

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



**DETERMINACIÓN DEL COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL CORTE
UNITARIO ENTRE LA UNIÓN BULBO ANCLADO Y SUELO ARENOSO
PARA DISEÑO DE ANCLAJE**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JOSE ANTONIO PAREDES OLIVOS

Lima - Perú

2015

*En agradecimiento a mis Padres
Juana Olivos y Florencio Paredes*

*Con cariño especial
A mi esposa Rocio
y a mis hijos Fabiana y Marcelo*

INDICE

RESUMEN	5
LISTA DE CUADROS	6
LISTA DE FIGURAS	7
INTRODUCCIÓN	8
CAPITULO I: GENERALIDADES	9
1.1. ANTECEDENTES	9
1.2. OBJETIVOS	9
1.3. ALCANCES	10
CAPITULO II: ESTUDIO DE LAS CARACTERÍSTICAS DE SUELOS ARENOSOS Y PARÁMETROS EN VILLA EL SALVADOR	11
2.1. UBICACIÓN Y CONDICIONES CLIMATICAS	11
2.1.1 Ubicación	11
2.1.2 Acceso al Área en Estudio	11
2.1.3 Condición Climática	12
2.2. GEOLOGÍA Y SISMICIDAD	12
2.2.1 Geología	12
2.2.1.1 <i>Características Geomorfológicas</i>	14
2.2.1.2 <i>Geodinámica Externa</i>	15
2.2.1.3 <i>Sismicidad</i>	15
2.2.2.1 Parámetros de Diseño Sismo Resistente	16
2.3. ETAPAS DEL ESTUDIO	17
2.3.1 Fase de Campo	17
2.3.2 Fase de Laboratorio	17
2.3.3 Fase de Gabinete	17
2.4. TRABAJOS EFECTUADOS	17
2.4.1 Trabajos de Campo	17
2.4.1.1 <i>Sondaje</i>	18
2.4.1.2 <i>Muestreo Disturbado</i>	19

2.4.1.3	Registro de Sondajes	19
2.4.2	Ensayos de laboratorio	20
2.4.3	Clasificación de Suelos	20
2.5.	PERFIL ESTRATIGRAFICO	20
2.6.	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LABORATORIO	21
2.6.1	Análisis Químico	21
2.6.2	Densidad Máxima, Mínima y Relativa	22
CAPITULO III: PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA DISEÑO DE ANCLAJES		25
3.1.	CONDICIONES GEOLÓGICAS GEOTÉCNICAS	25
3.2.	ESTABILIDAD DE CAPACIDAD DE CARGA DE PANTALLAS ANCLADAS EN SUELOS	26
3.2.1.	Introducción	26
3.2.2.	Modos de falla de pantallas ancladas en suelos	28
3.2.3.	Estimación de la capacidad de carga	29
3.2.3.1.	<i>Norma Brasileira NBR-5629</i>	30
3.2.3.2.	<i>Método de Ostermayer (1974)</i>	31
3.2.3.3.	<i>Método de Bustamante & Doix (1985)</i>	34
3.2.3.4.	<i>Método de Costa Nunes (1987)</i>	36
CAPITULO IV: CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL CORTE UNITARIO APLICADO EN VILLA EL SALVADOR.		38
4.1.	PROCEDIMIENTO DE TRABAJO	38
4.1.1.	Secuencia de los trabajos	38
4.1.1.1.	<i>Anclajes de cable</i>	38
4.1.2.1	<i>Equipos y Materiales</i>	42
4.2.	ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN LOS DATOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	43
4.2.1.	Norma Brasileira NBR 5629	44
4.2.2.	Método Bustamante y Doix 1985	45
4.2.3.	Método Costa Nunes 1985	46
4.3.	RESISTENCIA ENTRE EL BULBO Y EL SUELO	48

4.3.1.	Calculo de la adherencia	51
4.4.	CALCULO REAL DEL ESFUERZO CORTANTE ENTRE BULBO Y EL SUELO EN VILLA EL SALVADOR	52
4.4.1.	Tesado de anclajes	52
	CAPITULO V: ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS	54
1.2.	Capacidad de Carga Ultima Obtenido	54
1.3.	Esfuerzo de Corte entre bulbo y Suelo Obtenido	54
	CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	56
6.1.	CONCLUSIONES	56
6.2.	RECOMENDACIONES	57
	BIBLIOGRAFÍA	
	ANEXOS	

RESUMEN

Partiendo del estudio geotécnico de un suelo areno limoso (Distrito de Villa El Salvador), se obtienen los parámetros geotécnicos que servirán para estimar la capacidad de carga de los anclajes mediante diferentes métodos preliminares.

Se realizan pruebas in situ con diferentes longitudes de bulbos que serán ensayados (tesados), hasta llevarlos a la falla entre el bulbo de cemento y el suelo.

Se determina el coeficiente de corte unitario que existe entre un suelo arenoso y el bulbo de cemento formado por el anclaje de cable tipo torón, en base a las pruebas realizadas.

Se compara los datos obtenidos de la pruebas con tablas existentes realizados en suelos similares.

LISTA DE CUADROS

Cuadro N° 01:	Profundidad del sondaje	20
Cuadro N° 02:	Resultados del ensayo de penetración estándar SPT-01	20
Cuadro N° 03:	Clasificación de suelos	22
Cuadro N° 04:	Análisis Químico	24
Cuadro N° 05:	Calculo de la densidad natural	24
Cuadro N° 06:	Descripción del suelo según la densidad	25
Cuadro N° 07:	Correlación entre la forma granulométrica y el ángulo de fricción interna	25
Cuadro N° 08:	Correlación entre la penetración estándar y el ángulo de fricción interna	26
Cuadro N° 09:	Estratigrafía del suelo en zona de estudio de Villa El Salvador	27
Cuadro N° 10:	Coefficiente Kf de suelos granulares	33
Cuadro N° 11:	Coefficiente β para suelos	36
Cuadro N° 12:	Equipos utilizados	45
Cuadro N° 13:	Datos reales del Estudio	45
Cuadro N° 14:	Fuerzas Tensoras máximas por Método BR-5629	46
Cuadro N° 15:	Fuerzas Tensoras máximas por Método Bustamante doix 1985	48
Cuadro N° 16:	Resistencia Cortante según Datos	48
Cuadro N° 17:	Fuerzas Tensoras máximas por método Costa Nunes 1985	49
Cuadro N° 18:	Cuadro Resumen para las diferentes longitudes de bulbos	49
Cuadro N° 19:	Factores típicos que afectan la transferencia de esfuerzos en bulbos de diámetro pequeño (Sabatini y otros, 1999)	51
Cuadro N° 20:	Resistencia última al esfuerzo cortante entre el bulbo de anclaje y el material en la interface a lo largo del bulbo (Modificado de PTI, 1996)	52
Cuadro N° 21:	Valores aproximados de la transferencia de carga en bulbos de anclas pre-tensadas de pequeño diámetro (Sabatini y otros, 1999)	53

Cuadro N° 22:	Carga de arranque de bulbos en Villa El Salvador	54
Cuadro N° 23:	Esfuerzo de corte entre bulbo – suelo en Vill El S lv do r	55
CUadro N° 24:	Diámetros reales en campo y el % en aumento	57

LISTA DE FIGURAS

Figura 01:	Ubicación de zona de estudio	13
Figura 02:	Vista frontal del lugar en estudio	14
Figura 03:	Recuperación de muestra en caña partida	21
Figura 04:	Mecanismo de transferencia de carga en anclajes (Juran e Elías, 1991)	29
Figura 05:	Sistema idealizado de fuerzas sobre pantallas atirantadas (Hanna, 1982)	29
Figura 06:	Tipos de ruptura de una pantalla anclada en suelo (GeoRio, 2000)	30
Figura 07:	Tipos de ruptura global: cuña y generalizada (GeoRio, 2000)	31
Figura 08:	Capacidad límite de carga de anclaje en suelos granulares según Ostermayer (1974)	34
Figura 09:	Resistencia a la rotura por unidad de longitud de los anclajes en suelos cohesivos (Ostermayer, 1974).	35
Figura 10:	Influencia de la presión de inyección en la resistencia al corte en suelos cohesivos (Ostermayer, 1974)	35
Figura 11:	Correlaciones empíricas para la fuerza de cizallamiento por unidad longitud en la arena/grava (Bustamante y Doix, 1985)	37
Figura 12:	correlaciones empíricas para la resistencia al corte por unidad de longitud en arcillas / limos (Bustamante y Doix, 1985)	38
Figura 13:	Armado de anclaje de cable	42
Figura 14:	Colocado de anclaje de cable en sondeo.	43
Figura 15:	Inyección de anclaje de cable	44
Figura 16:	Valores resistencia última	57

LISTA DE SIMBOLOS

<i>ASTM</i>	: American Society for Testing and Materials
ϕ	: Angulo de fricción
T_{MAX}	: Capacidad de carga limite o ultima
σ_r	: 50 por ciento de la presión de inyección
K_f	: Coeficiente de anclaje.
n_d	: Coeficiente de aumento del diámetro debido a la presión de inyección
β	: Coeficiente de aumento del diámetro del bulbo debido a la inyección
n_l	: Coeficiente de reducción de longitud por la presión no uniforme
α_0	: Coeficiente de reducción de resistencia al corte no drenada Su
c	: Cohesión
D_h	: Diámetro del hueco.
D_e	: Diámetro medio para el tramo anclado
D_p	: Diámetro perforado para el tramo anclado
τ_a	: Esfuerzo de cortante permitido
S	: Factor de Amplificación del Suelo
C	: Factor de Amplificación Sísmica
Z	: Factor de zona
T	: Fuerza de tensión de diseño.
L_b	: Longitud tramo anclado y/o cementada del bulbo.
N	: Numero de golpes en SPT
U	: Perímetro promedio de la sección transversal del bulbo del anclaje
T_o	: Periodo de vibración
γ_{nat}	: Peso específico del suelo
γ_c	: Peso específico del suelo a una profundidad al centro del bulbo
h	: Profundidad al centro del bulbo
n_h	: Reducción del factor de profundidad cuando es más de 9m

- τ Resistencia al cizallamiento en la interface bulbo – suelo
- q_s Resistencia al cizallamiento o cortante
- SUCS Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
- σ_z : Tensión vertical efectiva en el punto medio del anclaje.

INTRODUCCIÓN

En las obras de ingeniería civil, es común la ejecución de cortes y excavaciones; ambos tipos de trabajo requieren la remoción de cierta cantidad de suelo y la consecuente pérdida de confinamiento en la periferia. El ingeniero, inicialmente, verifica si la estructura puede ser estable sin ayuda externa, o si es necesario, emplear un muro de contención o formar un talud. La aparición de las anclas para roca, primero, y para suelo, poco después, representó un importante avance tecnológico para todos los trabajos relacionados con la estabilización de una masa de roca o suelo. Las anclas, al estar totalmente embebidas en el suelo no interfieren con las maniobras de construcción en el interior de las excavaciones. Es por eso importante ahora en la construcción su comportamiento y la verificación de los parámetros que están relacionados directamente entre el bulbo del ancla y el suelo que muchas veces pueden llevarlos a fallar.

En el presente informe de suficiencia, determinaremos el coeficiente de resistencia al corte unitario que existe entre el bulbo del anclaje y el suelo arenoso limoso; el suelo con estas características se encuentra en distrito de Villa El Salvador, en la Ciudad de Lima.

CAPITULO I: GENERALIDADES

En este capítulo detallaremos los antecedentes y objetivos para establecer el coeficiente de corte unitario que existe entre un suelo arenoso y el bulbo de cemento formado por el anclaje. Adicionalmente definiremos la metodología a ser utilizada para realizar el informe de suficiencia correspondiente, así como también, la estructura de la misma.

