

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA GEOLÓGICA MINERA Y METALÚRGICA



**“ESTUDIO GEOLÓGICO – GEOTÉCNICO PARA LA
CIMENTACIÓN DE LA NUEVA CIUDAD DE
FUERABAMBA, COTABAMBAS - APURIMAC”**

**INFORME DE SUFICIENCIA
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO GEÓLOGO**

PRESENTADO POR:

MIGUEL DÍAZ VÁSQUEZ

ASESOR:

ING. GRACIELA GONZALES PACHECO

LIMA – PERÚ

2013

DEDICATORIA:

A mis padres, hermanos y a todas las personas que me brindaron su apoyo sin lo cual no hubiese podido realizarme profesionalmente.

A mi alma mater la Universidad Nacional de Ingeniería y en especial a mi Escuela Profesional de Ingeniería Geológica.

RESUMEN

En este informe se presenta la descripción de los trabajos realizados en campo y laboratorio, el análisis y evaluación de los resultados de los ensayos y las conclusiones obtenidas con la finalidad de determinar las condiciones de cimentación de un área de aproximadamente 56 Hectáreas donde se prevé desarrollar la habilitación urbana del proyecto Nueva Fuerabamba, en la zona de Choaquere, distrito de Chalhahuacho, provincia de Cotabambas, departamento de Apurímac.

Se ha previsto habilitar aproximadamente 500 lotes para edificaciones de vivienda con su correspondiente equipamiento urbano.

Las viviendas previstas son de 2 a 3 pisos de altura con estructura convencional de concreto armado, las cuales transmitirán al terreno una carga de aproximadamente 1 Ton/m²/piso.

ABSTRACT

This report presents a description of the work done in the field and laboratory, analysis and evaluation of test results and conclusions obtained in order to determine foundation conditions of an area of approximately 56 hectares which is predicted to develop the urban project Nueva Fuerabamba, in the zone of the Choaquere, Chalhuhuacho district, province of Cotabambas, in Apurimac department.

It is planned to have about 500 lots for housing buildings with their corresponding urban equipment.

The houses provided will have 2-3 floors with conventional reinforced concrete structure, which will transmit to ground a charge of about 1 Ton/m²/piso.

INDICE

CAPITULO I

GENERALIDADES	17
1.1. ANTECEDENTES	17
1.2. OBJETIVOS Y ALCANCES.....	19
1.3. UBICACIÓN.....	19
1.4. VÍAS DE ACCESO.....	21
1.5. CONDICIONES CLIMÁTICAS	21
1.6. METODOLOGIA DE TRABAJO	22
1.6.1. Etapa de Gabinete	22
1.6.2. Etapa de Campo	23
1.7. ENSAYOS DE LABORATORIO.....	27

CAPITULO II

INFORMACIÓN GEOLÓGICA	29
2.1. GEOMORFOLOGÍA	29
2.1.1. Relieve Montañoso	29
2.1.2. Altiplanicie.....	30
2.2. GEOLOGÍA REGIONAL.....	31
2.2.1. Estratigrafía.....	31

2.2.1.1.	Formación Soraya.....	31
2.2.1.2.	Formación Mara.....	32
2.2.1.3.	Formación Ferrobamba.....	33
2.2.1.4.	Grupo Barroso.....	34
2.3.	GEOLOGÍA LOCAL.....	36
2.3.1.	Estratigrafía.....	36
2.3.1.1.	Formación Soraya.....	36
2.3.1.2.	Formación Mara.....	37
2.3.1.3.	Grupo Barroso.....	37
2.3.1.4.	Rocas Intrusivas.....	38
2.3.2.	Depósitos Cuaternarios.....	39
2.3.2.1.	Depósitos Aluviales.....	39
2.3.2.2.	Depósitos Coluviales.....	40
2.3.2.3.	Depósitos Residuales.....	41
2.4.	GEODINÁMICA EXTERNA.....	41
2.5.	SISMICIDAD.....	43

CAPITULO III

FUNDAMENTOS TEÓRICOS PARA LAS INVESTIGACIONES Y EVALUACIONES GEOLÓGICAS-GEOTÉCNICAS	45
--	-----------

3.1.	DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE SUELOS.....	45
------	--	----

3.2.	ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA DE SUELOS	50
3.2.1.	Estado Tensional del Suelo	50
3.3.	Criterio de Ruptura Mohr-Coulomb	52
3.4.	TÉCNICAS DE PERFORACIÓN EMPLEADOS EN LA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS DE CAMPO.....	56
3.4.1.	Perforación por Lavado o Wash Boring.....	56
3.4.2.	Perforación Diamantina Rotativa.....	58
3.5.	ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT).....	59
3.5.1.	Procedimiento del Ensayo SPT	59
3.5.2.	Aplicabilidad del Ensayo	62
3.5.3.	Obtención de Parámetros Geotécnicos a partir de Correlaciones Empíricas	63
3.6.	AUSCULTACIÓN DINÁMICA CON EL CONO TIPO PECK.....	65
3.6.1.	Calibración del Cono de Peck.....	68
3.7.	TUBOS MUESTREADORES DE PARED DELGADA O TUBOS <i>SHELLBY</i>	69
3.8.	CIMENTACIONES	70
3.8.1.	Cimentaciones Superficiales	71
3.9.	DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA	73
3.10.	CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA EN FUNCIÓN DEL SPT	74
3.11.	CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE	75

3.12. PRESIÓN LATERAL DEL SUELO	75
3.12.1. Presión en Reposo	76
3.12.2. Teoría de Rankine de las Presiones de Suelo Activa y Pasiva.....	78

CAPITULO IV

INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS DE CAMPO Y LABORATORIO..... 82

4.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE ENSAYOS INSITU.....	82
4.1.1. Análisis Estadístico de los Ensayos de Campo S.P.T.....	85
4.1.2. Correlación de Resultados de Ensayos S.P.T. y Cono Peck.....	86
4.1.3. Comparación de Valores de Datos de Permeabilidad.....	89
4.2. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LABORATORIO.....	90

CAPITULO V

CONDICIONES GEOTÉCNICAS Y ZONIFICACIÓN DEL TERRENO 93

5.1. PERFIL DEL SUELO	93
5.2. NIVEL FREÁTICO	95
5.3. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL TERRENO.....	96

CAPITULO VI

ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN..... 99

6.1. CIMENTACIÓN CONVENCIONAL POR MEDIO DE ZAPATAS Y CIMENTOS CORRIDOS SOBRE ROCA	100
6.1.1. Profundidad de Cimentación.....	100

6.1.2.	Presión Admisible	101
6.2.	CIMENTACION RIGIDA POR MEDIO DE ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS SOBRE SUELOS	103
6.2.1.	Profundidad de Cimentación.....	103
6.2.2.	Presión Admisible por Esfuerzo Cortante.....	103
6.2.3.	Asentamientos	106
6.3.	CIMENTACION SUPERFICIAL POR MEDIO DE PLATEAS	107
6.3.1.	Generalidades.....	107
6.3.2.	Profundidad de Cimentación.....	107
6.3.3.	Presión Admisible	108
6.3.3.1.	Presión Admisible del Relleno (colocado y compactado por capas).....	108
6.3.3.2.	Presión Admisible del Basamento Rocoso.....	109
6.3.3.3.	Presión Admisible de los Suelos Finos de Baja y Mediana Resistencia.....	109
6.3.4.	Presión Admisible de Diseño	111

CAPITULO VII

	CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS.....	112
7.1.	EMPUJES DE TIERRAS.....	112
7.2.	AGRESIVIDAD DE LAS SALES DEL SUBSUELO	113
7.3.	MOVIMIENTOS DE TIERRAS.....	114

CONCLUSIONES	116
RECOMENDACIONES	120
BIBLIOGRAFIA	123

ANEXO I : CUADROS

ANEXO II : ALBÚM FOTOGRÁFICO

ANEXO III : PLANOS

INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1.1. MAPA DE UBICACIÓN DEL ÁREA DEL PROYECTO.....	20
FIGURA 2.2. COLUMNA ESTRATIGRÁFICA DEL ÁREA DE ESTUDIO.....	41
FIGURA 3.1 TIPOS DE SUELOS CLASIFICADOS SEGÚN SU GRANULOMETRÍA.....	47
FIGURA 3.2. SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (SUCS).....	49
FIGURA 3.3 TRANSMISIÓN DE FUERZAS ENTRE PARTÍCULAS DE ARENAS Y ARCILLA (DE SOUZA, 2002).	51
FIGURA 3.4 LA ENVOLVENTE DE RUPTURA Y EL CÍRCULO DE MOHR. ESTADOS POSIBLES (A Y B) E IMPOSIBLES (C). (GONZALES DE VALLEJO, Y OTROS, 2002).....	55
FIGURA 3.5. ENVOLVENTE DE RUPTURA PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELOS.	56
FIGURA 3.6. EQUIPO DE PERFORACIÓN POR LAVADO “WASH BORING”.....	57
FIGURA 3.7 EQUIPO DE PERFORACIÓN DIAMANTINA ROTATIVA.....	58
FIGURA 3.8. EQUIPO DE SPT.	60
FIGURA 3.9. TOMAMUESTRAS DE CUCHARA PARTIDA USADO EN EL ENSAYO SPT.....	61
FIGURA 3.10. ESQUEMA DE REALIZACIÓN DEL ENSAYO.	61
FIGURA 3.11 INTERPRETACIÓN DE DATOS SPT, TENIENDO EN CUENTA LA PROFUNDIDAD (GONZALES DE VALLEJO, Y OTROS, 2002).....	64
FIGURA 3.12. ESTIMACIÓN DEL VALOR DE ϕ A PARTIR DEL VALOR N EN ARENAS (GONZALES DE VALLEJO, Y OTROS, 2002).	65
FIGURA 3.13. ESQUEMA DEL CONO PECK	66
FIGURA 3.14. TUBOS DE PARED DELGADA O TUBOS SHELLBY.	69
FIGURA 3.15. TIPOS DE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL	73
FIGURA 3.16. PRESIÓN DE TIERRA EN REPOSO	77

FIGURA 3.17. DISTRIBUCIÓN DE LA PRESIÓN DE TIERRA EN REPOSÓ SOBRE UN MURO.	78
FIGURA 3.18. PRESIÓN ACTIVA DE TIERRA DE RANKINE.....	79
FIGURA 3.19. PRESIÓN PASIVA DE TIERRAS DE RANKINE.	80

INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1. PARÁMETROS DE SUELO SEGÚN LA NORMA TÉCNICA DE EDIFICACIONES PERUANA E.030.....	43
TABLA 3.1. COMPACIDAD DE LAS ARENAS EN FUNCIÓN DEL N° DE GOLPES (SPT), SOUSA (2002).	62
TABLA 3.2. COMPACIDAD DE LAS ARCILLAS EN FUNCIÓN DEL N° DE GOLPES (SPT), SOUSA (2002).	63
TABLA 3.3 CORRELACIÓN ENTRE EL SPT Y EL ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO DE SUELOS GRANULARES.	64
TABLA 3.4. “TIPOS DE CIMIENTOS”.	70
TABLA 4.1. CONSISTENCIA DE ARCILLAS Y CORRELACIÓN APROXIMADA CON EL NÚMERO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR N.....	83
TABLA 4.2. CUADRO DE CALICATAS Y SUS PROFUNDIDADES DE CONTACTO CON ROCA.	83
TABLA 4.3. VALORES TÍPICOS DE PERMEABILIDAD PARA SUELOS SATURADOS SEGÚN (BRAJA M. DAS, 2010).	89
TABLA 4.4. COMPARACIÓN DE VALORES DE PERMEABILIDAD Y LOS TIPOS DE SUELO SEGÚN LA CLASIFICACIÓN S.U.C.S.	90

LISTA DE SÍMBOLOS

c'	Cohesión efectiva
c, c'	Cohesión (total, efectiva)
C_c	Índice de compresión de un suelo en proceso de consolidación
C_n	Número de golpes con el Cono de Peck
C_u	Resistencia al corte sin drenaje de suelo
$D_{f_{min}}$	Profundidad mínima de cimentación
F'_0	Presión de tapada
f'_c	Fuerza compresiva
K	Permeabilidad intrínseca
	Relación entre presión lateral y vertical
K_0	Coefficiente de empuje en reposo
K_a	Coefficiente de presión activa
K_p	Coefficiente de presión pasiva
N	Número de golpes del ensayo SPT
N_c, N_q, N_γ	Factores de capacidad de carga y dependen del ángulo de rozamiento interno efectivo del suelo
P_0	Carga o fuerza
q_0	Tensión total vertical
q_{adm}	Presión admisible
q_d	Presión admisible total frente al hundimiento
q_u	Resistencia a la compresión simple no drenada de suelo

S	Factor de suelo
T_p	Periodo predominante de vibración
u	Presión intersticial o presión de agua
σ	Tensión o esfuerzo
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensiones principales mayor, media y menor
σ'_h	Presión lateral u horizontal
σ_n	Tensión normal
σ'_v	Presión vertical
τ	Tensión tangencial
	Resistencia al corte
τ_f	Tensión tangencial de rotura
φ, φ'	Ángulo de rozamiento interno o de fricción (total, efectivo)
γ	Peso específico
	Densidad

LISTA DE ACRÓNIMOS

ASTM	American Society for Testing and Materials
CH	Arcilla de alta plasticidad
CL	Arcilla de baja plasticidad
CP	Cono Peck
DIN	Deutsches Institut für Normung o Normas Industriales de Alemania
INC	Instituto Nacional de Cultura
IP	Índice de plasticidad
LL	Límite líquido
LP	Límite plástico
MH	Limo de alta plasticidad
ML	Limo de baja plasticidad
NF	Nivel freático
SPT	Standard Penetration Test
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos

CAPITULO I

GENERALIDADES

1.1. ANTECEDENTES

Las Bambas fue el primer proyecto de Xstrata Copper en el Perú. Se encuentra a 72 kilómetros de Cusco, entre las provincias de Cotabambas y Grau, región Apurímac, a más de 4.000 m.s.n.m. Comprende las concesiones mineras de Chalcobamba, Ferrobamba, Sulfobamba y Charcas.

Se espera que en los primeros nueve años, la producción de cobre llegue a 400.000 toneladas de cobre metálico en concentrados anuales y 5.000 toneladas anuales en concentrados de molibdeno. Se prevé la puesta en marcha de esta operación minera para el segundo semestre de 2014, con una inversión de aproximadamente USD 4.230 millones.

Este yacimiento minero cuenta con recursos equivalentes a más de 1.700 millones de toneladas de cobre con una ley de cobre de 0,6 %. Durante los dieciocho años de

vida útil previstos para esta unidad minera, se calcula una producción anual promedio de 315.000 toneladas de cobre metálico en concentrados. Se espera que en los primeros nueve años, la producción de cobre llegue a 400.000 toneladas de cobre metálico en concentrados anuales y 5.000 toneladas anuales en concentrados de molibdeno. Se prevé la puesta en marcha de esta operación minera para el segundo semestre de 2014, con una inversión de aproximadamente USD 4.230 millones. Luego de realizarse las negociaciones entre la empresa minera Xstrata con la comunidad de Fuerabamba, una discusión clave en el proceso de negociación fue la ubicación del lugar principal de reasentamiento.

La empresa originalmente había comprado tierras en Yavi Yavi (en el distrito de Colquemarca, provincia de Chumbivilcas, Cusco), y pensó que era una ubicación apropiada para toda la comunidad de Fuerabamba. Aunque la comunidad reconoció el considerable potencial agrícola de este lugar, su ubicación geográfica representaba un problema para varios miembros de la comunidad.

La comunidad tenía miedo de no acceder a las oportunidades de empleo si se encontraban en una ubicación más lejana o que su acceso a los fondos del canon minero pudiera verse afectado ya que Yavi Yavi se ubica en un distrito diferente a Las Bambas (el canon minero está constituido por el cincuenta (50%) del Impuesto a la Renta que pagan las empresas al Estado. Este monto es transferido por el gobierno nacional al gobierno regional, provincial y local, donde se explota el recurso mineral). Después de las negociaciones entre la empresa y la comunidad, se acordó

que un terreno cercano a Challhuahuacho serviría como lugar de destino para la mayoría de miembros de la comunidad y se denominaría Nueva Fuerabamba.

Este lugar se ubica a una corta distancia del emplazamiento de Las Bambas y será un desarrollo urbano, con mejores accesos a los caminos, instalaciones educativas y de salud y oportunidades económicas. La comunidad usará las tierras de Yavi Yavi para crianza de ganado y agricultura, a la vez que servirán de hogar a un pequeño número de miembros de la comunidad que prefirieron ser reasentados en ese lugar.

1.2. OBJETIVOS Y ALCANCES

El presente estudio Geológico-Geotécnico tiene como objetivo prioritario reconocer las propiedades físicas de los diferentes materiales que conforma el subsuelo, para la cimentación de la nueva ciudad de Fuerabamba, así como las características de continuidad horizontal (mediante correlaciones estratigráficas de los diferentes sondeos), vertical, potencia y naturaleza de los mismos, complementados por sus condiciones geotécnicas, para poder determinar las condiciones de cimentación en la obra proyectada. Así mismo, aprovechar este trabajo para obtener mi título profesional de Ingeniero Geólogo.

1.3. UBICACIÓN

El terreno se encuentra ubicado entre los ríos Yuracmayo y Chacario en la zona de Choaquere, distrito de Chalhuahuacho, provincia de Cotabambas, departamento de Apurímac.

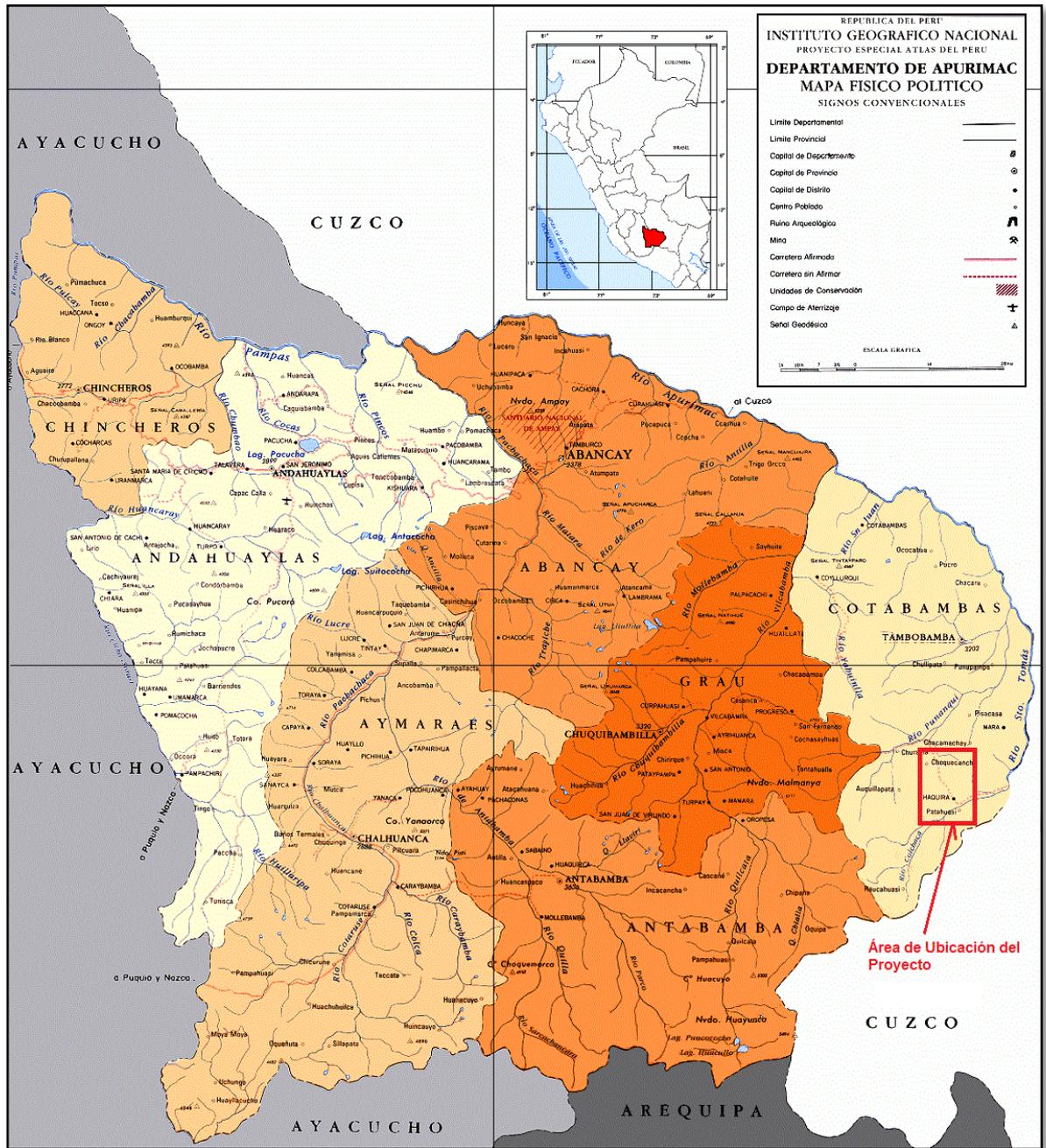


Figura 1.1. Mapa de ubicación del área del proyecto.

1.4. VÍAS DE ACCESO

Desde Lima a Cusco, vía aérea, para continuar por carretera afirmada usando una de las siguientes rutas:

- a) Cusco – Cotabambas – Ñahuinlla – Pamputa – Fuerabamba - Campamento Las Bambas.
- b) Cusco – Anta – Cotabambas – Tambobamba – Challhuahuacho – Campamento Las Bambas.
- c) Tintaya - Santo Tomás – Aquira – Challhuahuacho – Campamento Las Bambas.

La distancia aproximada desde la ciudad del Cusco hasta la zona de estudio es de 289Km, de los cuales 62,9Km pertenecen al trayecto de Cotabambas-Campamento Las Bambas. El tiempo de recorrido en camioneta se estima en 7 horas.

Otra vía para acceder a la zona es usando la carretera asfaltada Lima-Nasca-Puquio-Chalhuanca, debiéndose tomar un desvío de carretera afirmada antes de Abancay, en el distrito de Lambrana (sur) para llegar a la provincia de Cotabambas.

En la Plano No M3637-1 se muestra la ubicación del terreno.

1.5. CONDICIONES CLIMÁTICAS

El clima en la región, como en gran parte de la Cordillera de los Andes, presenta una estación seca durante los meses de Abril a Noviembre y otra con abundantes lluvias de Diciembre a Marzo.

Las temperaturas máximas están entre 22° y 29°C, que se producen entre Enero y Marzo, y las mínimas entre 10° C y 8° C. en los meses de Mayo a Agosto. Durante el día la temperatura es siempre mayor de 20° C, bajando a 10° C en las noches, que representa la variación térmica diaria.

El contenido del oxígeno en el medio ambiente es bajo, lo que origina gran sequedad en el ambiente.

1.6. METODOLOGIA DE TRABAJO

La metodología seguida para la ejecución del estudio se ha basado en las siguientes etapas:

1.6.1. Etapa de Gabinete

Esta etapa se realizó en dos partes, una al inicio del estudio y la otra durante y después de la etapa de campo. La primera parte consistió en la recopilación, selección y evaluación de la información bibliográfica, cartográfica y de trabajos anteriormente realizados, tales como:

- Planos topográficos proporcionados por el cliente a escala 1:300 y 1:400.
- Imágenes satelitales de Google Earth®.
- Estudios geológicos regionales del INGEMMET, boletín 35, que lleva por título: “Geología de los Cuadrángulos de Chalhuanca, Antabamba y Santo

Tomás, Hojas 29-p, 29-q y 29-r, tomando como referencia al cuadrángulo 29-r, que es el cuadrángulo donde se ubica el proyecto.

- Planos de ubicación de restos arqueológicos del I.N.C., entre otros.

Posterior a la etapa de campo se desarrolló la etapa final de gabinete la cual consistió principalmente en la descripción y evaluación de la información de campo obtenida, realización de los ensayos de campo de muestras alteradas, determinación de los parámetros geotécnicos y análisis de cimentación de los suelos encontrados, elaboración de planos geológicos – geotécnico y sectorización de acuerdo a las características geomorfológicas, geológicas y geotécnicas.

1.6.2. Etapa de Campo

Esta etapa consistió en la determinación de las características geológicas de los terrenos en toda la zona del proyecto, evaluación de los fenómenos de geodinámica externa que la puedan afectar, ejecución de calicatas y perforaciones diamantinas, descripción y muestreo de suelos a fin de realizar los ensayos de laboratorio necesarios.

