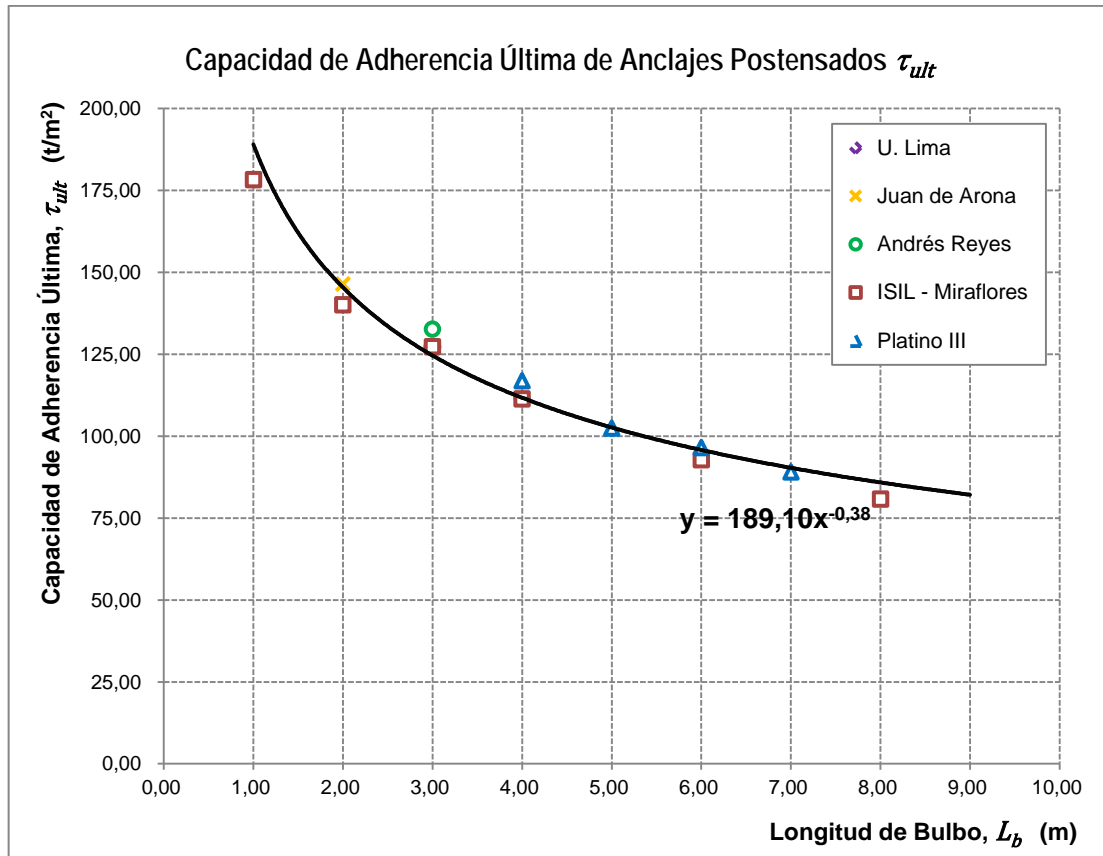


**Gráfica 4.1.** Capacidad de adherencia última en el contacto suelo - lechada de cemento  $\tau_{ult}$  en función de la profundidad de cimentación  $D_f$  de los bulbos de anclajes postensados para  $L_b = 3.00$  m y  $L_b = 4.00$  m.

#### 4.4.2. Capacidad de Adherencia Última vs. Longitud del Bulbo

Los valores teóricos de la capacidad de adherencia última  $\tau_{ult}$ , fueron calculados con la expresión 4.9. (Tabla 4.3.). La gráfica de los valores  $L_b$  en las abscisas y de  $\tau_{ult}$  en las ordenadas, se presenta en la Gráfica 4.2., cuya curva de tendencia potencial, que tiene la forma de la ecuación 4.11, se presenta en la expresión 4.20.

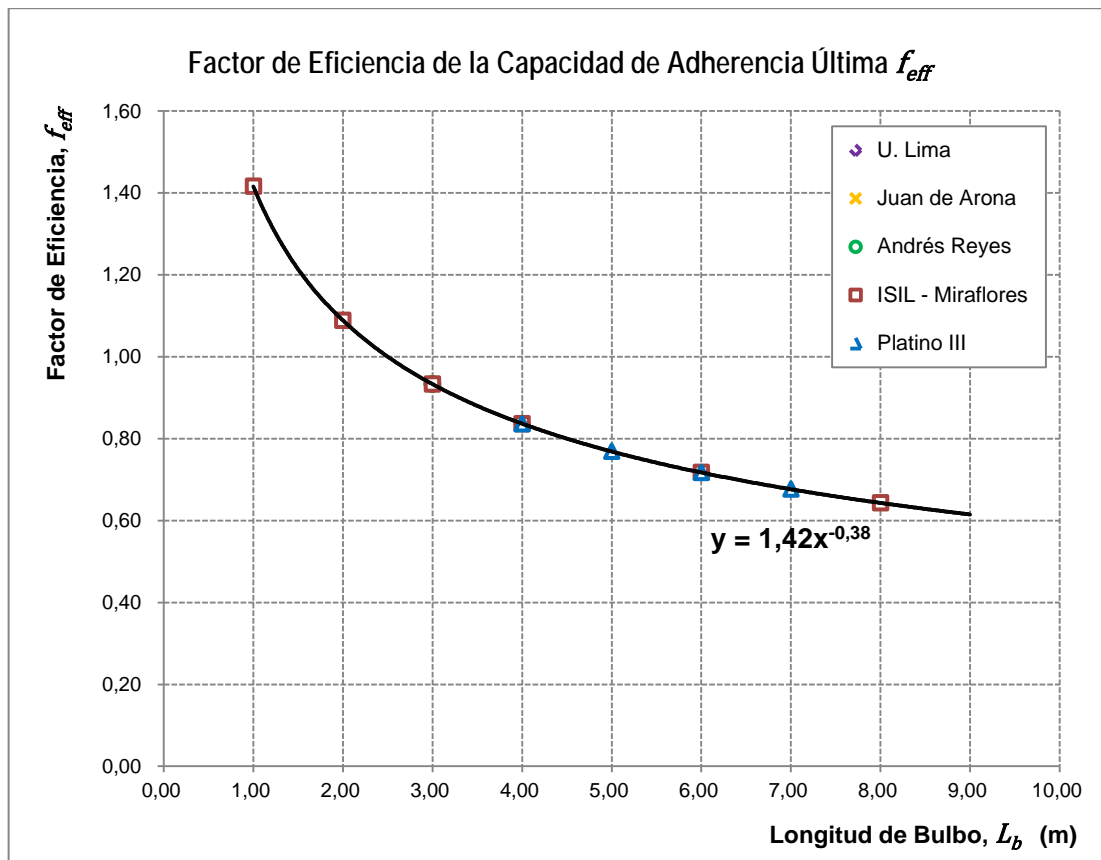
$$\tau_{ult} = 189.10 L_b^{-0.38} \quad (4.20)$$



Gráfica 4.2. Capacidad de adherencia última vs longitud de bulbo de los anclajes postensados ensayados.

De la ecuación 4.20 obtenemos los valores de las constantes  $K = 189.10 \text{ t/m}^2$  y  $E = -0.38$ . En la misma gráfica podemos apreciar que la mayor eficiencia de trabajo de toda la longitud del bulbo  $f_{eff} = 1$ , corresponde a una longitud  $2.00 \text{ m} < L_b < 3.00 \text{ m}$ . Para fines prácticos consideraremos el promedio  $L_b = 2.50 \text{ m}$ . Reemplazando estos valores en la ecuación 4.8, obtenemos el valor de la constante  $C = 1.42$ . Tenemos entonces la curva de tendencia potencial para el factor de eficiencia  $f_{eff}$ , producto de la presente investigación, que se muestra en la ecuación 4.21.

$$f_{eff} = 1.42 L_b^{-0.38} \quad (4.21)$$



Gráfica 4.3. Factor de eficiencia  $f_{eff}$  de la capacidad de adherencia última de los anclajes ensayados.