1.1 ANTECEDENTES:

El crecimiento de la ciudad de Lima y la alta demanda de viviendas en la ciudad de Lima, gran parte de la zona periférica está siendo poblado y se está ejecutando construcciones en diversos tipos de suelos. Una zona de alto crecimiento urbano se ubica en la parte sur de la ciudad de Lima, que abarca distritos como Villa María del Triunfo, Villa el Salvador, Chorrillos, Lurín, etc., en donde se están ejecutando construcciones sobre suelos arenosos.

Estas construcciones necesitan realizar excavaciones para la cimentación, y surge la necesidad de estabilizar los taludes colindantes realizando anclajes en estos suelos; al respecto, la información de parámetros necesarios para realizar cálculos en este tipo de suelo arenoso es insuficiente en nuestro medio, a comparación de los suelos gravosos donde la información es mayor y los anclajes tienen un buen comportamiento como elementos estabilizadores de contención. Estudios e investigaciones nos brindan parámetros de resistencia última al esfuerzo cortante entre el bulbo de anclaje y el material en la interface a lo largo del bulbo (Modificado de PTI, 1996), así como, valores aproximados de la transferencia de carga en bulbos de anclas pre-tensadas de pequeño diámetro (Sabatini y otros, 1999); sin embargo, surge la necesidad de realizar pruebas de carga en campo para verificar los valores supuestos para la ejecución de proyectos de estabilidad con anclajes en suelos arenosos.

1.2 OBJETIVOS:

Establecer el coeficiente de corte unitario que existe entre un suelo arenoso y el bulbo de cemento formado por el anclaje.

Evaluar las características del lugar a partir del estudio de mecánica de suelos y determinar los parámetros del suelo, en una determinada zona de Villa el Salvador.

Calcular la resistencia última al cortante entre el bulbo y el material en la interface perimetral del bulbo para inyecciones a baja presión, considerando pruebas experimentales in situ en el distrito de Villa el Salvador.

Realizar un cuadro comparativo en base a los valores experimentados obtenidos y en suelos similares en otros países.

1.3 ALCANCES:

El presente informe de suficiencia se basa en establecer el coeficiente de corte unitario que existe entre un suelo arenoso y el bulbo de cemento para anclajes de cable tipo torón in situ, para este fin la información requerida se realizó de la siguiente manera en forma secuencial; primero se recopiló información mediante búsqueda de artículos, tesis, libros y toda información relevante sobre el tema, segundo, se realizó trabajos de campo de la zona en estudio, que consistía en obtener los parámetros geotécnicos de suelo requeridos para el diseño de anclajes; tercero, se ejecutaron anclajes con diferentes longitudes de bulbos de cemento, que fueron ensayados y tesados hasta el arranque; cuarto, se realizó un análisis e interpretación de los datos obtenidos en campo, que serán evaluados para obtener valores de coeficiente de resistencia al corte unitario entre el bulbo y el suelo; quinto, se hace una comparación de los resultados obtenidos con datos existentes (en tablas) de suelos similares; sexto, se recoge las conclusiones y recomendaciones realizadas para el coeficiente de corte unitario entre un suelo arenoso en distrito Villa el Salvador y el bulbo.

CAPITULO II: ESTUDIO DE LAS CARACTERÍSTICAS DE SUELOS ARENOSOS Y PARÁMETROS EN VILLA EL SALVADOR.

2.1. UBICACIÓN Y CONDICIONES CLIMATICAS

2.1.1 Ubicación

El terreno del estudio se encuentra ubicado en la Intersección de la Av. El Sol y la Av. Pachacutec, en la Mz. C Lt. 06 en el distrito de Villa El Salvador, Provincia Lima, Departamento Lima, siendo una zona netamente industrial.

2.1.2 Acceso al Área en Estudio

El acceso a la zona en estudio es a través de transporte público (Ómnibus) por la Av. Pachacutec, arteria importante del Distrito de Villa el Salvador, hasta llegar con la intersección de la Av. El Sol; también se puede llegar al lugar vía el tren eléctrico hasta el paradero El sol (Av. El Sol) y llegar hasta la intersección con la Av. Pachacutec; (ver Figura 01 y 02).



Figura 01: Ubicación de zona en estudio.



Figura 02: Vista frontal del lugar en estudio.

2.1.3 Condición Climática.

Esta área del estudio, está sometido a la acción microclimática, de la Costa, y se le conoce como semiárido, limitado con afloramientos rocosos del complejo basal de la costa.

Las precipitaciones son irregulares y en forma de garúas, las que se presentan en invierno, siendo también frecuentes por las tardes. La temperatura en estos periodos alcanza valores mínimos de hasta 11°C.

Durante el verano se registran temperaturas de hasta 28°C, variando la humedad relativa en estos periodos entre 70 a 90 %.

2.2. GEOLOGIA Y SISMICIDAD

2.2.1 Geología

Estudios realizados para la zona y áreas circundantes han determinado que la geología local está representada por el afloramiento de secuencias litológicas sedimentarias, intrusivas y depósitos eólicos. El escenario del estudio se encuentra enmarcado dentro del cuadro morfotectónico de la costa y el borde occidental andino, habiendo sido afectado por la tectónica desarrollada durante la orogénesis andina, la misma que dio lugar a una deformación con plegamientos entre los que destaca el Sinclinal de Pachacamac, se trata de un

pliegue abierto, con un plano axial vertical ligeramente inclinado al Sureste y un eje de dirección N30°O. Las rocas en las cuales se ha desarrollado, corresponden a la Formación Pamplona, de composición arcillo-calcárea, por lo tanto plásticas. Al Sur del Cerro Lomo de Corvina, y a la altura del grifo Conchán se tiene afloramientos del flanco occidental. Gran parte de este sinclinal se encuentra cubierto por depósitos eólicos Cuaternarios. Estratigrafía Las unidades litoestratigráficas que afloran en el Cerro Lomo de Corvina y alrededores están conformados por rocas sedimentarias del cretáceo inferior representados por la Formación Pamplona, depósitos inconsolidados del Cuaternario de origen marino aluviales y eólicos.

A. Cretáceo Inferior:

Formación Pamplona : esta secuencia se manifiesta por presentar paquetes de calizas de color gris a oscuras interestratificadas con delgados horizontes de color rojizo por la presencia de fierro, también se manifiestan afloramientos de lutitas gris verdosas y margas, intercalados con lutitas limolíticas amarillo a rojizas, por correlación estratigráfica se le ha asignado una edad cretáceo inferior.

B. Cuaternario.

Pleistoceno.

Depósitos Eólicos: Los depósitos eólicos pleistocenicos están conformados por acumulaciones eólicas antiguas y que en la actualidad se hallan estabilizadas, conformando lomadas y cerros de arena; como el Cerro Lomo de Corvina, extendiéndose al NE hasta la Tablada de Lurín donde ahora se asienta la población de Villa El Salvador cubierto por otros depósitos eólicos más recientes.

Depósitos Aluviales: Este tipo de depósitos se posicionan al sur del Cerro Lomo de Corvina, en la cuenca del río Lurín y esta, constituidos por material acarreado cantos y gravas subredondeadas de diferentes tipos de roca de composición intrusiva y volcánica en una matriz areno limosa o arcillosa con buena selección, tiene espesores que alcanzan decenas de metros, sobre los que se asientan algunos centros urbanos y terrenos de agricultura, por lo que adquieren una significativa importancia para la región, ya que ellos contienen acuíferos notables que dan vida a números pobladores y gran parte de la agricultura. La edad de

estos depósitos es desconocida sin embargo dado su gran volumen es evidente que su deposición viene desde el Pleistoceno.

Reciente.

Depósitos Eólicos: Están conformados por arenas móviles que proceden de las diversas playas del litoral, como Conchán y Lurín, en su movimiento adoptan variadas formas como mantos, dunas y barcanes.

2.2.1.1 Características Geomorfológicas.

Los rasgos geomorfológicos presentes en el área son el resultado del proceso tectónico y plutónico, sobre impuesto los procesos de geodinámica, que han modelado el rasgo morfo-estructural de la región. Así mismo la erosión, la inclinación por el drenaje del Río Lurín y la acumulación de arena eólica sobre grandes extensiones de la zona, han dado la configuración actual:

Borde Litoral: área de tierra firme adyacente a la línea litoral, expuesta a la acción de las olas marinas, que forman playas abiertas por acumulación de arenas a través de corrientes litorales

Planicies Costaneras y Conos Deyectivos: Es la zona comprendida entre el borde litoral y las estribaciones de la Cordillera Occidental constituida por una faja angosta de territorio paralela a la línea de costa adquiriendo mayor amplitud en el Valle de Lurín. Constituyen superficies cubiertas por gravas y arenas provenientes del transporte y sedimentación del río Lurín y por arena proveniente del acarreo eólico desde las playas, por vientos que corren con dirección SO a NE

Lomas y Cerros Testigos

Valles y Quebradas

Estribaciones andinas occidentales

Zonas andinas

De las arriba mencionadas unidades geomorfológicas, la que está directamente relacionada con el terreno estudiado es la c) Planicies Costaneras y Conos Deyectivos

2.2.1.2 Geodinámica Externa.

Durante la visita efectuada a la zona no se han detectado fenómenos de geodinámica externa reciente, como levantamientos y/o hundimientos, ni desplazamientos de la formación sedimentaria existente en la zona.

2.2.2 Sismicidad.

Desde el punto de vista sísmico, el territorio Peruano, pertenece al Círculo Circumpacífico, que comprende las zonas de mayor actividad sísmica en el mundo y por lo tanto se encuentra sometido con frecuencia a movimientos telúricos. Pero, dentro del territorio nacional, existen varias zonas que se diferencian por su mayor o menor frecuencia de estos movimientos, así tenemos que las Normas Sismo Resistente del Reglamento Nacional de Construcciones, divide al país en tres zonas:

Zona 1.- Comprende la ciudad de Iquitos, y parte del Departamento de Iquitos, parte del Departamento de Ucayali y Madre de Dios; en esta región la sismicidad es baja.

Zona 2.- En esta zona la sismicidad es medía. Comprende el resto de la región de la selva, Puno, Madre de Dios, y parte del Cusco. En esta región los sismos se presentan con mucha frecuencia, pero no son percibidos por las personas en la mayoría de las veces.

Zona 3.- Es la zona de más alta sismicidad. Comprende toda la costa peruana, de Tumbes a Tacna, la sierra norte y central, así como, parte de ceja de selva; es la zona más afectada por los fenómenos telúricos.

La ciudad en estudio, se encuentra en la Zona 3, de alta Sismicidad. A pesar de ello, en sus características estructurales no se identifican rasgos sobre fenómenos de tectonismo que hayan influido en la estructura geológica de la zona.

2.2.2.1 Parámetros de Diseño Sismo Resistente

De acuerdo al reglamento nacional de construcciones y a la Norma Técnica de edificación E-030-Diseño Sismo resistente, se deberá tomar los siguientes valores:

(a) Factor de Zona $Z = 0.4$ (*)

(b) Condiciones Geotécnicas

El suelo investigado, pertenece al perfil Tipo S3, que corresponde a un Suelo Flexible

(c) Periodo de Vibración del Suelo $T_0 = 0.9$ seg

(d) Factor de Amplificación del Suelo $S = 1.4$

(e) Factor de Amplificación Sísmica (C)

Se calculará en base a la siguiente expresión:

$$C = 2,5 \left(\frac{T_P}{T} \right) \quad C \leq 2,5$$

(*) El área en estudio, corresponde a la **Zona 3**, el factor de zona se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.

2.3 ETAPAS DEL ESTUDIO

Los trabajos se efectuaron en 03 etapas:

2.3.1 Fase de Campo

Se efectuaron trabajos de exploración con el fin de conocer el tipo y características resistentes del sub-suelo.

2.3.2 Fase de Laboratorio

Las muestras obtenidas en el campo se llevaran al laboratorio con el objeto de determinar sus propiedades físicas y mecánicas.