Esta etapa, los trabajos de campo se realizaron en dos partes que a continuación se detallan:

Primera Parte:

- Reconocimiento geológico-geotécnico general.
- 5 perforaciones rotativas de profundidades variables entre 10.00 m y 11.00 m con respecto al nivel de la superficie del terreno, denominadas P-13, P-14, P-25, P-26 y P-27. En las perforaciones P-25 a P-27 se ejecutaron ensayos de penetración estándar (SPT - ASTM D-1586) espaciados entre 1.00 y 2.00 m.
- 7 calicatas excavadas en forma manual hasta profundidades comprendidas entre 0.50 a 3.00 con respecto a la superficie actual del terreno, denominadas C-80 a C-86, ubicadas en la zona del estadio, la pista de carretas y la plaza de toros adyacente. La profundidad de las calicatas C-82 y C-86 que no alcanzaron los 3.00 m de profundidad estuvo controlada por la presencia de roca.
- 2 calicatas excavadas en forma manual hasta profundidades iguales a 1.20 y 2.50 m con respecto al nivel de la superficie del terreno, denominadas C-87 y C-88, respectivamente, ubicadas en el emplazamiento del cementerio.
- 9 calicatas excavadas en forma manual hasta 2.00 m de profundidad con respecto a la superficie actual del terreno, denominadas CA-10 a CA-18, ubicadas en la vía principal de acceso a la habitación.

Segunda Parte:

- 10 perforaciones rotativas de profundidades variables entre 10.00 y 17.40 m con respecto al nivel de la superficie del terreno, denominadas P-28 a

P-37. En los estratos de suelos finos se ejecutaron ensayos de penetración estándar (SPT - ASTM D-1586) espaciados entre 1.00 y 1.50 m.

- 5 auscultaciones con cono de Peck denominadas CP-107, CP-115, CP-152, CP-165 y CP-190. Las cuatro primeras auscultaciones alcanzaron rechazo entre 0.60 y 3.60 m de profundidad, mientras que la auscultación CP-190 alcanzó 8.70 m de profundidad sin rechazar.
- 7 auscultaciones dinámicas con cono de Peck denominadas CP-31 a CP-37 ubicadas adyacente a las perforaciones del mismo número con la finalidad de verificar la correlación de los registros de las auscultaciones con los resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT).
- 85 calicatas excavadas en forma manual hasta profundidades comprendidas entre 0.50 a 3.00 con respecto a la superficie del terreno, denominadas C-98 a C-134, C-137 a C-139, C-141, C-143 a C-160, C-162 a C-168, C-170 a C-180, C-182 a C-184, C-186 a C-188, C-195 y C-196 ubicadas en las áreas donde se prevé ubicar edificaciones. La profundidad de las calicatas de menos de 3.00 m de profundidad estuvo controlada por la presencia de roca o bolonería. Las calicatas C-101, C-104, C-112, C-115, C-116, C-118, C-119, C-120, C-121, C-144, C-162, C-163, C-164, C-166, C-167, C-168, C-171, C-172, C-173, C-175, C-180, C-182, C-183, C-184, C-187 y C-196 se profundizaron con perforaciones con barrenos manuales tipo Iwan Auger hasta profundidades comprendidas entre 3.00 y 8.00 m con respecto al nivel de la superficie del terreno.

- 14 ensayos de permeabilidad de cargas variables in situ a diferentes profundidades en las calicatas C-100, C-102, C-103, C-107, C-113, C-128, C-129, C-137, C-163, C-166, C-170, C-171 y C-177.

La ubicación de las perforaciones y calicatas se muestra en el Plano No M3637-1.

Las perforaciones en los suelos finos se llevaron a cabo con la técnica de lavado (wash boring), mientras que en gravas y roca se utilizó la técnica de rotación, utilizando una máquina de perforación diamantina.

El muestreo de todas las perforaciones fue continuo y las muestras se guardaron en cajas de plástico claramente ordenadas y referenciadas. Las muestras obtenidas en el penetrómetro del SPT fueron guardadas en bolsas de polietileno.

De las calicatas se extrajeron muestras alteradas, las cuales debidamente protegidas e identificadas fueron remitidas al laboratorio para su verificación y análisis.

Tanto de las perforaciones, como de las calicatas se tomaron muestras inalteradas en tubos de pared delgada tipo shelby de 1.5 pulgadas de diámetro.

En las perforaciones y calicatas se realizó un perfilaje minucioso, el cual incluyó el registro cuidadoso de las características de los suelos que conforman cada estrato del perfil del suelo y la clasificación visual de los materiales encontrados de acuerdo con los procedimientos del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.

Los resultados de los ensayos de penetración estándar (SPT) ejecutados en las perforaciones se presentan en los perfiles de suelos y en los Cuadros M3637-1 a M3637-13 y en el Cuadro M3637-14 se presentan los registros de las auscultaciones con cono de Peck.

Los resultados de los ensayos de permeabilidad se presentan en los Cuadros M3637-15 a M3637-28 y M3637-53.

1.7. ENSAYOS DE LABORATORIO

En el laboratorio se verificó la clasificación las muestras obtenidas y luego se procedió a efectuar con ellas los siguientes ensayos:

- Análisis Granulométrico por Tamizado (ASTM D-422)
- Límites de Atterberg (ASTM D-4318)
- Clasificación Unificada de Suelos SUCS (ASTM D-2487)
- Compresión no Confinada (ASTM D-2166)
- Pesos Unitarios Natural y Seco (ASTM D-2166)
- Contenido de Humedad (ASTM D-2216)
- Contenido de Sales Solubles Totales (NTP 339.152 - 2002)
- Contenido de Cloruros Solubles (NTP 339.117 - 2002)
- Contenido de Sulfatos Solubles (NTP 339.178 - 2002)

Los ensayos de laboratorio fueron realizados de acuerdo con las normas ASTM indicadas y con los resultados obtenidos se procedió a efectuar una comparación con

las características de los suelos obtenidas en el campo y las compatibilizaciones correspondientes en los casos en que fue necesario para obtener los perfiles de suelos definitivos, que son los que se presentan.

En los Cuadros M3637-29 a M3637-52 se presentan los resultados de los ensayos de laboratorio.

CAPITULO II

INFORMACIÓN GEOLÓGICA

2.1. GEOMORFOLOGÍA

El rasgo geomorfológico más importante que abarca toda la extensión de la zona del proyecto, lo constituye la llanura andina, denominado por MCLAUGHLIN (1924) Superficie Puna, que es el resultado de la acción de los diferentes agentes geológicos modeladores. Estos agentes erosivos, asociados con el levantamiento general de los andes, iniciado en el Mioceno, relleno y cubriendo posteriormente por productos volcánicos del Terciario Superior, Cuaternario, en donde se observan las siguientes unidades geomorfológicas:

2.1.1. Relieve Montañoso

Esta unidad geomorfológica constituye las partes más altas y se ubican en los alrededores de la zona de estudio y está formado por cadenas de cerros y nevados alineados según el curso general de los Andes, que emerge por encima de una

superficie levemente horizontal ubicada entre los 4,000 y 4,600 m.s.n.m. denominada Superficie Puna.

Estas cumbres alcanzan mayores alturas de 5,000 m. siendo el resultado de la intensa actividad emergente y erosiva durante el levantamiento y desarrollo de las etapas Valle y Cañón, así como de la glaciación durante el pleistoceno, originando una morfología de picos y cumbres bastante agudas.

2.1.2. Altiplanicie

Esta unidad geomorfológica representa una gran superficie de erosión, y es la que comprende la extensión de la zona de estudio. Está constituida por una zona de llanura con pendientes bajas y cimas truncadas que se encuentran entre los 4000 y 4500 m.s.n.m., que alcanzó su desarrollo a fines del Mioceno o a comienzos del Plioceno.



Foto 2.1. Vista panorámica del área del proyecto.

2.2. GEOLOGÍA REGIONAL

2.2.1. Estratigrafía

2.2.1.1. Formación Soraya

Está constituida por una secuencia monótona de cuarcitas y areniscas cuarcíticas de grano fino a medio; con coloraciones que varían de gris blanquecino en la base a rosado en el tope, presenta buena estratificación, en bancos medianos a gruesos

(desde 0.30 m. a más de 5 m.), bien compactos y macizos, que forman notables aristas topográficas que resaltan a gran distancia.

En la parte inferior de la formación, se intercalan entre las capas de areniscas cuarzosas, niveles delgados de lutitas negras y areniscas grises en paquetes de 10 cm. de espesor, las que por acción del intemperismo, adquieren una coloración gris plomiza a blanquecina.

Esta secuencia suprayace concordantemente sobre las lutitas de la Formación Chuquibambilla, en contacto fácilmente determinable por la competencia entre las rocas de ambas formaciones. El contacto superior con la Formación Mara es concordante y bien nítido debido al cambio de coloración y litología haciendo más notoria la separación entre ambas unidades.

En ciertos lugares se encuentra en contacto directo con la Formación Ferrobamba, debido a la ausencia de la Formación Mara, mediante una discordancia erosional.

Su edad ha sido inferida por su posición estratigráfica y se considera perteneciente al Jurásico superior a Cretáceo inferior. (Pecho Gutierrez, 1981)

2.2.1.2. Formación Mara

Esta formación fue denominada así, por W. JENKS (1951) al referirse a unos afloramientos rojizos que se encuentran en los alrededores del pueblo de Mara.

La Formación Mara se constituye de capas de areniscas lutáceas y lutitas de color rojo, donde se puede distinguir tres miembros. El inferior, que se caracteriza por la predominancia de areniscas, el intermedio es lutáceo con algunas intercalaciones de areniscas y conglomerados con clastos de cuarcita y el superior que está constituido por areniscas y lutitas abigarradas y termina hacia el tope, en algunos lugares, con calizas amarillentas.

El grosor máximo de esta formación se encuentra cerca del pueblo de Mara en el cerro Silamanya, donde se tiene un espesor de 306 m. Al este de Pachaconas cerca de la quebrada Chancara tiene 214 m. y cerca al pueblo de Sañayca 160 m.

La edad de esta formación se infiere teniendo en cuenta sus relaciones estratigráficas, principalmente con la Formación Ferrobamba de edad albiano-cenomaniano, y además por yacer sobre la Formación Soraya de supuesta edad neocomiano inferior; por lo que se le asigna una edad aptiana. (Pecho Gutierrez, 1981)

2.2.1.3. Formación Ferrobamba

J. JENKS (1951), describe con este nombre a una secuencia potente de calizas que aflora en el área del proyecto minero de Ferrobamba situado más o menos a 16 km al noroeste de Haqira, en el distrito de Santo Tomás.

Litológicamente, la Formación Ferrobamba es una secuencia monótona de calizas negras a gris oscuras, aunque en ciertos niveles presentan bancos calcáreos de color

amarillento, con un espesor máximo de 800 m. Las calizas son masivas, bastante compactas, estratificadas en bancos de 0.30 m. a 2 m. En el tope, generalmente se observan calizas arenosas, de color gris claro con tintes rojizos y en la base niveles de lutitas carbonosas. Asimismo contiene nódulos de chert de forma alargada de más de 15 cm. de longitud.

La Formación Ferrobamba yace concordantemente sobre la Formación Mara; sin embargo, en ciertos lugares descansa directamente sobre las cuarcitas Soraya del Grupo Yura en aparente concordancia y soporta a las rocas sedimentarias continentales de la Formación Anta-Anta con discordancia paralela.

Cuerpos ígneos de diferente naturaleza han intruido gran parte de la Formación Ferrobamba, metamorfizando y recristalizando las calizas, originando en el contacto, mármoles y granates que tienen relación con las zonas mineralizadas de cobre, plata, plomo, zinc, fierro, etc.

Se le asigna una edad Albiano-Cenomaniano. (Pecho Gutierrez, 1981)

2.2.1.4. Grupo Barroso

S. MENDIVIL (1965) designa con este nombre a un conjunto de rocas volcánicas, formado principalmente por derrames y piroclásticos de naturaleza andesítica, traquítica y traquiandesítica.

Las rocas del Grupo Barroso se extienden en forma casi horizontal o con leves inclinaciones que no pasan de 10° a 12°, ocupando generalmente las partes más elevadas.

El Grupo Barroso se divide en dos unidades: la inferior denominada Volcánico Malmanya y la superior Volcánico Vilcarani, siendo predominante en la zona de estudio, el miembro superior, también llamado Volcánico Barroso según S. MENDIVIL. Esta división está basada principalmente en su litología y la presencia de una ligera discordancia erosional entre ambas unidades. (Pecho Gutierrez, 1981)

2.2.1.4.1. Volcánico Vilcarani

Está constituido predominantemente por una secuencia de piroclastos y en menor cantidad por derrames lávicos. La secuencia piroclástica está representada por tufos, brechas, aglomerados, cenizas, etc., de composición andesítica, riódacítica y riolítica. Su coloración presenta diferentes matices del blanco al rojo.

Se encuentra yaciendo mediante una discordancia erosional sobre el Volcánico Malmanya.

Su compactación es igualmente variable, existiendo algunos muy duros y compactos y otros bastante blandos y deleznablemente fácilmente erosionables.

Los componentes de las brechas son generalmente rocas volcánicas angulares a subangulares de diámetro muy variado desde algunos centímetros a más de 30 cm.

Los derrames lávicos se extienden en forma de capas levemente horizontales o inclinadas constituyendo los conos volcánicos de la región, son de composición generalmente andesítica y dacítica, intercalándose o acuñaándose, dentro de los piroclásticos.

El grosor de esta unidad ha sido estimado en algo más de 600 m.

El Grupo Barroso, estratigráficamente yace en discordancia erosional sobre el Volcánico Sencca y algunos casos sobre el Grupo Tacaza y en otros lugares cubre con discordancia angular a las calizas Ferrobamba.

Este grupo se halla cubierto por depósitos morrénicos y fluvioglaciares, productos volcánicos más modernos y sedimentos del cuaternario reciente.

En la zona de estudio y otras áreas cercanas, la edad de estos volcánicos es inferida en base a su posición estratigráfica regional, y estaría comprendida desde fines del Plioceno hasta el Pleistoceno. (Pecho Gutierrez, 1981)

2.3. GEOLOGÍA LOCAL

2.3.1. Estratigrafía

2.3.1.1. Formación Soraya

Se le atribuye una edad Jurásico superior a Cretáceo inferior.

Litológicamente la Formación Soraya está constituida por una de cuarcitas y areniscas cuarcíticas de grano fino a medio, color gris blanquecino. Sobreyace concordantemente a las lutitas de la Formación Chuquibambilla.

Los estratos presentan una orientación N35°E y buzamiento 80°SE. Estos depósitos afloran entre los sectores central y norte del área de estudio.

2.3.1.2. Formación Mara

Por relaciones estratigráficas se le asigna una edad aptiana.

Litológicamente, está constituida por capas de areniscas lutáceas y lutitas de color rojo, donde se puede distinguir tres miembros. El inferior, que se caracteriza por la predominancia de areniscas, el intermedio es lutáceo con algunas intercalaciones de areniscas y conglomerados con clastos de cuarcita y el superior que está constituido por areniscas y lutitas abigarradas.

Sus afloramientos presentan una orientación N23°E y buzamiento 70°NO. Estos depósitos afloran en el extremo sur del área del proyecto.

2.3.1.3. Grupo Barroso

Localmente se han observado afloramientos correspondientes al miembro superior también llamado Volcánico Vilcarani o Volcánico Barroso. Su litología y una ligera discordancia erosional separan esta unidad de la unidad inferior.

2.3.1.3.1. Volcánico Vilcarani

Está conformado por una secuencia de piroclastos tales como tufos, brechas, aglomerados, cenizas, etc., de composición andesítica, riodacítica y riolítica, y en menor cantidad por derrames lávicos. Su coloración presenta matices que van del blanco al rojo.

La edad de estos volcánicos, por relaciones estratigráficas, estaría comprendida desde fines del Plioceno hasta el Pleistoceno.

Estos depósitos afloran entre las zonas central y norte del área de estudio.

2.3.1.4. Rocas Intrusivas

Están conformados por afloramientos de granodioritas de textura fanerítica de grano medio a grueso, con coloraciones que varían de leucócratas a mesócratas aunque predominan las de color gris claro. Este afloramiento de rocas plutónicas forma parte del Batolito de Apurímac, con las que está mayormente asociada la mineralización en las Bambas.

La edad de este afloramiento intrusivo no ha sido determinada por métodos radiométricos sino más bien teniendo en cuenta sus relaciones con las rocas sedimentarias y volcánicas y con las fases tectónicas conocidas.

Estas rocas afloran hacia el extremo este de la zona en estudio.

2.3.2. Depósitos Cuaternarios

2.3.2.1. Depósitos Aluviales

El material aluvial se encuentra en los cauces antiguos y recientes de las quebradas que discurren por la zona del proyecto formando terrazas y conos aluviales.

Están constituidos mayormente por gravas, cantos y otros de elementos redondeados y angulosos, dentro de una matriz areno-arcillosa, presentan una estratificación, que se acuña entre capas de arena y arcilla.



Foto 2.2. Vista panorámica de una de las quebradas ubicadas hacia el extremo oeste de la zona de estudio. Se puede observar algunas terrazas con afloramientos de material aluvial formado por gravas y cantos.



Foto 2.3. En esta imagen se observa una terraza colgada ubicada en la parte superior y hacia la parte baja material aluvial.

2.3.2.2. Depósitos Coluviales

Se caracterizan por ser transportados por acción de la gravedad y corrientes de agua superficial, en cortos desplazamientos, por lo que sus materiales gruesos son subangulosos a angulosos.

Se ubican entre las terrazas aluviales y las laderas con afloramientos rocosos, o en las laderas de las quebradas, presentan heterogeneidad, tanto vertical como horizontal; en su granulometría estos suelos son de mayor densidad que los aluviales.

2.3.2.3. Depósitos Residuales

Son depósitos de materiales provenientes de la descomposición y disgregación físico-mecánica de los afloramientos rocosos acumulados generalmente en las laderas de los cerros.

Están constituidos por bloques subangulosos heterométricos y heterolíticos envueltos en matriz areno-arcillosa y limo-arenosa.

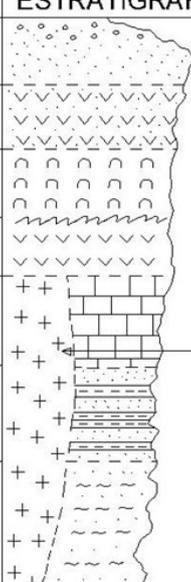
EDAD	UNIDADES ESTRATIGRÁFICAS	COLUMNA ESTRATIGRÁFICA	DESCRIPCIÓN	
Recientes	Aluviales, coluviales, Residuales.		Depósitos aluviales, coluviales y residuales.	
	Volc. Sto. Tomás		Cenizas, tufos, lavas andesíticas, textura porfírica, color gris oscuro.	
Pleistoceno	Grupo Barroso		Volc. Vilcarani	Tufos riolíticos, piroclastos, brechas, aglomerados y cenizas, color blanco a rojo.
			Volc. Malmanya	Derrames riolíticos y dacíticos, de color gris a gris oscuro.
Cretáceo Medio	Fm. Ferrobamba			Calizas masivas, color gris.
Neocomiano Aptiano	Fm. Mara			Granodiorita, Tonalita, Monzonita.
Hauteriviano Valanginiano	Fm. Soraya		Areniscas lutáceas, limolitas grises.	
			Cuarcitas y areniscas cuarcíticas, gris blanquesino, grano fino a medio.	

Figura 2.1. Columna estratigráfica del área de estudio.

2.4. GEODINÁMICA EXTERNA

Es conocido que nuestro territorio, por sus especiales características fisiográficas, geológicas, geomorfológicas y climáticas conforman en su conjunto, un cuadro aparente para la ocurrencia de fenómenos de geodinámica externa, que en la mayoría

de los casos tienen incidencia en la seguridad de las obras de ingeniería y centros poblados como es en este caso.

La zona en estudio presenta un relieve suave a ondulado con taludes entre 20° y 40° de inclinación en los cuales no se han observado procesos geodinámicos de inestabilidad de talud, tales como; deslizamientos, derrumbes, caída de bloques, flujos, etc.

Podría darse el caso de presentarse eventos de avenidas de flujos hídricos debido a las intensas precipitaciones pluviales o un incremento intempestivo del caudal del río. Es por ello que se debería considerar un sistema de drenajes adecuados con la finalidad de hacer frente a estos problemas de flujos hídricos.

Podrían presentarse problemas de inestabilidad de taludes luego de la ejecución del proyecto, en algunas zonas donde se van a realizar cortes, pero para evitar que esto ocurra es necesario tener en cuenta todos los parámetros de las rocas y suelos presentados en este informe y el cual deberá estudiarse en forma complementaria al presente estudio. Asimismo deberá considerarse la presencia de un especialista en geología y geotécnica durante los trabajos de movimientos de tierras y cortes de taludes para garantizar un óptimo trabajo.

2.5. SISMICIDAD

Los suelos y rocas que se encontrarán dentro de la profundidad activa de cimentación en los sectores donde se recomienda ubicar las estructuras, esto es donde es factible utilizar cimentaciones de tipo superficial, no son susceptibles de sufrir cambios bruscos en sus propiedades físicas y mecánicas debido a vibraciones violentas, por lo que se recomienda calcular las fuerzas sísmicas en la forma usual y recomendada en la Norma Técnica de Edificación Peruana E030: Diseño Sismorresistente (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, Abril de 2003).

Tabla 2.1. Parámetros de suelo según la Norma Técnica de Edificaciones Peruana E.030.

Parámetros del Suelo			
Tipo	Descripción	Tp (s)	S
S1	Roca o suelos muy rígidos	0,4	1,0
S2	Suelos intermedios	0,6	1,2
S3	Suelos flexibles o con estratos de gran espesor	0,9	1,4
S4	Condiciones excepcionales	*	*

(*) Los valores de T_p y S para este caso serán establecidos por el especialista, pero en ningún caso serán menores que los especificados para el perfil tipo S3.

El Factor de Suelo contemplado en dicha Norma depende de las características y espesores de los suelos que conforman el perfil estratigráfico del subsuelo. En el presente caso el perfil del suelo que se encontrará dentro de la profundidad activa de cimentación en los sectores donde la roca se encuentra cerca de la superficie del terreno se puede clasificar como Tipo S1 y le corresponde por lo tanto, un Factor de

Suelo S de 1.0 y un Período Predominante de Vibración T_p de 0.4 seg. Los suelos de mediana a baja resistencia se puede clasificar como Tipo S2 y les corresponde un Factor de Suelo S de 1.2 y un Período Predominante de Vibración T_p de 0.6 seg.

CAPITULO III

FUNDAMENTOS TEÓRICOS PARA LAS INVESTIGACIONES Y EVALUACIONES GEOLÓGICAS-GEOTÉCNICAS

Este capítulo presentará los principales conceptos teóricos geotécnicos consultados y utilizados en el desarrollo de este informe de suficiencia profesional.

3.1. DESCRIPCIÓN Y CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Para estudiar un material complejo como es un suelo, con diferentes características y composición química es necesario seguir una metodología con definiciones y sistemas de evaluación de propiedades. Así se han clasificado los suelos en grupos en función de su granulometría (Normas A.S.T.M, D.I.N):

- **Gravas**, con tamaño de grano entre 8-10cm y 2mm; se caracterizan porque los granos son observables directamente. No retienen el agua, por la inactividad de su superficie y los grandes huecos, existentes entre partículas.

- **Arenas**, con partículas comprendidas entre 2 y 0,060 mm, todavía son observables a simple vista. Cuando se mezclan con el agua no se forman agregados continuos, sino que se separan de ella con facilidad.
- **Limos**, con partículas comprendidas entre 0,060 y 0,002 mm. Retienen el agua mejor que los tamaños superiores.
- **Arcillas**, formadas con partículas con tamaños inferiores a los limos (0,002 mm). Están formadas principalmente, por materiales silicatados, constituidos por hojas tetraédricas y octaédricas, unidas por enlaces covalentes y enlaces de Van der Waals, pudiendo entrar moléculas de agua entre las hojas produciendo a veces, aumentos de volumen, por lo que son generalmente los materiales más problemáticos.

En la Figura 3.1 se puede observar diferente tipo de suelos clasificados en función de su granulometría.



Gravas gruesas



Gravillas



Arena



Limo



Arcilla

Figura 3.1 Tipos de suelos clasificados según su granulometría.

Clasificaciones Geotécnicas

La clasificación de suelos consiste en incluir un suelo, en un grupo que presenta un comportamiento semejante. La correlación de ciertas propiedades con un grupo de un sistema de clasificación suele ser un proceso empírico.

Son consideradas clasificaciones geotécnicas convencionales aquellas que se basan en los ensayos de granulometría y límites de Attenberg (Límite de liquidez y Limite

de plasticidad) para clasificar y determinar el estado de los suelos. Entre las más utilizadas en el mundo se encuentra la SUCS (Gonzales de Vallejo, y otros, 2002).