Conocidos los valores  $K = 189.10 \text{ t/m}^2$  y  $C = 1.42$ , encontramos el valor característico de la capacidad de adherencia última promedio  $\tau_m$ , mediante la expresión 4.13.

$$\tau_m = \frac{K}{C} = 133.55 \text{ t/m}^2$$

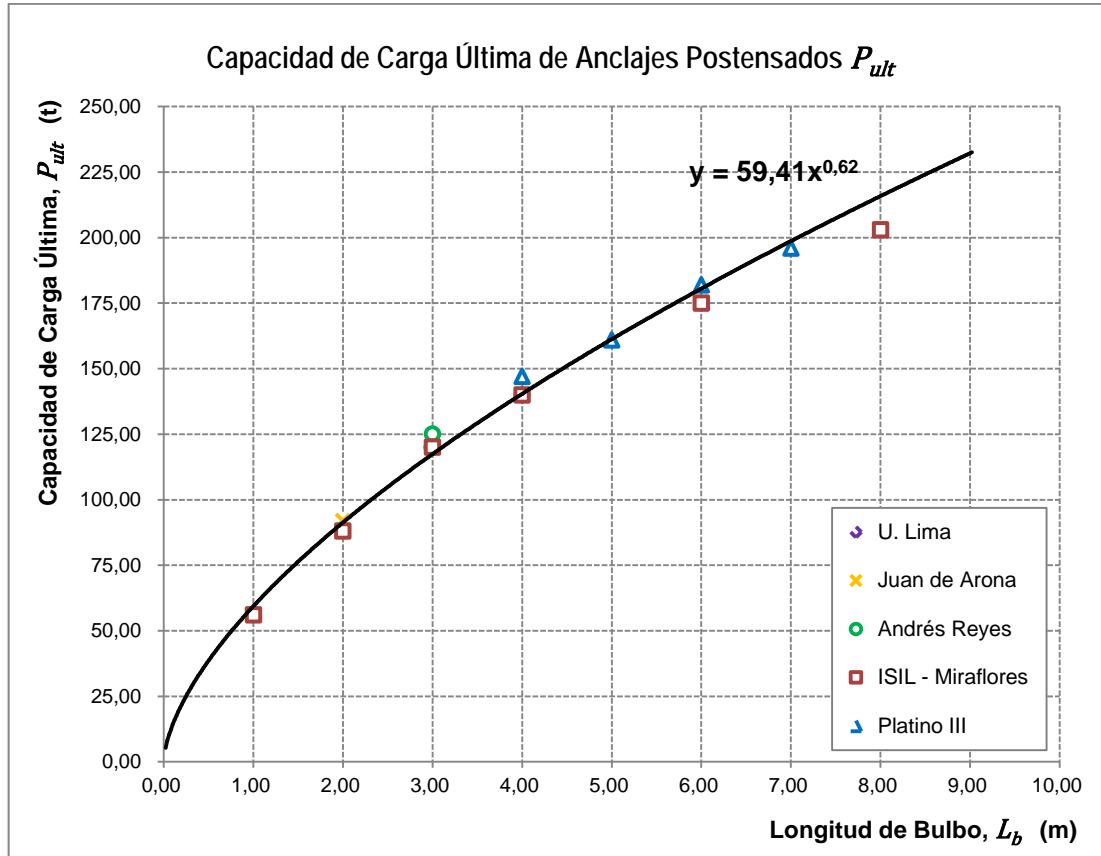
El valor de  $\tau_m$ , puede expresarse en unidades por metro lineal de bulbo  $p_{ult}$ , con 4.14.

$$p_{ult} = \pi \cdot D \cdot \tau_m = 41.96 \text{ t/m}$$

La ecuación característica para la capacidad de carga última  $P_{ult}$  del anclaje postensado, podemos obtenerla a través de la expresión 4.16, que debe coincidir con la curva de tendencia potencial, resultante de la batería de valores de los ensayos de arrancamiento, correspondientes a las longitudes de los bulbos  $L_b$ , y los valores de la capacidad de carga última  $P_{ult}$  de los anclajes, como se muestra en la Gráfica 4.4.

Usando las expresiones 4.18 y 4.19, obtenemos los valores de las constantes  $A = 59.41$  y  $B = 0.62$  respectivamente. Así tenemos concordante con la expresión 4.17 tendremos:

$$P_{ult} = 59.41 L_b^{0.62} \quad (4.22)$$



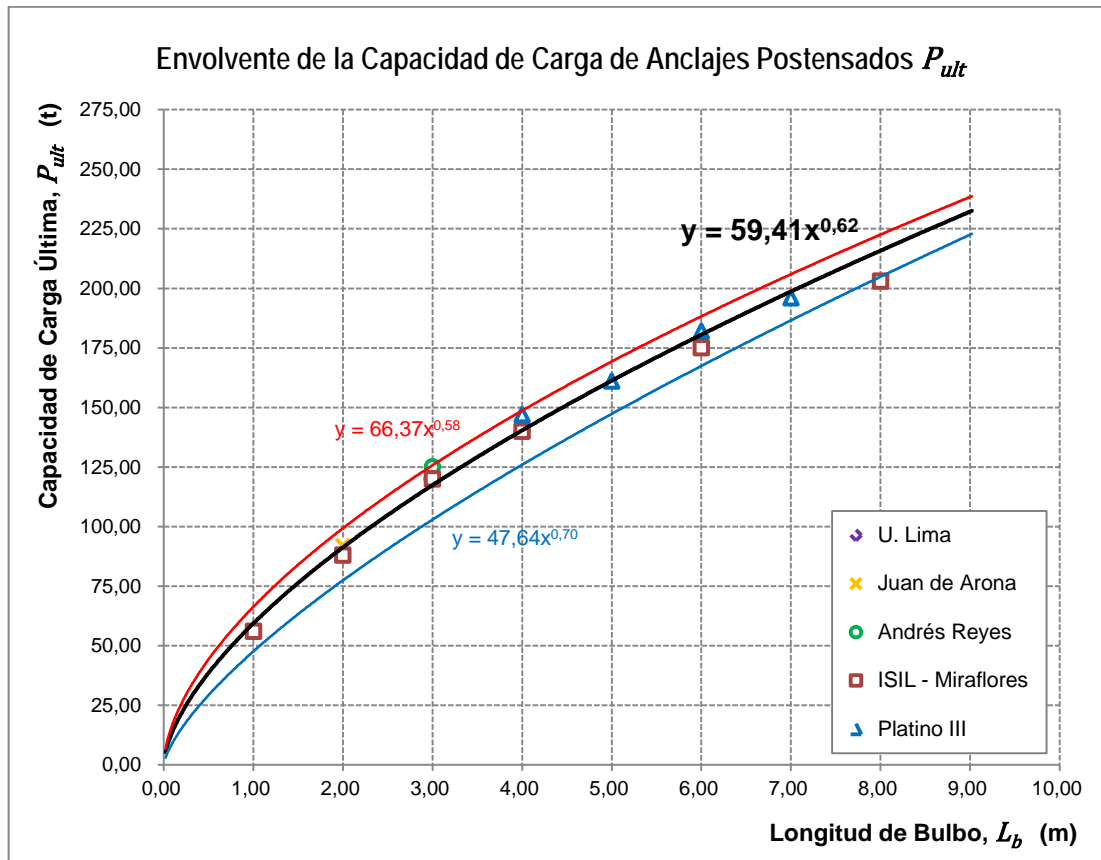
Gráfica 4.4. Capacidad de carga última vs longitud de bulbo de los anclajes postensados ensayados.

En la ingeniería práctica no resulta apropiado considerar valores únicos representativos, menos si se trata de parámetros asociados con el suelo que es un material anisotrópico y no homogéneo. En este sentido, a partir de la Gráfica 4.4. proponemos un rango de valores posibles para la capacidad de carga última  $P_{ult}$  del anclaje postensado, considerando una envolvente alrededor de la curva de tendencia potencial 4.22, cuyos límites superior e inferior se encuentran definidos respectivamente por el datos más distante y el menos distante respecto a la curva de tendencia. De esta forma se construye la Gráfica 4.5., cuyas curvas envolventes se expresan a continuación:

$$P_{ult} (Lím. Sup.) = 66.37 L_b^{0.58} \quad (4.23)$$



$$P_{ult(Lím. Inf.)} = 47.64 L_b^{0.70} \quad (4.24)$$



Gráfica 4.5. Envoltente de la capacidad de carga de los anclajes postensados ensayados.

De la misma forma procederemos a encontrar las envoltentes de las Gráficas 4.2. y Gráfica 4.3. Esto lo haremos siguiendo el procedimiento detallado en el ítem 4.2.3.2 de forma inversa y a partir de las constantes  $A$  y  $B$  de la curva límite superior (expresión 4.23) e inferior (expresión 4.24) de la Gráfica 4.5.