2.3.3 Fase de Gabinete

A partir de los resultados en Campo y Laboratorio, se obtendrán los parámetros geotécnicos del suelo en estudio.

2.4 TRABAJOS EFECTUADOS

2.4.1 Trabajos de Campo

Las investigaciones de Campo estarán íntimamente ligadas al suelo encontrado.

La exploración se realizó mediante **01 Sondeo**, a cielo abierto ubicado estratégicamente, lo cual cubre razonablemente el área a investigar.

Las profundidades máximas alcanzadas serán de 11.45m, computados a partir del nivel del terreno natural, lo que nos permitirá visualizar la estratigrafía y determinar el tipo de ensayos de laboratorio a ejecutar de cada uno de los estratos de suelos a encontrarse, de las muestras disturbadas representativas.

2.4.1.1 Sondaje

Se ha efectuado 01 sondaje SPT, y ensayos con posteadora manual (IWAN AUGER) y Ensayos SPT cada metro de profundidad, registrándose el número de golpes N, necesarios para penetrar cada 15cm. de un total de 45cm. del penetrómetro.

El equipo de Penetración Estándar consta de un trípode y un motor el cual va acondicionado, para impulsar el martillo de 140 libras el cual cae libremente a través de un tubo guía desde una altura de 76 cm, la caña partida es hincada en las arenas compactas a semi compactas.

La profundidad de sondajes se da en el Cuadro N°01. Los resultados del Ensayo de Penetración Estándar (SPT) se presenta en los Cuadros N°02 y en el Anexo I: Registro de Sondaje y valores de ensayo SPT, Anexo II: Resultados de ensayo de laboratorio y en el Anexo III: Panel fotográfico.

Cuadro N° 01: PROFUNDIDAD DEL SONDAJE

Sondaje	Profundidad (m)
SPT-01	11.45

Cuadro N° 02: RESULTADOS DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR SPT-01

SONDAJE	SPT-01			
Prof.(m)	5.00-5.45	6.00-6.45	7.00-7.45	8.00-8.45
Primeros 15cm se descarta	-	14	17	16
Primeros 15cm de prueba	-	18	23	34
Últimos 15cm de prueba	-	25	28	40
Valor "N"	-	43	51	74

SONDAJE	SPT-01		
	9.00-9.45	10.00-10.45	11.00-11.45
Prof.(m)	9.00-9.45	10.00-10.45	11.00-11.45
Primeros 15cm se descarta	32	39	20
Primeros 15cm de prueba	38	44	50/11
Últimos 15cm de prueba	50/14	50/10	50/9
Valor "N"	88	94	100

N (Numero de golpes) / (Longitud hincada)

2.4.1.2 Muestreo Disturbado

Se tomaron muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelos encontrados, y extraídos mediante la recuperación del sondaje a través de la cuchara partida, en cantidad suficiente como para realizar los ensayos de clasificación e identificación, así como también los análisis químicos.

2.4.1.3 Registro de Sondajes

Se realizó el registro de sondajes anotándose las principales características de los estratos encontrados, tales como: humedad, compacidad, consistencia, N.F, plasticidad, clasificación, saturación etc.

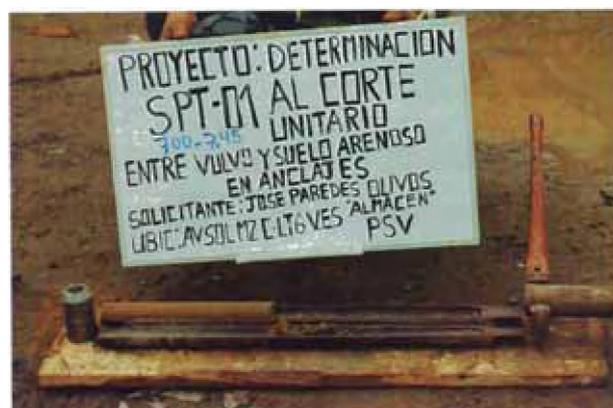


Figura 03: Recuperación de muestra en caña partida.

2.4.2 Ensayos de laboratorio

Con las muestras recuperadas se realizaron los siguientes ensayos:

- 03 Análisis Granulométrico ASTM D-422
- 03 Humedades Naturales ASTM D-2216
- 03 Densidades máximas ASTM D-4253
- 03 Densidades mínimas ASTM D-4254
- 03 Ensayo Corte Directo
- 01 Análisis Químico
- 01 Contenido de Sales Totales MTCE-219
- 01 Contenido de Sulfatos ASTM D-516
- 01 Contenido de Cloruros ASTM D-512

2.4.3 Clasificación de Suelos

Se realizaron los ensayos para la clasificación de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) en el laboratorio N° 2 de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la Universidad Nacional de Ingeniería, Ver Cuadro N° 03.

Cuadro N° 03: CLASIFICACIÓN DE SUELOS

SONDAJE	SPT-01	SPT-01	SPT-01
Prof.(m)	7.00 – 7.45	9.00-9.45	11.00-11.45
Ret. N° 4	0.00	0.00	0.10
Pasa N° 200	8.00	12.00	13.00
L.L.(%)	NP	NP	NP
I.P.(%)	NP	NP	NP
SUCS	SP-SM	SW-SM	SM
Descripción	Arena limosa pobrementemente gradada	Arena limosa bien gradada	Arena limosa
Corte directo (°)	28.70°	29.90°	28.10°
Cohesión (Kg/cm ²)	0.00	0.00	0.01
Peso Unitario(g/cm ³)	1.534	1.581	1.596

2.5 PERFIL ESTRATIGRAFICO

De acuerdo a la exploración efectuada mediante el sondeo tal como se observará en el récord del estudio de exploración, así como en los resultados de Laboratorio adjuntados en conformidad con las labores de campo, ensayos de laboratorio, se tiene el siguiente perfil estratigráfico del sub suelo:

- Desde 0.00m hasta los 5.00m es una arena limosa mal gradada de baja compacidad.
- A partir de los 5.00m hasta los 7.45m de profundidad el sondaje se encontró una arena limosa mal gradada color gris claro de mediana compacidad.
- Desde los 7.45m viene seguida por una arena limosa bien gradada de color gris amarillento densa, subyace hasta una profundidad de 11.45m una arena limosa muy densa de color gris amarillento

Durante la exploración se realizó ensayos de SPT a partir de la profundidad de 5.00m.

El nivel freático, no se encontró.

2.6 ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LABORATORIO

Del cuadro de propiedades índices y parámetros deducidos, del estrato de sustentación, las arenas finas pobremente graduadas, se observara lo siguiente:

2.6.1 Análisis Químico

Del resultado del Análisis Físico Químico efectuado en una muestra representativa proveniente del sondaje SPT-01 se tiene el cuadro N°04:

Cuadro N° 04: ANÁLISIS QUÍMICO

Sondaje N°	Profundidad (m)	Sales Solubles Totales PPM	Cloruros PPM	Sulfatos PPM
SPT-01	6.00-11.45	931.00	210.71	83.92

Dichos valores de sulfatos NO ocasionan un ataque químico al concreto de la cimentación debiéndose de utilizar Cemento Pórtlan Tipo I en la preparación del concreto en los cimientos. Según Design and Control of Concrete Mixtures Capítulo II, Pág. 20. Tabla 2-2, Pórtland Cement PCA Asociación.

2.6.2 Densidad Máxima, Mínima y Relativa

A continuación se detalla los resultados de las densidades máximas y mínimas así como las densidades relativas para cada profundidad a partir del sexto metro.

$$D_R = \frac{\rho_{\min} (\rho_d - \rho_{\min})}{\rho_d (\rho_{\max} - \rho_{\min})} \times 100$$

donde:

- D_R : Densidad relativa (%).
- ρ_d : Densidad del suelo en el terreno (kg/m³).
- ρ_{\min} : Densidad seca mínima (kg/m³).
- ρ_{\max} : Densidad seca máxima (kg/m³).

Cuadro N° 05: CALCULO DE LA DENSIDAD NATURAL

Prof. (m)	N	DR (%)	ρ_{\max} (gr/cm ³)	ρ_{\min} (gr/cm ³)	ρ_d (gr/cm ³)
6.00-6.45	43	58	1.628	1.441	1.544
7.00-7.45	51	64	1.628	1.441	1.544
8.00-8.45	74	83	1.708	1.454	1.607
9.00-9.45	88	91	1.708	1.454	1.607
10.00-10.45	94	93	1.726	1.467	1.656
11.00-11.45	100	95	1.726	1.467	1.656

Con la finalidad de asumir parámetros de cálculo que correspondan a las características inspeccionadas en el campo, presentamos a continuación la Cuadro N° 06, de denominación de arenas de acuerdo a su estado de compacidad y los correspondientes rangos de densidad relativa según Lambe & Whitman (1969) y su correlación con la resistencia a la penetración estándar según Terzaghi y Peck (1948), modificada por Skempton (1986).

Cuadro N° 06.- DESCRIPCIÓN DEL SUELO SEGÚN LA DENSIDAD

DESCRIPCION	DENSIDAD RELATIVA DR (%)	PENETRACIÓN ESTÁNDAR N (Golpes/Pie).
Muy Suelta	0 – 15	0 - 4
Suelta	15 – 35	4 - 10
Mediana	35 – 65	10 - 30
Compacta	65 – 85	30 - 50
Muy Compacta	85 - 100	> 50

"Fuente: Lambe & Whitman, 1969"

También es necesario tomar en cuenta que los granos angulosos encajan unos con otros más perfectamente que los redondeados y por esto las arenas de granos angulosos tendrían un mayor ángulo de fricción. A continuación se muestra una tabla que refleja esta influencia de la angulosidad y de la granulometría sobre el ángulo de fricción máximo, presentada por Sowers y Sowers (1951), Cuadro N° 07.

Cuadro N° 07.- CORRELACIÓN ENTRE LA FORMA GRANULOMÉTRICA Y EL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA

FORMA GRANULOMÉTRICA	ÁNGULO DE FRICCIÓN MÁXIMO	
	SUELTA	COMPACTA
Redondeada, uniforme	30°	37°
Redondeada, bien graduada	34°	40°
Angulosa, uniforme	35°	43°
Angulosa, bien graduada	39°	45°

"Fuente: Sowers y Sowers (1951)"

Por otro lado se muestra una correlación empírica aproximada según Peck, Harrison y Thornburn (1953) de los estados de compacidad y los ángulos de fricción propuesta en base a ensayos de penetración estándar. Tal como se muestra en la Cuadro N° 08.

Cuadro N° 08.- CORRELACIÓN ENTRE LA PENETRACIÓN ESTÁNDAR Y EL ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA

PENETRACION ESTANDAR N (Golpes/pie)	ANGULO DE FRICCIÓN (Grados)
0 - 4	28 - 29
4 - 10	29 - 30
10 - 30	30 - 36
30 - 50	36 - 41
> 50	41 - 45

"Fuente: Peck, Harrison y Thornburn (1953)"

De acuerdo con estas referencias podemos asumir parámetros con valores de acuerdo a las inspecciones de campo de tal forma de estar del lado de la seguridad.

Como ensayo determinante se ha realizado ensayos de corte directo, sobre muestra remoldeada y drenada, para hallar los parámetros de Cohesión (C) y Angulo de fricción ϕ . Los ensayos se realizaron en el laboratorio N° 2 de Mecánica de suelos y pavimentos de la Universidad Nacional de Ingeniería.

CAPITULO III: PARÁMETROS GEOTÉCNICOS PARA DISEÑO DE ANCLAJES

3.1 CONDICIONES GEOLÓGICAS GEOTÉCNICAS

El perfil estratigráfico del suelo donde se realizó el estudio de mecánica de suelo presenta las siguientes características de suelo:

- De 0.00m a 9.00m. Material encontrado, es una arena limosa mal gradada de color gris claro, (SP-SM).
- De 9.00m a 11.00m, (SW-SM) Se trata de una arena limosa bien gradada, compacta.
- De 11.00m a 12.00m, (SM) Arena limosa, de densidad compacta.