- **Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)**

Casagrande (Gonzales de Vallejo, y otros, 2002) definió este sistema de identificación con datos de granulometría muy usado en la práctica, representado en la Figura 3.2. En esta clasificación, los suelos son agrupados en 15 grupos, representados por dos letras, de la siguiente forma:

Identificación en el campo (excluyendo las partículas mayores de 7,6 cm y basando las fracciones en pesos estimados)				Símbolo del grupo	Nombres típicos			
Suelos de grano grueso-Más de la mitad del material es retenido por el tamiz N.º 200	Gravas-más de la mitad de la fracción gruesa es retenida por el tamiz N.º 4	Para la clasificación visual puede suponerse que la abertura del tamiz N.º 4 es equivalente a medio centímetro)	Gravas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	GW	Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos		
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	GP	Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos			
			Fración fina no plástica (para la identificación ver el grupo <i>ML</i> más abajo)	GM	Gravas limosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y limo			
			Finos plásticos (para identificación ver el grupo <i>CL</i> más abajo)	GC	Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de grava, arena y arcilla			
	Arenas-más de la mitad de la fracción gruesa pasa por el tamiz N.º 4	Para la clasificación visual puede suponerse que la abertura del tamiz N.º 4 es equivalente a medio centímetro)	Arenas limpias (con pocos finos o sin ellos)	Amplia gama de tamaños y cantidades apreciables de todos los tamaños intermedios	SW	Arenas bien graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos		
			Predominio de un tamaño o un tipo de tamaños, con ausencia de algunos tamaños intermedios	SP	Arenas mal graduadas, arenas con grava con pocos finos o sin ellos			
			Finos no plásticos (para identificación ver el grupo <i>ML</i> más abajo)	SM	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas			
			Finos plásticos (para identificación ver el grupo <i>CL</i> más abajo)	SC	Arenas arcillosas, mezclas mal graduadas y arenas y arcillas			
	Métodos de identificación para la fracción que pasa por el tamiz N.º 40							
	Limos y arcillas con límite líquido menor de 50	Resistencia en estado seco (a la disgregación)	Distancia (reacción a la agitación)	Tenacidad (consistencia)	Nula a ligera	Rápida a lenta	Nula	ML
Media a alta					Nula a muy lenta	Media	CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas
Ligera a media					Lenta	Ligera	OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad
Limos y arcillas con límite líquido mayor de 50					Ligera a media	Lenta a nula	Ligera a media	MH
	Alta a muy alta	Nula	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de plasticidad elevada, arcillas grasas			
	Media a alta	Nula a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta			
Suelos altamente orgánicos	Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y frecuentemente por su textura fibrosa			Pt	Turba y otros suelos altamente orgánicos			

Los suelos que poseen características de dos grupos se designan con la combinación de los dos símbolos. P. ej., *GW-GC*, mezcla bien graduada de arena y grava. Todos los tamaños de tamices se refieren al U.S. Standard.

Figura 3.2. Sistema unificado de clasificación de suelos (SUCS).

3.2. ANÁLISIS DE LA RESISTENCIA DE SUELOS

3.2.1. Estado Tensional del Suelo

Al modificar el estado de tensión del suelo se producen deformaciones que pueden originar su ruptura.

La ruptura de los suelos es casi siempre un fenómeno de cizallamiento. Esto por ejemplo cuando una zapata de cimentación es cargada hasta la ruptura o cuando ocurre deslizamiento de un talud. Solo en condiciones especiales ocurren rupturas por tensiones de tracción, como puede ser el caso de las grietas verticales que a veces se observan en la coronación de un talud deslizado, la forma de ruptura más habitual en los suelos es por esfuerzo cortante (tensión tangencial).

Angulo de Rozamiento

Es el ángulo máximo, que una fuerza transmitida por un cuerpo a una superficie puede hacer con la normal al plano de contacto sin que ocurra deslizamiento. Alcanzado este ángulo, la componente tangencial es mayor que la resistencia al deslizamiento, que depende de la componente normal.

El fenómeno de rozamiento en los suelos se diferencia del fenómeno de rozamiento entre dos cuerpos porque el desplazamiento se hace envolviendo un gran número de granos, pudiendo ellos deslizarse entre sí o rodar unos sobre otros, acomodándose en los vacíos que encuentran.

En el caso de las arcillas, el número de partículas es mucho mayor y la parte de la fuerza transmitida en cada contacto es extremadamente reducida. Las partículas de arcilla están envueltas por moléculas de agua adsorbida a ellas. Las fuerzas de contacto no son suficientes para remover las moléculas de agua y son ellas las responsables por la transmisión de las fuerzas. Esta característica que es responsable del asentamiento secundario, provoca también una dependencia de la resistencia de las arcillas a la velocidad de compresión a que son sometidas. La Figura 3.3 muestra, la diferencia de contactos entre los granos de arena y los granos de arcilla (De Souza, 2002).

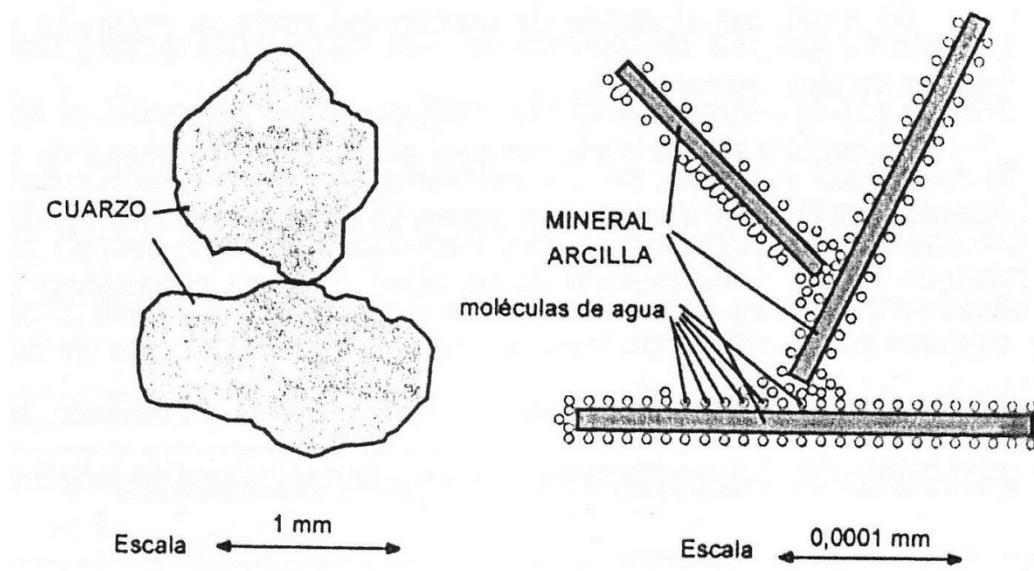


Figura 3.3 Transmisión de Fuerzas entre Partículas de arenas y arcilla (De Souza, 2002).

Cohesión

La atracción química entre las partículas puede provocar una resistencia independientemente de la tensión normal actuante en el plano y que constituye una cohesión real, como si se aplicara algún pegamento entre ellas.

La cohesión en suelos, en general es muy pequeña aunque existen suelos cimentados naturalmente que presentan partes con cohesión real de alto valor.

La cohesión aparente es una parte de la resistencia al cizallamiento de suelos húmedos no saturados, debida a la tensión entre partículas resultantes de la presión capilar del agua. La cohesión es un fenómeno de rozamiento donde la tensión normal que la determina es consecuencia de la presión capilar. Saturándose el suelo, esta resistencia desaparece. Siendo esto más visible en las arenas y es en los suelos arcillosos donde la cohesión aparente adquiere mayores valores.

3.3. Criterio de Ruptura Mohr-Coulomb

La resistencia al corte del suelo no puede considerarse como un parámetro único y constante, ya que depende de su naturaleza, estructura, enlaces, nivel de deformaciones, así como, muy especialmente, de su estado tensional y de la presión del fluido que rellena sus poros (agua o agua y aire).

- **Tensiones Totales.**- las tensiones en cualquier punto de un plano que atraviesa una masa de suelo seco pueden ser calculadas a partir de las tensiones principales totales: σ_1 , σ_2 y σ_3 que actúan en ese punto.

- **Tensiones Efectivas.**- Terzaghi definió como parte fundamental de su enunciado que si los poros del suelo se encuentran rellenos de agua bajo una presión u , las tensiones principales totales se componen de dos partes. Una parte, u , llamado presión intersticial, que actúa sobre el agua y sobre las partículas sólidas en todas las

direcciones y con igual intensidad. Las diferencias $\sigma_1' = \sigma_1 - u$, $\sigma_2' = \sigma_2 - u$, $\sigma_3' = \sigma_3 - u$ representan un exceso de presión sobre la presión neutra u y actúan exclusivamente en la fase sólida del suelo. Estas fracciones de las tensiones principales totales se denominan tensiones efectivas.

Cualquier efecto medible debido a un cambio de tensiones, tal como la compresión, la distorsión o la modificación de la resistencia al corte de un suelo, es debido exclusivamente al cambio de las tensiones efectivas.

El criterio de ruptura de Mohr - Coulomb relaciona tensiones efectivas normales y tensiones tangenciales actuando en cualquier plano del suelo. Este criterio establece que, para un suelo saturado, la resistencia al corte viene dada por la presión:

$$\tau = c' + (\sigma_n - u) \tan \phi'$$

donde:

τ : resistencia al corte del terreno a favor de un determinado plano

σ_n : tensión total normal actuando sobre el mismo plano

u : presión intersticial

c' : cohesión efectiva

ϕ' : ángulo de rozamiento interno efectivo.

La ecuación anterior representa una recta en el espacio (σ' , τ) que a menudo se denomina línea de resistencia intrínseca o envolvente de rotura del suelo. Esta proporciona, para cada valor de la tensión efectiva normal a un plano que atraviesa elemento del suelo, la máxima tensión tangencial movilizable a favor de dicho plano.

Si los parámetros de resistencia al corte del suelo (c' , ϕ') dan lugar a la línea de resistencia intrínseca, se puede observar de la Figura 3.4 que:

- El estado tensional representado por el círculo (a) cuenta con un margen de seguridad, ya que no llega a alcanzar a la envolvente de rotura del suelo. Es por tanto un estado posible y seguro (el suelo no ha roto).
- El estado tensional representado por el círculo (b) indica una situación rotura. Así, el punto (O) representa la combinación (σ'_f , τ_f) en un plano que atraviesa el elemento de suelo en el que se alcanzan las condiciones del criterio de rotura definido.
- El estado tensional representado por el círculo (c) es imposible, ya que existirían orientaciones de planos atravesándole elementos de suelo en los que se excederían las condiciones (σ' , τ) de rotura (todos los planos representados por puntos del círculo situados por encima de la línea de resistencia intrínseca).

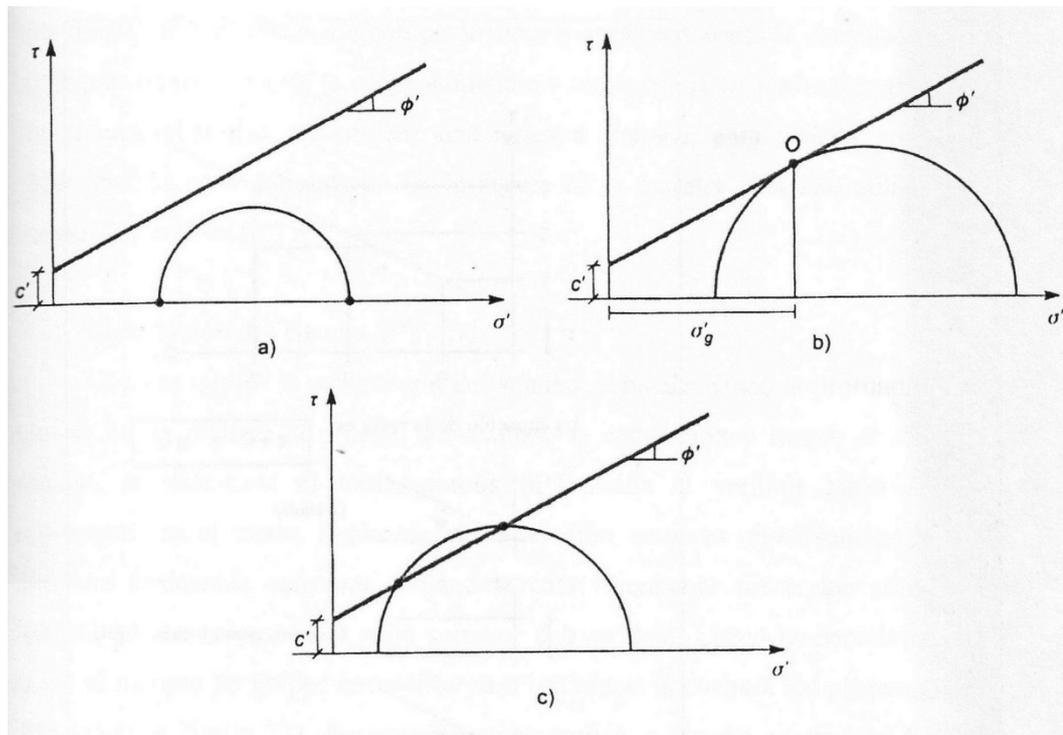


Figura 3.4 La envolvente de ruptura y el círculo de Mohr. Estados posibles (a y b) e imposibles (c). (Gonzales de Vallejo, y otros, 2002).

Del análisis anterior se desprende que, cuando se alcanzan las condiciones de rotura en un elemento de suelo, el círculo de Mohr que representa su estado tensional será tangente a la línea de resistencia intrínseca y además, el plano a favor del cual se alcanzan dichas condiciones de rotura será el representado por el punto de tangencia.

La posición de la recta permite identificar el tipo de suelo estudiado de acuerdo a los parámetros c y φ . Así para suelos granulares se tiene una recta que parte del origen, que representa una cohesión igual a cero. Para suelos cohesivos el ángulo de rozamiento interno resulta ser nulo, como se observa en la Figura 3.5.

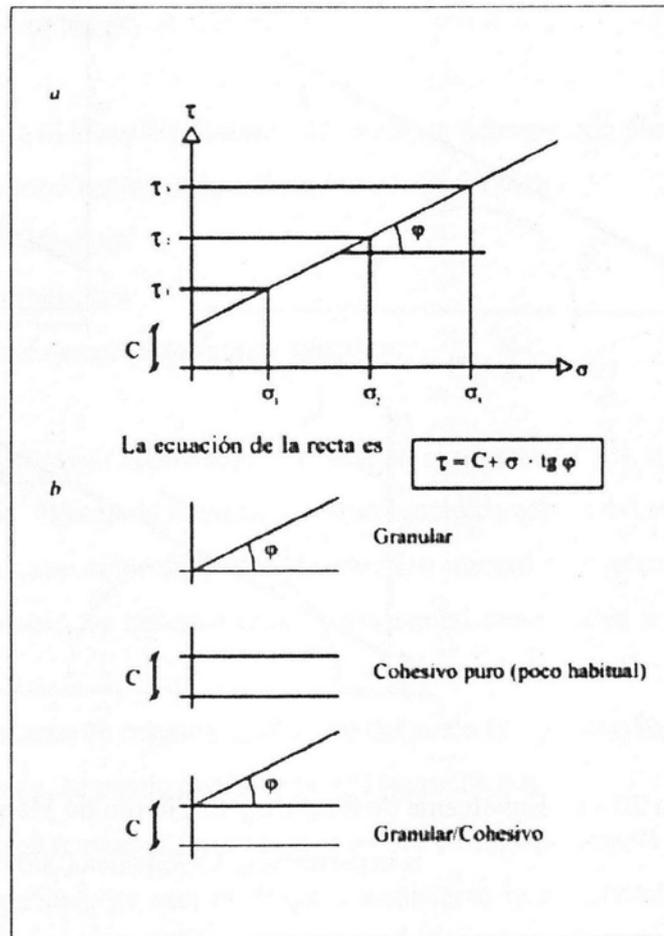


Figura 3.5. Envoltente de ruptura para diferentes tipos de suelos.

3.4. TÉCNICAS DE PERFORACIÓN EMPLEADOS EN LA EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS DE CAMPO

3.4.1. Perforación por Lavado o Wash Boring

Es un método alternativo de perforación mediante lavado denominado en inglés: “Wash Boring”. En este sistema la perforación se conecta a una pequeña bomba de agua que inyecta un chorro continuo de agua a las varillas de extensión que son huecas y acaba en taladro, puntero o cincel con orificios laterales por donde el agua

sale a presión. Conforme se va percutando o rotando contra el fondo de la perforación el agua a presión va lavando y expulsando las partículas de suelo. Los suelos finos con baja humedad sufren mayores alteraciones sobre todo en suelos de estructura porosa y colapsable. En suelos arenosos con gravas, existe posibilidad que las gravas no pueden ser extraídas mediante flujo de agua y distorsionen los resultados de los ensayos de penetración.

Para el presente estudio se aplicó este tipo de perforación, por la mayoritaria presencia de suelos finos y la rapidez y facilidad con la que se ejecutan los trabajos con el equipo de Wash Boring.

En la Figura 3.6 se muestra a detalle los elementos que forman parte del equipo de perforación por lavado o “Wash Boring”

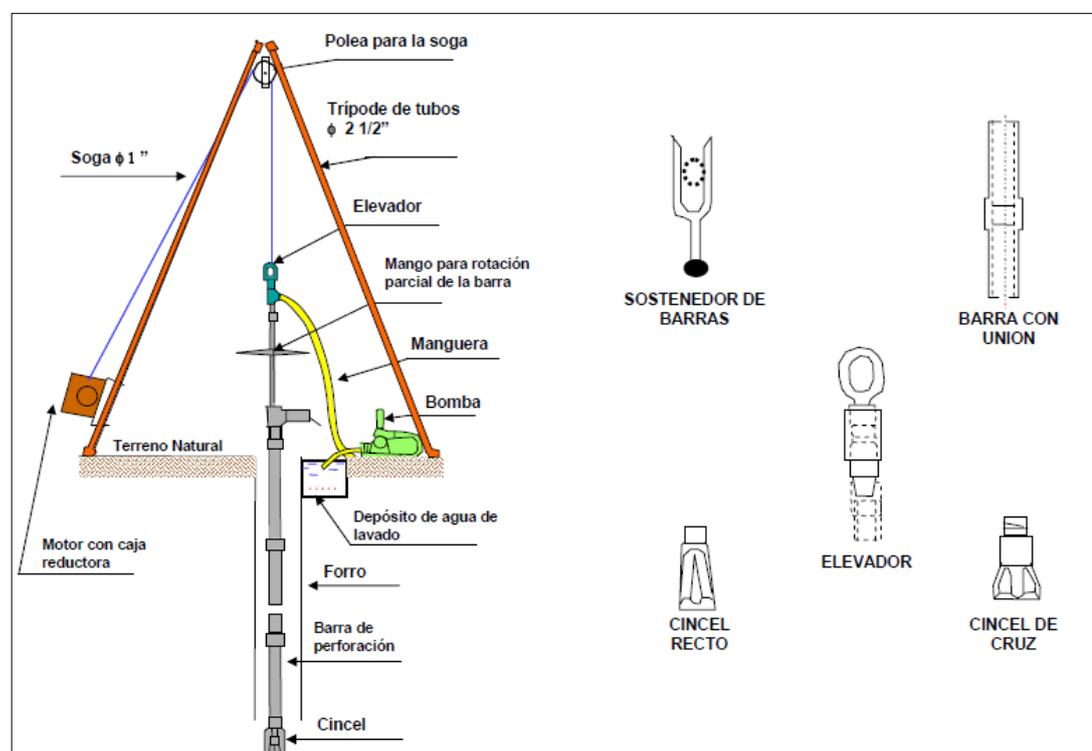


Figura 3.6. Equipo de perforación por lavado “Wash Boring”.

3.4.2. Perforación Diamantina Rotativa

En suelos duros y rocas se usan perforadoras con broca de corona con incrustaciones de diamante amorfo accionada a motor que consiste en una barra hueca de diámetro pequeño que cuenta con una broca por su extremo inferior. La barra gira a velocidad que van de 600 a 1200 rpm haciendo circular agua a presión controlada a través de la broca. Los fragmentos desprendidos por el corte anular se transportan hasta la superficie junto con el agua de circulación. Por lo general, se lleva a cabo una corrida de perforación de 1 a 3 m antes de elevar la sarta y extraer la muestra. Los tamaños comunes más usuales de los diámetros de los tubos muestreadores de campo, varían entre 3cm y 10 cm, aunque es posible contar con equipos de mayor diámetro para usos especiales.

Para el presente estudio se aplicó este tipo de perforación diamantina, en gravas y rocas, debido al grado de dureza que presenta este tipo de materiales.



Figura 3.7 Equipo de perforación diamantina rotativa.

3.5. ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

El Ensayo de Penetración Estándar (SPT del inglés, *standard penetration test*) nace en el año 1927, desarrollado por un sondista de la Raymond Concrete Pile Co, quien propuso a Terzaghi contabilizar el número de golpes necesarios para introducir 1 pie ($z = 30$ cm) al toma muestras que solía utilizar para obtener muestras en terrenos sin cohesión (arenas).

El ensayo de penetración estándar o SPT es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se desea realizar un reconocimiento geotécnico. Permite obtener un valor de resistencia a la penetración que puede ser correlacionado con parámetros geotécnicos como la densidad relativa, el ángulo de rozamiento, la carga admisible y los asentos en los suelos granulares. En el ensayo también se obtiene una muestra alterada, para realizar ensayos de identificación en el laboratorio. En la Figura 3.8 se muestra el equipo utilizado para realizar los sondeos SPT.

La frecuencia habitual para la realización del SPT a lo largo del sondeo es de un ensayo cada 2 a 5 m, o incluso mayor, en función de las características del terreno.

3.5.1. Procedimiento del Ensayo SPT

El procedimiento a seguir consiste en limpiar cuidadosamente la perforación al llegar a la cota deseada para el ensayo, tanto las paredes como el fondo, retirando la batería de perforación e instalando en su lugar un tomamuestras de dimensión estándar. El

tomamuestras consta de tres elementos: zapata, tubo bipartido y cabeza de acoplamiento con el varillaje (Figura 3.9). Este se debe hincar en el terreno 60 cm, contando el número de golpes necesarios para hincar tramos de 15 cm. El golpe para la hincada, se realiza con una maza de 63,5 kg cayendo libremente desde una altura de 76 cm sobre una cabeza de golpeo o yunque (Figura 3.10). La lectura del golpeo del primer y último tramo no se debe tener en cuenta, por la alteración del suelo o derrumbes de las paredes del sondeo en el primer caso, y por posible sobrecompactación en el segundo. La suma de los valores de golpeo de los dos tramos centrales de 15 cm es el valor N, denominado también resistencia a la penetración estándar. En ocasiones, dada la alta resistencia del terreno, no se consigue el avance del tomamuestras. En estos casos, el ensayo se suspende cuando se exceden 100 golpes para avanzar un tramo de 15 cm, y se considera rechazo.

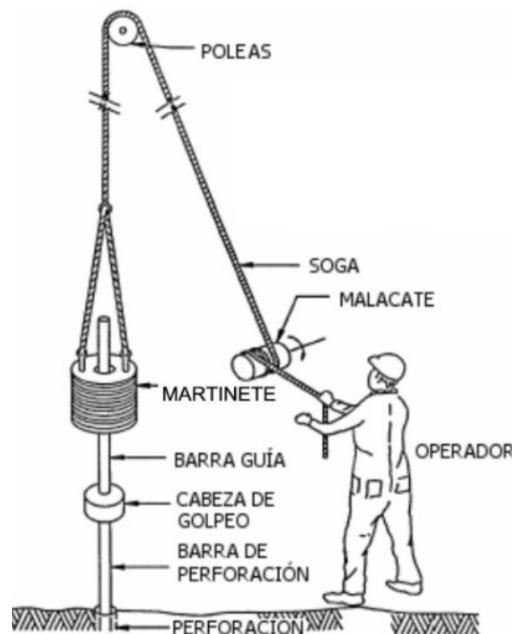


Figura 3.8. Equipo de SPT.

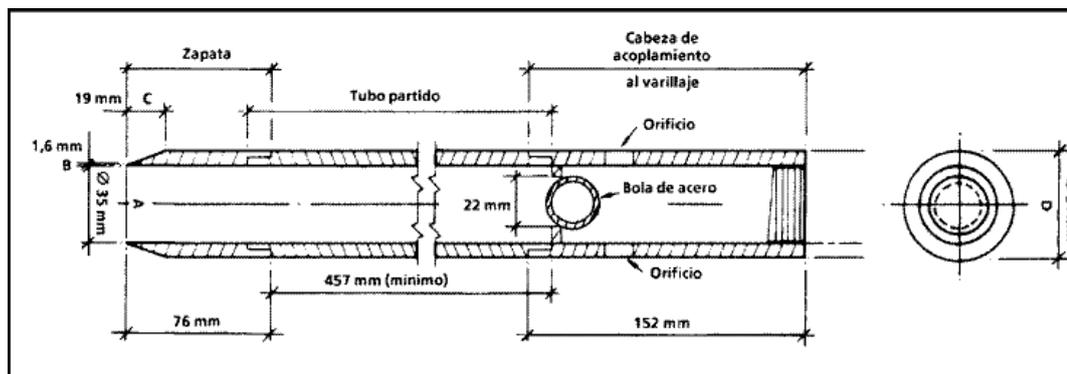


Figura 3.9. Tomamuestras de cuchara partida usado en el ensayo SPT.