Las constantes  $E_{(Lím. Sup.)} = -0.42$  y  $E_{(Lím. Inf.)} = -0.30$  se obtienen a partir de la expresión 4.19 que la reescribiremos así:

$$E = B - 1 \quad (4.25)$$

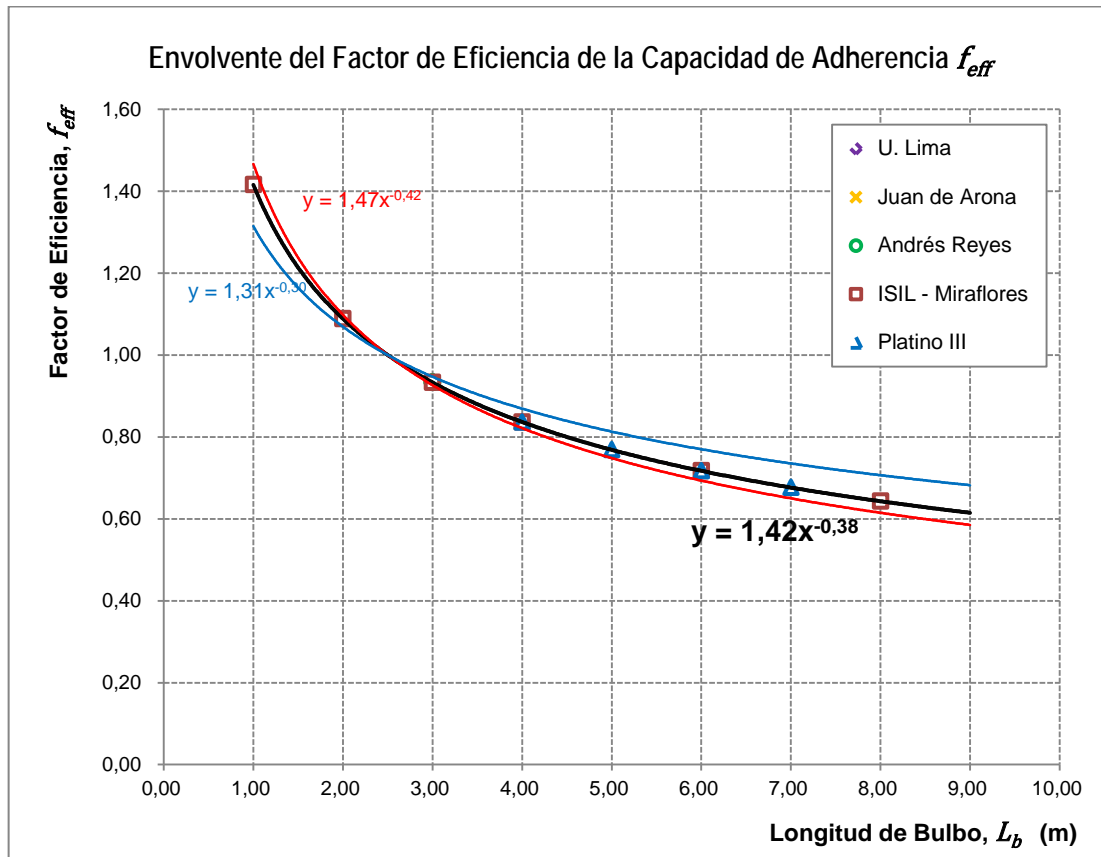
Las constantes  $C_{(Lím. Sup.)} = 1.47$  y  $C_{(Lím. Inf.)} = 1.31$  resultan de la expresión 4.12 reescrita en 4.26, conociendo además el factor de eficiencia  $f_{eff} = 1$  y  $L_b = 2.50$  m.

$$C = \frac{f_{eff}}{L_b^E} \quad (4.26)$$

Con esta información se construye la Gráfica 4.6., cuyas curvas envolventes son:

$$f_{eff} (Lím. Sup.) = 1.47 L_b^{-0.42} \quad (4.27)$$

$$f_{eff} (Lím. Inf.) = 1.31 L_b^{-0.30} \quad (4.28)$$



**Gráfica 4.6.** Envoltura del factor de eficiencia de la capacidad de adherencia última de los anclajes ensayados.

Por otro para la determinación de los límites de la Gráfica 4.2., tenemos que definir los coeficientes  $K$  para lo cual emplearemos la expresión 4.18, reescribiéndola de la forma:

$$\tau_m = \frac{A}{\pi \cdot D \cdot C} = \frac{p_{ult}}{\pi \cdot D} \quad (4.29)$$

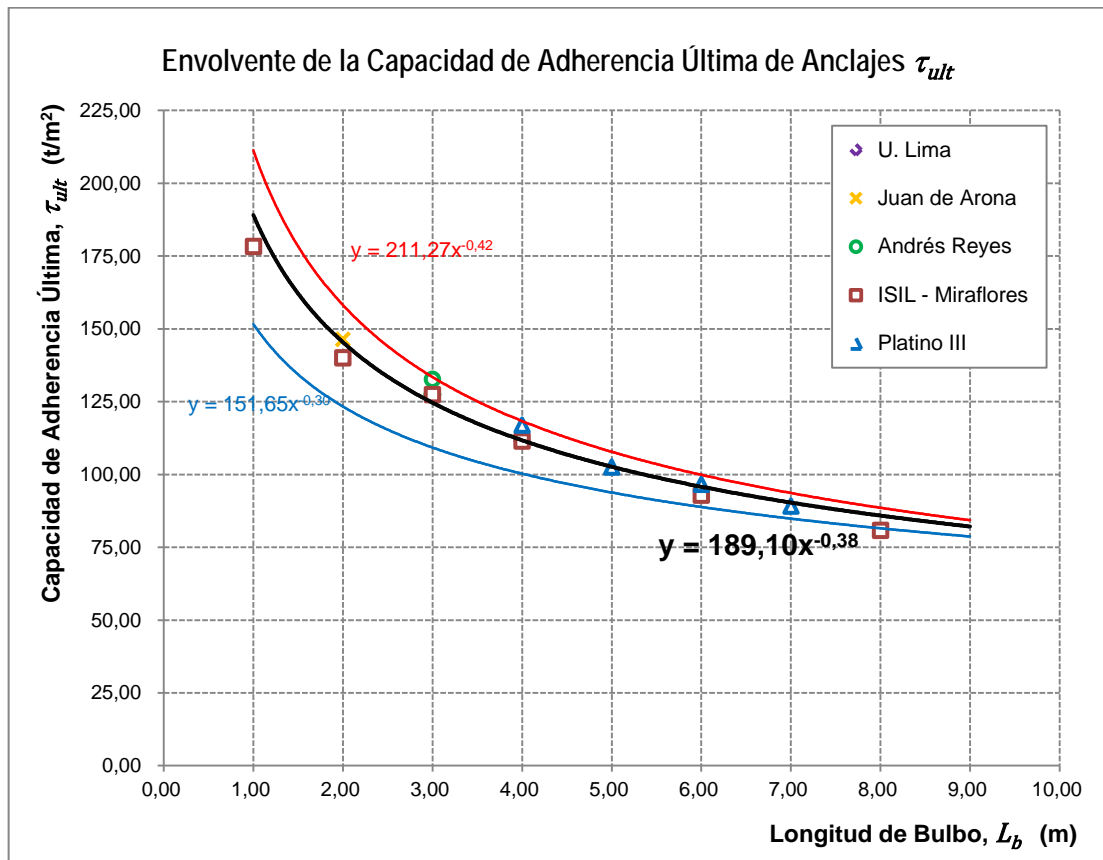
Conocidos los valores de la capacidad de adherencia última promedio  $\tau_m (Lím. Sup.) = 144.03 \text{ t/m}^2$  y  $\tau_m (Lím. Inf.) = 115.36 \text{ t/m}^2$ , así como  $p_{ult} (Lím. Sup.) = 45.25 \text{ t/m}$  y  $p_{ult} (Lím. Inf.) = 36.24 \text{ t/m}$ , encontramos las constantes  $K_{(Lím. Sup.)} = 211.27 \text{ t/m}^2$  y  $K_{(Lím. Inf.)} = 151.65 \text{ t/m}^2$  a partir de la expresión 4.13 reescrita en la expresión 4.26.

$$K = \tau_m \cdot C \quad (4.30)$$

Podremos entonces graficar las curvas de límite superior y límite inferior para la capacidad de adherencia última de los anclajes postensados ensayados  $\tau_{ult}$  como se muestra:

$$\tau_{ult} (\text{Lím. Sup.}) = 211.27 L_b^{-0.42} \quad (4.31)$$

$$\tau_{ult} (\text{Lím. Inf.}) = 151.65 L_b^{-0.30} \quad (4.32)$$



Gráfica 4.7. Envoltura de la capacidad de adherencia última de los anclajes postensados ensayados.