De acuerdo al estudio realizado in situ, se determina los valores de la densidad natural y el ángulo de fricción para el lugar específico de Villa el Salvador, de la ciudad de Lima, consideraremos el valor de cohesión nula en el estudio y se tomara dicho valor, por ser un valor aun conservador para esta zona (Cuadro N° 09).

Según el estudio realizado no se encontró napa freática, indicando que la profundidad debe estar considerablemente más abajo que la cota de cimentación del proyecto (aproximadamente a 50,00 m de profundidad).

Cuadro N° 09: ESTRATIGRAFÍA DEL SUELO EN ZONA DE ESTUDIO DE VILLA EL SALVADOR

Material	Profundidad (m)	Nomenclatura SUCS	γ_{nat} (KN/m ³)	Cohesión KPa	Angulo de Fricción (Φ)
Arena Limosa	0.00 – 8.50	SP-SM	1.534	0	28.7
Arena Limosa	8.50 – 11.00	SW-SM	1.581	0	29.9
Arena Limosa	11.00 – 11.50	SM	1.596	1	28.1

Cabe señalar que para un diseño final de la estabilidad del talud con muro pantalla anclada, se recomienda la revisión de la armadura de acero del muro

que absorberá los esfuerzos del empuje del subsuelo, para lo que se estará a disposición para las aclaraciones requeridas para el detalle respectivo.

3.2 ESTABILIDAD DE CAPACIDAD DE CARGA DE PANTALLAS ANCLADAS EN SUELOS

3.2.1 Introducción

El comportamiento de un anclaje en el suelo se rige principalmente por el mecanismo de transferencia de la carga soportada por el anclaje al suelo masivo a través de interacciones en la interfase suelo de bulbo (Figura 3.1). Este mecanismo de interacción resulta en un aumento de la tensión normal efectiva del suelo y, por consiguiente, aumentando su resistencia a la cizalladura y el factor de seguridad contra la rotura.

En el diseño de una cortina atirantado, la hipótesis básica es que las fuerzas horizontales generadas por las presiones de contacto en la estructura del suelo deben ser equilibradas por puntales, mientras que el alivio de las tensiones normales verticales causadas por la excavación, por supuesto, no. Con esto, los valores de la tensión de cizallamiento inducido por el proceso de excavación aumentan significativamente con la profundidad de este.

La tendencia de la cortina se mueve dentro de la excavación de la represión inducida por el suelo a lo largo de la superficie del suelo. Pero pretensado la primera línea de las barras de cortina presiona contra las paredes de la excavación, sujetándola al punto de anclaje. Con el avance de la excavación, la estructura ahora tiende a girar alrededor de la primera línea de amarre, causando desplazamientos laterales en el nuevo nivel de la excavación, a su vez, de nuevo será restringido por la aplicación de pretensado en la siguiente línea de anclaje. Por lo tanto, el movimiento de la cortina medida que avanza la excavación, se forma por una combinación de rotación y traslación, influenciada por un número de factores tales como la cortina de incrustaciones en el terreno de cimentación, la inclinación varillas, el grosor y rigidez de la estructura, valores de la distribución hipótesis de sobrecarga de presiones de contacto en la interfaz suelo/pantalla, etc. La figura 04, ilustra las fuerzas que actúan sobre las bandas

y las tensiones de cizallamiento en la interface suelo-pantalla que se desarrollan en la excavación que se lleva a cabo.

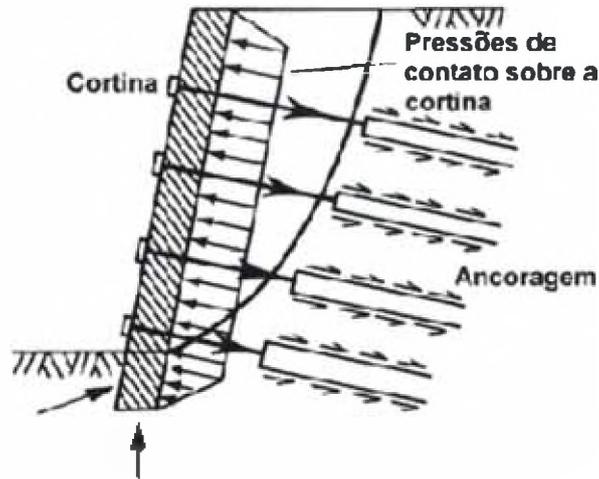


Figura 04: Mecanismo de transferencia de carga en anclajes (Juran e Elias, 1991).

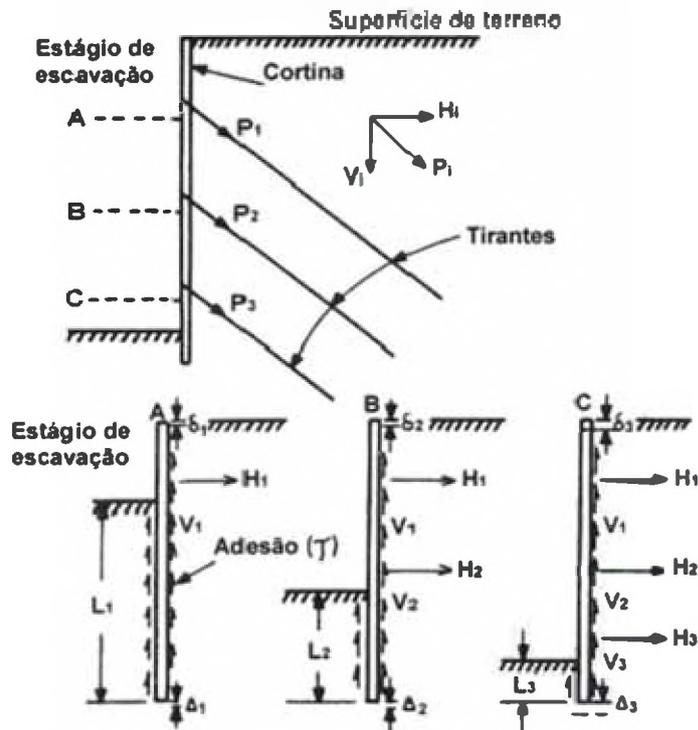


Figura 05: Sistema idealizado de fuerzas sobre pantallas atirantadas (Hanna, 1982).

3.2.2 Modos de falla de pantallas ancladas en suelos

Hay varios mecanismos posibles de falla de los muros anclados. Estas fallas comúnmente son causadas por exceso de carga sobre un ancla. Las cargas de exceso pueden estar relacionadas con la carga de pre-tensionamiento, la secuencia de excavaciones, las fuerzas del agua y fuerzas sísmicas, entre otras.

Los mecanismos de falla pueden involucrar los tendones, la masa de suelo, el bulbo o las estructuras superficiales.

Los principales tipos de falla son los siguientes; de acuerdo con la figura 06:

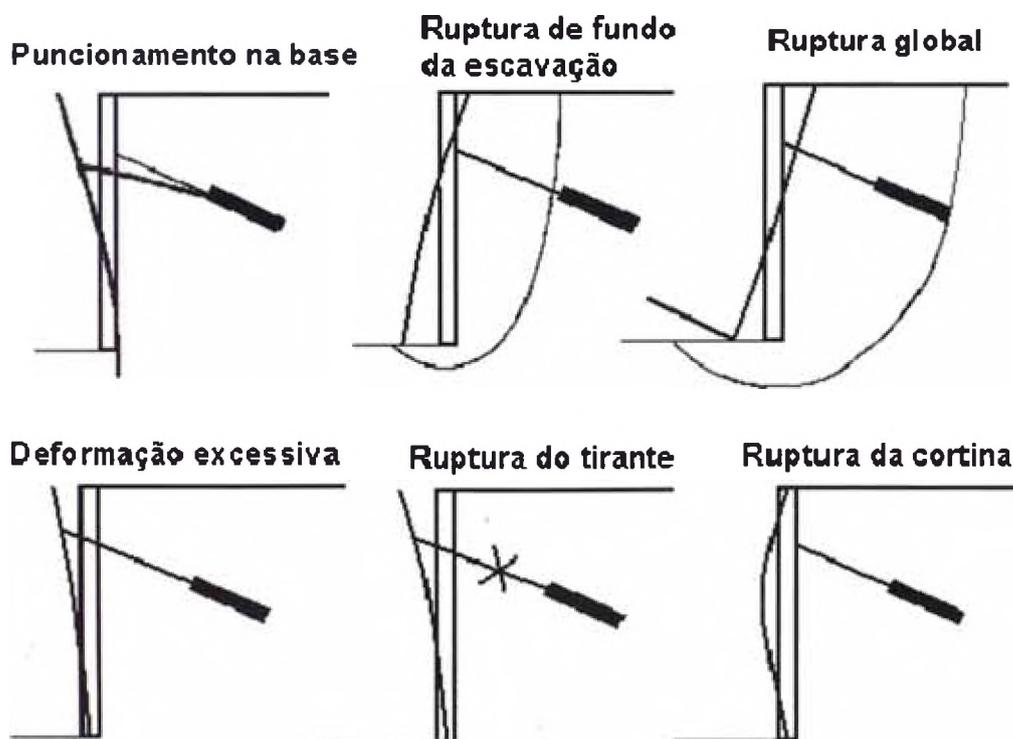


Figura 06: Tipos de ruptura de una pantalla anclada en suelo (GeoRio, 2000).

- a) Punzonamiento en la base - el suelo de fundación que soporta la base de la pantalla tiene una capacidad de carga baja de menos de 20 kPa con índice de resistencia a penetración NSPT < 10.
- b) Rotura en fondo de la excavación - puede ocurrir cuando existe una capa de terreno blando debajo del nivel de excavación.

- c) Ruptura Global - romper la cuña en mayor riesgo durante el proceso de excavación, o disturbacion generalizado de profundidad (véase también la Figura 07).
- d) Deformación Excesiva - puede ocurrir durante la construcción antes de que el pretensado de los anclajes.
- e) Rotura del tirante - se puede producir si los componentes del sistema son individualmente atirantado inadecuadamente o debido a la ocurrencia de la sobrecarga de los anclajes durante la construcción, cuando no todos los niveles de anclaje también se instalaron.
- f) Rotura de la pantalla - ocurrencia de ruptura en flexión debido al diseño estructural inadecuado o ruptura de perforación anclas

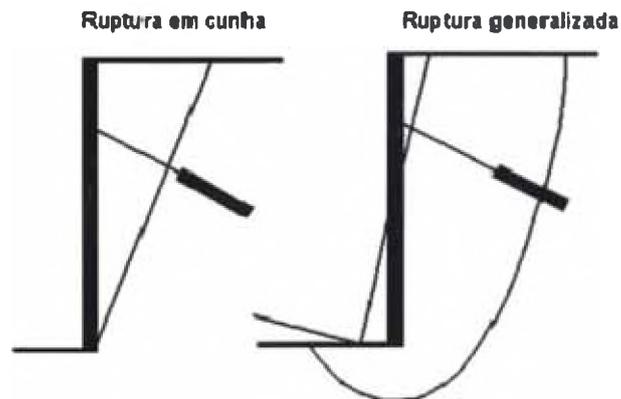


Figura 07: Tipos de ruptura global: cuña y generalizada (GeoRio, 2000).

3.2.3 Estimación de la capacidad de carga de anclaje en suelos.

La mejor estimación de la capacidad de carga de los anclajes en suelos, se determina mediante la realización de pruebas preliminares de anclaje, construido con la misma tecnología y mano de obra en el futuro emplazamiento de la obra, ya que no es teóricamente posible incorporar métodos para el cálculo de la influencia de diversos factores determinantes tales como, proceso de perforación, la calidad de mano de obra, el proceso de inyección, etc.