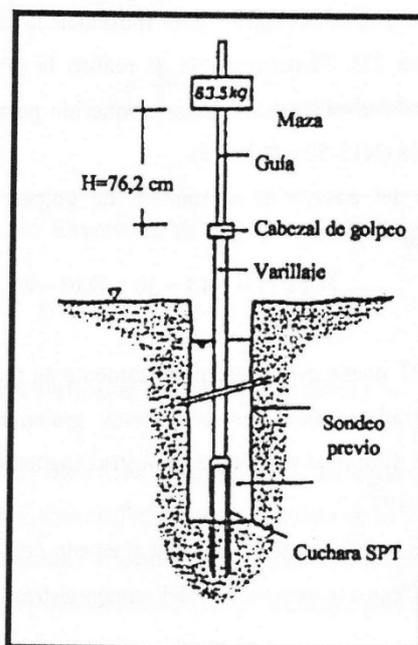


Figura 3.10. Esquema de realización del ensayo.

3.5.2. Aplicabilidad del Ensayo

El ensayo SPT es por naturaleza simple y puede ser intercalado con facilidad en cualquier sondeo de reconocimiento. Puede ejecutarse en casi cualquier tipo de suelo, incluso en rocas blandas o meteorizadas.

Los resultados de la prueba, difundida ampliamente en todo el mundo, se correlacionan empíricamente con las propiedades específicas in situ del terreno.

En función de la resistencia a la penetración, el estado del suelo es clasificado por la compacidad, cuando se trata de arena o limo, o por la consistencia, cuando se trata de arcilla o limo arcilloso, Tabla 3.1 y Tabla 3.2

Tabla 3.1. Compacidad de las Arenas en Función del N° de Golpes (SPT), Sousa (2002).

Resistencia a la Penetración N° de Golpes (SPT)	Compacidad de la Arena
0 a 4	Muy Floja
5 a 8	Floja
9 a 18	Medianamente Densa
18 a 40	Densa
> 40	Muy Densa

Tabla 3.2. Compacidad de las Arcillas en Función del N° de Golpes (SPT), Sousa (2002).

Resistencia a la Penetración N° de Golpes (SPT)	Consistencia de la Arcilla
<2	Muy Floja
3 a 5	Floja
6 a 10	Medianamente Densa
11 a 19	Densa
> 19	Muy Densa

Las ventajas de este ensayo con relación a otros son la simplicidad equipamiento, bajo costo, y obtención de un valor numérico que puede relacionado con relaciones empíricas.

3.5.3. Obtención de Parámetros Geotécnicos a partir de Correlaciones Empíricas

El extendido uso del SPT ha permitido establecer una serie de correlaciones con diferentes parámetros geotécnicos:

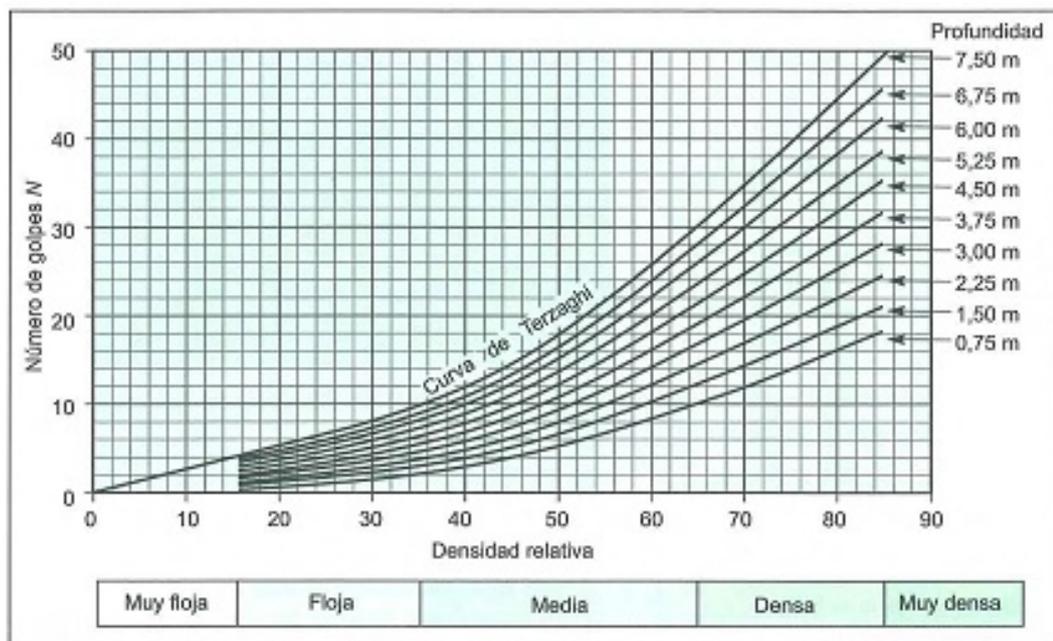
- Con la compacidad para suelos granulares (Tabla 3.3).

Con la densidad relativa, teniendo en cuenta la influencia de la profundidad (Figura 3.11).

- Con el ángulo de rozamiento en suelos granulares, ϕ ; aplicable a partir de 2 m de profundidad (Figura 3.12).

Tabla 3.3 Correlación entre el SPT y el ángulo de rozamiento interno de suelos granulares.

N (SPT)	Compacidad	Φ'
0-4	Muy floja	28°
4-10	Floja	28°-30°
10-30	Medianamente densa	30°-36°
30-50	Densa	36°-41°
>50	Muy densa	>41°

**Figura 3.11** Interpretación de datos SPT, teniendo en cuenta la profundidad (Gonzales de Vallejo, y otros, 2002).

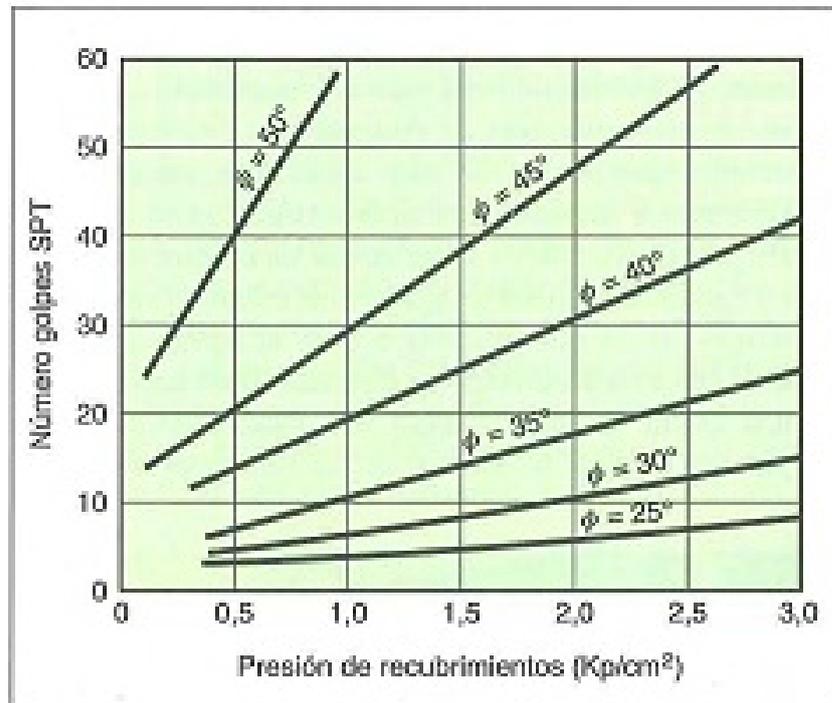


Figura 3.12. Estimación del valor de ϕ a partir del valor N en arenas (Gonzales de Vallejo, y otros, 2002).

3.6. AUSCULTACIÓN DINÁMICA CON EL CONO TIPO PECK

De acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones de Junio del 2006, el ensayo consiste en la introducción en forma continua de una punta cónica, empleando la misma energía que el Ensayo de Penetración Estándar (SPT, ASTM D 1586), en la que la cuchara estándar es reemplazada por un cono de 6.35 cm. (2.5") de diámetro y 60° de ángulo en la punta (Figura 3.13). Este cono se hince en forma continua en el terreno. El registro de la auscultación se efectúa contando el número de golpes para introducir la punta cónica cada 15 cm. El resultado se presenta en forma gráfica indicando el número de golpes por cada 30 cm. de penetración.

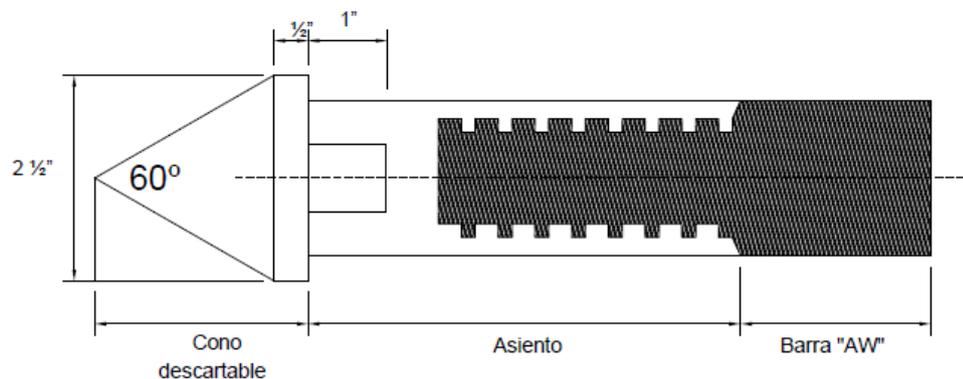


Figura 3.13. Esquema del Cono Peck .

En suelos finos con presencia de cierto porcentaje de gravas con bolonerías el ensayo de penetración estándar no prospera, dañándose la zapata en muchos casos. En estos casos se puede conseguir información adicional de subsuelo hincando una punta cónica con un diámetro en la base de 50.8mm y 60° de ángulo central cuyos resultados son comparables con el SPT (Schultze y Melzer, 1965).

Las pruebas de este tipo se pueden hacer más rápidamente y de manera más económica que los ensayos de Penetración Estándar. Sus resultados se pueden correlacionar con los valores N (del SPT), realizando diferentes series de ensayos de

Penetración Estándar en perforaciones adyacentes a la ubicación de los ensayos de penetración con el cono.

Como en la generalidad de los casos, este penetrómetro se usa como complemento de la exploración con perforaciones, es recomendable correlacionarlo con la cuchara en cada sitio, haciendo pruebas de penetración con el cono al lado de una o más perforaciones. Esto tiene por objeto definir el comportamiento del cono en los suelos del caso y comparar los resultados obtenidos, para saber que grado de confiabilidad tienen las observaciones con cono en otros puntos del mismo terreno. La correlación permite apreciar hasta que punto interfiere la fricción de las barras en cada caso.

Aunque los resultados obtenidos con este cono son generalmente buenos, la correspondencia con la cuchara no siempre es constante, pero en todos los casos el cono dará información valiosa acerca de la tendencia de las variaciones del suelo.

Para determinar las condiciones de cimentación en base a auscultaciones dinámicas, debe conocerse previamente la estratigrafía del terreno obtenida en base a la ejecución de calicatas, trincheras o perforaciones. El uso del cono Peck se recomienda hasta 8 metros de profundidad. En ningún caso se debe superar los 10 metros.

La nomenclatura para el número de golpes de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones es “Cn”, que representa el número de golpes para 0.30 metros de penetración.

3.6.1. Calibración del Cono de Peck.

El cono de Peck es un método dinámico de auscultación consistente en el hincado en el subsuelo de una barra de 2 pulgadas de diámetro, provista en su extremo inferior, de una punta cónica de 2.5 pulgadas de diámetro y ángulo de 60°. La hincada se efectúa en forma continua empleando un martillo de 140 libras de peso y 30 pulgadas de caída, registrándose el número de golpes requerido por cada 15 cm de penetración; los resultados se presentan en un registro continuo de número de golpes por cada 30 cm de penetración.

La relación entre los resultados del cono de Peck con el ensayo estándar de penetración es la siguiente:

- Suelos granulares (arenas y gravas finas) $N = 0.5 C_n$
- Suelos cohesivos (arcillas y limos) $N = 1.0 C_n$

Donde:

N = Número de golpes por 30 cm de penetración en el ensayo estándar de penetración.

C_n = Número de golpes por 30 cm de penetración mediante auscultación con cono de Peck.

Cabe señalar, que esta correlación fue verificada comparando los valores de SPT obtenidos en las perforaciones P-31 a P-37 con los registros de las auscultaciones con cono de Peck ejecutadas al lado.

3.7. TUBOS MUESTREADORES DE PARED DELGADA O TUBOS *SHELLBY*

Estos accesorios se utilizan en el proceso de perforación con la finalidad de obtener muestras de suelos arcillosos inalteradas, ya que con la cuchara partida del SPT se obtienen muestras alteradas. Estos tubos *shellby* están hechos de acero sin costura, tienen diámetros exteriores de 50.8 mm y 76.2 mm. El extremo del fondo del tubo está afilado. Los tubos se unen a las barras de perforación (Figura 3.14). La barra de perforación con el muestreador unido es bajada al fondo de la perforación y el muestreador se hincan en el suelo. La muestra de suelo dentro del tubo es entonces extraída. Los dos extremos del muestreador son sellados y éste se envía al laboratorio para su análisis.

Las muestras obtenidas de esta manera se usan para pruebas de corte o de consolidación.



Figura 3.14. Tubos de pared delgada o tubos Shellby.

3.8. CIMENTACIONES

Las cimentaciones son elementos estructurales en las cuales la carga de la estructura se transmite al subsuelo por medio de esta.

Tabla 3.4. “Tipos de cimientos”.

Tipos de cimientos	
Superficiales	Profundos
Zapatas aisladas	Pilotes
Zapatas corridas	Pilas
Losas de cimentación	Cilindros

El tipo de cimentación a elegir en cada caso debe determinarse a partir de las condiciones del terreno, en especial considerando la capacidad portante del suelo, los asentamientos posibles teniendo en cuenta la magnitud de la carga y otros factores como condiciones de acidez del suelo y la economía de la obra. (Badillo, 2001) (Peck Ralph, 1991)

En la proyección de una fundación deben considerarse aspectos prácticos en la formación de un concepto sobre la decisión correcta, tales como: (Sowers, y otros, 1990) (Delgado Vargas, 1999)

- Completa claridad respecto a la estratificación del suelo y sus propiedades físicas, igualmente información relativa al propio sitio y área adyacente a la construcción prevista.
- Factores económicos.

- Tener en cuenta los criterios del reglamento de construcción.

De acuerdo con la naturaleza del suelo y el propósito de la estructura, se requiere cierta profundidad de colocación del cimiento bajo la superficie del terreno es necesario entonces la capacidad de carga del suelo a esta profundidad.

Los cimientos se clasifican de acuerdo a la profundidad en la que se los ubique, en cimientos: superficiales y profundos.

En nuestro caso, solo analizaremos las cimentaciones superficiales.

3.8.1. Cimentaciones Superficiales

En las cimentaciones superficiales las cargas de la estructura pasan directamente al terreno donde son desplantadas las obras, estas se caracterizan por tener una profundidad menor de dos veces el ancho de la misma $D_f \leq 2B$, donde B es el ancho de la cimentación. (Peck Ralph, 1991)

Zapatas aisladas

Es el agrandamiento de una columna en su base para reducir las presiones que se ejercen sobre el terreno, al aumentar el área en la que se distribuyen. El cimiento puede tener cualquier forma, pero la zapata aislada, es la más económica desde el punto de vista de la construcción. (Badillo, 2001) (Peck Ralph, 1991)

Zapatas corridas

Es un cimiento continuo que soporta un muro, o tres o más columnas en línea recta. Se emplean en suelos de bajas resistencias o cuando se transmiten grandes cargas al suelo. (Badillo, 2001) (Peck Ralph, 1991)

También se usan en suelos de compresibilidad media (C_c entre 0.2 y 0.4), para mantener los asentamientos dentro de ciertos límites, conviene emplear zapatas continuas rigidizadas con vigas de cimentación.

Losas de cimentación

Son tipos de cimientos combinados que soportan más de tres columnas que no están en línea recta y que proporcionan la máxima área de cimentación para un espacio determinado con la mínima presión en la cimentación y por tanto mayor seguridad contra la falla del suelo. Son apropiados para controlar asentamientos diferenciales en muy variadas situaciones de carga, disposición estructural y condiciones del suelo portante. (Badillo, 2001) (Peck Ralph, 1991)

Se usan cuando las zapatas, cimentaciones corridas, no son suficientes para transmitir las cargas y disminuir con ello la presión sobre el terreno o cuando al emplear zapatas éstas ocupen cerca del 50% del área del edificio en planta. Usar este tipo de cimiento cuando se tienen suelos con capacidad de carga menores a 0.5 kg/cm^2 .

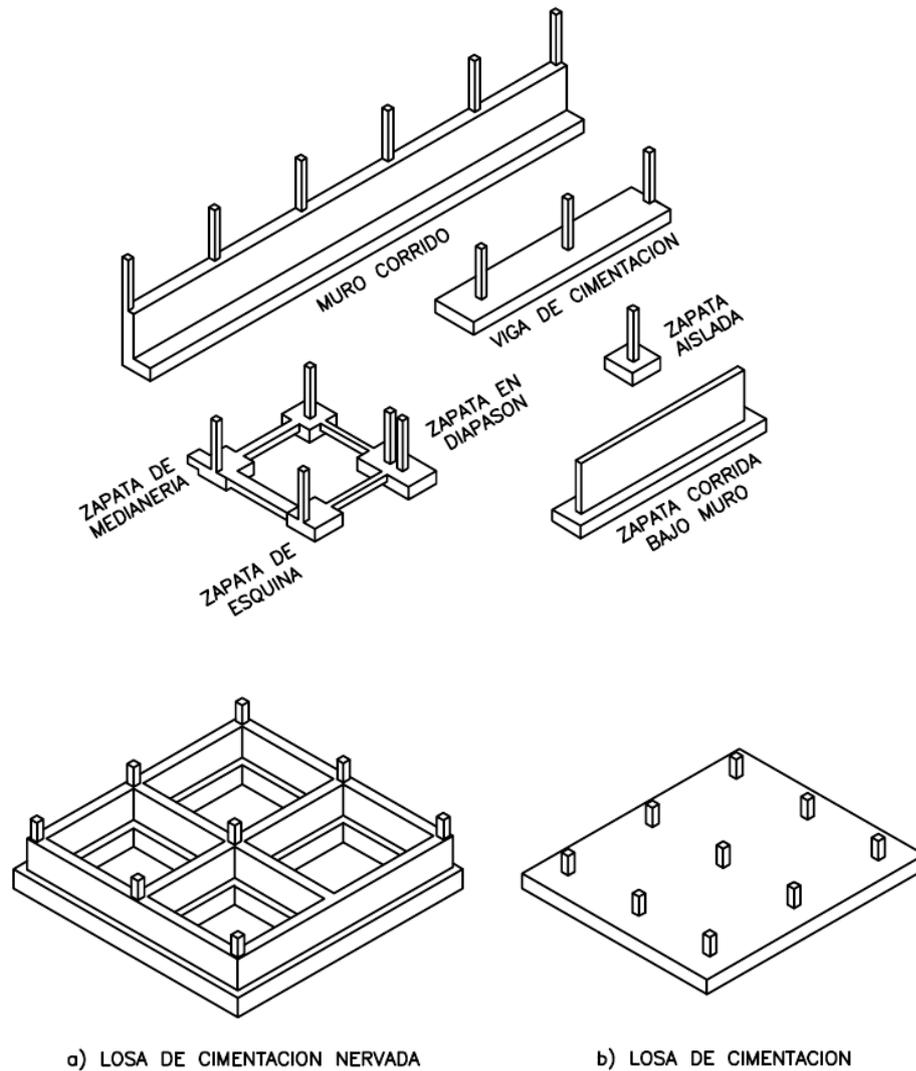


Figura 3.15. Tipos de Cimentación superficial

3.9. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA

La capacidad de carga de una cimentación superficial se puede evaluar mediante la fórmula propuesta por Terzaghi:

$$q_d = cN_c + q_0N_q + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma \dots \dots \dots (3.1)$$

donde:

- N_c , N_q , N_γ , se denominan factores de capacidad de carga y dependen exclusivamente del ángulo de rozamiento interno efectivo del suelo.
- c es la cohesión del terreno.
- q_o es la tensión vertical debida a la sobrecarga total de tierras al nivel de la cimentación.
- B es el ancho del cimiento.
- γ es el peso específico del suelo por debajo de la cimentación.

En nuestro caso, por tratarse de suelos cohesivos, asumimos el valor de $\phi = 0$, y $c =$

$$C_u = q_u/2$$

- $N_q (\phi = 0) = 1$
- $N_c (\phi = 0) = 5.14$
- $N_\gamma (\phi = 0) = 0$
- $q_o = \gamma D_f$

Reemplazando en (3.1):

$$q_d = 5.14C_u + \gamma D_f \quad \text{ec. (3.2)}$$

3.10. CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA EN FUNCIÓN DEL SPT

La ingeniería de cimentaciones internacional ha desarrollado varias expresiones, que permiten estimar la capacidad portante en función del ensayo de penetración estándar (SPT). En la literatura se reportan trabajos de Terzaghi y

Peck (1967), Meyerhof (1974) y Bowles (1988). Bowles (1988) ajustó las expresiones de Terzaghi y Peck y Meyerhof, obteniendo:

$$q_{ult} = 0.20 * N_{corr} \text{ (k/cm}^2\text{)} \quad \text{ec. (3.3)}$$

Para el presente estudio, se ha seleccionado la expresión de Jiménez Salas, por ser más conservadora en comparación a la fórmula ajustada por Bowles.

$$q_{ult} = 0.125 * N_{corr} \text{ (k/cm}^2\text{)} \quad \text{ec. (3.4)}$$

3.11. CÁLCULO DE LA CAPACIDAD ADMISIBLE

Teniendo en cuenta las recomendaciones de la Norma Técnica de Edificaciones E050 Suelos y Cimentaciones (Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción, 1997) consideramos un factor de seguridad $FS = 3$.

$$q_{adm} = \frac{q_d}{FS} \quad \text{ec. (3.5)}$$

$$q_{adm} = \frac{q_d}{3} \quad \text{ec. (3.6)}$$

3.12. PRESIÓN LATERAL DEL SUELO

Presión lateral del suelo es la presión que el suelo ejerce en el plano horizontal. Las aplicaciones más comunes de la teoría de presiones laterales en suelos son el diseño de estructuras cimentadas como muros de tierras, zapatas, túneles y para determinar

la fricción del terreno en la superficie de cimentaciones profundas. Para describir la presión que un suelo puede ejercer se usa un coeficiente de presión lateral, K . K es la relación entre la presión lateral u horizontal respecto a la presión vertical ($K = \sigma_h'/\sigma_v'$). Esta fórmula está asumida por ser directamente proporcional y se cumple en cualquier punto del suelo. K puede depender de las propiedades mecánicas del suelo y de la historia tensional del suelo. Los coeficientes de presión lateral puede variar dentro de tres categorías: presión en reposo, presión activa y presión pasiva.

Los coeficientes de presión son usados en análisis de ingeniería geotécnica dependiendo de las características de su aplicación. Existen muchas teorías para predecir la presión lateral, algunas empíricas y otras analíticas. (Braja M. Das, 2010)

3.12.1. Presión en Reposo

Consideremos un muro AB estático, es decir que no se mueve ni hacia la derecha ni hacia la izquierda de su posición inicial, la masa de suelo está en un estado de *equilibrio estático*; La relación del esfuerzo efectivo horizontal respecto del esfuerzo efectivo vertical se llama *coeficiente de presión de tierra en reposo*, K_0 . (Braja M. Das, 2010)

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad \text{ec. (3.7)}$$

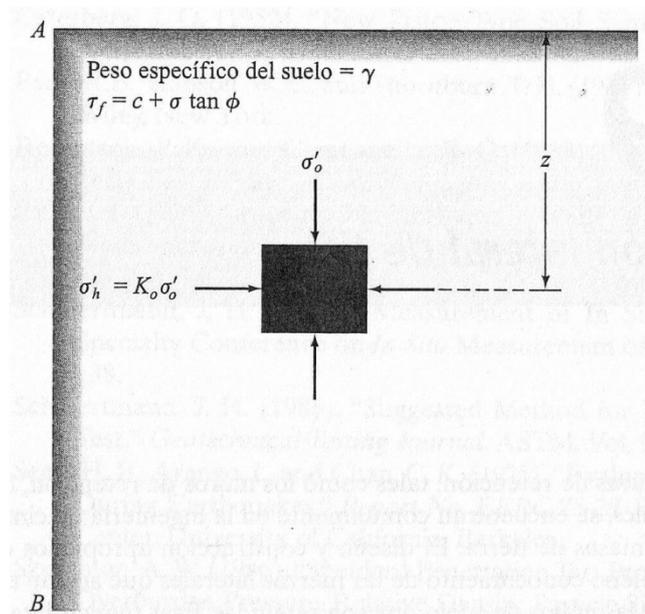


Figura 3.16. Presión de tierra en reposo

Para el presente estudio hemos aplicado la siguiente relación empírica para suelos normalmente consolidados (Jacky, 1944):

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad \text{ec. (3.8)}$$

Donde ϕ = ángulo de fricción drenada.