A partir de los resultados descritos en los ítems 4.4.1. y 4.4.2., podemos apreciar que el valor característico de la capacidad de adherencia última  $\tau_{ult}$ , al que hemos denominado capacidad de adherencia última promedio  $\tau_m$ , varía entre  $\tau_m = 133.55$  a  $144.03 \text{ t/m}^2$ , es decir  $\tau_m = 1.34$  a  $1.44 \text{ MPa}$  ( $13.40$  a  $14.40 \text{ kg/cm}^2$ ), expresado como capacidad de carga última por metro lineal de bulbo  $D = 0.10 \text{ m}$  es  $p_{ult} = 36.00$  a  $45.00 \text{ t/m}$ . Estos valores son superiores a los usados por la empresa GEOTÉCNICA S.A.C. en sus diseños  $\tau_m \approx 9.00 \text{ kg/cm}^2$  y  $p_{ult} = 28.00 \text{ t/m}$ . Es decir, se aprecia claramente el aporte de la

presente investigación en la optimización de los diseños de anclajes postensados cimentados en el conglomerado típico de Lima Metropolitana o en suelos de similares propiedades físico mecánicas según se muestran en el ítem 4.1.2.

La optimización en el diseño está referida a la reducción de las longitudes de los bulbos  $L_b$  de los anclajes postensados, que significará la disminución del costo de la ejecución de los proyectos, manteniendo la calidad de los diseños y garantizando la seguridad de equipos y personal que labora en este tipo de obras.

Para poder mostrar de manera práctica lo expuesto en el párrafo anterior, pondremos como caso práctico los anclajes postensados de carácter provisional, diseñados y ejecutados por GEOTÉCNICA S.A.C. en sus obras de muros anclados, como contención de los taludes resultantes de la excavación para la construcción de los sótanos en edificaciones ubicadas en Lima Metropolitana. En este sentido, los valores presentados en la Tabla 4.4. muestran un análisis comparativo de las longitudes de los bulbos  $L_b$  diseñadas previa y posteriormente a la presente investigación, en términos de la capacidad de carga del anclaje postensado para condiciones de carga falla  $P_{ult}$  y en condiciones de carga servicio  $P_w$ .

Para la determinación de la longitud del bulbo  $L_b$ , se aplicó la expresión 4.15 usada en los diseños de GEOTÉCNICA S.A.C. en la etapa previa a esta investigación. Así tendremos:

$$L_b = \frac{P_w}{\tau_w} \quad (4.33)$$

Donde la carga de trabajo o servicio del anclaje postensado será  $P_w = P_{ult}/FS_s$ , como se trata de anclajes provisionales el factor de seguridad para el acero es  $FS_s = 1.50$ . Para el caso de la capacidad de adherencia última en el contacto suelo - lechada de cemento es  $\tau_{ult} = \tau_w/FS$ , donde  $FS = 2.00$ . De este modo tenemos:

$$L_b = \frac{P_w}{14.00 \text{ t/m}} \quad (4.34)$$

Por otro lado, para el dimensionamiento de la longitud del bulbo  $L_b$ , a partir de las expresiones propuestas en la presente investigación, se ha considerado la expresión 4.24. Despejando el valor requerido tenemos:

$$L_b = \left( \frac{P_{ult}}{47.64} \right)^{1/0.70} \quad (4.35)$$

Es importante precisar que siguiendo las recomendaciones internacionales para el diseño de anclajes postensados, y en base a la buena práctica que la empresa GEOTÉCNICA S.A.C. viene desarrollando en nuestro país desde el año 1996, se ha convenido establecer como

longitud mínima del bulbo  $L_b = 4.00 \text{ m}$ . En las columnas cinco y seis de la Tabla 4.4. se ha incluido esta consideración que debemos asumir como una regla de diseño.

Carga Última $P_{ult}$ (t)	Carga Trabajo $P_w$ (t)	L. Teórica Bulbo Previa Tesis $L_b^*$ (m)	L. Teórica Bulbo Tesis $L_b$ (m)	Long. Bulbo Previa Tesis $L_b^*$ (m)	Long. Bulbo de Tesis $L_b$ (m)	Long. Bulbo Reduc. por Tesis $\Delta L_b$ (m)
15.00	10.00	0.71	0.19	4.00	4.00	0.00
30.00	20.00	1.43	0.52	4.00	4.00	0.00
45.00	30.00	2.14	0.92	4.00	4.00	0.00
60.00	40.00	2.86	1.39	4.00	4.00	0.00
75.00	50.00	3.57	1.91	4.00	4.00	0.00
90.00	60.00	4.29	2.48	4.50	4.00	0.50
105.00	70.00	5.00	3.08	5.00	4.00	1.00
120.00	80.00	5.71	3.73	6.00	4.00	2.00
135.00	90.00	6.43	4.41	6.50	4.50	2.00
150.00	100.00	7.14	5.13	7.50	5.50	2.00
165.00	110.00	7.86	5.88	8.00	6.00	2.00
180.00	120.00	8.57	6.65	9.00	7.00	2.00
195.00	130.00	9.29	7.46	9.50	7.50	2.00
210.00	140.00	10.00	8.29	10.00	8.50	1.50

**Tabla 4.4.** Optimización de la longitud de bulbo  $L_b$  de anclajes postensados de carácter provisional cimentados en grava arenosa medianamente densa a muy densa.

Calculando los incrementos de carga  $\Delta P_{ult}$  (primera columna Tabla 4.4.), respecto a los incrementos de la longitud teórica de bulbo  $\Delta L_b$  (cuarta columna Tabla 4.4.) dimensionada a partir de la expresión 4.35, encontramos que a partir de la longitud  $L_b = 7.00 \text{ m}$ , los incrementos de carga no resultan muy significativos.

#### 4.5. FALLA PREVISTA DURANTE EL ENSAYO DE ARRANCAMIENTO

La presente sección tiene como objetivo, demostrar que la única falla que podrá presentarse en los anclajes postensados durante la aplicación de las cargas cíclicas en los ensayos de arrancamiento, se producirá en la región de contacto del bulbo con el suelo circundante, es decir, produciremos intencionalmente la falla entre suelo - lechada de cemento.

En los párrafos siguientes, procederemos con la descripción de todas las posibilidades de fallas que pudiesen presentarse durante el proceso de tensado de los anclajes postensados. La magnitud de las cargas últimas estimadas para cada tipo de falla, será comparada con la capacidad de carga última del anclaje  $P_{ult}$  debido a la capacidad de adherencia en el contacto suelo - lechada de cemento  $\tau_{ult}$ . De este modo, quedará claro que sólo la falla entre suelo - lechada de cemento será posible durante la ejecución de los ensayos.

Una forma práctica de garantizar que las fallas que citaremos en lo sucesivo, no se presentarán durante la ejecución de los ensayos, son los innumerables anclajes postensados que GEOTÉCNICA S.A.C. viene ejecutando desde el año 1996 en nuestro país, todos los cuales fueron ensayado y puestos en práctica, en muros anclados con fines de contención de taludes resultantes de la excavación de sótanos para edificaciones.

En general, un anclaje postensado puede fallar en uno o más de los siguientes modos:

##### 4.5.1. FALLA DE LA ADHERENCIA ACERO - LECHADA DE CEMENTO

L. Hobst (1983) [15] propone una forma práctica para la determinación de la capacidad de carga última en la interacción acero - lechada de cemento.

$$P_{s-g} = n_s \cdot \pi \cdot d_s \cdot L_b \cdot \tau_{s-g} \quad (4.36)$$

Donde:

- $n_s$  : número de cables de acero componentes del tendón
- $d_s$  : diámetro nominal del cable de acero
- $L_b$  : longitud del bulbo del anclaje
- $\tau_{s-g}$  : capacidad de adherencia última entre el acero y lechada de cemento

Hobst recomienda también que el valor de  $\tau_{s-g}$  sea considerado como la décima parte de la resistencia a la compresión uniaxial de la lechada de cemento  $f'_c$ , pero en ningún caso superior a 4 MPa (40 kg/cm<sup>2</sup>).

Para demostrar que este tipo de falla no ocurrirá durante los ensayos de arrancamiento de esta investigación, estimaremos el valor máximo que tendrá la capacidad de carga última en la interacción acero - lechada de cemento. Para estos fines, nos situaremos en el caso más crítico de los ensayos, es decir, el caso que tenga menor superficie de contacto lateral de los cables de acero, que corresponderá a los cables de menor diámetro, y donde exista menor longitud de adherencia de los cables, es decir, menor longitud del bulbo.