En general, los métodos disponibles para la determinación de la capacidad de carga de los anclajes en suelo, consideran que la resistencia del anclaje se debe exclusivamente a la resistencia al corte desarrollado en la interface suelo-bulbo, sin tomar en consideración de los efectos del proceso de construcción, incluyendo la influencia de procedimiento de inyección sólo cualitativamente.

3.2.3.1 Norma Brasileira NBR-5629

La NBR-5629 recomienda la estimación preliminar de límite de capacidad de carga anclada usando las siguientes expresiones:

Suelos Granulares:
$$T_{\max} = \sigma'_z \cdot U \cdot L_b \cdot K_f$$

Suelos Cohesivos:
$$T_{\max} = \alpha_o \cdot U \cdot L_b \cdot S_u$$

Dónde:

T_{MAX} : Capacidad de carga límite o última.

σ'_z : Tensión vertical efectiva en el punto medio del anclaje.

U : Perímetro promedio de la sección transversal del bulbo del anclaje.

K_f : Coeficiente de anclaje dado en la Cuadro N° 10.

L_b : Longitud del bulbo del anclaje.

α_o : Coeficiente de reducción de resistencia al corte no drenada S_u .

$\alpha_o = 0,75$ para $S_u \leq 40$ kPa y Para suelos cohesivos

$\alpha_o = 0,35$ para $S_u \geq 100$ kPa

Cuadro N° 10: COEFICIENTE K_r DE SUELOS GRANULARES

Suelo	Compacidad		
	Suelta	Compacta	Muy Compacta
Limo	0.10	0.40	1.00
Arena Fina	0.20	0.60	1.50
Arena Media	0.50	1.20	2.00
Gruesa y Pedregones	1.00	2.00	3.00

“Fuente: Norma Brasileira NBR-5629”

Este método no tiene en cuenta los efectos de la presión de inyección. El NBR-5629 reconoce que la inyección del bulbo de anclaje de la lechada puede ser del tipo simple con flujo ascendente y de una sola etapa o por medio de válvulas y en etapas sucesivas, a criterio de la empresa ejecutora, siempre que estén garantizados el llenado completo del agujero abierto en el suelo y la capacidad de carga para el anclaje.

3.2.3.2 Método de Ostermayer (1974)

Propone ábacos que relaciona la longitud de la zona de anclaje (bulbo) con la capacidad de carga máxima de anclaje basado en el análisis de los resultados de aproximadamente 300 ensayos en Alemania en anclajes con diámetro de perforación entre 10 y 20 cm y cobertura del suelo superior a 4m.

La Figura 08, muestra las correlaciones sugeridas por Ostermayer para suelos granulares, sin especificación del procedimiento de inyección o los valores de la presión de inyección.

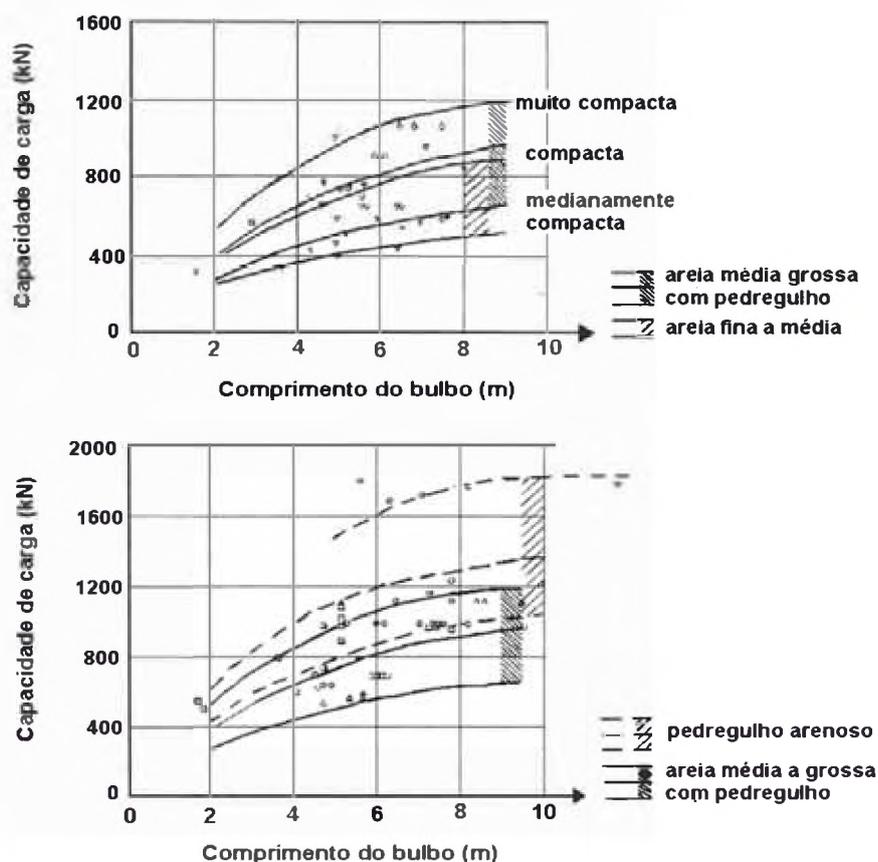


Figura 08: Capacidad límite de carga de anclaje en suelos granulares según Ostermayer (1974).

Para suelos cohesivos (limos y arcillas plásticas medianas, arcillas altamente plásticas) Ostermayer (1974) también presenta en la Figura 09, la variación con la longitud de bulbo de la resistencia al cizallamiento en la interface suelo/bulbo, por unidad de longitud, para anclajes realizados con y sin reinyección. En la Figura 10, la variación en la resistencia al corte se muestra como una función de la reinyección de presión con lechada de cemento en la relación agua / cemento preparado = 0,4.

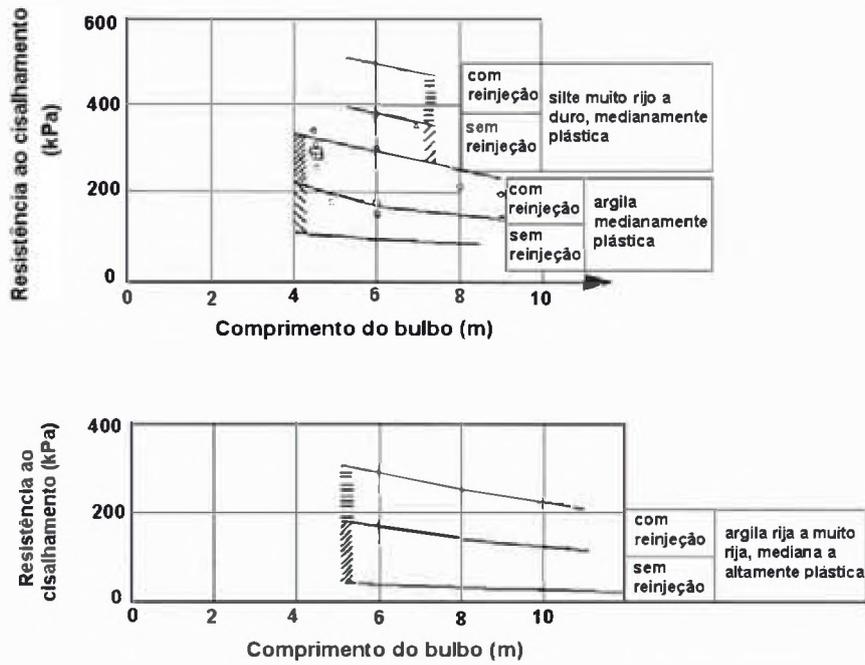


Figura 09: Resistencia a la rotura por unidad de longitud de los anclajes en suelos cohesivos (Ostermayer, 1974).

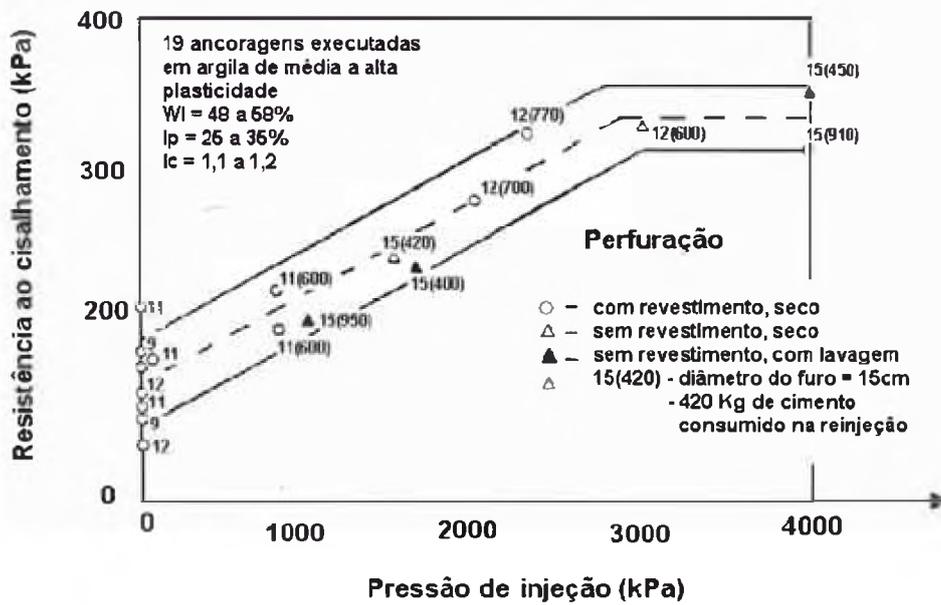


Figura 10: Influencia de la presión de inyección en la resistencia al corte en suelos cohesivos (Ostermayer, 1974)

3.2.3.3 Método de Bustamante & Doix (1985)

Basado en 120 pruebas de carga realizadas en Francia, Bustamante y Doix (1985) sugieren un método para el dimensionamiento de los anclajes los cuales consideran la influencia de la técnica de inyección, presión de inyección y volumen de pulverización de cemento inyectado. La capacidad de carga límite de anclaje T_{max} se puede determinar por:

$$T_{max} = \pi \cdot D_e \cdot L_b \cdot q_s$$

$$D_e = \beta \cdot D_p$$

T_{MAX} : Capacidad de carga límite o última.

D_e : Diámetro medio para el tramo anclado

D_p : Diámetro perforado para el tramo anclado

β : Coeficiente de aumento del diámetro del bulbo debido a la inyección

L_b : Longitud del tramo anclado

q_s : Resistencia al cizallamiento o cortante

Cuadro N° 11: COEFICIENTE β PARA SUELOS

Tipo de Suelo	Coeficiente β	
	Con Inyección	Sin Inyección
Grava	1.80	1.3 -1.4
Grava Arenosa	1.6 - 1.8	1.2 -1.4
Arena con Grava	1.5 - 1.6	1.2 -1.3
Arena Gruesa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Arena Media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Arena Fina	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Arena Limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Arcilla	1.8 - 2.0	1.2
Marga	1.8 - 2.1	1.1 - 1.2
Roca alterada o Fragmentada	1.2 - 1.8	1.1

El cuadro N°11, presenta los valores de β , que es el coeficiente de escala para varios tipos de suelo, teniendo en cuenta las dos técnicas de inyección (con y sin reinyección), suponiendo que el volumen inyectado es de al menos 1,5 veces el volumen perforado para llegar a los valores de β en la tabla. Como era de esperar, los valores más altos del coeficiente se producen para los anclajes reinyectados.

Los gráficos de correlaciones empíricas para estimar los q_s coeficientes para anclajes con y sin reinyección, se presentan para las arenas y gravas en la Figura 11 y de limos y arcillas en la Figura 12, construida sobre la base de los resultados de Doix y Bustamante (1985), Fujita (1977) Ostermayer y Scheele (1977), Ostermayer (1974), Koreck (1978) y Jones (1980, 1984). En abscisas la cantidad P_i se refiere al límite de presión de inyección y N el número de golpes de la prueba SPT.