La Figura 3.17 muestra la distribución de la presión de tierra en reposo sobre un muro de altura H . La fuerza total por unidad de longitud de muro, P_0 , es igual al área del diagrama de presiones, por lo que:

$$P_0 = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2 \quad \text{ec. (3.9)}$$

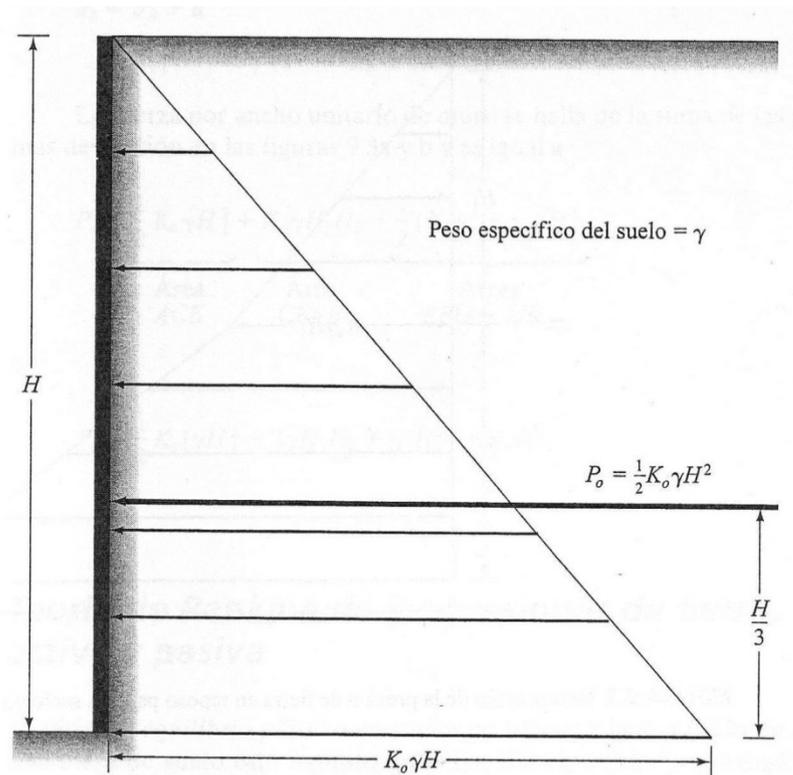


Figura 3.17. Distribución de la presión de tierra en reposo sobre un muro.

3.12.2. Teoría de Rankine de las Presiones de Suelo Activa y Pasiva

El *estado activo* ocurre cuando existe una relajación en la masa de suelo que lo permite moverse hacia fuera del espacio que limitaba la tensión del suelo (Figura 3.18); esto es que el suelo está fallando por extenderse. Ésta es la presión mínima a la que el suelo puede ser sometido para que no se rompa. Al contrario el *estado pasivo* ocurre cuando la masa de suelo está sometida a una fuerza externa que lleva al suelo a la tensión límite de confinamiento (Figura 3.19). Esta es la máxima presión a la que puede ser sometida un suelo en el plano horizontal. (Braja M. Das, 2010)

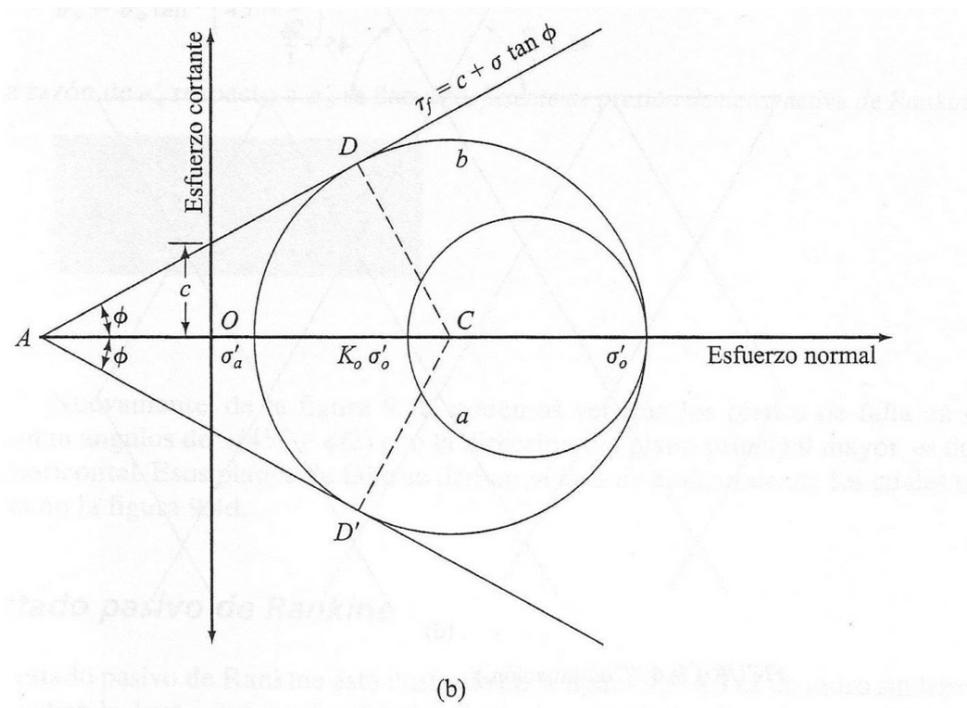
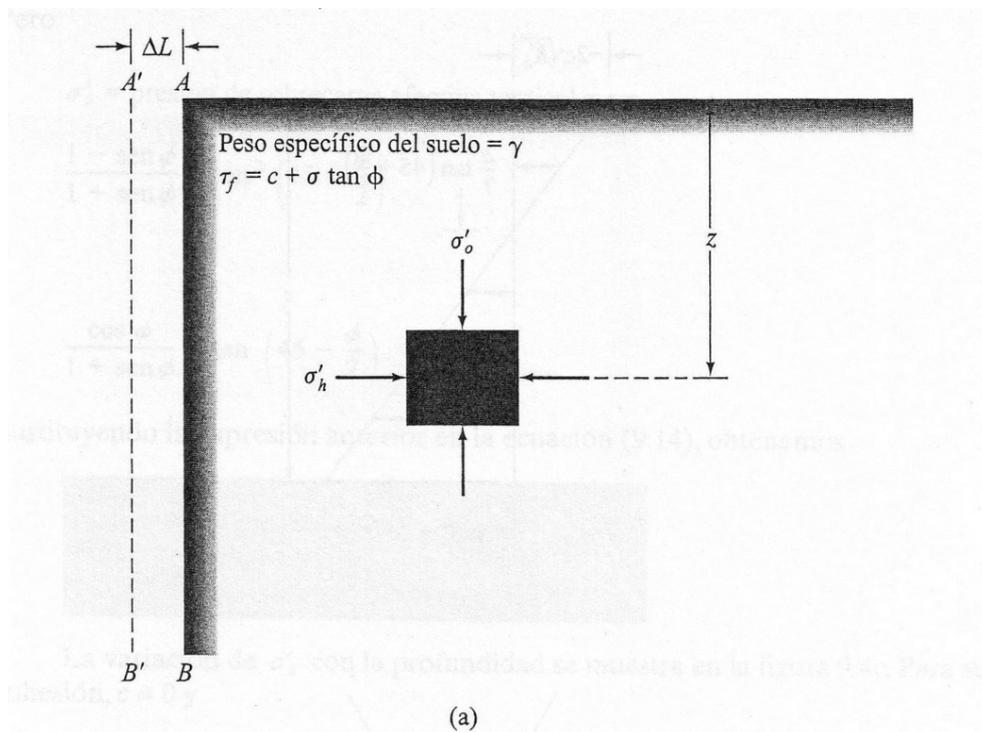
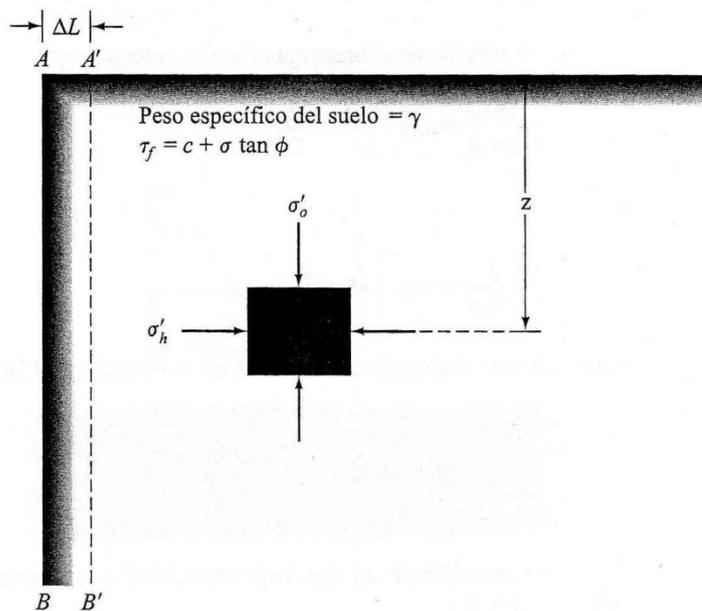
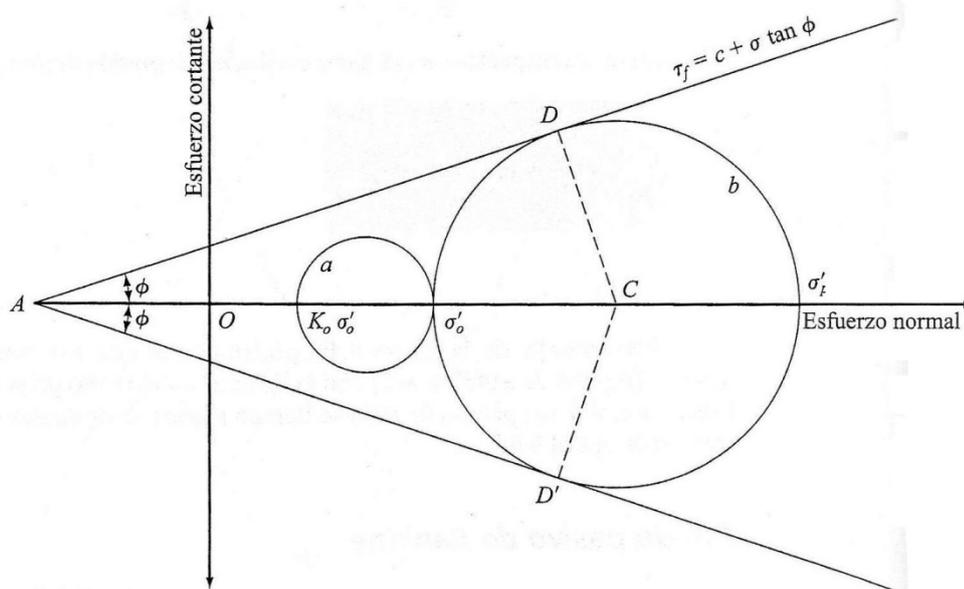


Figura 3.18. Presión activa de tierra de Rankine.



(a)



(b)

Figura 3.19. Presión pasiva de tierras de Rankine.

La teoría de Rankine, desarrollada en 1857, es la solución a un campo de tensiones que predice las presiones activas y pasivas del terreno. Esta solución supone que el

suelo está cohesionado, tiene una pared que está friccionando, la superficie suelo-pared es vertical, el plano de rotura en este caso sería planar y la fuerza resultante es paralela a la superficie libre del talud. Las ecuaciones de los coeficientes para presiones activas y pasivas aparecen a continuación. (Braja M. Das, 2010)

El *coeficiente de presión de tierra activa de Rankine*, K_a , está dado por la siguiente expresión:

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{ec. (3.10)}$$

Donde ϕ' es el ángulo de rozamiento del suelo

El *coeficiente de presión de tierra pasiva de Rankine*, K_p , está dado por la siguiente expresión:

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{ec. (3.11)}$$

CAPITULO IV

INTERPRETACIÓN DE LOS DATOS DE CAMPO Y LABORATORIO

4.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE ENSAYOS INSITU

Es importante tener en cuenta que los ensayos SPT en arcillas no son muy fiables, estos datos son sólo referenciales, igual pasa con los ensayos con Cono de Peck. Los resultados del ensayo SPT son más confiables en limos y arenas, es decir en suelos granulares. Por ello, la consistencia de suelos arcillosos es con frecuencia estimada con el número N de penetración estándar, como muestra la Tabla 4.1. Sin embargo, las correlaciones para las arcillas requieren pruebas para verificar que las relaciones son válidas para el depósito de arcilla bajo consideración (Braja M. Das, 2010).

Para el presente estudio se ha zonificado el terreno en suelos de baja, media y alta resistencia, teniendo en cuenta valores de N del SPT y resistencia a la compresión no confinada según muestra la Tabla 4.1

Tabla 4.1. Consistencia de arcillas y correlación aproximada con el número de penetración estándar N.

Número de Penetración Estándar, N	Consistencia	Resistencia a compresión simple, q_u (KN/m ²)	Según la Zonificación en este Estudio:
0 - 2	Muy blanda	0 -25	Baja
2 -5	Blanda	25 -50	
5 - 10	Rigidez media	50 - 100	
10 - 20	Firme	100 - 200	Media
20 - 30	Muy firme	200 - 400	
> 30	Dura	> 400	Alta

Para establecer la zonificación del terreno, tomamos como punto de partida, los sectores de las perforaciones P-28 y P-30 notamos que la roca aparece a menos de 3 m lo cual es óptimo para la cimentación entonces establecemos estos sectores como zonas de roca aflorante. Asimismo tomamos los perfiles de las calicatas donde los contactos con la roca son cercanos a la superficie y establecemos la zonificación en base a ello.

Así tenemos las siguientes calicatas con su respectivo contacto con roca a menos de 3 m de profundidad según muestra la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Cuadro de calicatas y sus profundidades de contacto con roca.

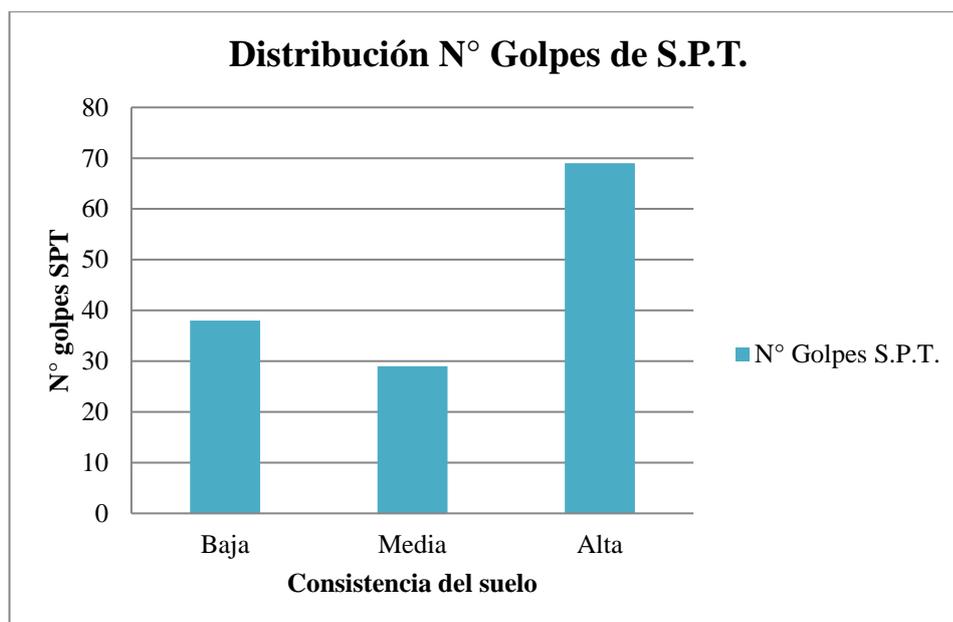
Calicatas	Profundidad en contacto con roca (m)	Tipo de roca en la base
C-81	3	Toba
C-82	0.5	Toba
C-83	0.2	Toba

Calicatas	Profundidad en contacto con roca (m)	Tipo de roca en la base
C-84	0.2	Toba
C-85	0.2	Toba
C-86	0.15	Tufo riolítico
C-87	0.15	Arenisca cuarzosa
C-88	2.2	Limolita
C-99	1.8	Limolita
C-100	1.8	Limolita
C-102	0.2	Toba
C-103	1.4	Toba
C-105	1.8	Limolita
C-108	2	Limolita
C-110	2.5	Limolita
C-113	0.3	Limolita
C-125	0.3	Toba
C-126	0.3	Toba
C-127	0.3	Toba
C-128	0.7	Toba
C-131	0.1	Toba
C-132	0.2	Toba
C-133	0.6	Limolita
C-134	0.1	Toba
C-137	0.3	Toba
C-138	0.2	Toba
C-139	0.8	Toba
C-143	0.2	Toba
C-146	0.2	Toba
C-147	0.4	Toba
C-148	0.1	Toba
C-151	0.1	Toba
C-152	0.1	Toba
C-153	0.5	Toba
C-154	0.4	Toba
C-155	0.1	Limolita
C-156	0.6	Limolita
C-158	0.2	Toba
C-165	0.9	Toba

4.1.1. Análisis Estadístico de los Ensayos de Campo S.P.T.

A continuación se muestra un cuadro estadístico, para un total de $n = 136$ ensayos de penetración estándar SPT, en los cuales se ha clasificado los suelos de acuerdo al número de golpes con el ensayo S.P.T., tomando como punto de partida para la zonificación de suelos en resistencias: alta, media y baja.

Intervalo	Consistencia	Límites de cada clase		Marca de Clase	Frecuencia		Porcentaje
		Inferior	Superior		fi	Fi	
k		LRI	LRS	xi			hi
1	Baja	0	10	5	38	38	28%
2	Media	10	30	20	29	67	21%
3	Alta	30	120	75	69	136	51%
					136		100%

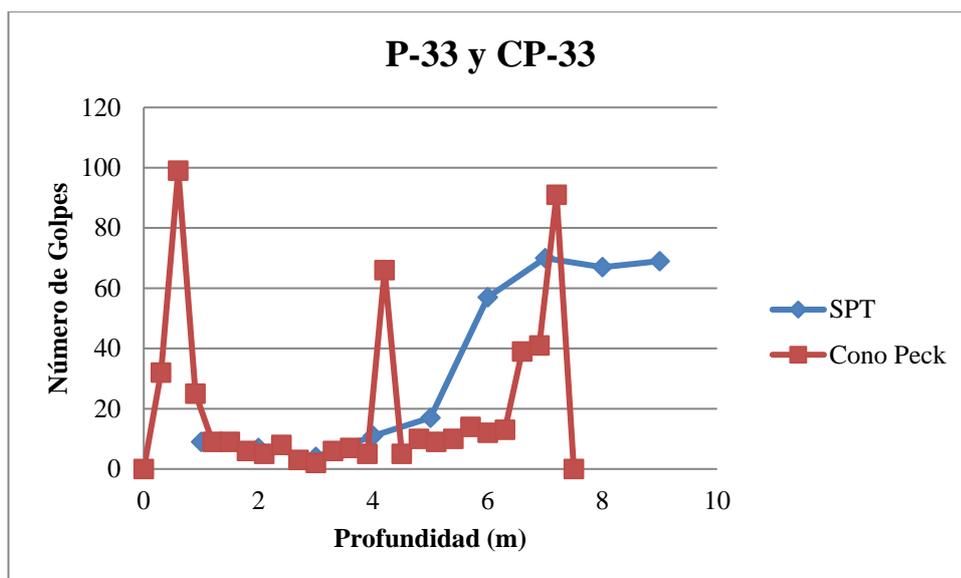


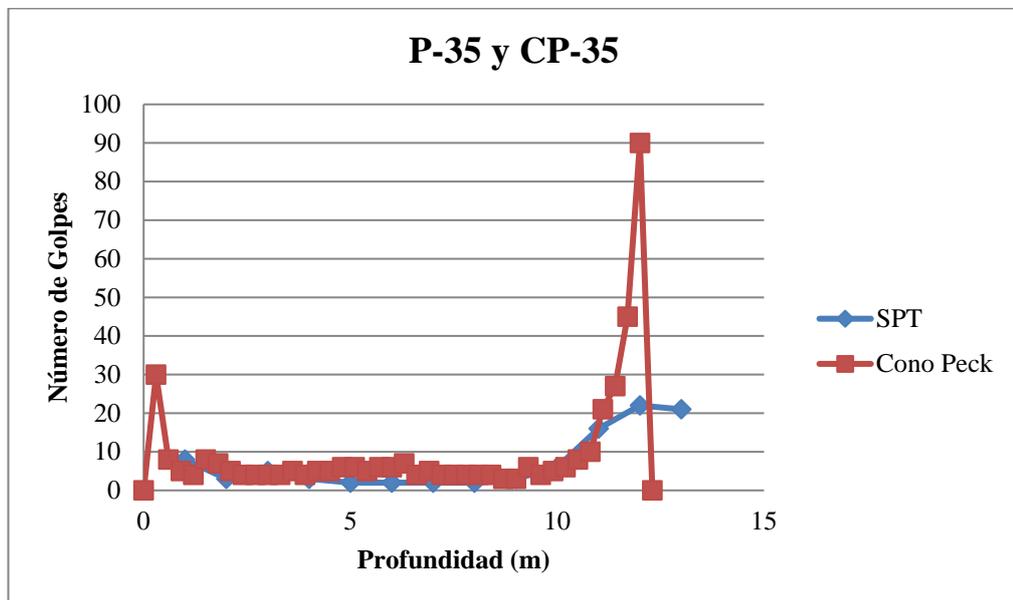
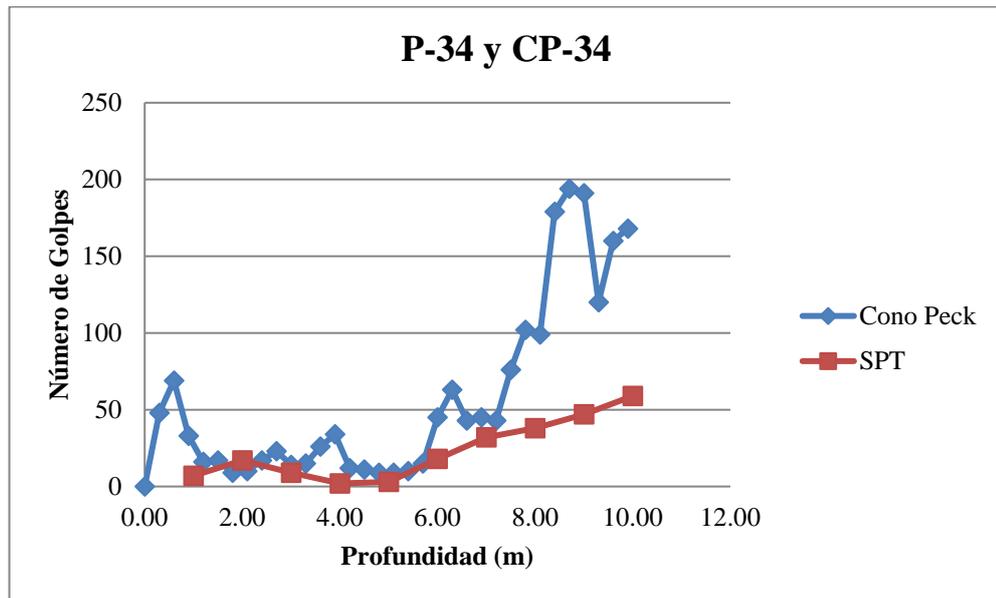
De los resultados observamos que el 51% de los datos de N° de golpes del SPT corresponden a suelos arcillosos de consistencia alta, 21% de consistencia media y 28% de consistencia baja.