Tenderemos entonces que  $n_s = 10$  cables de acero de 1/2" ASTM A-416 grado 270, cuyo diámetro  $d_s = 12.70 \text{ mm}$ . Seleccionamos el valor crítico de las longitudes de los bulbos de anclajes ensayados  $L_b = 1.00 \text{ m}$ . Asimismo, el valor de  $\tau_{s-g} = 21 \text{ kg/cm}^2$ , se consideró conservadoramente como la décima parte de un registro histórico de valores promedio resistencia a la compresión uniaxial de lechadas de cemento  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ , empleadas por GEOTÉCNICA S.A.C., para relaciones A / C = 0.60. Así, tenemos:

$$P_{s-g} = 83.8 \text{ t}$$

Comparando la carga  $P_{s-g}$  con la máxima carga aplicada durante el ensayo del anclaje analizado  $P_e = 60.0 \text{ t}$ , podemos determinar el valor mínimo del factor de seguridad de la batería de ensayos, para que se produzca la falla entre el acero y la lechada de cemento.

$$FS_{s-g} \geq 1.40$$

En la práctica, la longitud de bulbo mínima recomendada es  $L_b = 4.00 \text{ m}$ , para la cual se obtenemos el valor de  $P_{s-g} = 335.2 \text{ t}$ . Como conocemos la carga de ensayo  $P_e = 150.0 \text{ t}$  podemos encontrar el factor de seguridad  $FS_s \geq 2.30$ .

#### 4.5.2. FALLA DE LA ADHERENCIA SUELO - LECHADA DE CEMENTO

El contacto del suelo con la lechada de cemento del bulbo, constituye sin duda el área crítica para la falla de todo anclaje postensado, y es motivo de la presente investigación. La descripción de los métodos para su determinación, han sido ampliamente expuestos en el Capítulo III. Sin embargo, precisaremos brevemente el cálculo estimado para inducir la falla por arrancamiento de bulbo durante la ejecución de los ensayos.

En este sentido, para estimar la capacidad de carga de los anclajes postensados  $P_{ult}$  debido a la capacidad de adherencia en el contacto suelo - lechada de cemento, usaremos las expresiones 3.37 y 3.38.

$$P_{ult} = \pi \cdot D \cdot L_b \cdot \tau_{ult} \cdot f_{eff} \quad (4.37)$$

$$f_{eff} = 1.6 L_b^{-0.57} \quad (4.38)$$

En este caso, para demostrar que este tipo falla ocurrirá durante los ensayos de arrancamiento, nos situaremos en el caso más crítico, es decir, el caso en que exista mayor eficiencia en el trabajo del bulbo, es decir, donde  $f_{eff} \geq 1$ . En nuestra investigación, esta relación se cumple cuando  $L_b \leq 2.00 \text{ m}$ . Considerando entonces, que  $L_b = 1.00 \text{ m}$ , se tiene de la expresión 4.38, el factor de eficiencia  $f_{eff} = 1.60$ .

Por otro lado, conocemos el diámetro del bulbo estimado como diámetro de la perforación  $D = 0.10 \text{ m}$ , y el valor de  $\tau_{ult} = 95.5 \text{ t/m}^2$ , fue considerado a partir del promedio de valores recomendados en la ecuación 3.39, es decir  $p_{ult} = 30.0 \text{ t/m}$ , sabiendo además que  $\tau_{ult} = p_{ult}/(\pi \cdot D)$ . El valor de  $p_{ult} = 30.0 \text{ t/m}$ , fue corroborado por algunos ensayos preliminares a la presente investigación, en los que se practicó Ensayos de Calificación, con fines de estimar el valor promedio de  $\tau_{ult}$ . Reemplazando estos datos en 4.29, tenemos:

$$P_{ult} = 48.0 \text{ t}$$

Comparando la carga  $P_u$  con la máxima carga aplicada durante el ensayo del anclaje analizado  $P_e = 60.0 \text{ t}$ , podemos determinar el valor máximo del factor de seguridad de la batería de ensayos, para que se produzca la falla entre el suelo y la lechada de cemento.

$$FS \leq 0.80$$

El valor del factor de seguridad inferior a la unidad  $FS \leq 1$ , garantiza la ocurrencia de este tipo de falla durante la ejecución de todos los ensayos de arrancamiento propuestos para la presente investigación.

#### 4.5.3. FALLA AL INTERIOR DE LA MASA DE SUELO

L. Hobst (1983) [15] propuso una fórmula mediante la cual puede calcularse la profundidad mínima de empotramiento del bulbo, para evitar la rotura de la roca en el tramo libre del anclaje, como resultado de los esfuerzos de compresión transmitidos al terreno por el bulbo durante el tensado y operación del anclaje postensado. Hobst consideró que la rotura del terreno se producía en forma cónica, cuyo vértice coincide con el inicio de la cimentación del bulbo, y la base, toma contacto con la cara expuesta de la roca, que en nuestro caso, tendrá el muro de concreto armado. Lo expuesto anteriormente fue mostrado en la expresión 3.2, y aplicaremos esta misma expresión hecha para roca compacta, para la falla en suelo:



$$L_l = \sqrt{\frac{m_k \cdot P_w}{\pi\sqrt{2} \cdot \tau_{ult}}} \quad (4.39)$$

Donde:

- $L_l$  : longitud mínima de empotramiento del bulbo
- $P_w$  : carga de trabajo del anclaje (kN)
- $\tau_{ult}$  : esfuerzo cortante de masa de suelo circundante al bulbo del anclaje (kPa)
- $m_k$  : factor de seguridad para la extracción del anclaje ( $m_k = 2$  a  $4$ )

Nuestro objetivo será determinar la carga última del anclaje  $P_{s-s}$ , que genera la falla de al interior de la masa de suelo, siendo que  $P_{s-s} = P_w \cdot m_k$ . Reescribiendo 4.39, obtenemos:

$$P_{s-s} = \pi\sqrt{2} \cdot L_l^2 \cdot \tau_{ult} \quad (4.40)$$

Para demostrar que este tipo de falla no ocurrirá durante los ensayos, estimaremos el caso crítico, que corresponderá a la mayor longitud de bulbo de los anclajes.

Para todos los casos, se tiene que  $L_l$  corresponde a la longitud libre de los anclajes ensayados, es decir  $L_l = 1.00$  m. Asimismo, el valor de  $\tau_{ult} = 95.5$  t/m<sup>2</sup>, fue considerado a partir del promedio de valores recomendados en la ecuación 3.39, es decir  $p_{ult} = 30.0$  t/m y considerando que  $L_b = 8.00$  m, sabiendo además que  $\tau_{ult} = p_{ult}/(\pi \cdot D)$ .

$$P_{s-s} = 424.3$$

Comparando la carga  $P_{s-s}$  con la máxima carga aplicada durante el ensayo del anclaje analizado  $P_e = 210.0$  t, podemos determinar el valor mínimo del factor de seguridad de la batería de ensayos, para que se produzca la falla entre el acero y la lechada de cemento.

$$FS_{s-s} \geq 2.02$$

En la práctica, la longitud libre mínima recomendada es  $L_l = 4.50$  m. Al relacionar los valores de  $P_{s-s} = 8,591.4$  t y  $P_e = 210.0$  t, obtenemos que  $FS_{s-s} \geq 40.91$ .

#### 4.5.4. FALLA DE UN GRUPO DE ANCLAJES

La instalación de un grupo de anclajes, genera la intersección de las fallas posibles que se presenten en el terreno, dando como resultado, que el bloque de suelo en conjunto, pueda colapsar como consecuencia del tensado.

La intersección de cada superficie de falla individual de los anclajes, de configuración cónica, reducen ampliamente el área de la falla total del grupo de anclajes. De este modo, el área lateral en contacto con el suelo se reduce y por tanto, la capacidad de carga de los anclajes tiene que ser reducida. En caso lo expuesto no sea considerado, la carga total del grupo de anclajes (analizada como individuales), podría superar la resistencia ofrecida por el esfuerzo cortante último del suelo, y por tanto, producir la falla del bloque total del suelo.