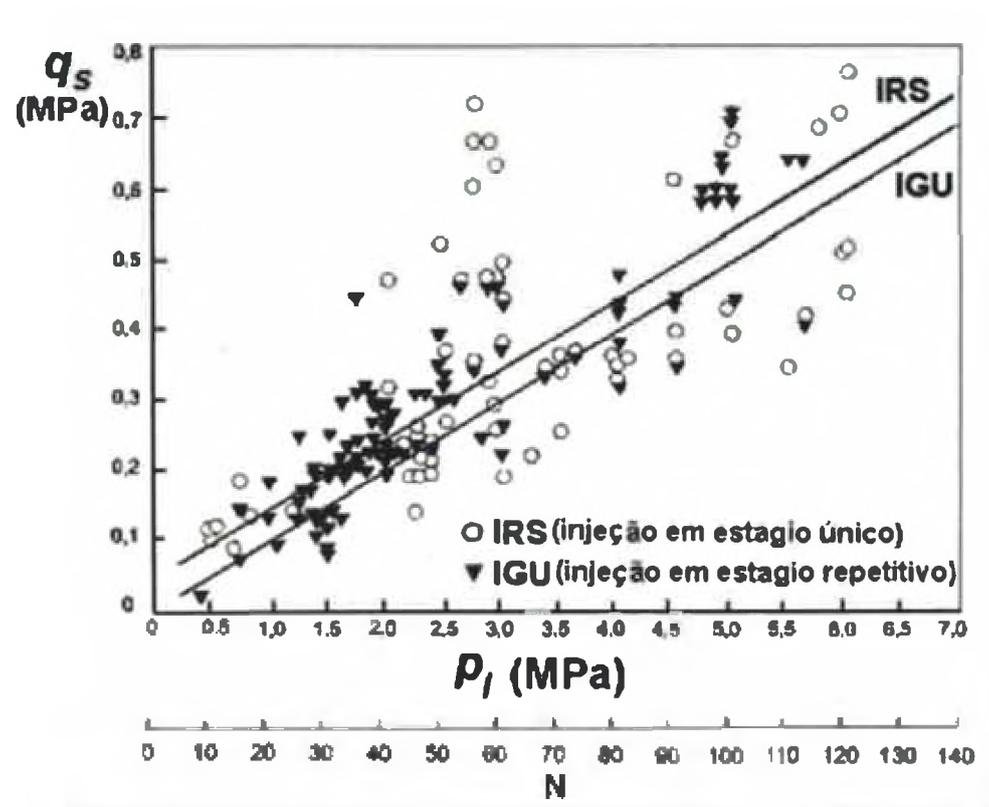


Figura 11: Correlaciones empíricas para la fuerza de cizallamiento por unidad longitud en la arena / grava (Bustamante y Doix, 1985)

Las correlaciones muestran que en comparación con una sola inyección de los efectos de la reinyección en fases sucesivas son aparentemente más pronunciada para las arcillas / limos (Figura 12) que para la arena / grava (Figura 11), contradiciendo las pruebas experimentales que indican que los suelos arenosos son de mayor inyectabilidad y más susceptibles a los efectos de la sucesiva reinyección a alta presión. Este comportamiento puede deberse a otros factores no considerados por Bustamante y Doix (1985) en la interpretación empírica de los resultados de las pruebas de carga (Novais Souza, 2001).

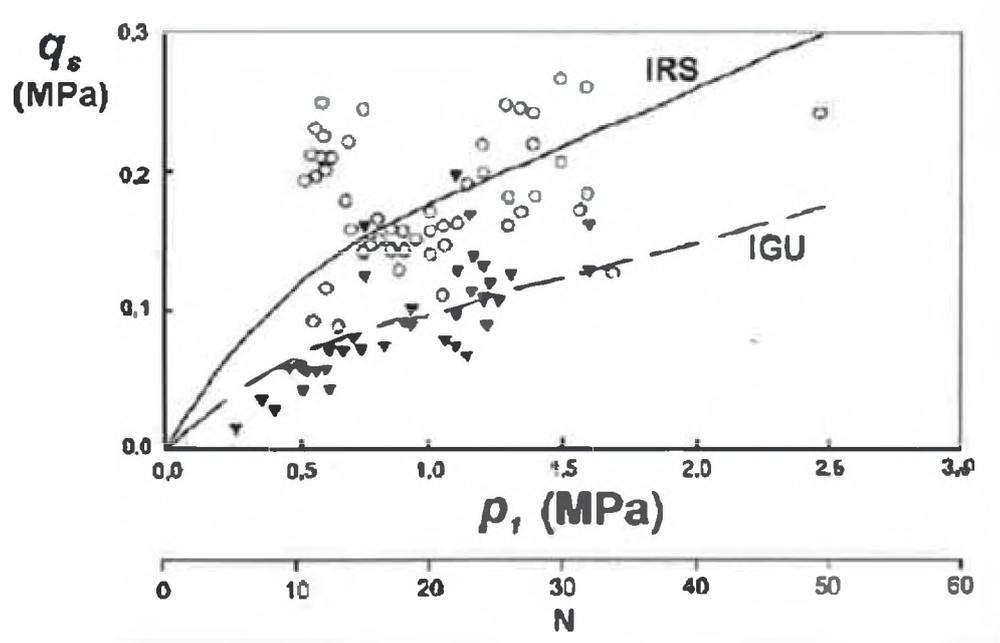


Figura 12: correlaciones empíricas para la resistencia al corte por unidad de longitud en arcillas / limos (Bustamante y Doix, 1985)

3.2.3.4 Método de Costa Nunes (1987)

Similar al método de Bustamante y Doix (1985), fue propuesto por Costa Nunes (1987), pero con la importante diferencia de que la influencia de la presión de inyección puede ser analizada cuantitativamente, no sólo cualitativamente como en el método de Bustamante y Doix (1985).

La capacidad de carga del límite del anclaje está dada por:

$$T_{\max} = \pi \cdot D_e \cdot n_d \cdot L_b \cdot n_l \cdot \tau$$

$$\tau_f = c + (\sigma' + \sigma_r) \tan \phi$$

$$\tau_f = c + (\gamma_c \cdot h \cdot n_h + \sigma_r) \tan \phi$$

T_{MAX} : Capacidad de carga limite o ultima.

D_e : Diámetro medio del bulbo

n_d : Coeficiente de aumento del diámetro debido a la presión de inyección

n_l : Coeficiente de reducción de longitud por la presión no uniforme

L_b : Longitud del tramo anclado

τ : Resistencia al cizallamiento en la interface bulbo - suelo

Para determinar la resistencia al cizallamiento en la interface suelo-bulbo Costa Nunes (1987) considera el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, suponiendo una inyección a presión residual σ_r' , estimada en un 50% la presión inyección dada.

c : Cohesión

γ_c : Peso específico del suelo a una profundidad al centro del bulbo

h : Profundidad al centro del bulbo

n_h : Reducción del factor de profundidad cuando es más de 9m

ϕ : Angulo de fricción

σ_r : 50 por ciento de la presión de inyección

Según Costa Nunes; en la mayoría de los casos se puede considerar $n_h = n_a = n_b = 1$.

CAPITULO IV: CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE RESISTENCIA AL CORTE UNITARIO APLICADO EN VILLA EL SALVADOR

4.1 PROCEDIMIENTO DE TRABAJO

El presente procedimiento comprende los trabajos requeridos para la correcta ejecución de los anclajes en la zona determinada en villa el salvador.

4.1.1 Secuencia de los trabajos

4.1.1.1 Anclajes de cable:

Los anclajes post-tensados son estructuras flexibles y lineales compuestos por varios cordones de acero de alta resistencia, los cuales se adhieren o fijan con cemento dentro de roca o suelo estable (pasando el plano-de falla). Los anclajes al tensarlos transmiten los esfuerzos desde el cabezal (extremo visible en la superficie del talud) hasta el tramo anclado, mitigando de esta forma los movimientos del talud.

Los anclajes estarán conformado por cordones de acero grado 270 de baja relajación, con 5/8" (15.00 mm) de diámetro, acorde con los requerimientos del ASTM A-416. Las características mecánicas del acero grado 270 de baja relajación son:

Esfuerzo mínimo a la rotura:	189.80 kg/mm ² (186.19 KN/cm ²)
Esfuerzo de fluencia:	170.82 kg/mm ² (167.57 KN/cm ²)
Módulo de elasticidad:	27,800.00 kg (195 KN/mm ²)

Según los requerimientos indicados en la norma ASTM A-416, los valores de resistencias mínimas del cable, se indica a continuación:

Diámetro del cordón:	15.24 mm (0.600 in)
----------------------	---------------------

- Área de acero por cordón: 140.00 mm² (0.153 in²)
- Resistencia mínima a la rotura (Fr): 26,570.00 kg (260.7 kN)
- Resistencia mínima a la fluencia (Sfc): 23,910.00 kg (234.6 kN)

Con estas características se obtienen, según los lineamientos para diseño indicados en las recomendaciones del Instituto del Post-Tensado, los siguientes valores para cada cable de acero de 0.6" de diámetro (15.24 mm):

- Carga de diseño o trabajo (0.60 Fr) : 15,950.40 kg (156.42 kN), Ftr
- Carga de ensayo (120% Ftr)* : 19,140.07 kg (187.70 kN)
- Carga de incorporación (105% Ftr) : 16,747.82 kg (164.24 kN)

*Porcentaje sugerido para los ensayos en anclajes temporales.

a) Armado de Anclajes

La preparación de los anclajes ha sido realizado sobre una plataforma provisional, para el montaje, primero se preparará el tubo de inyección de PVC clase 10, con diámetro de 1", donde se ejecutarán los agujeros para la inyección (válvula-manguito). Luego, alrededor del tubo de inyección, se colocarán los cables de acero sobre separadores y cortados según la longitud definitiva del anclaje.

Los cables requeridos fueron suministrados y montados en campo, el tramo del cable de acero correspondiente al bulbo del anclaje ha sido preparado previamente y en la zona de transición del tramo libre al anclado, el cable fue sellado con cinta plástica para evitar la entrada de lechada de cemento al tramo libre, el tramo libre se protegió (aisló) con una manguera de polietileno, actuando como un forro.

*Determinación del coeficiente de resistencia al corte unitario entre la unión bulbo anclado y suelo arenoso para diseño de anclaje"



Figura 13: Armado de anclaje de cable.

b) Perforación

El objetivo de las perforaciones para anclajes es la obtención de un agujero con la mayor linealidad posible. El diámetro de la perforación debe permitir la instalación del anclaje de cable del modo más fácil posible.

Básicamente existen dos sistemas de perforación que pueden ser utilizados en la ejecución de anclajes. El primero es el sistema rotativo convencional, y el segundo ha roto percusión.

Para la ejecución de la perforación se ha empleado el método rotativo, con el uso de una zapata tipo widia.

El sistema que se ha aplicado es de perforación a rotación con tubería HQ, hasta la profundidad requerida, una vez llegado a la cota, se perfora con tubería de revestimiento HW (rimando en la zona exterior de la tubería HQ), hasta llegar a la cota de fondo donde se colocará el anclaje.

Se procede a limpiar el sondeo con agua y se retira la tubería interior HQ, una vez retirada toda la tubería HQ, se procede a colocar el anclaje de cable.

Colocado el anclaje de cable se procede a retirar la tubería de revestimiento HW, para después inyectar el anclaje con lechada de cemento.



Figura 14: Colocado de anclaje de cable en sondeo.

c) Inyección:

Los anclajes fueron fijados en el terreno a través de lechada de cemento compuesta por una mezcla de agua limpia con cemento Portland común, tipo I.

La gran mayoría de las recomendaciones y prácticas existentes sitúan la relación agua/cemento entre 0,45 y 0,55 en peso.

En nuestro caso se ha usado la relación a/c de 0.50, mezcla que garantiza una resistencia a la compresión simple de 210 kg/cm² a los 7 días.