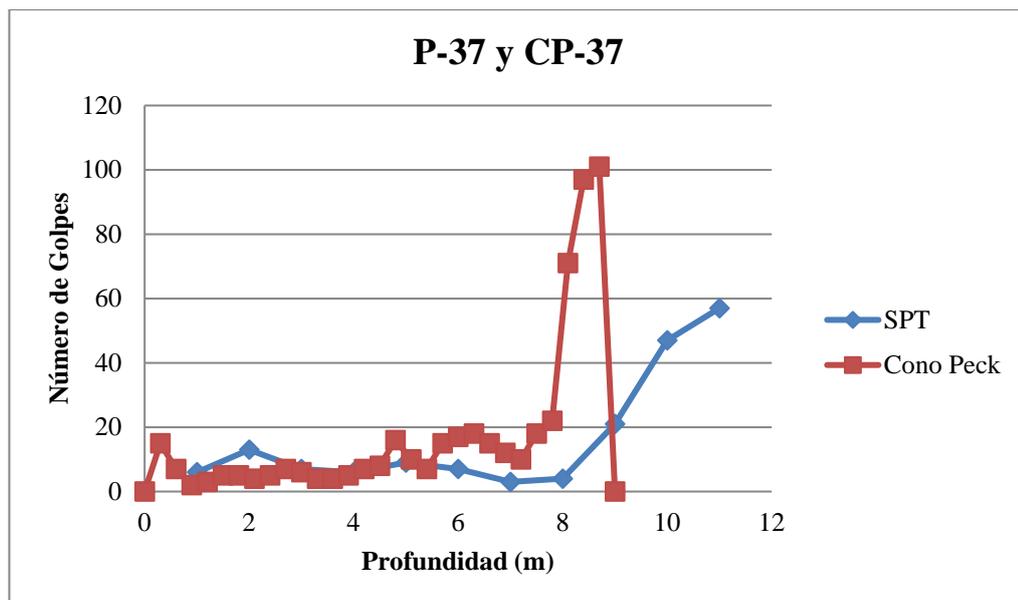
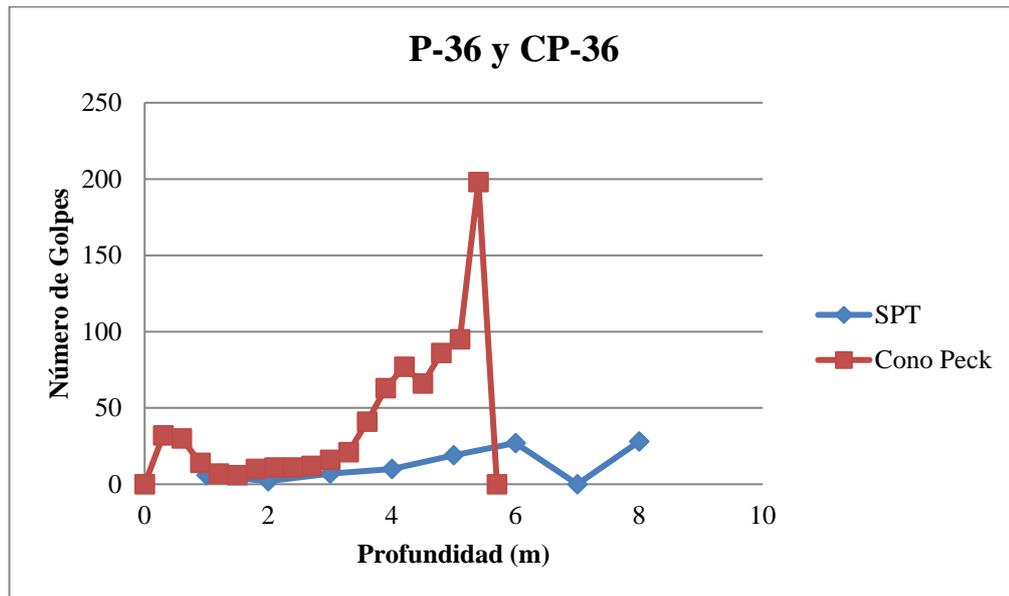
4.1.2. Correlación de Resultados de Ensayos S.P.T. y Cono Peck.

Los resultados encontrados en las auscultaciones dinámicas con SPT y Cono de Peck pueden ser correlacionados, teniendo en cuenta que dichas auscultaciones se han realizado en los mismos suelos y en sus proximidades, esto con la finalidad de validar los resultados para los ensayos con Cono de Peck.

A continuación se muestran los gráficos de correlación de resultados encontrados con los datos de campo respecto al número de golpes del SPT a una determinada profundidad y los valores del número de golpes con el Cono de Peck.







Nótese que en todos los resultados mostrados existe una correlación de valores del número de golpes para los ensayos con SPT y Cono de Peck de acuerdo con los tipos de suelos predominantes, que en este caso se trata de arcillas, con ello validamos el

ensayo con Cono de Peck, y además se verifica la relación empírica entre el número de golpes con el SPT y el Cono de Peck.

$$N = 1.0 C_n$$

Donde:

N = Número de golpes por 30 cm de penetración en el ensayo estándar de penetración (SPT).

C_n = Número de golpes por 30 cm de penetración usando Cono de Peck.

4.1.3. Comparación de Valores de Datos de Permeabilidad

Según los valores típicos de permeabilidad dados en la Tabla 4.3, observamos que estos valores se corresponden de acuerdo al tipo de suelo encontrado, tal como se muestra en la Tabla 4.4.

Tabla 4.3. Valores típicos de permeabilidad para suelos saturados según (Braja M. Das, 2010).

Tipo de Suelo	k (cm/s)
Grava limpia	100 - 1
Arena gruesa	1.0 - 0.01
Arena fina	0.01 - 0.001
Arcilla limosa	0.001 - 0.00001
Arcilla limosa	0.000001

Tabla 4.4. Comparación de valores de permeabilidad y los tipos de suelo según la clasificación S.U.C.S.

Calicata	Profundidad (m)	Permeabilidad Kv (cm/seg)	Tipo de Suelo (S.U.C.S.)	Tipo de Suelo Según Tabla de Valores de Permeabilidad
C-100	2.20	8.482E-05	SC-SM	Arcila limosa
C-103	1.70	9.871E-05	CL	Arcila limosa
C-107	1.70	1.973E-04	SC-SM	Arcila limosa
C-128	0.70	1.176E-04	CL-ML	Arcila limosa
C-129	1.20	7.782E-05	CL	Arcila limosa
C-163	4.50	6.562E-05	MH	Arcila limosa
C-166	0.60	9.319E-05	CL-ML	Arcila limosa
C-170	2.00	1.805E-03	GP-GC	Arena fina
C-171	5.20	4.344E-05	MH	Arcila limosa
C-177	2.30	4.675E-04	CL	Arcila limosa

4.2. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS DE LABORATORIO

Los ensayos de laboratorio realizado a los suelos muestreados en la zona en estudio permitieron determinar sus principales características y propiedades geotécnicas, de utilidad para estudiar las condiciones del suelo de fundación de la nueva ciudad de Fuerabamba y sus futuras instalaciones.

Los ensayos de caracterización realizados indican que el suelo del sector de emplazamiento del terreno de acuerdo con la clasificación S.U.C.S., según lo indicado en el cuadro N°M3637-29 al 39, se observa un mayor predominio de suelos de tipo CL, CH, ML y MH (limos y arcillas de alta y baja plasticidad).

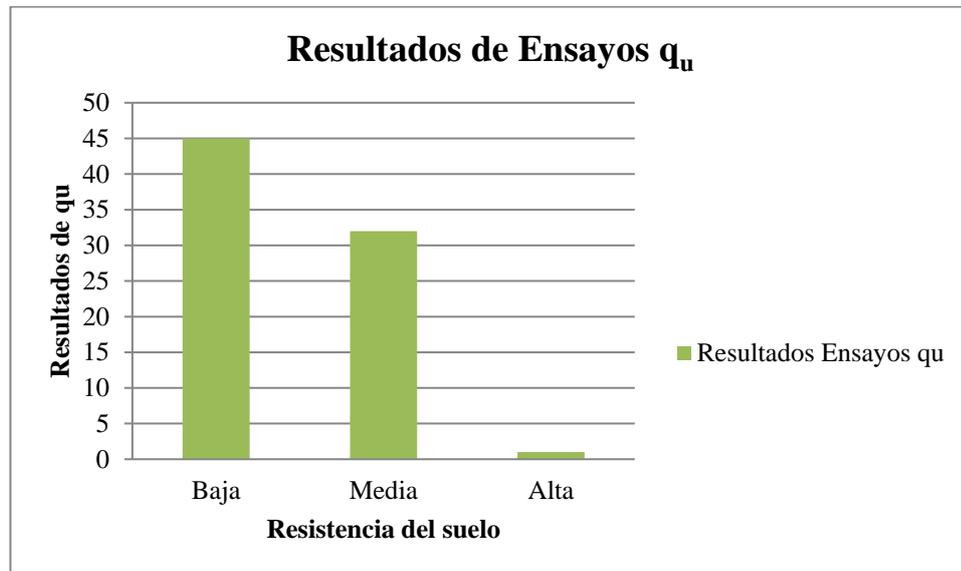
Los valores obtenidos en los ensayos de compresión no confinada (ver cuadro N°M3637-40 al 41) podemos tomar los valores más conservadores o más bajos para

poder realizar los cálculos de capacidad portante y zonificar con estos valores, en las diferentes áreas del terreno donde se tienen la presencia de suelos.

Los datos del ensayo de resistencia a la compresión no confinada q_u son tomados en cuenta para la zonificación y estos nos aportan información valiosa los cuales correlacionamos con los datos de número de golpes del SPT, teniendo en cuenta que en suelos arcillosos los resultados obtenidos del N del ensayo SPT no son muy confiables, pero si estos valores nos sirven como referencia para establecer la zonificación.

Se han analizado un total de $n = 78$ datos de ensayos de compresión no confinada q_u , los cuales se muestran a continuación en el siguiente cuadro estadístico:

Intervalo	Consistencia	Límites de cada clase		Marca de Clase	Frecuencia		Porcentaje
		Inferior	Superior		fi	Fi	
k		LRI	LRS	xi	fi	Fi	hi
1	Baja	0	100	50	45	45	58%
2	Media	100	400	250	32	77	41%
3	Alta	400	590	495	1	78	1%
					78		100%



Del total de datos analizados notamos que el 58% de los resultados corresponden a suelos de consistencia baja, 41% a suelos de consistencia media y 1% a suelos de consistencia alta.

Luego realizamos un filtro de los datos usando MS EXCEL, mediante el cual comparamos los valores del número de golpes N del ensayo SPT y los resultados del ensayo de compresión no confinada q_u , tomando intervalos de valores señalados en la Tabla 4.1, con lo cual establecemos la zonificación de los suelos según su consistencia.

CAPITULO V

CONDICIONES GEOTÉCNICAS Y ZONIFICACIÓN DEL TERRENO

5.1. PERFIL DEL SUELO

En la zona de Choaquere se han observado los siguientes tipos de perfil de suelos.

- Áreas Rocosas. Estas áreas comprenden los afloramientos rocosos de las colinas y los sectores donde se ha registrado roca a poca profundidad en las perforaciones y calicatas efectuadas.

Es probable que en las partes más elevadas (colinas) en los alrededores de estas áreas, también se encuentre roca a poca profundidad.

Se han encontrado diferentes tipos de rocas volcánicas y sedimentarias con diferentes grados de intemperismo y alteración, los cuales tienen a disminuir con la profundidad. Donde las rocas están muy alteradas pueden descomponerse como suelos y se comportan como tales.

- Áreas con suelos de mediana resistencia, donde el perfil del suelo está conformado por estratos intercalados de arcillas y limos medianamente compactos a muy compactos y donde el basamento rocoso se encuentra a una profundidad mayor de 3 m. Pueden encontrarse entre los suelos cohesivos capas de gravas y arenas.

- Áreas con suelos de baja a mediana resistencia, donde el perfil del suelo está conformado por estratos intercalados de arcillas y limos medianamente compactos, hasta una profundidad mayor de 6.00 m.

- Áreas con suelos de muy baja resistencia que se extienden hasta profundidades mayores de 3 m. Estas áreas comprenden los puquiales o bofedales que se observan con suelos humedecidos superficialmente. En estos sectores se encuentran suelos normalmente consolidados, de resistencias muy bajas y susceptibles a sufrir asentamientos diferenciales importantes. En algunos casos estos suelos se prolongan hasta una profundidad mayor de 10 m con respecto al nivel de la superficie del terreno.

En los alrededores de estas áreas también encontrarse este tipo de suelos de baja resistencia.

Los suelos indicados están cubiertos por una capa de tierra de cultivo conformada por arcillas y limos arenosos, de plasticidad baja a media, medianamente compactos, con raíces, de 0.10 a 0.80 m de espesor. Sólo en las calicatas C-157, C-172 y C-180,

el espesor de la capa superior de tierra de cultivo es mayor de 0.80 m y tiene entre 0.90 y 1.40 m de espesor.

En el Plano No M3637-4 se presenta una zonificación del terreno, donde se indica la ubicación de las áreas mencionadas.

En el Plano No M3637-3 se presentan 4 secciones estratigráficas elaboradas con la información de las perforaciones, auscultaciones con cono de Peck y calicatas, donde se puede apreciar las características heterogéneas del perfil del suelo.

5.2. NIVEL FREÁTICO

El nivel freático se registró en las calicatas CA-16, CA-18, C-98, C-117, C-118, C-120, C-121, C-123, C-165, C-182, C-183, C-186, C-187, C-188 y C-195 a profundidades comprendidas entre 0.90 y 5.50 m con respecto al nivel de la superficie del terreno. En el Plano No M3637-1 se indica la profundidad a la cual se registró el agua freática en las calicatas indicadas.

En general en las áreas de bofedales (humedales) identificados superficialmente, el nivel freático se encuentra también cerca de la superficie del terreno.

En el resto de perforaciones y calicatas no se registró el nivel freático dentro de la profundidad investigada.

5.3. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL TERRENO

Teniendo las características de los suelos se ha efectuado la siguiente zonificación que se muestra en el Plano No M3637-4.

Sectores donde pueden considerarse Cimentaciones de Tipo Superficial

- Áreas Rocosas. Estas áreas comprenden los afloramientos rocosos de las colinas y los sectores donde se ha registrado roca a poca profundidad en las perforaciones y calicatas. Tanto el basamento rocoso expuesto como el registrado en las perforaciones y calicatas está compuesto por diferentes tipos de rocas volcánicas y sedimentarias con diferente grado de intemperismo y alteración. La superficie del basamento rocoso es irregular y desciende en muchos casos con una pendiente mayor que la de la superficie del terreno y es por esto, que en sondeos cercanos a las calicatas donde se ha registrado la roca a menos de 2.00 m de profundidad, no se encuentra el basamento rocoso. Inclusive en las calicatas C-108 y C-110 se observó roca en un lado de la excavación y en el otro lado no. Estas áreas se encuentran en las partes central y sur del terreno estudiado.

- Áreas con suelos de mediana resistencia. En estas áreas donde el perfil del suelo está conformado por estratos intercalados de arcillas y limos medianamente compactos a muy compactos y el basamento rocoso se encuentra a una profundidad mayor de 3 m. Pueden encontrarse entre los

suelos cohesivos capas de gravas y arenas. Se encuentran en las partes central y sur del terreno estudiado.

- Áreas con suelos de baja a mediana resistencia: El perfil del suelo está conformado por estratos intercalados de arcillas y limos medianamente compactos, hasta una profundidad mayor de 6.00 m. Estas áreas se encuentran en la parte norte del terreno.

Sectores donde no pueden considerarse Cimentaciones de Tipo Superficial

- Áreas con suelos de muy baja resistencia que se extienden hasta profundidades mayores de 3 m. Estas áreas comprenden los puquiales o bofedales que se observan con suelos humedecidos superficialmente. En estos sectores se encuentran suelos normalmente consolidados, de resistencias muy bajas y susceptibles a sufrir asentamientos diferenciales importantes. En algunos casos estos suelos se prolongan hasta una profundidad mayor de 10 m con respecto al nivel de la superficie del terreno. Estas áreas se encuentran en diversas partes del terreno estudiado.

En estas áreas no se recomienda ubicar viviendas, por cuanto para garantizar su estabilidad sería necesario considerar cimentaciones profundas, cuyo costo resulta sumamente elevado en relación al costo de las viviendas y adicionalmente, este tipo de cimentación si bien garantizaría la estabilidad de las viviendas, no garantizaría la estabilidad del equipamiento urbano: pistas,

veredas, redes , postes, etc., los cuales se verían afectados por la ocurrencia de asentamientos diferenciales importantes de los suelos normalmente consolidados.

CAPITULO VI

ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN

Teniendo en cuenta las características del perfil estratigráfico del subsuelo registrado en las zonas rocosas y donde se encuentran suelos de baja a mediana resistencia, se ha determinado que para las viviendas proyectadas podrán considerarse los siguientes tipos de cimentación superficial:

- **Cimentación convencional por medio de zapatas y cimientos corridos.**

En las zonas donde se encuentra la roca cerca de la superficie del terreno, las zapatas y cimientos corridos deben apoyarse íntegramente sobre la roca.

En las zonas donde la roca se encuentra a más de 2.00 m de profundidad las zapatas y cimientos corridos deberán apoyarse sobre los suelos y deberá rigidizarse la cimentación considerando vigas de cimentación entre zapatas y cimientos corridos armados.

Debe tenerse en cuenta que no es recomendable apoyar una estructura parcialmente sobre roca y suelo, ya que estos materiales tienen comportamientos estático (asentamientos) y sísmico (vibraciones durante sismos) diferentes, los cuales en forma combinada pueden ocasionar daños en las estructuras.

- **Cimentación superficial de tipo rígido por medio de plateas de cimentación** apoyadas sobre una capa de relleno de material granular seleccionado compactado que reemplace las capas superiores de tierra de cultivo.

6.1. CIMENTACIÓN CONVENCIONAL POR MEDIO DE ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS SOBRE ROCA

6.1.1. Profundidad de Cimentación

Se recomienda considerar una profundidad mínima de cimentación $D_f \text{ min} = 0.80 \text{ m}$ con respecto al nivel del terreno adyacente.

Durante las excavaciones para la cimentación deberá verificarse que se sobrepasen las capas superiores de suelos y que la base de los cimientos penetre por lo menos 0.20 m en el basamento rocoso. En los casos que al excavar hasta la profundidad mínima de cimentación indicada en los planos no se satisfaga este requisito deberá profundizarse la excavación para la cimentación hasta satisfacerlo y luego, vaciar en la sobre excavación efectuada un falso cimiento de concreto pobre. $f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$.

En cualquier caso para alcanzar la profundidad de cimentación pueden considerarse falsos cimientos de concreto pobre.

6.1.2. Presión Admisible

En las áreas rocosas se encuentran rocas volcánicas y sedimentarias con diferentes grados de intemperismo y alteración. Para determinar una presión única de diseño sobre roca en el presente caso se evaluarán las rocas más desfavorables que son las limolitas en la zona sur y las rocas volcánicas muy alteradas e intemperizadas en la parte central del terreno.

Los resultados de pruebas de carga con placas pequeñas y los ensayos de ensayos de compresión de laboratorio en bloques del material rocoso no brindan valores representativos del comportamiento del conjunto rocoso que se encontrará dentro de la profundidad activa de cimentación de las estructuras, el cual depende más de las dimensiones de los fragmentos de roca, del fracturamiento, del grado de intemperismo, de las propiedades de las rocas, de la disposición de las estructuras geológicas (fallas y diaclasas), entre otros factores.

En el presente caso para la determinación de la presión admisible de las rocas, se ha seguido las recomendaciones dadas en el libro Geotecnia y Cimientos II (Jiménez Salas, y otros, 1981). De acuerdo con dicho documento a la roca sedimentaria limolita (según el Código de Práctica Británico) le corresponde un valor de carga admisible de 22 Kg/cm² y a las rocas ígneas sanas les corresponde un valor de carga

admisible de 109 Kg/cm². A estos valores se les debe aplicar factores de reducción por fracturamiento, intemperismo, por fallas, materia orgánica, entre otros.

Para determinar la presión admisible de las rocas limolitas de la zona sur hemos considerado conservadoramente reducciones de 50% por el fracturamiento (RQD = 0%), 50% por el intemperismo (grado III y teniendo en cuenta que en muchos casos la roca está alterada y se descompone como suelo) y adicionalmente, un factor de seguridad de 2 (valor conservador considerando que estamos trabajando a partir de una carga admisible). El valor obtenido aplicando las reducciones indicadas es 2.75 Kg/cm². Para el diseño de la cimentación de las estructuras se recomienda por lo tanto una presión admisible de **qa= 2.75 Kg/cm²**.

Para determinar la presión admisible de las rocas volcánicas de la zona central del terreno hemos considerado conservadoramente reducciones de 50% por el fracturamiento (RQD variable entre 0 y 50.7% cerca de la superficie), 50% por el intemperismo (grado III y teniendo en cuenta que en muchos casos la roca está alterada y se descompone como suelo), 60% por tratarse de una roca muy porosa (ver evaluación petrográfica macroscópica); y adicionalmente, un factor de seguridad de 2 (valor conservador considerando que estamos trabajando a partir de una carga admisible). El valor obtenido aplicando las reducciones indicadas es 5.45 Kg/cm². Para el diseño de la cimentación de las estructuras se recomienda por lo tanto una presión admisible de **qa = 5.00 Kg/cm²**.

En las áreas localizadas donde la roca está tan intemperizada que puede excavar manualmente, debe considerarse una presión admisible de 2.75 Kg/cm^2 .

6.2. CIMENTACION RIGIDA POR MEDIO DE ZAPATAS Y CIMIENTOS CORRIDOS SOBRE SUELOS

6.2.1. Profundidad de Cimentación

Se recomienda que las zapatas y cimientos corridos se apoyen sobre los suelos medianamente compactos a muy compactos a una profundidad mínima de cimentación $D_f \text{ min} = 1.50 \text{ m}$ con respecto al nivel del terreno adyacente.

No se recomienda una profundidad menor con la finalidad de evitar los efectos dañinos de los cambios volumétricos que pueden darse en las arcillas cerca a la superficie como consecuencia de las variaciones de su contenido de humedad por efecto de las lluvias.

Durante las excavaciones para la cimentación deberá verificarse que se sobrepasen las capas superiores de suelos orgánicos con raíces. En los casos en que sea necesario profundizar las excavaciones para cumplir con este requisito, las sobre excavaciones efectuadas deberán rellenarse con concreto pobre.

6.2.2. Presión Admisible por Esfuerzo Cortante

Los suelos más desfavorables que se encontrarán dentro de la profundidad activa de cimentación tanto en las zonas con suelos de mediana resistencia existentes en las

partes central y sur del terreno, como en las áreas con suelos de resistencia baja a media existentes en la parte norte, son las arcillas y limos medianamente compactos a compactos.

Cabe señalar, que si bien en algunos sectores se encuentran capas de arenas y gravas cerca de la superficie del terreno, entre estos suelos y debajo de ellos se encuentran las arcillas y los limos.

En arcillas y limos medianamente compactos a compactos el diseño de la cimentación está controlado por la capacidad de carga por esfuerzo cortante, ya que su consistencia indica que son preconsolidados y que, por lo tanto, los asentamientos que ocurrirán serán pequeños.

La capacidad de carga de un cimiento corrido apoyado en una arcilla está dada por (Terzaghi, y otros, 1996):

$$q_d = 1.0 c N_c + \gamma D_f$$

Donde:

c = Cohesión en condiciones no drenadas, que es igual a la mitad de la resistencia a la compresión no confinada

q_u = Resistencia a la compresión no confinada determinada en el laboratorio y/o obtenida en base a los valores de N del ensayo de penetración estándar con la relación $q_u = 0.125 N$ (Jiménez Salas, y otros, 1981)

N_c = Factor de capacidad de carga = 5.14

γ = Peso unitario volumétrico del suelo situado sobre el nivel de cimentación

Df = Profundidad de cimentación

Los parámetros a utilizar en la expresión indicada son los siguientes:

Sector	qu (Kg/cm ²)	cu (Kg/cm ²)	γ (gr/cm ³)
Áreas con suelos de mediana resistencia - sectores central y sur del terreno.	1.05	0.53	1.80
Áreas con suelos de baja a mediana resistencia - sector norte.	0.79	0.40	1.60

Los valores de qu son valores desfavorables para una profundidad de 1.50 m con respecto al nivel de la superficie actual del terreno, obtenidos de los ensayos de resistencia a la compresión no confinada de laboratorio y de los determinados en base a la correlación con el SPT.

Los valores de γ son valores promedio desfavorables de los ensayos de resistencia a la compresión no confinada del laboratorio correspondiente.

Reemplazando en las expresiones indicadas Df = 1.50 m que es la profundidad mínima de cimentación recomendada para las zapatas y cimientos corridos, y considerando un factor de seguridad de 3, tal como lo recomienda la Norma Técnica de Edificación E050: Suelos y Cimentaciones (Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción, 1997), se obtienen las siguientes presiones admisibles:

Sector	Presión admisible q_a (Kg/cm ²)
Áreas con suelos de mediana resistencia sectores central y sur del terreno.	1.00
Áreas con suelos de baja a mediana resistencia sector norte del terreno.	0.75

6.2.3. Asentamientos

Los valores de q_u obtenidos en los ensayos de compresión no confinada indican que las arcillas existentes en los sectores analizados son preconsolidadas, lo cual puede verificarse por medio de la relación c_u/F'_o , donde:

c_u = Cohesión en condiciones no drenadas

F'_o = Presión de tapada

Así por ejemplo, en el caso más desfavorable en estas áreas: calicata C-173 a una profundidad de 7.30 m con respecto a la superficie actual del terreno:

$$q_u = 0.47 \text{ Kg/cm}^2$$

$$c_u = 0.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F'_o = 1.24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$c_u/F'_o = 0.19$$

$$IP = 11 \text{ (índice plástico)}$$

Para el índice plástico indicado, la relación c_u/F'_o para un suelo normalmente consolidado sería 0.14 (Leonards, 1962). Para la muestra analizada la relación c_u/F'_o

es mayor a pesar de tratarse del caso más desfavorable, lo que demuestra que se trata de un suelo preconsolidado y que el asentamiento que se producirá será pequeño (menor de 2.5 cm).

6.3. CIMENTACION SUPERFICIAL POR MEDIO DE PLATEAS

6.3.1. Generalidades

Las plateas de cimentación deberán ser losas rígidas de concreto armado, con acero en dos direcciones y deberán contar con vigas perimetrales de concreto armado apoyadas a una profundidad mínima de 0.40 m con respecto al nivel de la superficie del relleno (sobre el cual se apoyará la platea). El espesor de las losa y el peralte de las vigas perimetrales serán determinados por el ingeniero estructural de tal forma que garanticen la rigidez de las cimentaciones.