En los anclajes ensayados en la presente investigación, no tendremos la ocurrencia de este tipo de falla, pues los anclajes vecinos, correspondientes a los anclajes ejecutados como parte componente del proyecto de contención de los taludes resultantes de la excavación de los sótanos de las edificaciones donde se efectúa nuestro estudio, fueron tensados en una etapa posterior a los ensayos. Es decir, no se ejerce ningún tipo de influencia de los anclajes vecinos. Por otro lado, los anclajes de prueba se encuentran espaciados entre ellos a una distancia  $e_h \geq 4.00 \text{ m}$ , con lo que se garantiza la no ocurrencia de interferencia, pues como se precisa en la sección anterior, la longitud de empotramiento del bulbo es sólo  $L_l = 1.00 \text{ m}$  y a lo sumo, la interferencia podría darse con un espaciamiento  $e_h \leq 1.00 \text{ m}$ .

#### 4.5.5. FALLA DEL TENDÓN DE ACERO O UN COMPONENTE

El comportamiento del acero, resulta bastante conocido y muy predecible, debido a las múltiples investigaciones que se tienen respecto a sus propiedades físicas y mecánicas. En el caso de nuestra investigación, conocemos bien las propiedades del acero ASTM A-416 de grado 270, pues son certificadas por los proveedores, y probadas en el rango elástico, en todos los ensayos practicados a todos los anclajes ejecutados por GEOTÉCNICA S.A.C.

En este sentido, en esta investigación se diseñó la cuantía de acero suficiente para los tendones, de forma tal, que se garantice la no ocurrencia de la falla por fluencia del acero de los cables. De este modo, bastará con asumir como carga máxima de ensayo, una carga preferentemente superior a la estimada con la expresión 4.1., o cuanto menos igual. Esta expresión, replicada en la ecuación 4.41, permite estimar preliminarmente, el valor de la carga de falla entre suelo - lechada de cemento.

$$P_{ult} = 5 D \cdot L_b^{0.43} \cdot \tau_{ult} \quad (4.41)$$

Bajo estas consideraciones, la carga de ensayo que estableceremos será igual al 90% de la carga de fluencia que soporta el área total del tendón acero ( $0.90 f_y A_s$ , equivalente al 80% de la carga de rotura), o igual a  $1.50 P_w$ , donde  $P_w$  se considera como carga de trabajo.

$$P_e = 0.90 f_y A_s = 0.80 f_r A_s = 1.50 P_w \quad (4.42)$$

Para todos los casos de los anclajes postensados ensayados, se consideró la expresión 4.42, para el dimensionamiento de la cuantía de acero de los tendones.

Para el caso de los cables de  $d_s = 12.70 \text{ mm}$  (1/2"), donde se conoce que la carga de ruptura es  $P_r = 18.73 \text{ t}$ , se tiene que cada cable soporta una carga de ensayo  $P_e \leq 15.2 \text{ t}$ .

Para el caso de los cables de  $d_s = 15.24 \text{ mm}$  (5/8"), donde se conoce que la carga de ruptura es  $P_r = 26.58 \text{ t}$ , se tiene que cada cable soporta una carga de ensayo  $P_e \leq 21.5 \text{ t}$ .

Para descartar la ocurrencia de este tipo de falla estimaremos los casos críticos, que corresponderán a la máxima carga aplicada para cada diámetro de cable y cuantía usada en los ensayos, es decir 10@1/2" y 10@5/8". Asimismo, con la expresión 4.41 obtenemos para cada caso, la carga de falla estimada en el contacto suelo - lechada de cemento  $P_{ult}$ .

Para la cuantía de 10@1/2", se tiene una carga de ensayo  $P_e \leq 151.7 \text{ t}$  y una carga estimada de falla suelo - lechada de cemento  $P_{ult} = 86.7 \text{ t}$ . El factor de seguridad mínimo para anclajes ensayados con diámetro de cable  $d_s = 12.70 \text{ mm}$  (1/2") será  $FS_s \geq 1.75$ .

Para la cuantía de 10@5/8", se tiene una carga de ensayo  $P_e \leq 215.3 \text{ t}$  y una carga estimada de falla suelo - lechada de cemento  $P_{ult} = 116.8 \text{ t}$ . El factor de seguridad mínimo para anclajes ensayados con diámetro de cable  $d_s = 15.24 \text{ mm}$  (5/8") será  $FS_s \geq 1.84$ .

La falla más crítica que puede presentarse en los componentes de los anclajes, es la Falla de Cables y Cabezal de Anclaje. Como referencia de los ensayos ejecutados con fines de evaluar la falla producida entre los cables de acero y el cabezal de los anclajes postensados, sujetos a través de las cuñas de acero conocidas como clavetes, citaremos el documento técnico "Ensayo de Cable y Cabeza de Anclaje" [10], que compendia ensayos de esta naturaleza ejecutados por la firma J. Rudloff & Cia Ltda. en 1975, y los ensayos realizados por GEOTÉCNICA S.A. en el Laboratorio de Estructuras - Departamento de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú entre 1984 y 1985.

Estos documentos concluyen que la eficiencia de los sistemas ensayados, es decir, la relación entre la carga de ruptura de los clavetes y la resistencia nominal del tendón fue igual o superior a 0.95, cumpliéndose con lo establecido por las normas técnicas internacionales [40, 47, 48]. El sistema de prueba estaba compuesto por un cable de acero ASTM A-416, grado 270 y diámetro nominal de 12.70 mm, dos cabezales con sus respectivos clavetes, instalados en los extremos del cable.

Este factor de 0.95, es ampliamente superado por el diseño de los tendones de acero, pues estos incluyen un factor de reducción igual a 0.90 sobre el valor de la resistencia de fluencia del acero, como se muestra en la expresión 4.42.

La falla entre cables y cabezal puede originarse por defectos constructivos de los anclajes, siendo el caso más típico, la falta de alineamiento de los cables constituyentes del tendón de acero, en especial cuando se trata de longitudes muy grandes. Este defecto, puede producir mayores esfuerzos localizados en los cables de acero correctamente alineados y ser transmitidos a sus correspondientes clavetes.

Para evitar este tipo de falla, todos los anclajes ensayados en esta investigación, han sido ejecutados siguiendo las recomendaciones de la buena práctica de GEOTÉCNICA S.A.C. Estas recomendaciones fueron descritas en las secciones 4.1.3 y 4.1.4. Se debe precisar también, que las longitudes totales de los tendones de prueba son bastante reducidas y varían desde de  $L_T = 3.00 \text{ m}$  a  $11.00 \text{ m}$ . Este hecho adicionado a la instalación de los centralizadores cada 1.00 m en el tramo del bulbo, la fijación del tramo libre a la tubería de inyección mediante alambre N° 16 cada 1.00 m, y la instalación centrada de los clavetes, eliminan la posibilidad de ocurrencia de esta falla.

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los resultados presentados en la Gráfica 4.1., muestran que para las condiciones estudiadas en la presente investigación, la capacidad última de adherencia  $\tau_{ult}$  en el contacto suelo - lechada de cemento, no presenta variaciones significativas respecto a la profundidad de cimentación del bulbo del anclaje postensado  $D_f$ , cuando esta se localiza a partir de profundidades que superan la mínima ensayada  $D_f \geq 2.50 m$ . Este hecho resulta bastante importante pues permite descartar la influencia del esfuerzo efectivo como parámetro incidente sobre la capacidad de adherencia última  $\tau_{ult}$  actuando en el contacto suelo - lechada de cemento del bulbo. De este modo, podemos sugerir que el diseño de la capacidad de carga del anclaje  $P_{ult}$  respecto a la resistencia del bulbo, puede simplificarse y definirse para las condiciones estudiadas, conociendo solamente la capacidad de carga solicitada al anclaje postensado como se define en las expresiones 4.22, 4.23 y 4.24.
- En concordancia con investigaciones hechas en otros países, los resultados del presente estudio, muestran que la capacidad de adherencia última  $\tau_{ult}$  es variable en relación inversa a la longitud del bulbo  $L_b$ , apareciendo el concepto de factor de eficiencia  $f_{eff}$  en el diseño de los anclajes, el cual determina una longitud de bulbo  $L_b$  a partir de la cual, los incrementos no son significativos en términos de  $\tau_{ult}$  y por tanto de la capacidad de carga del anclaje en términos de la interacción suelo - lechada de cemento. De la Tabla 4.4. se puede concluir también, que para las condiciones estudiadas, no resulta muy conveniente usar longitudes de bulbo superiores a  $L_b = 7.00 m$ , pues la eficiencia de la capacidad de adherencia última en el contacto suelo - lechada de cemento  $\tau_{ult}$ , decrece sustancialmente a partir de esta longitud.
- El valor característico de la capacidad de adherencia última  $\tau_{ult}$ , al que hemos denominado capacidad de adherencia última promedio  $\tau_m$ , varía entre  $\tau_m = 13.40 a 14.40 kg/cm^2$ , expresado como capacidad de carga última por metro lineal de bulbo  $D = 0.10 m$  es  $p_{ult} = 36.00 a 45.00 t/m$ . Estos valores son superiores a los usados por GEOTÉCNICA S.A.C. en sus diseños  $\tau_m = 9.00 kg/cm^2$  y  $p_{ult} = 28.00 t/m$ . Es decir, se aprecia claramente el aporte de la presente investigación en la optimización de los diseños de anclajes postensados cimentados en el conglomerado típico de Lima Metropolitana o en suelos de similares propiedades físico mecánicas según se muestran en el ítem 4.1.2. La optimización en el diseño está referida a la reducción de las longitudes de los bulbos  $L_b$  de los anclajes postensados, que significará la disminución del costo de la ejecución de los proyectos, manteniendo la calidad de los diseños y garantizando la seguridad de equipos y personal que labora en este tipo de obras. Este hecho puede ser apreciado claramente en la Tabla 4.4. donde se presenta un comparativo de las longitudes de los bulbos en términos de la capacidad de carga del anclaje postensado, mostrando un escenario de cálculo asumidos por la empresa

GEOTÉCNICA S.A.C. previo a la presente investigación, en comparación con los resultados obtenidos a partir de los ensayos de arrancamiento financiados por esta empresa.