Figura 15: Inyección de anclaje de cable

d) Tensado:

Todos los anclajes fueron tensados una vez que la lechada de cemento del anclaje obtuvo la resistencia adecuada (210 kg/cm^2), se estimó en 7 días como mínimo en cada caso.

El tensado de los anclajes se realizó con gato hidráulico de hasta 100Tn de carga de trabajo y con una carrera en el pistón de hasta 10"; además, permitió tesar los cables del anclaje en conjunto; el tensado se realizó hasta llegar al arranque del bulbo.

4.1.1.2 Equipos y Materiales

Relación de equipos y materiales utilizados.

Cuadro N° 12: EQUIPOS UTILIZADOS

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD
1	BOMBA DE LODOS C/MOTOR LISTER PETTER	1.00
2	BOMBA PARA TENSADO ENERPAC	1.00
3	GATA HIDRAULICA ENERPAC DE 10000 PSI	1.00
4	EQUIPO DE PERFORACION ROTATIVO DIAMANTINO	1.00
5	BOMBA DE INYECCION DE CEMENTO	1.00
6	TUBERIA DE PERFORACION HQ y HW	1.00
7	TUBERIA DE INYECCION CON OBTURADOR	1.00
8	EQUIPO DE SPT	1.00

4.2 ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN LOS DATOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

De acuerdo a los datos obtenidos en el estudio de mecánica de suelos, se tiene lo siguiente:

Cuadro N° 13: DATOS REALES DEL ESTUDIO

DATOS			
Del estudio de mecánica de suelos		De los anclajes	
Parámetros	Unidad	Parámetros	Unidad
Cohesión	0	Carga de Anclaje	NA
Angulo de fricción	28.70°	Profundidad del bulbo de anclaje	9.50m
Peso Unitario	14.76 KN/m ³	Diámetro del bulbo	0.114m
Clasificación SUCS	Arena limosa gradada SP-SM	Longitud del Bulbo de Anclaje	4.0, 5.0 y 6.0m
Factor de seguridad		Presión de inyección	6.0 kg/cm ²

Habiendo obtenido todos los parámetros necesarios, se puede estimar las capacidades de cargas de acuerdo a los métodos mencionados en el capítulo anterior (Capitulo III: 3.2.3).

- Norma Brasileira NBR 5629
- Bustamante y Doix 1985
- Método Costa Nunes 1985

4.2.1 Norma Brasileira NBR 5629

Para el cálculo mediante este método, los datos de entrada son, las longitudes ancladas que 4.0, 5.0 y 6.0m, así como el valor k_f igual a 1.5, valor que se obtiene del tipo de suelo del cuadro N° 10.

Cuadro N° 10. - Coeficiente K_f de suelos granulares NBR-5629			
Suelo	Compacidad		
	Suelta	Compacta	Muy Compacta
Limo	0.10	0.40	1.00
Arena Fina	0.20	0.60	1.50
Arena Media	0.50	1.20	2.00
Gruesa y Pedregones	1.00	2.00	3.00

2.- METODO DE LA NORMA BRASILEIRA - 5629	
$T_{\max} = \sigma'_z \cdot U \cdot L_b \cdot K_f$	
Para suelos granulares	
T (max) = Capacidad de carga limite o ultima	TN
σ'_z = Esfuerzo vertical efectivo en el punto medio del anclaje.	KN/m ²
U = Perimetro promedio de la seccion transversal del bulbo del anclaje.	m
L _b = Longitud del bulbo del anclaje.	m
k_f = coeficiente de anclaje dado en la Tabla N° 04.	

Cuadro N° 14: FUERZAS TENSORAS MÁXIMAS POR MÉTODO BR-5629

γ_c (KN/m ²)	z (m)	D (m)	σ'_z (KN/m ²)	U (m)	L _b (m)	k_f	T (max) (TN)
14.8	7.0	0.1	103.32	0.43	4.0	1.5	27.23
14.8	6.5	0.1	95.94	0.43	5.0	1.5	31.61
14.8	6.0	0.1	88.56	0.43	6.0	1.5	35.01

4.2.2 Método Bustamante y Doix 1985

Para el cálculo mediante este método, los datos de entrada son la parte anclada, 4.0, 5.0 y 6.0m, el diámetro perforado 0.114m, el coeficiente β , que es el coeficiente de aumento del diámetro del bulbo según el tipo de inyección, para nuestro caso es el 1.4; derivándose este valor del estudio de suelo (Cuadro N° 11). El coeficiente q_s (resistencia cortante), toma valores de 0.2 y 0.25 Mpa.

Cuadro N° 11 - Coeficiente β para suelos		
Tipo de Suelo	Coeficiente β	
	Con Inyección	Sin Inyección
Grava	1.80	1.3 -1.4
Grava Arenosa	1.6 - 1.8	1.2 -1.4
Arena con Grava	1.5 - 1.6	1.2 -1.3
Arena Gruesa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Arena Media	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Arena Fina	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Arena Limosa	1.4 - 1.5	1.1 - 1.2
Limo	1.4 - 1.6	1.1 - 1.2
Arcilla	1.8 - 2.0	1.2
Marca	1.8 - 2.1	1.1 - 1.2
Roca alterada o Fragmentada	1.2 - 1.8	1.1

3.- METODO DE BUSTAMANTE Y DOIX 1985

$$T_{\max} = \pi \cdot D_e \cdot L_b \cdot q_s$$

$$D_e = \beta \cdot D_p$$

T (max) =	Capacidad de carga limite o ultima	TN
De =	Diámetro medio para el tramo anclado	m
Dp =	Diámetro perforado para el tramo anclado	m
Lb =	Longitud del tramo anclado	m
β =	Coeficiente de aumento del diámetro del bulbo debido a la inyeccion	
qs =	Resistencia al cizallamiento o cortante	Mpa

Cuadro N° 15: FUERZAS TENSORAS MÁXIMAS POR MÉTODO BUSTAMANTE DOIX 1985

β	Dp (m)	De (m)	Lb (m)	qs (Mpa)	T (max) (TN)
1.30	0.11	0.149	4.0	0.25	47.59
1.30	0.11	0.149	5.0	0.2	47.59
1.30	0.11	0.149	6.0	0.2	57.10

4.2.3 Método Costa Nunes 1985

Para el cálculo mediante este método, los datos de entrada necesarios son la longitud de la parte anclada 4.0, 5.0 y 6.0m, el diámetro perforado para el tramo anclado, 0.114m, además el coeficiente de reducción por la presión no uniforme n_l , el coeficiente de aumento de diámetro n_d por la presión de inyección, estos dos últimos coeficientes toman valores de 1, otro dato de entrada importante según Costa Nunes es la resistencia cortante τ , que es calculada con la expresión.

$\tau_f = c + (\sigma' + \sigma_r) \tan \phi$	SUELOS GRANULARES
$\tau_f = c + (\gamma_c \cdot h \cdot n_h + \sigma_r) \tan \phi$	SUELOS COHESIVOS
C = Cohesion del suelo	KN/m ²
γ_c = Peso específico del suelo a una profundidad al centro del bulbo	KN/m ³
h = Profundidad al centro del bulbo	m
n_h = Factor de correccion cuando esta a una superior a 9m	
ϕ = Angulo de friccion	
σ_r = 50 por ciento de la presion de inyeccion	KN/m ²
Para mayoria de casos $n_h = n_b = n_d = 1.0$. De acuerdo a Costa Nunes	

Cuadro N° 16: RESISTENCIA CORTANTE SEGÚN DATOS

C (KN/m ²)	γ_c (KN/m ³)	h (m)	n_h	ϕ (°)	σ_r (KN/m ²)	τ (KN/m ²)
0.0	14.8	7.0	1.0	28.7	400.0	275.6
0.0	14.8	6.5	1.0	28.7	400.0	271.5
0.0	14.8	6.0	1.0	28.7	400.0	267.5

La resistencia cortante hallada de esta ecuación, depende de los parámetros mostrados en la figura superior, así como la presión de inyección que se usa no supera los 8 a 10 Kg/cm², con estos datos se halla el esfuerzo cortante que es un valor de 392.4 KN/m². El diámetro medio de la perforación es de 0.137m.

1.- METODO DE COSTA NUNES

$$T_{\max} = \pi \cdot D_e \cdot n_d \cdot L_b \cdot n_l \cdot \tau$$

T (max) = Capacidad de carga limite o ultima TN
 De = Diametro medio del bulbo m
 nd = Coeficiente de aumento del diametro debido a la presion de inyeccion
 Lb = Longitud del tramo anclado m
 nl = Coeficiente de reduccion de longitud por la presion no uniforme
 τ = Resistencia al cizallamiento en la interfase bulbo suelo KN/m²

Cuadro N°17: FUERZAS TENSORAS MÁXIMAS POR MÉTODO COSTA NUNES 1985

nl	Lb (m)	nd	De (m)	Tmax (TN)
1.0	4.0	1.0	0.11	40.3
1.0	5.0	1.0	0.11	49.7
1.0	6.0	1.0	0.11	58.7

Aplicado estos tres métodos para calcular la capacidad de carga última podemos elaborar el siguiente cuadro N° 18:

Cuadro N°18: CUADRO RESUMEN PARA LAS DIFERENTES LONGITUDES DE BULBOS

ANCLAJE	METODO NBR-5629	BUSTAMANTE Y DOIX	COSTA NUNES
BULBO	T (Max)	T (Max)	T (Max)
(m)	(TN)	(TN)	(TN)
4.0	27.23	47.59	40.30
5.0	31.61	47.59	49.70
6.0	35.01	57.10	58.70

4.3 RESISTENCIA ENTRE EL BULBO Y EL SUELO

La resistencia entre el bulbo y el suelo depende principalmente de las propiedades del suelo, método de perforación, la longitud y diámetro del bulbo, y la presión de inyección (Cuadro N° 11).

El esfuerzo al cortante en el anclaje puede ser calculado por la expresión (Littlejohn y Bruce, 1975):

$$\tau_a = \frac{T}{\pi \cdot D_h \cdot L_b} \quad \dots\dots \text{Ecuación (1.0)}$$

Dónde:

T = Fuerza de tensión de diseño.

D_h = Diámetro del hueco.

τ_a = Esfuerzo de cortante permitido

L_b = Longitud cementada del bulbo

Cuadro N° 19: Factores típicos que afectan la transferencia de esfuerzos en bulbos de diámetro pequeño (Sabatini y otros, 1999).

Factor	Tipo de Suelo	
	Suelo Granular	Suelo Cohesivo
Propiedades del suelo	Angulo de fricción, tamaño y distribución de los agregados	Adhesion, indice plastico
Metodo de perforacion	El uso de tuberia de revestimiento aumenta los esfuerzos normales y de fricción	El uso de lodos en la perforación, disminuye la capacidad.
Longitud del bulbo	La resistencia aumenta al aumentar la longitud del bulbo hasta los 6 metros, con incrementos moderados hasta los 12 metros y muy poco incremento después de los 12 m.	Incrementos continuos en suelos con resistencia no drenada menor de 96 kPa.
Diámetro del bulbo	Aumenta la resistencia al aumentar el diámetro hasta 10 centímetros y muy poco a partir de ese diámetro	Aumenta la resistencia hasta un diámetro de 30 centímetros.
Presión de inyección	La capacidad del ancla aumenta al aumentar la presión de inyección.	La capacidad del ancla aumenta solamente con inyección por etapas. Presiones iniciales muy altas deben evitarse.

En el Cuadro N° 20; se muestran algunos valores del esfuerzo de cortante permitido para anclajes en roca y en suelos. Los tendones deben separarse entre sí utilizando espaciadores para asegurar la adherencia total de cada uno de ellos a la mezcla cementante en toda la longitud del bulbo. Adicionalmente, deben colocarse centralizadores para garantizar que existe un cubrimiento de mezcla de mínimo 10mm.