6.3.2. Profundidad de Cimentación

Las plateas de cimentación deberán apoyarse sobre una capa de relleno de material granular seleccionado compactado, que reemplace a las capas superiores de tierra de cultivo de arcilla con raíces.

El relleno de reemplazo deberá tener bajo cada edificación un espesor uniforme y deberá estar conformado preferentemente por grava arenosa, bien o mal graduada, limpia a ligeramente limosa o ligeramente arcillosa, con partículas de no más de 3 pulg de tamaño máximo, contenido de sulfatos solubles inferior a 1,000 p.p.m. y contenido de sales solubles totales inferior a 5,000 p.p.m. (afirmado), colocada por

capas horizontales de no más de 0.25 m de espesor, cada una de las cuales deberá compactarse a un mínimo del 95% de la máxima densidad seca del ensayo proctor modificado.

La profundidad mínima de corte requerida para eliminar las capas superiores de tierra de cultivo es de 0.30 m. Donde esta capa tenga mayor espesor, deberá profundizarse el corte.

La capa superior del terreno (al nivel de corte) sobre la cual se colocará el relleno de reemplazo también deberá compactarse al 95% de la máxima densidad seca del ensayo proctor modificado.

6.3.3. Presión Admisible

Para determinar la presión admisible de diseño, se han analizado las presiones admisibles de los materiales que predominarán dentro de la profundidad activa de cimentación, que son en este caso, el relleno de reemplazo, los suelos finos de baja y/o mediana resistencia y en algunos casos el basamento rocoso.

6.3.3.1. Presión Admisible del Relleno (colocado y compactado por capas)

A un relleno de material granular seleccionado colocado y compactado en capas horizontales de no más de 0.25 cm de espesor, a un mínimo del 95% de la máxima densidad seca, le corresponde una capacidad de carga de 1.00 a 1.50

Kg/cm², dependiendo del material utilizado para el relleno y el grado de compactación alcanzado.

El valor de diseño final está también, en función del espesor de relleno y de las características y uniformidad de los materiales que se encontrarán bajo él.

6.3.3.2. Presión Admisible del Basamento Rocoso

Se ha determinado en el acápite 0 presiones admisibles de 2.75 y 5.00 Kg/cm² para las rocas limolitas y volcánicas muy intemperizadas, registradas en las partes sur y central del terreno, respectivamente.

6.3.3.3. Presión Admisible de los Suelos Finos de Baja y Mediana Resistencia

Los suelos más desfavorables que se encontrarán bajo el relleno de reemplazo, tanto en las zonas con suelos de mediana resistencia existentes en las partes central y sur del terreno, como en las áreas con suelos de resistencia baja a media existentes en la parte norte, son las arcillas y limos medianamente compactos a compactos.

La capacidad de carga de una platea alargada apoyada en una arcilla medianamente compacta a compacta está dada por (Terzaghi, y otros, 1996):

$$q_d = 1.0 c N_c$$

Donde:

c = Cohesión en condiciones no drenadas, que es igual a la mitad de la resistencia a la compresión no confinada

q_u = Resistencia a la compresión no confinada determinada en el laboratorio y/o obtenida en base a los valores de N del ensayo de penetración estándar con la relación $q_u = 0.125 N$ (Jiménez Salas, y otros, 1981)

N_c = Factor de capacidad de carga = 5.14

Reemplazando en esta expresión los siguientes parámetros promedio:

c = 0.53 Kg/cm² (áreas con suelos de mediana resistencia - sectores central y sur del terreno)

c = 0.40 Kg/cm² (áreas con suelos de baja a mediana resistencia - sector norte del terreno)

y consideramos un factor de seguridad de 3, tal como lo recomienda la Norma Técnica de Edificación E050: Suelos y Cimentaciones (Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción, 1997), se obtienen las siguientes presiones admisibles:

q_u = 0.90 Kg/cm² (áreas con suelos de mediana resistencia - sectores central y sur del terreno)

q_u = 0.65 Kg/cm² (áreas con suelos de baja a mediana resistencia - sector norte del terreno)

6.3.4. Presión Admisible de Diseño

Teniendo en cuenta que dado a la topografía del terreno, los espesores de relleno requeridos para alcanzar los niveles de apoyo de las plateas de cimentación serán variables y en todo caso no excederán de los 3.00 m, que en los sectores donde existe roca cerca de la superficie del terreno no es necesario que el relleno de apoyo de las plateas se coloque directamente sobre la roca y las presiones admisibles de los diferentes materiales que podrán encontrarse dentro de la profundidad activa de cimentación, se recomienda en principio considerar los siguientes valores para fines de diseño:

Sector	Presión admisible q_a (Kg/cm ²)
Áreas rocosas - sectores central y sur del terreno	1.5
Áreas con suelos de mediana resistencia sectores central y sur del terreno	0.9
Áreas con suelos de baja a mediana resistencia sector norte del terreno	0.65

CAPITULO VII

CONSIDERACIONES GEOTÉCNICAS

7.1. EMPUJES DE TIERRAS

Para el cálculo de los empujes de tierras sobre los muros de contención considerados en el proyecto, deberá efectuarse previamente un análisis del proceso constructivo y de la ubicación del muro dentro del terreno, de tal manera de determinar las características reales del material que estará en contacto con el muro y que lo someterá a empuje. Además, deberá determinarse si existen cimentaciones cercanas que transmitan cargas a los muros. Dependiendo del caso y tipo de material, se recomienda la utilización de los siguientes parámetros para el cálculo de los empujes de tierras:

Material	Ø	c	K_A	K_P	K_o	γ(Ton/m³)
Roca	40°	1.50	0.22	4.60	0.36	2.10
Suelos finos de mediana resistencia	31°	0.53	0.32	3.12	0.49	1.80
Suelos finos de baja a mediana resistencia	30°	0.40	0.33	3.00	0.50	1.60
Rellenos sin compactar sueltos	30°	-	0.33	3.00	0.50	1.90
Relleno de material granular seleccionado compactado por capas	35°	-	0.27	3.69	0.43	2.00

Donde:

Ø = Angulo de fricción interna

c = Cohesión en Kg/cm²

K_A = Coeficiente de empuje de tierras activo

K_P = Coeficiente de empuje de tierras pasivo

K_o = Coeficiente de empuje de tierras en reposo

γ = Peso volumétrico en Ton/m³

7.2. AGRESIVIDAD DE LAS SALES DEL SUBSUELO

Según el Concrete Manual (Bureau of Reclamation, 1966) y la Norma Técnica de Edificación E060: Concreto Armado (ININVI (Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda), Abril de 1989) cuando el contenido de sulfatos solubles del suelo es menor de 1,000 p.p.m. el ataque de los sulfatos del subsuelo al concreto es despreciable; cuando dicho contenido está comprendido entre 1,000 y 2,000 p.p.m. el ataque es positivo y cuando dicho contenido es mayor de 2,000

p.p.m. el ataque es considerable. Asimismo, cuando el contenido de sulfatos solubles del agua es menor de 150 p.p.m. el ataque de los sulfatos del agua del subsuelo al concreto es despreciable; cuando dicho contenido está comprendido entre 150 y 1,000 p.p.m. el ataque es positivo y cuando dicho contenido es mayor de 1,000 p.p.m. el ataque es considerable.

Teniendo en cuenta el contenido de sulfatos solubles obtenido en el laboratorio en muestras representativas del agua freática (59.32 y 46.66 p.p.m.), en el presente caso podemos concluir que el ataque de sulfatos del subsuelo al concreto será despreciable y no es necesario tomar precauciones especiales al respecto.

7.3. MOVIMIENTOS DE TIERRAS

En general en el área donde se ubicarán estructuras y pistas, se recomienda retirar la capa superior de tierra vegetal con raíces.

Luego de eliminar la capa superior de tierra vegetal, podrán conformarse los rellenos requeridos para alcanzar los niveles del proyecto. Los rellenos deberán conformarse con un material granular seleccionado, preferentemente grava arenosa, bien o mal graduada, limpia o ligeramente limosa o ligeramente arcillosa (GP, GW, GP-GM, GP-GC), por capas horizontales de no más de 0.25 m de espesor, cada una de las cuales deberá compactarse a un mínimo del 95% de la máxima densidad seca del ensayo proctor modificado. Alternativamente, podrán utilizarse para los rellenos, arenas con contenido de finos no mayor de 40%, límite líquido no mayor de 30 y límite plástico no mayor de 10 (SP, SW, SP-SM, SP-SC, SM, SC).

El tamaño máximo del material de relleno no deberá exceder de $1/3$ del espesor de la capa de relleno a compactar.

Los taludes de los rellenos dependerán de los materiales que se utilicen y su compactación; si el relleno es de grava arenosa compactada por capas al 95% de la máxima densidad seca del ensayo proctor modificado puede considerarse taludes de hasta 45° con respecto a la horizontal.

Para los taludes de corte de los suelos, en principio se recomienda considerar un ángulo de estabilidad no mayor de 35° con respecto a la horizontal y en rocas intemperizadas 45° máximo con respecto a la horizontal.

Independientemente de la pendiente del talud, en todas las superficies inclinadas deben tomarse precauciones para controlar la erosión superficial, que es muy importante en la zona debido a la pluviosidad de la zona.

CONCLUSIONES

- El terreno en estudio, desde el punto de vista morfológico y geomorfológico, se encuentra ubicado en el sector suroriental de la cordillera de los andes y está enmarcada dentro de una superficie de erosión denominada superficie puna o altiplanicie y que se encuentra rodeado de un relieve montañoso.
- La zona no presenta laderas muy elevadas e inclinadas, su relieve es suave a ondulado. En general la inclinación de las laderas varía entre 15° a 40°.
- Se tiene una presencia mayoritaria de depósitos de material aluvial, coluvial y suelos residuales, notándose una presencia predominante de depósitos de arcillas, según se ha podido investigar con las perforaciones y calicatas realizadas, así como evidencias de actividad volcánica reciente (Volcánicos Vilcarani) dada por la presencia de tufos riolíticos. Asimismo, en los alrededores y en los cerros aledaños, se observan afloramientos de rocas intrusivas granodioríticas, rodeados por afloramientos de cuarcitas, areniscas cuarcíticas y areniscas lutáceas de las formaciones Mara y Soraya y calizas de la formación Ferrobamba.
- De acuerdo con los resultados de las perforaciones, se ha podido determinar niveles arcillosos intercalados con material piroclástico tales como tobas y

cenizas volcánicas que pertenecen a una actividad reciente del Grupo Barroso.

- El grado de meteorización de las rocas varía de ligero hasta moderado y es consecuencia de los agentes atmosféricos y la descomposición química que degradan la roca.
- Tener en cuenta las características de los suelos registrados en las perforaciones y calicatas se ha efectuado la siguiente zonificación que se muestra en el Plano No M3637-4.
- De acuerdo con las características encontradas en el subsuelo como producto de esta investigación, se han establecido dos sectores:
 - Sectores donde pueden considerarse cimentaciones de tipo superficial.
 - Sectores donde no pueden considerarse cimentaciones de tipo superficial.
- Cabe señalar, que sobre los suelos indicados en todas las áreas, se encuentra una capa superior de tierra de cultivo conformada por arcillas y limos arenosos, de plasticidad baja a media, medianamente compactos, con raíces, de 0.10 a 0.80 m de espesor. Sólo en casos aislados (calicatas C-157, C-172 y C-180), el espesor de la capa superior de tierra de cultivo es mayor de 0.80 m y tiene entre 0.90 y 1.40 m de espesor.
- El nivel freático se registró en las calicatas CA-16, CA-18, C-98, C-117, C-118, C-120, C-121, C-123, C-165, C-182, C-183, C-186, C-187, C-188 y C-195 a profundidades comprendidas entre 0.90 y 5.50 m con respecto al nivel de la superficie del terreno. En el Plano No M3637-1 se indica la profundidad a la cual se registró el agua freática en las calicatas indicadas.
- En general en las áreas de bofedales (húmedales) identificados superficialmente, el nivel freático se encuentra también cerca de la superficie del terreno.

En el resto de perforaciones y calicatas no se registró el nivel freático dentro de la profundidad investigada.

- Las alternativas de cimentación que se contemplan son las siguientes:

1) Cimentación convencional por medio de zapatas y cimientos corridos sobre roca.

Las presiones admisibles de diseño de acuerdo al tipo de roca son:

En rocas limolitas (extremo sur del terreno) $q_a = 2.75 \text{ Kg/cm}^2$

En rocas volcánicas (parte central del terreno) $q_a = 5.00 \text{ Kg/cm}^2$

2) Cimentaciones Convencional Rígida por medio de Zapatas Conectadas con Vigas de Cimentación y Cimientos Corridos Armados sobre los Suelos.

Los valores de presión admisible correspondientes a una profundidad mínima de cimentación $D_f \text{ min} = 1.50 \text{ m}$ determinados considerando un factor de seguridad de 3, son los siguientes:

Áreas con suelos de mediana resistencia (sectores central y sur del terreno) $q_a = 1.00 \text{ Kg/cm}^2$

Áreas con suelos de baja a mediana resistencia (sector norte del terreno) $q_a = 0.75 \text{ Kg/cm}^2$

Los suelos registrados en estas áreas son preconsolidados y el asentamiento esperado en ellos será pequeño (menor de 2.5 cm).

3) Cimentación Superficial por medio de Plateas de Cimentación

Los valores de presión admisible de diseño de las plateas determinados considerando los diferentes materiales que podrán encontrarse bajo las plateas de cimentación, son los siguientes:

- **Áreas rocosas (partes sur y central del terreno) $q_a = 1.50 \text{ Kg/cm}^2$**
- **Áreas con suelos de mediana resistencia (sectores central y sur del terreno) $q_a = 0.90 \text{ Kg/cm}^2$**
- **Áreas con suelos de baja a mediana resistencia (sector norte del terreno) $q_a = 0.65 \text{ Kg/cm}^2$**

RECOMENDACIONES

- Tener en cuenta las características de los suelos registrados en las perforaciones y calicatas se ha efectuado la siguiente zonificación que se muestra en el Plano No M3637-4.
- Dependiendo del caso y tipo de material, se recomienda la utilización de los siguientes parámetros para el cálculo de los empujes de tierras dados en el acápite 7.1.
- Respecto al movimiento de tierras es necesario tomar las siguientes consideraciones:
 - En general en el área donde se ubicarán estructuras y pistas, se recomienda retirar la capa superior de tierra vegetal con raíces, que tienen un espesor promedio de 0.30 a 0.40 m.
 - Luego de eliminar la capa superior de tierra vegetal, podrán conformarse los rellenos requeridos para alcanzar los niveles del proyecto. Los rellenos deberán conformarse con un material granular seleccionado, preferentemente grava arenosa, bien o mal graduada, limpia o ligeramente limosa o ligeramente arcillosa (GP, GW, GP-GM, GP-GC), por capas

horizontales de no más de 0.25 m de espesor, cada una de las cuales deberá compactarse a un mínimo del 95% de la máxima densidad seca del ensayo proctor modificado. Alternativamente, podrán utilizarse para los rellenos, arenas con contenido de finos no mayor de 40%, límite líquido no mayor de 30 y límite plástico no mayor de 10 (SP, SW, SP-SM, SP-SC, SM, SC).

- El tamaño máximo del material de relleno no deberá exceder de 1/3 del espesor de la capa de relleno a compactar.
 - Los taludes de los rellenos dependerán de los materiales que se utilicen y su compactación; si el relleno es de grava arenosa compactada al 95% de la máxima densidad seca del ensayo proctor modificado puede considerarse taludes de hasta 45° con respecto a la horizontal.
 - Para los taludes de corte de los suelos, en principio se recomienda considerar un ángulo de estabilidad no mayor de 35° con respecto a la horizontal y en rocas intemperizadas 45° máximo con respecto a la horizontal.
 - Independientemente de la pendiente del talud, en todas las superficies inclinadas deben tomarse precauciones para controlar la erosión superficial, que es muy importante en la zona debido a la pluviosidad de la zona.
- Es importante considerar en el proyecto un sistema de drenaje adecuado para la pluviosidad de la zona.
 - En la ubicación de los drenes debe tenerse en cuenta la ubicación de los actuales cursos de agua y las quebradas

- Las losas de concreto de piso de edificaciones, caminos y pistas, deberán apoyarse sobre una capa de relleno de 0.20 m de espesor mínimo, de material granular seleccionado, compactado a un mínimo del 95% de la máxima densidad seca del ensayo proctor modificado.

BIBLIOGRAFIA

Badillo, Juárez. 2001. *Mecánica de suelos teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos.* México : Editorial LIMUSA, 2001.

Braja M. Das. 2010. *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica.* Segunda Edición. Sacramento : s.n., 2010.

Bureau of Reclamation. 1966. *Concrete Manual.* Washington : United States Department of the Interior, 1966.

De Souza, P. 2002. *Curso Básico de Mecânica dos Solos.* 2da Edición. s.l. : Oficina de Textos, 2002.

Delgado Vargas, Manuel. 1999. *Ingeniería de cimentaciones.* s.l. : Editorial alfaomega, 1999.

Germán, Gallardo. Marzo 2005. *Curso de Ingeniería de cimentaciones.* Perú : s.n., Marzo 2005.

Gonzales de Vallejo, Luis I. , y otros. 2002. *Ingeniería Geológica.* Madrid : Prentice Hall, 2002.

Gutiérrez Elorza, Mateo . 2008. *Geomorfología.* Madrid : Pearson Educación, S.A., 2008.

- ININVI (Instituto Nacional de Investigación y Normalización de la Vivienda).** **Abril de 1989.** *Reglamento Nacional de Construcciones Norma Técnicas de Edificación E060: Concreto Armado.* Lima : s.n., Abril de 1989.
- Jiménez Salas, J. A., Justo Alpañes, J. L. y Serrano Gonzáles, A. 1981.** *Geotécnia y Cimientos II – Mecánica del suelo y de las Rocas.* 2da Edición. Madrid : Editorial Rueda, 1981.
- Juárez Badillo, Eulalio y Rico Rodríguez, Alfonso .** *Fundamentos de la mecánica de suelos I.* s.l. : Editorial Limusa.
- Leonards, G.A. 1962.** *Foundation Engineering.* New York : Mac Graw - Hill Book Company, 1962.
- Ministerio de Transportes, Comunicaciones, Vivienda y Construcción. 1997.** *Reglamento Nacional de Construcciones Norma Técnica de Edificación E050: Suelos y Cimentaciones.* Lima : s.n., 1997.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. Abril de 2003.** *Reglamento Nacional de Construcciones Norma Técnica de Edificación E030: Diseño Sismorresistente.* Lima : s.n., Abril de 2003.
- Pecho Gutierrez, V. 1981.** *Geología de los Cuadrángulos de Chalhuanca, Antabamba y Santo Tomás.* 1981. Boletín N° 35, Serie A.
- Peck Ralph. 1991.** *Ingeniería de cimentaciones.* México : Editorial LIMUSA, 1991.
- Sowers, George B y et al. 1990.** *Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones.* México : Editorial LIMUSA, 1990.
- Terzaghi, Karl, Peck, Ralph B. y Mesri, Gholamreza. 1996.** *Soil Mechanics in Engineering Practice.* Third Edition. s.l. : John Wiley & Sons, Inc., 1996.

ANEXO I:
CUADROS

CUADRO N° M3637-1

**ENSAYOS DE PENETRACIÓN
ESTANDAR (SPT)**

PERFORACION P-25

N°	Profundidad (m)	Número de golpes cada 30 cm de penetración (N)
1	1.00 - 1.45	23
2	2.00 - 2.45	15
3	3.00 - 3.45	13
4	4.00 - 4.45	10
5	5.00 - 5.45	30
6	6.00 - 6.45	33
7	7.00 - 7.45	20
8	8.00 - 8.45	22
9	9.00 - 9.45	20
10	10.00 - 10.45	24

CUADRO N° M3637-2

**ENSAYOS DE PENETRACIÓN
ESTANDAR (SPT)**

PERFORACION P-26

N°	Profundidad (m)	Número de golpes cada 30 cm de penetración (N)
1	1.00 - 1.45	23
2	2.00 - 2.45	27
3	3.00 - 3.45	27
4	4.00 - 4.45	27
5	5.00 - 5.45	51
6	6.00 - 6.45	50
7	7.00 - 7.45	53
8	8.00 - 8.45	11, 28, 60(5")*

* Los números entre paréntesis indican la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo de penetración estándar

CUADRO N° M3637-3

**ENSAYOS DE PENETRACIÓN
ESTANDAR (SPT)**

PERFORACION P-27

N°	Profundidad (m)	Número de golpes cada 30 cm de penetración (N)
1	1.00 - 1.45	47
2	2.00 - 2.45	32
3	3.00 - 3.45	38
4	4.00 - 4.45	52
5	5.00 - 5.45	15, 47, 60(2")*
6	6.00 - 6.45	23, 44, 60(2")*
7	7.00 - 7.45	22, 36, 60(2")*
8	8.00 - 8.45	32, 40, 60(2")*
9	9.00 - 9.45	60(4")*
10	10.00 - 10.45	60(3")*

* Los números entre paréntesis indican la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo de penetración estándar

CUADRO N° M3637-4

**ENSAYOS DE PENETRACIÓN
ESTANDAR (SPT)**

PERFORACION P-28

N°	Profundidad (m)	Número de golpes cada 30 cm de penetración (N)
1	1.30 - 1.75	45
2	2.30 - 2.75	15,60(5")*
3	5.00 - 5.45	45, 60(1")*

* Los números entre parentesis indican la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo SPT

CUADRO N° M3637-5

**ENSAYOS DE PENETRACIÓN
ESTANDAR (SPT)**

PERFORACION P-29

N°	Profundidad (m)	Número de golpes cada 30 cm de penetración (N)
1	1.00 - 1.45	13
2	2.00 - 2.45	33
3	3.00 - 3.45	76
4	4.00 - 4.45	60(4")*
5	5.00 - 5.45	60(2")*
6	6.00 - 6.45	60(1")*
7	7.00 - 7.45	60(½")*
8	8.00 - 8.45	60(1")*
9	9.00 - 9.45	60(1")*

* Los números entre parentesis indican la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo SPT

CUADRO N° M3637-6

**ENSAYOS DE PENETRACIÓN
ESTANDAR (SPT)**

PERFORACION P-30

N°	Profundidad (m)	Número de golpes cada 30 cm de penetración (N)
1	1.00 - 1.45	37,55,60(5")*
2	2.00 - 2.45	60(2")*
3	3.00 - 3.45	60(1")*
4	4.00 - 4.45	60(1")*
5	5.00 - 5.45	60(4")*
6	5.60 - 6.05	55,60(1")*

* Los números entre parentesis indican la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo SPT

CUADRO N° M3637-7

**ENSAYOS DE PENETRACIÓN
ESTANDAR (SPT)**

PERFORACION P-31

N°	Profundidad (m)	Número de golpes cada 30 cm de penetración (N)
1	1.00 - 1.45	20, 60(4")*
2	2.00 - 2.45	60(1")*
3	3.00 - 3.45	31, 60(2")*
4	4.00 - 4.45	30, 60(2")*
5	5.00 - 5.45	64
6	6.30 - 6.75	16, 43, 60(1")*
7	7.00 - 7.45	76
8	8.30 - 8.75	33, 60(1½")*
9	9.00 - 9.45	38, 60(4")*
10	10.00 - 10.45	51, 60(5")*

* Los números entre parentesis indican la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo SPT

CUADRO N° M3637-8

**ENSAYOS DE PENETRACIÓN
ESTANDAR (SPT)**

PERFORACION P-32

N°	Profundidad (m)	Número de golpes cada 30 cm de penetración (N)
1	1.00 - 1.45	35
2	2.00 - 2.45	32
3	3.00 - 3.45	20
4	4.00 - 4.45	30
5	5.00 - 5.45	15
6	6.00 - 6.45	17
7	7.00 - 7.45	8
8	8.00 - 8.45	2
9	9.00 - 9.45	2
10	10.00 - 10.45	2
11	11.00 - 11.45	2
12	12.00 - 12.45	2
13	13.00 - 13.45	6
14	14.00 - 14.45	6
15	15.30 - 15.75	5
16	16.00 - 16.45	76
17	16.50 - 16.95	79
18	16.95 - 17.40	71

* Los números entre parentesis indican la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo SPT

CUADRO N° M3637-9

**ENSAYOS DE PENETRACIÓN
ESTANDAR (SPT)**

PERFORACION P-33

N°	Profundidad (m)	Número de golpes cada 30 cm de penetración (N)
1	1.00 - 1.45	9
2	2.00 - 2.45	7
3	3.00 - 3.45	4
4	4.30 - 4.75	11
5	5.30 - 5.75	17
6	6.30 - 6.75	57
7	7.30 - 7.75	70
8	8.00 - 8.45	67
9	9.00 - 9.45	69
10	10.00 - 10.45	15, 28, 60(1")*
11	11.00 - 11.45	18, 48, 60(2")*
12	12.00 - 12.45	22, 50, 60(2")*

* Los números entre parentesis indican la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo SPT