- Los resultados presentados en la Gráfica 4.4. son bastante representativos y pueden ser empleados confiablemente en los diseños de anclajes postensados en suelos como los descritos en el ítem 4.1.2. Sin embargo, la anisotropía y no homogeneidad del suelo en general es un hecho muy conocido y que se ve reflejado en la envolvente de la Gráfica 4.5., donde se proponen rangos de valores que sin duda son más representativos para definir las propiedades de un suelo y más aún cuando éste interactúa con un elemento de distinta rigidez como lo es el bulbo del anclaje. En este sentido, el uso de las expresiones 4.22, 4.23 o 4.24, quedará a criterio del proyectista según su experiencia y conocimiento de suelos como el estudiado en la presente investigación.

## FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

La aplicación de anclajes postensados es bastante diversa en la práctica de la Ingeniería Civil, puesto que permiten la transmisión de cargas de tensión a los suelos y rocas en general. Es decir los elementos anclados facilitan el diseño de las cimentaciones en tensión, o estructuras que necesiten absorber este tipo de esfuerzos, pues el suelo o roca como elementos estructurales, tienen un buen comportamiento sólo bajo cargas a compresión. En este sentido, resulta bastante útil, se amplíen investigaciones relacionadas con la capacidad última de anclajes postensados y pilotes cimentados en suelo o roca, ambos sometidos a cargas de tracción.

Podemos plantear entre otros posibles temas de investigaciones futuros, los siguientes:

- Aplicar la presente investigación, a otros tipos de suelos distintos al conglomerado típico de la ciudad de Lima Metropolitana, pues en la actualidad, sólo se dispone de algunos valores característicos de la capacidad última de adherencia en la interacción suelo - lechada de cemento  $\tau_{ult}$ , obtenidos a través de ensayos de calificación practicados a los anclajes de las obras ejecutadas por GEOTÉCNICA S.A.C. en varias regiones del país, y que lógicamente forman parte de su “know how”. Se tiene experiencia en arcillas sueltas y compactas; en arenas sueltas y densas; en gravas arenosas limosas arcillosas sueltas y densas; en diversos tipos de rocas; todos los suelos y rocas mencionados en estado seco o saturado. Sin embargo los datos que se disponen son valores promedio representativos que consideran la variación de la capacidad de carga del anclaje sólo de forma lineal a lo largo del bulbo  $p_{ult}$ , es decir, no se ha profundizado en evaluar la capacidad de carga última de los anclajes  $P_{ult}$  en función de la longitud del bulbo  $L_b$ .
- Ampliar la presente investigación, considerando como variable principal la presión de inyección de la lechada de cemento para la formación del bulbo de los anclajes postensados  $p_g$ . Como variable secundaria se puede considerar la profundidad de cimentación del bulbo  $D_f$ , en

especial en suelo blandos, donde las investigaciones extranjeras precedentes no descartan la influencia de esta variable sobre  $\tau_{ult}$ . Esta investigación puede llevarse a cabo en terrenos de fundación como el conglomerado típico de la ciudad de Lima, u otros tipos de suelo y roca. Se debe tener en cuenta que en la presente tesis se demostró que para el conglomerado típico de Lima Metropolitana y suelos similares, se ha descartado la influencia de  $D_f$  sobre  $\tau_{ult}$ .

- Un tema de mucho interés en la ingeniería práctica, es la optimización de rendimientos de producción en la ejecución de obras. En este sentido, una de las rutas críticas en las labores de construcción de sótanos para edificaciones es la ejecución de los anclajes postensados. Dentro de este proceso, podemos plantear como tema de investigación, la búsqueda de aditivos u otros componentes, que en combinación el cemento y agua, permitan la reducción del tiempo de fragua y resistencia temprana, con fines de ejecutar en el mínimo de tiempo, el tensado de los anclajes. Lográndose de este modo, eficiencia en los procesos cíclicos de movimiento de tierras, ejecución de anclajes, construcción de muros y tensado de los mismos. Al igual que los planteamientos precedentes, esta investigación puede realizarse considerando distintos tipos de suelos y rocas, y ampliándose la experiencia que GEOTÉCNICA S.A.C. tiene en este tema para el caso específico de la ciudad de Lima Metropolitana.
- Una investigación proyectada a largo plazo, pero de mucha utilidad, sería la determinación de la pérdida de carga de los anclajes postensados en función al tiempo de su vida útil. Existe un ensayo que permite la evaluación de la fluencia o “creep” del anclaje en el tiempo de duración del ensayo [40, 45, 47, 48], y a partir de un procedimiento propuesto, determinar la capacidad de carga última  $P_{ult}$  que debe considerarse con fines de diseño del anclaje postensado. Sin embargo, sería apropiado recopilar la información de algún proyecto existente antiguo (por ejemplo la Presa Tablachaca), en la que se usaron por primera vez anclajes postensados en nuestro país, y se ha monitoreado en el tiempo el desempeño de los anclajes a través de instrumentación geotécnica. El registro de las celdas de carga instaladas para el monitoreo resultará sin duda un dato histórico fundamental para estimar en la práctica, porcentajes de pérdida de carga en el tiempo.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Barley, A. D. (1995), "Theory and Practice of the Single Bore Multiple Anchor System", Anker in Theorie und Praxis. Proceedings of the International Symposium Salzburg Okt. 1995. Balkema Rotterdam, pp. 293-301.
- [2] Barley, A. D. (1997), "The Single Bore Multiple Anchor System". Proceedings of the International Conference: Ground Anchorages and Anchored Structures, London, pp. 65-75.
- [3] Barley, A. D. and Windsor, C. R. (2000), "Recent Advances in Ground Anchor and Reinforcement Technology with Reference to Development of the Art", Geo Eng. 2000, Melbourne - Australia.
- [4] Bassett, R. H. (1970), Discussion, Conference on Ground Engineering, Institution of Civil Engineers, London.
- [5] Bustamante, Michel y Doix, B. (1985), "Método para el Cálculo de los Anclajes y de los Micropilotes Inyectados". Boletín de Enlace del Laboratorio Central de Puentes y Caminos N° 140, París - Francia.
- [6] Casanovas (1989), "Bond Strength and Bearing Capacity of Injected Anchors: A New Approach", Proceedings of the 12th Conference SMFE, Rio de Janeiro, Vol 2.
- [7] Fujita, K., Ueda, K., Shimomura, Y., and Nagano, M. (1977), "An Empirical Proposal on Stability of Rock Cavern Wall During Construction in Japan", Proceedings, First International Symposium, Rockstore 77 - Storage in Excavation Rock Cavern. Stockholm, September, 1977, Pergamon Press, 1978, Vol 2. pp. 309-314.
- [8] GEOTÉCNICA S.A. (1980), "Ancoragem de Tirante", Sao Paulo - Brasil.
- [9] GEOTÉCNICA S.A. (1980), "Experiencia Brasileira em Estabilidade de Talude", Sao Paulo.
- [10] GEOTÉCNICA S.A. (1985), "Ensayo de Cable y Cabeza de Anclaje", Lima - Perú.
- [11] GEOTÉCNICA S.A. (1980), "Técnica de Ancoragem", Sao Paulo - Brasil.
- [12] Gunaratne, Manjriker (2006), "The Foundation Engineering Handbook" CRC Press Taylor & Francis Group, United States of America.
- [13] Hanna, T. H. (1982), "Foundations in Tension, Ground Anchors". Trans Tech Publications. Series on Rock and Soil Mechanics, Vol. 6, United States of America.