Cuadro N° 20: Resistencia última al esfuerzo cortante entre el bulbo de anclaje y el material en la interface a lo largo del bulbo (Modificado de PTI, 1996).

Tipo de Material	Resistencia Última al Cortante entre el Bulbo y el Material en la Interface Perimetral del Bulbo para Inyecciones por Gravedad.	Resistencia Última al Cortante entre el Bulbo y el Material en la Interface Perimetral del Bulbo para Inyecciones a Presión.
	Kpa	Kpa
Granito y basalto	1700 a 3100	
Caliza dolomítica	1400 a 2100	
Caliza blanda	1000 a 1400	
Pizarras y lutitas duras	800 a 1400	
Lutitas blandas	200 a 800	
Areniscas	800 a 1700	
Areniscas meteorizadas	700 a 800	
Creta	200 a 1100	
Marga meteorizada	150 a 250	
Concreto	1400 a 2800	
Arcilla limosa blanda		30 a 70
Arcilla limosa		30 a 70
Arcilla dura de plasticidad media a alta	30 a 70	30 a 100
Arcilla muy dura de plasticidad media a alta		70 a 170
Arcilla muy dura, limosa de plasticidad media		270 a 370
Arena de grano medio a fino, densidad media a alta		80 a 370
Arena de grano grueso con grava, densidad media		100 a 600
Arena de grano grueso con grava, densidad densa a muy densa	70 a 140	250 a 900
Arenas limosas		170 a 400
Detritos glaciales densos		300 a 500
Grava arenosa densidad media		200 a 1300
Grava arenosa densa a muy densa		270 a 1300

Cuadro N° 21: Valores aproximados de la transferencia de carga en bulbos de anclas pretensadas de pequeño diámetro (Sabatini y otros, 1999).

Tipo de Suelo	Densidad Relativa (SPT)	Transferencia Estimada en kN/m
	Suelta	145
Arena y grava	Media densa	220
	Densa	290
Arena	Suelta	100
	Media densa	145
	Densa	190
Arena y limos	Suelta	70
	Media densa	100
	Densa	130
Mezcla de arena y arcilla de baja plasticidad	Dura	30
	Muy Dura	60
Suelta	SPT = 4 a 15	
Media densa	SPT = 15 a 30	
Densa	SPT = mas de 30	

4.3.1 Calculo de la adherencia

La resistencia a la adherencia muy raramente se mide en el laboratorio y no existe un procedimiento estándar para calcularla. La mayoría de los diseños se basan en estimativos “crudos” de la resistencia entre el suelo o roca y el bulbo, por correlación con casos similares, tablas de resistencias típicas o por la experiencia local.

La carga última de transferencia entre el bulbo y el suelo se puede estimar con base en el número de golpes del ensayo de Penetración Estándar SPT como se indica en la Cuadro N° 20 (Sabatini y otros, 1999). El factor de seguridad recomendado debe ser mayor de 2.0.

La suposición de la resistencia entre el bulbo y el suelo genera una gran incertidumbre en el diseño y en ocasiones se ha llegado a fracasos.

Como solución a la incertidumbre generada por la suposición de la adherencia entre el bulbo y el suelo, se acostumbra a realizar pruebas de carga de anclajes con el objeto de verificar en campo los valores supuestos y si es necesario modificar las longitudes del bulbo o las cargas aplicadas.

Estos ensayos son muy importantes al inicio del proceso de construcción de los anclajes. Después de realizados los ensayos de carga se procede a revisar y actualizar el diseño en lo relacionado con los bulbos de anclaje, especialmente cuando se requiere aumentar su longitud.

4.4 CALCULO REAL DEL ESFUERZO CORTANTE ENTRE EL BULBO Y EL SUELO EN VILLA EL SALVADOR.

4.4.1 Tensado de anclajes

Los anclajes han sido tensados hasta llegar al arranque del bulbo, para esto se detalla a continuación los resultados de la prueba de tensado:

Cuadro N° 22: CARGA DE ARRANQUE DE BULBOS EN VILLA EL SALVADOR

Anclaje	Longitud Bulbo (m)	Carga Tesado (TN)
A-I	4.0	36.46
A-II	5.0	42.15
A-III (*)	6.0	44.04

(*) Para el anclaje A-III, no se llegó al arranque.

Con los datos obtenidos, procedemos a calcular el esfuerzo de corte en la interacción bulbo – suelo; para esto, nos apoyamos con la Ecuación (1.0).

Según la ecuación se tiene:

$$\tau_a = \frac{T}{\pi \cdot D_h \cdot L_b}$$

Cuadro N° 23: ESFUERZO DE CORTE ENTRE BULBO – SUELO EN VILLA EL SALVADOR

ANCLAJE	T (TN)	Dh (m)	Lb (m)	τ_a (KN/m2)
A-I	36.46	0.1143	4.0	249.02
A-II	42.15	0.1143	5.0	230.30
A-III (*)	44.04	0.1143	6.0	200.53

CAPITULO V: ANALISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

5.1. Capacidad de Carga Ultima Obtenido

La capacidad de carga ultima obtenida en campo para los anclajes A-I y A-II, se verifica cuando el bulbo falla por arrancamiento, mientras que para el anclaje A-III, el bulbo no falla por arrancamiento, sin embargo, se ensaya hasta llegar al límite de fluencia.

De acuerdo al cuadro N° 22, para los anclajes A-I y A-II, se ha llegado a la carga ultima, mientras que para el anclaje A-III, se ha llegado a la carga mínima de fluencia.

El cuadro N° 23, nos indica el esfuerzo de corte real que existe entre el bulbo y el suelo de la zona en estudio, los valores de τ_a para los anclajes A-I y A-II, son calculados de acuerdo a la Ecuación (1.0).

5.2. Esfuerzo de Corte entre bulbo y Suelo Obtenido

De los valores obtenidos con referencia a los anclajes A-I y A-II, se puede comparar con los valores del Cuadro N° 20, por consiguiente; para las arenas limosas se tiene un rango de valores que pudiera tomar τ_a (170 KN/m² – 400 KN/m²), el cual está dentro de ese rango nuestros valores hallados para nuestro tipo de suelo en estudio, según el Cuadro N° 23.

Haciendo un gráfico comparativo con los resultados obtenidos del Cuadro N° 23 y los datos que nos brinda el Cuadro N° 20 de acuerdo al rango de valores, se tiene el Figura N° 16.

En la Figura N° 16, podemos visualizar los valores obtenidos que se encuentran dentro del rango de valores de Resistencia Última al Cortante entre el Bulbo y el suelo arenoso.

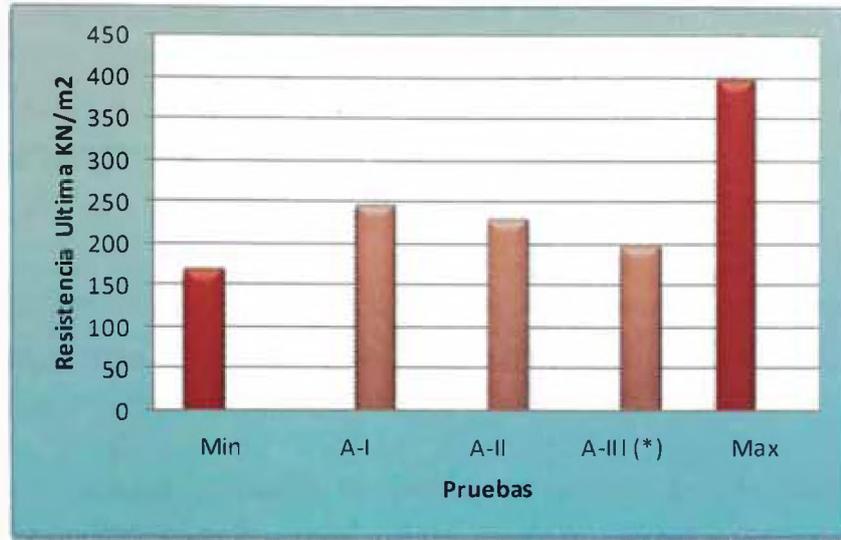


Figura N° 16: Valores resistencia última

También se pudo observar que los diámetros reales fueron mayores en comparación con el diámetro de perforación, tal como se muestra en el cuadro N° 24.

Cuadro N° 24: DIÁMETROS REALES EN CAMPO Y EL % EN AUMENTO

ANCLAJE	D. Teórico (m)	D. Real de Anclaje (m)	(%) Aumento
A-I	0.1143	0.141	23.36
A-II	0.1143	0.147	28.60
A-III (*)	0.1143	0.151	32.11

CAPITULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. CONCLUSIONES

1. Los valores obtenidos en esta prueba, se encuentran dentro del rango de valores en la tabla N° 07 para suelos areno limoso, como es el caso donde se realizó la prueba (Villa el Salvador).
2. De esta prueba realizada se puede comprobar que el coeficiente de resistencia al corte unitario entre la unión del bulbo anclado y el suelo arenoso para el diseño de anclaje es relativamente bajo, por consiguiente, se debe tomar en cuenta los factores de seguridad al trabajar con anclajes en este tipo de suelos, especialmente en el Distrito de Villa El Salvador.
3. La capacidad de un anclaje instalado es función del método constructivo; principalmente de la presión de inyección empleada.
4. La capacidad estimada por medio de fórmulas (Capacidad de carga teórica) debe comprobarse mediante una prueba de carga en campo con equipo previamente calibrado.
5. La capacidad de carga última de transferencia entre el bulbo y el suelo también se puede estimar con base en el número de golpes del ensayo de Penetración Estándar SPT, sin embargo es recomendable comparar con otros métodos estimativos.
6. El sistema de inyección está ligado al tipo de terreno y en función de la carga requerida.
7. La inyección realizada en el presente trabajo, se hizo con una presión de 6 bar y del tipo IU, eso no quiere decir que el bulbo se ha inyectado a presión.
8. La resistencia entre el bulbo y el suelo depende principalmente de las propiedades del suelo, método de perforación, la longitud y diámetro del bulbo, y la presión de inyección; de allí la importancia de realizar una investigación in situ.

6.2. RECOMENDACIONES

1. Para el tipo de suelo arenoso se recomienda primero realizar ensayos de verificación in situ; esto es, debido a que se cuenta con poca información del comportamiento de los anclajes de cable en nuestro medio.
2. Es razonable recomendar que en el diseño de anclajes se considere con precaución la aplicación de hipótesis de adherencia uniforme cuando las longitudes de bulbos sean importantes (más de 10 a 12 metros). Si se desea evitar estas longitudes mayores, se debe de considerar mayores diámetros de perforación, seleccionar mejores sistema de inyección, disminuir la carga unitaria de los anclajes.
3. Para las cargas de trabajo de los anclajes en arenas, deben tomarse en cuenta que las arenas son deformables y los desplazamientos pueden ser mayores.
4. En estabilizaciones con anclas en este tipo de suelos, es recomendable controlar constantemente tanto la carga de trabajo en el tiempo, como también los posibles desplazamientos del talud con levantamientos topográficos.

BIBLIOGRAFÍA

- Cerna Díaz, Alfonso A., "Análisis y diseño de muros anclados para estabilización de excavaciones profundas", Tesis UNI – FIC Civil, 2011.
- James Warner, P.E., Practical Handbook of Grouting: Soil, Rock, and Structures. Copyright © 2004 by John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, EE.UU.
- Suarez, Jaime, Deslizamientos, Técnicas de Remediación, Volumen II. Copyright © 2013 Geotecnología S.A.S., <http://www.erosion.com.co>, 2013
- Ucar Navarro, Roberto, "Manual de Anclajes en Ingeniería Civil" Universidad Politécnica de Madrid, Madrid, España 2004.
- U.S Department of Transportations, FHWA, "Ground Anchors and Anchored Systems", Geotechnical Engineering circular N° 4, June 1999.