- [14] Hobst, Leos (1958), "Anchoring in Gravel Substrata Beds" (Kotvenie do podložných vrstiev štrkov) Reporte de la VÚIS Bratislava, Dept. Brno 1958.
- [15] Hobst, Leos and Zajíc, Josef (1983), "Anchoring in Rock and Soil" Second completely revised edition, Developments in Geotechnical Engineering Vol. 33, Elsevier Science Publishing Company, Inc., New York.
- [16] INGEMMET (1992), "Boletín N° 43 Serie A Carta Geológica Nacional Geología de los Cuadrángulos de Lima, Lurín, Chancay y Chosica", Instituto Geológico Minero y Metalúrgico, Lima - Perú, Setiembre 1992.
- [17] Jiménez Salas, J. A. (1980), "Geotecnia y Cimientos III, Cimentaciones, Excavaciones y Aplicaciones de la Geotecnia", Editorial Rueda, Madrid - España.
- [18] Jorge, G. R. (1969), "Le Tirant IRP Réinjectable Spécial pour Terrains Meubles, Karstiques ou á Faible Caractéristiques Géotechniques", Soc. Intern. De Méc. Des Sols des Travaux de Fondation. VII<sup>e</sup> Congrès International, Mexico 1969.
- [19] Kanji, Milton y Menezes, Geovanio (1993), "Anclajes en Suelo y Roca", Seminario Cimentaciones de Estructuras, Lima, Mayo 1993.
- [20] Littlejohn, G. S. (1970), "Soils Anchor", Proceedings of Conference on Ground Engineering, Institution of Civil Engineers, London, 1970.
- [21] Littlejohn, G. S. (1980), "Design Estimation of the Ultimate Load-holding Capacity of Ground Anchors" Ground Engineering 13, London.
- [22] Littlejohn, G. S., Jack, B. J. and Sliwinski, Z. J. (1971), "Anchored Diphragm Walls in Sand: Some Design and Construction Considerations", Journal, Institution of Highway Engineers, Vol. 18, N° 4, London.
- [23] López Jimeno, Carlos y otros (2002), "Manual de Estabilización y Revegetación de Taludes", U.D. Proyectos E.T.S.I. Minas - Universidad Politécnica de Madrid, Gráficas Arias Montano S.A. Madrid - España.
- [24] Macnab, Alan (2002), "Earth Retention System Handbook", McGraw-Hill Companies, Inc. United States of America, 2002.
- [25] Martínez Vargas, A. (1986), "Características del Subsuelo en Lima Metropolitana", Seminario de Actualización de Conocimientos, Diseño y Construcción de Cimentaciones (Primera Parte), Comité Peruano de Mecánica de Suelos, Fundaciones y Mecánica de Rocas, Lima - Perú.

- [26] Mecsi, József (1995), "Analysis of Grouted Soil Anchors", Proceedings of the International Symposium on Anchors in Theory and Practice, Salzburg, Balkema - Austria, October 1995.
- [27] Mecsi, József (1997), "Some Practical and Theoretical Aspects of Grouted Soil Anchors", ICE Conference on Ground Anchors and Anchored Structures, London, March 1997, pp. 119-130.
- [28] Ortigao, J. A. R. and Sayao, A. S. F. J. (2004), "Handbook of Slope Stabilisation", Springer-Verlag, Berlín, Heidelberg.
- [29] Ostermayer, H. (1974), "Construction, Carrying Behavior and Creep Characteristics of Ground Anchors", Proceedings, Diphragm Walls and Anchorages Conference, Institution of Civil Engineers, London, Sept. 1974.
- [30] Ostermayer, H., Scheele, F. (1977) "Research on Ground Anchors in Non-cohesive Soils" 9th Intern. Conf. ICSMFE, Tokyo.
- [31] Ostermayer, Helmut and Barley, Tony (2002) "Ground Anchors", Chapter 2.5 "Geotechnical Engineering Handbook" Tomo 2: Procedures, Ernst & Sohn, Berlín.
- [32] Sayao, A. S. F. J., Nunes, Anna Laura L. S., Hachich, Waldemar (2004), "Estabilidade de Taludes em Solos e Rochas", Notas de Aula, Río de Janeiro - Brasil, 2004.
- [33] Schnabel, Jr., Harry (1982), "Tiebacks in Foundation Engineering and Construction", McGraw-Hill, Inc. United States of America
- [34] Smolczyk, Ulrich (2002), "Geotechnical Engineering Handbook" Tomo 2: Procedures, Ernst & Sohn, Berlin.
- [35] Suárez Díaz, Jaime (1998), "Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales" Colombia, Julio 1998.
- [36] Ucar Navarro, Roberto (2002), "Manual de Anclajes en Obras de Tierras", Universidad de los Andes, Mérida - Venezuela.
- [37] Ucar Navarro, Roberto (2004), "Manual de Anclajes en Ingeniería Civil" U.D. Proyectos E.T.S.I. Minas - Universidad Politécnica de Madrid, Gráficas Arias Montano S.A. Madrid.
- [38] Widmann, Richard (1995), "Anchors in Theory and Practice", A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield 1995. Proceedings of the International Symposium on Anchors in Theory and Practice, Salzburg, Austria, 09-10 October 1995.
- [39] Xanthakos, Petros P. (1991), "Ground Anchors and Anchored Structures", John Wiley & Sons, Inc. New York - USA.

## **Normas y Recomendaciones**

- [40] ABNT (1996), "Execução de Tirantes Ancorados no Terreno" NBR 5629/1996. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, Agosto 1996.
- [41] ACHE (2005), "Recomendaciones para el Proyecto, Construcción y Control de Anclajes al Terreno" Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural, 3ª Edición Corregida, Editorial del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid - España.
- [42] ASCE (1986), "Tiebacks for Bulkheads". Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers. Proceedings of a Session in Seattle, Washington, April 7, 1986.
- [43] EAB (2008), "Recommendations on Excavations" Empfehlungen des Arbeitskreises "Baugruben" EAB, 2nd Edition, Ernst & Sohn, Berlin, April 2008.
- [44] FHWA (1998), "Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls" Publication N° FHWA-SA-96-069R, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington, D.C. 1998.
- [45] FHWA (1999), "Geotechnical Engineering Circular N° 4, Ground Anchor and Anchored Systems" Publication N° FHWA-IF-99-015, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington, D.C. 1999.
- [46] ISRM (1985), "Suggested Method for Rock Anchorage Testing" International Society for Rock Mechanics - Commission on Testing Methods, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 22, N° 2, pp. 71-83, Great Britain, 1985.
- [47] Post-Tensioning Institute (1996), "Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors" Third Edition, U.S.A.
- [48] Post-Tensioning Institute (2004), "Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors" Fourth Edition, U.S.A.

## **Estudios de Mecánica de Suelos**

- [49] Eddy Scipión Ingenieros (2009), "Estudio de Suelos con Fines de Cimentación - Proyecto Edificio de Oficinas Andrés Reyes", Calle Coronel Andrés Reyes N° 360-372, San Isidro - Lima, Informe N° 1492.09, Lima, Junio 2009.

- [50] Martínez Del Rosario, José Alberto (2009), "Estudio Geotécnico con Fines de Cimentación - Proyecto Oficinas Andrés Reyes", Calle Andrés Reyes N° 360-378, San Isidro - Lima, Marzo 2009.
- [51] Mendoza Dongo, Rubén Martín (2008), "Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación - Proyecto Centro Empresarial Platino", Miraflores - Lima, Febrero de 2008.
- [52] M&M Consultores S.R.L. (2003), "Estudio de Mecánica de Suelos con Fines de Cimentación - Proyecto Edificio de Aulas Pabellón Q de la Universidad de Lima", Santiago de Surco - Lima, Estudio N° M3413, Abril 2003.
- [53] M&M Consultores S.R.L. (2008), "Estudio de Suelos Centro Empresarial Manuel Olguín", Santiago de Surco - Lima, Estudio N° M2914, Lima, Marzo 2008.
- [54] M&M Consultores S.R.L. (2010), "Estudio de Suelos Instituto San Ignacio De Loyola - Sede Miraflores", Miraflores - Lima, Estudio N° M3413, Lima, Marzo 2010.
- [55] Rojo Alvarado, César E. (2007), "Informe Geotécnico - Proyecto Centro Empresarial Juan de Arona", Av. Arequipa - Av. Juan de Arona N° 187, San Isidro - Lima, Setiembre 2007.