CUADRO N° M3637-10

**ENSAYOS DE PENETRACIÓN
ESTANDAR (SPT)**

PERFORACION P-34

N°	Profundidad (m)	Número de golpes cada 30 cm de penetración (N)
1	1.30 - 1.75	7
2	2.30 - 2.75	17
3	3.30 - 3.75	9
4	4.00 - 4.45	2
5	5.00 - 5.45	3
6	6.00 - 6.45	18
7	7.00 - 7.45	32
8	8.00 - 8.45	38
9	9.00 - 9.45	47
10	10.30 - 10.75	59
11	11.00 - 11.45	30, 39, 60 (3")*
12	12.00 - 12.45	25, 42, 60 (2")*
13	13.00 - 13.45	91

* Los números entre parentesis indican la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo SPT

CUADRO N° M3637-11

**ENSAYOS DE PENETRACIÓN
ESTANDAR (SPT)**

PERFORACION P-35

N°	Profundidad (m)	Número de golpes cada 30 cm de penetración (N)
1	1.30 - 1.75	8
2	2.30 - 2.75	3
3	3.30 - 3.75	5
4	4.30 - 4.75	3
5	5.30 - 5.75	2
6	6.00 - 6.45	2
7	7.00 - 7.45	2
8	8.00 - 8.45	2
9	9.00 - 9.45	3
10	10.00 - 10.45	6
11	11.00 - 11.45	16
12	12.00 - 12.45	22
13	13.00 - 13.45	21
14	14.00 - 14.45	17, 30, 60 (1")*
15	15.00 - 15.45	22, 37, 60 (2")*

* Los números entre parentesis indican la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo SPT

CUADRO N° M3637-12

**ENSAYOS DE PENETRACIÓN
ESTANDAR (SPT)**

PERFORACION P-36

N°	Profundidad (m)	Número de golpes cada 30 cm de penetración (N)
1	1.30 - 1.75	6
2	2.30 - 2.75	2
3	3.00 - 3.45	7
4	4.00 - 4.45	10
5	5.00 - 5.45	19
6	6.00 - 6.45	27
7	7.00 - 7.45	15, 60 (1")*
8	8.00 - 8.45	28
9	9.00 - 9.45	37, 60 (2")*
10	10.00 - 10.45	20, 60 (2")*
11	10.26 - 10.91	35, 60 (2")*

* Los números entre parentesis indican la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo SPT

CUADRO N° M3637-13

**ENSAYOS DE PENETRACIÓN
ESTANDAR (SPT)**

PERFORACION P-37

N°	Profundidad (m)	Número de golpes cada 30 cm de penetración (N)
1	1.30 - 1.75	6
2	2.30 - 2.75	13
3	3.30 - 3.75	7
4	4.30 - 4.75	6
5	5.30 - 5.75	9
6	6.30 - 6.75	7
7	7.00 - 7.45	3
8	8.00 - 8.45	4
9	9.00 - 9.45	21
10	10.30 - 10.75	47
11	12.00 - 12.45	57

* Los números entre parentesis indican la penetración alcanzada con 60 golpes del martillo de 140 lb utilizado para el ensayo SPT

CUADRO N° M3637-14

**REGISTROS DE LAS AUSCULTACIONES CON CONO
DE PECK**

Profundidad (m)	Auscultación/ Valores											
	CP-31	CP-32	CP-33	CP-34	CP-35	CP-36	CP-37	CP-107	CP-115	CP-152	CP-165	CP-190
0.00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.30	8	39	32	48	30	32	15	108	39	25	8	21
0.60	11	36	99	69	8	30	7	90	110	459*	5	34
0.90	23	30	25	33	5	14	2	71	42		2	30
1.20	96	31	9	16	4	7	3	74	12		4	24
1.50	205	335*	9	17	8	6	5	94	17		4	12
1.80	480*		6	9	7	10	5	115	8		77	8
2.10			5	10	5	11	4	*500	4		106	9
2.40			8	17	4	11	5		4		142	8
2.70			3	23	4	12	7		2		372*	9
3.00			2	14	4	16	6		3			11
3.30			6	15	4	21	4		110			15
3.60			7	26	5	41	4		192*			16
3.90			5	34	4	63	5					13
4.20			66	12	5	77	7					14
4.50			5	11	5	66	8					15
4.80			10	9	6	86	16					14
5.10			9	9	6	95	10					15
5.40			10	10	5	198	7					14
5.70			14	15	6	450*	15					14
6.00			12	45	6		17					16
6.30			13	63	7		18					14
6.60			39	43	4		15					16
6.90			41	45	5		12					15
7.20			91	43	4		10					15
7.50			450*	76	4		18					18
7.80				102	4		22					16
8.10				99	4		71					18
8.40				179	4		97					20
8.70				194	3		101					20
9.00				191	3		300*					20
9.30				120	6							20
9.60				160	4							20
9.90				168	5							23
10.20					6							
10.50					8							
10.80					10							
11.10					21							
11.40					27							
11.70					45							
12.00					90							
12.30					308*							

* Rechazo

CUADRO N°M3637-15**ENSAYO DE PERMEABILIDAD****Proyecto** **TERRENO EN CHOQUERE**

Ubicación Cotabambas - Apurimac

Fecha de Ensayo 04/10/2010

Temperatura Ambiente 15°C

Calicata **C-100**

Profundidad de Inicio 220.00 cm

Dimensiones de la Excavación para Ensayo

Diámetro 26.28 pulg 66.75 cm

Area 3499.52 cm²Profundidad **40.00 cm****Kv 8.48E-05 cm/seg**

Tiempo (min)	t ₂ -t ₁ (min)	t ₂ -t ₁ (seg)	h _i (cm)	H ₁ (cm)	H ₂ (cm)	h / H ₂	L (cm)	K (cm/seg)
0			0.00				40.00	
40	40	2400	0.50	20.00	19.50	1.026	39.50	8.3457E-05
100	60	3600	1.20	19.75	19.05	1.037	38.80	7.9303E-05
240	140	8400	3.00	19.40	17.60	1.102	37.00	9.1709E-05

Legenda

t ₂ -t ₁	Intervalo de tiempo
h _i	Nivel del agua (respecto a la parte superior de la excavación)
H ₁	Altura del agua en el momento inicial
H ₂	Altura del agua en el momento final
K	Permeabilidad
Kv	Permeabilidad Promedio

ENSAYO DE PERMEABILIDAD

Proyecto **TERRENO EN CHOQUERE**
 Ubicación Cotabambas - Apurímac
 Fecha de Ensayo 04/10/2010
 Temperatura Ambiente 15°C
Calicata **C-102**
 Profundidad de Inicio 20.00 cm
Dimensiones de la Excavación para Ensayo
 Diámetro 43.52 pulg 110.54 cm
 Area 9596.99 cm²
 Profundidad **30.00 cm**

Kv 7.21E-04 cm/seg

Tiempo (min)	t ₂ -t ₁ (min)	t ₂ -t ₁ (seg)	h _i (cm)	H ₁ (cm)	H ₂ (cm)	H ₁ /H ₂	L (cm)	K (cm/seg)
0			0.00				30.00	
10	10	600	1.00	15.00	14.00	1.071	29.00	1.5700E-03
30	20	1200	1.50	14.50	14.00	1.036	28.50	3.9926E-04
60	30	1800	2.80	14.25	12.95	1.100	27.20	7.2561E-04
120	60	3600	5.00	13.60	11.40	1.193	25.00	6.6923E-04
240	120	7200	6.50	12.50	11.00	1.136	23.50	2.4241E-04

Leyenda

t₂-t₁ Intervalo de tiempo
 h_i Nivel del agua (respecto a la parte superior de la excavación)
 H₁ Altura del agua en el momento inicial
 H₂ Altura del agua en el momento final
 K Permeabilidad
 Kv Permeabilidad Promedio

CUADRO N°M3637-17

ENSAYO DE PERMEABILIDAD

Proyecto TERRENO EN CHOQUERE

Ubicación Cotabambas - Apurímac

Fecha de Ensayo 04/10/2010

Temperatura Ambiente 15°C

Calicata C-103

Profundidad de Inicio 170.00 cm

Dimensiones de la Excavación para Ensayo

Diámetro 29.80 pulg 75.69 cm

Area 4499.77 cm²

Profundidad **150.00 cm**

Kv 9.87E-05 cm/seg

Tiempo (min)	t ₂ -t ₁ (min)	t ₂ -t ₁ (seg)	h _i (cm)	H ₁ (cm)	H ₂ (cm)	H ₁ /H ₂	L (cm)	K (cm/seg)
0			0.00				150.00	
10	10	600	1.00	75.00	74.00	1.014	149.00	1.5332E-04
45	35	2100	2.00	74.50	73.50	1.014	148.00	4.4102E-05

Leyenda

- t₂-t₁ Intervalo de tiempo
- h_i Nivel del agua (respecto a la parte superior de la excavación)
- H₁ Altura del agua en el momento inicial
- H₂ Altura del agua en el momento final
- K Permeabilidad
- Kv Permeabilidad Promedio

CUADRO NM3637-19**ENSAYO DE PERMEABILIDAD****Proyecto** TERRENO EN CHOQUERE

Ubicación Cotabambas - Apurimac

Fecha de Ensayo 07/10/2010

Temperatura Ambiente 15°C

Calicata C-113

Profundidad de Inicio 70.00 cm

Dimensiones de la Excavación para Ensayo

Diámetro 9.42 pulg 23.93 cm

Area 449.63 cm²

Profundidad 30.00 cm

Kv 2.40E-04 cm/seg

Tiempo (min)	t ₂ -t ₁ (min)	t ₂ -t ₁ (seg)	h _i (cm)	H ₁ (cm)	H ₂ (cm)	H ₁ /H ₂	L (cm)	K (cm/seg)
0			0.00				30.00	
5	5	300	1.00	15.00	14.00	1.071	29.00	5.7600E-04
20	15	900	2.00	14.50	13.50	1.074	28.00	1.9886E-04
60	40	2400	3.00	14.00	13.00	1.077	27.00	7.7338E-05
90	30	1800	4.00	13.50	12.50	1.080	26.00	1.0709E-04

Leyenda

t ₂ -t ₁	Intervalo de tiempo
h _i	Nivel del agua (respecto a la parte superior de la excavación)
H ₁	Altura del agua en el momento inicial
H ₂	Altura del agua en el momento final
K	Permeabilidad
Kv	Permeabilidad Promedio

CUADRO N°M3637-20**ENSAYO DE PERMEABILIDAD****Proyecto** **TERRENO EN CHOQUERE**

Ubicación Cotabambas - Apurimac

Fecha de Ensayo 06/10/2010

Temperatura Ambiente 15°C

Calicata **C-128**

Profundidad de Inicio 70.00 cm

Dimensiones de la Excavación para Ensayo

Diámetro 19.86 pulg 50.44 cm

Area 1998.55 cm²Profundidad **20.00 cm****Kv 1.18E-04 cm/seg**

Tiempo (min)	t ₂ -t ₁ (min)	t ₂ -t ₁ (seg)	h _i (cm)	H ₁ (cm)	H ₂ (cm)	H ₁ /H ₂	L (cm)	K (cm/seg)
0			0.00				20.00	
30	30	1800	0.50	10.00	9.50	1.053	19.50	1.7528E-04
120	90	5400	1.00	9.75	9.25	1.054	19.00	5.9966E-05

Leyenda

t ₂ -t ₁	Intervalo de tiempo
h _i	Nivel del agua (respecto a la parte superior de la excavación)
H ₁	Altura del agua en el momento inicial
H ₂	Altura del agua en el momento final
K	Permeabilidad
Kv	Permeabilidad Promedio

ENSAYO DE PERMEABILIDAD**Proyecto** TERRENO EN CHOQUERE

Ubicación Cotabambas - Apurimac

Fecha de Ensayo 11/10/2010

Temperatura Ambiente 15°C

Calicata **C-137**

Profundidad de Inicio 30.00 cm

Dimensiones de la Excavación para Ensayo

Diámetro 28.09 pulg 71.35 cm

Area 3998.17 cm²Profundidad **25.00 cm****Kv 8.33E-05 cm/seg**

Tiempo (min)	t ₂ -t ₁ (min)	t ₂ -t ₁ (seg)	h _i (cm)	H ₁ (cm)	H ₂ (cm)	H ₁ /H ₂	L (cm)	K (cm/seg)
0			0.00				25.00	
60	60	3600	0.50	12.50	12.00	1.042	24.50	9.9169E-05
150	90	5400	1.00	12.25	11.75	1.043	24.00	6.7490E-05

Leyenda

t ₂ -t ₁	Intervalo de tiempo
h _i	Nivel del agua (respecto a la parte superior de la excavación)
H ₁	Altura del agua en el momento inicial
H ₂	Altura del agua en el momento final
K	Permeabilidad
Kv	Permeabilidad Promedio

CUADRO N°M3637-23**ENSAYO DE PERMEABILIDAD****Proyecto** TERRENO EN CHOQUERE

Ubicación Cotabambas - Apurimac

Fecha de Ensayo 18/10/2010

Temperatura Ambiente 15°C

Calicata C-163

Profundidad de Inicio 450.00 cm

Dimensiones de la Excavación para Ensayo

Diámetro 21.76 pulg 55.27 cm

Area 2399.25 cm²

Profundidad 300.00 cm

Kv 6.56E-05 cm/seg

Tiempo (min)	t ₂ -t ₁ (min)	t ₂ -t ₁ (seg)	h _i (cm)	H ₁ (cm)	H ₂ (cm)	H ₁ /H ₂	L (cm)	K (cm/seg)
0			0.00				300.00	
10	10	600	2.00	150.00	148.00	1.014	298.00	6.8144E-05
20	10	600	5.00	149.00	146.00	1.021	295.00	1.0326E-04
40	20	1200	10.00	147.50	142.50	1.035	290.00	8.7537E-05
80	40	2400	15.00	145.00	140.00	1.036	285.00	4.4537E-05
100	20	1200	18.00	142.50	139.50	1.022	282.00	5.4009E-05
120	20	1200	20.00	141.00	139.00	1.014	280.00	3.6263E-05

Leyenda

t ₂ -t ₁	Intervalo de tiempo
h _i	Nivel del agua (respecto a la parte superior de la excavación)
H ₁	Altura del agua en el momento inicial
H ₂	Altura del agua en el momento final
K	Permeabilidad
Kv	Permeabilidad Promedio

CUADRO NM3637-24**ENSAYO DE PERMEABILIDAD****Proyecto** TERRENO EN CHOQUERE

Ubicación Cotabambas - Apurimac

Fecha de Ensayo 18/10/2010

Temperatura Ambiente 15°C

Calicata C-166

Profundidad de Inicio 450.00 cm

Dimensiones de la Excavación para Ensayo

Diámetro 21.76 pulg 55.27 cm

Area 2399.25 cm²

Profundidad 60.00 cm

Kv 9.32E-05 cm/seg

Tiempo (min)	t ₂ -t ₁ (min)	t ₂ -t ₁ (seg)	h _i (cm)	H ₁ (cm)	H ₂ (cm)	H ₁ /H ₂	L (cm)	K (cm/seg)
0			0.00				60.00	
10	10	600	0.50	30.00	29.50	1.017	59.50	1.6768E-04
20	10	600	0.80	29.75	29.45	1.010	59.20	1.0112E-04
40	20	1200	1.40	29.60	29.00	1.021	58.60	1.0216E-04
80	40	2400	2.00	29.30	28.70	1.021	58.00	5.1607E-05
120	40	2400	2.50	29.00	28.50	1.018	57.50	4.3379E-05

Leyenda

t ₂ -t ₁	Intervalo de tiempo
h _i	Nivel del agua (respecto a la parte superior de la excavación)
H ₁	Altura del agua en el momento inicial
H ₂	Altura del agua en el momento final
K	Permeabilidad
Kv	Permeabilidad Promedio

CUADRO NM3637-25**ENSAYO DE PERMEABILIDAD****Proyecto** **TERRENO EN CHOQUERE**

Ubicación Cotabambas - Apurimac

Fecha de Ensayo 18/10/2010

Temperatura Ambiente 15°C

Calicata **C-170**

Profundidad de Inicio 200.00 cm

Dimensiones de la Excavación para Ensayo

Diámetro 19.86 pulg 50.44 cm

Area 1998.55 cm²Profundidad **25.00 cm****Kv 1.80E-03 cm/seg**

Tiempo (min)	t ₂ -t ₁ (min)	t ₂ -t ₁ (seg)	h _i (cm)	H ₁ (cm)	H ₂ (cm)	H ₁ /H ₂	L (cm)	K (cm/seg)
0			0.00				25.00	
5	5	300	1.00	12.50	11.50	1.087	24.00	1.6877E-03
10	5	300	2.00	12.00	11.00	1.091	23.00	1.7612E-03
15	5	300	3.00	11.50	10.50	1.095	22.00	1.8414E-03
20	5	300	4.00	11.00	10.00	1.100	21.00	1.9292E-03

Leyenda

t ₂ -t ₁	Intervalo de tiempo
h _i	Nivel del agua (respecto a la parte superior de la excavación)
H ₁	Altura del agua en el momento inicial
H ₂	Altura del agua en el momento final
K	Permeabilidad
Kv	Permeabilidad Promedio

CUADRO N°M3637-27**ENSAYO DE PERMEABILIDAD****Proyecto** TERRENO EN CHOQUERE

Ubicación Cotabambas - Apurimac

Fecha de Ensayo 16/10/2010

Temperatura Ambiente 15°C

Calicata C-177

Profundidad de Inicio 30.00 cm

Dimensiones de la Excavación para Ensayo

Diámetro 30.77 pulg 78.16 cm

Area 4797.47 cm²

Profundidad 100.00 cm

Kv 1.13E-03 cm/seg

Tiempo (min)	t ₂ -t ₁ (min)	t ₂ -t ₁ (seg)	h _i (cm)	H ₁ (cm)	H ₂ (cm)	H ₁ /H ₂	L (cm)	K (cm/seg)
0			0.00				100.00	
5	5	300	2.00	50.00	48.00	1.042	98.00	1.1074E-03
10	5	300	4.00	49.00	47.00	1.043	96.00	1.1305E-03
15	5	300	6.00	48.00	46.00	1.043	94.00	1.1546E-03

Leyenda

t ₂ -t ₁	Intervalo de tiempo
h _i	Nivel del agua (respecto a la parte superior de la excavación)
H ₁	Altura del agua en el momento inicial
H ₂	Altura del agua en el momento final
K	Permeabilidad
Kv	Permeabilidad Promedio

CUADRO N°M3637-28**ENSAYO DE PERMEABILIDAD****Proyecto** **TERRENO EN CHOQUERE**

Ubicación Cotabambas - Apurimac

Fecha de Ensayo 16/10/2010

Temperatura Ambiente 15°C

Calicata **C-179**

Profundidad de Inicio 150.00 cm

Dimensiones de la Excavación para Ensayo

Diámetro 29.80 pulg 75.69 cm

Area 4499.77 cm²Profundidad **90.00 cm****Kv 1.03E-03 cm/seg**

Tiempo (min)	t ₂ -t ₁ (min)	t ₂ -t ₁ (seg)	h _i (cm)	H ₁ (cm)	H ₂ (cm)	H ₁ /H ₂	L (cm)	K (cm/seg)
0			0.00				90.00	
5	5	300	2.00	45.00	43.00	1.047	88.00	1.2166E-03
10	5	300	3.00	44.00	43.00	1.023	87.00	6.1523E-04
15	5	300	5.00	43.50	41.50	1.048	85.00	1.2596E-03

Leyenda

t ₂ -t ₁	Intervalo de tiempo
h _i	Nivel del agua (respecto a la parte superior de la excavación)
H ₁	Altura del agua en el momento inicial
H ₂	Altura del agua en el momento final
K	Permeabilidad
Kv	Permeabilidad Promedio

CUADRO N°M3637-53

RESUMEN DE ENSAYOS DE PERMEABILIDAD

Proyecto: Terreno en Choaquere
Ubicación: Cotabambas - Apurimac

Calicata	Profundidad (m)	Fecha de Ensayo	Permeabilidad Kv (cm/seg)
C-100	2.20	04/10/2010	8.482E-05
C-102	0.20	04/10/2010	7.213E-04
C-103	1.70	04/10/2010	9.871E-05
C-107	1.70	06/10/2010	1.973E-04
C-113	0.70	07/10/2010	2.398E-04
C-128	0.70	06/10/2010	1.176E-04
C-129	1.20	06/10/2010	7.782E-05
C-137	0.30	11/10/2010	8.333E-05
C-163	4.50	18/10/2010	6.562E-05
C-166	0.60	18/10/2010	9.319E-05
C-170	2.00	18/10/2010	1.805E-03
C-171	5.20	18/10/2010	4.344E-05
C-177	2.30	16/10/2010	4.675E-04

CUADRO N°M3637-29

NUEVA FUERABAMBA, CHOQUERE - APURIMAC

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, LÍMITES DE ATTERBERG, CONTENIDO DE HUMEDAD Y CLASIFICACIÓN UNIFICADA

MUESTRA		ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO														LÍMITES DE ATTERBERG			HUMEDAD	SUCS				
Calicata	Profundidad	% QUE PASA LA MALLA N°														L.L	L.P	I.P	(w)					
		4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°10	N°20	N°40	N°100	N°200	%	%	%		%			
P-25	1.00 - 1.45						100	85	82	77	76	72	69	67	64	63	47	27	20	20.2	CL			
P-25	3.00 - 3.45											100	92	86	81	67	45	37	42	19	23	19.7	SC	
P-25	5.50 - 5.70												100	98	92	86	84	46	36	10		51.2	ML	
P-25	6.00 - 6.45												100	98	92	87	84	41	33	8		34.9	ML	
P-25	8.50 - 8.70												100	98	95	88	82	78	44	26	18		35.2	CL
P-25	9.00 - 9.45								100	96			94	94	91	86	79	73	32	24	8		23.8	ML
P-25	9.50 - 9.70												100	98	96	92	88	85	37	29	8		28.6	ML
P-26	2.50 - 2.70												100	99	92	85	78	74	30	22	8		33.7	CL
P-26	3.50 - 3.70												100	97	91	85	81	34	29	5		45.5	ML	
P-26	4.50 - 4.70												100	93	90	85	79	75	32	31	1		43.1	ML
P-26	6.50 - 6.70												100	98	93	86	78	71	35	26	9		41.9	ML
P-27	1.00 - 1.45													100	98	93	88	86	43	30	13		36.4	ML
P-27	3.50 - 3.70												100	99	98	95	90	89	32	23	9		23.8	CL
P-27	5.50 - 5.70												100	99	94	89	87	87	32	23	9		31.4	CL
P-27	6.50 - 6.70												100	99	95	90	88	88	34	26	8		23.9	ML
P-27	9.00 - 9.40												100	94	90	81	71	67	34	29	5		36.3	ML
P-27	10.00 - 10.08												100	95	90	76	64	59	32	27	5		30.1	ML

CUADRO N°M3637-30

NUEVA FUERABAMBA, CHOQUERE - APURIMAC

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, LÍMITES DE ATTERBERG, CONTENIDO DE HUMEDAD Y CLASIFICACIÓN UNIFICADA

MUESTRA		ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO														LÍMITES DE ATTERBERG			HUMEDAD	SUCS	
Calicata	Profundidad	% QUE PASA LA MALLA N°														L.L	L.P	I.P	(w)		
		4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°10	N°20	N°40	N°100	N°200	%	%	%		%
P-28	0.10 - 0.60										100	98	97	96	92	87	41	26	15	32.7	ML
P-28	1.00 - 1.20										100	82	79	77	74	70	40	25	15	20.5	CL
P-28	2.00 - 2.20										100	99	99	98	98	95	35	20	15	10.6	CL
P-28	2.30 - 2.58										100	89	86	85	83	80	34	18	16	13.3	CL
P-28	2.58 - 3.00					100	36	17	10	7	4	3	3	3	2	2	-	-	-	1.4	GP
P-28	5.00 - 5.18										100	94	91	88	84	82	39	22	17	9.6	CL
P-28	6.00 - 7.00					100	57	26	11	6	1	1	1	1	0	0	-	-	-	2.1	GP
P-28	8.00 - 9.00					100	40	17	6	4	1	1	1	1	0	0	-	-	-	1.7	GP
P-29	1.00 - 1.45										100	95	94	92	88	83	49	25	24	26.6	CL
P-29	1.45 - 2.00										100	97	97	96	93	90	71	31	40	26.5	CH
P-29	2.60 - 3.00					100	56	53	37	36	34	34	34	33	23	15	-	NP	NP	5.9	GM
P-29	5.00 - 5.50					100	45	30	16	11	9	9	9	8	5	3	-	-	-	0.5	GW
P-29	6.20 - 7.00					100	24	16	9	5	1	1	1	1	0	0	-	-	-	0.7	GP
P-29	9.00 - 10.00					100	27	25	9	4	2	1	1	1	1	0	-	-	-	0.5	GP
P-30	0.00 - 0.20											100	99	96	88	82	44	26	18	15.9	CL
P-30	0.20 - 1.00				100	81	71	71	68	67	25	24	23	19	16	14	35	28	7	24.6	GM
P-30	1.00 - 1.33										100	82	75	61	48	43	-	NP	NP	30.6	SM
P-30	3.00 - 4.00					100	12	6	2	1	1	1	1	1	0	0	-	-	-	3.8	GP
P-30	5.50 - 6.00					100	18	16	10	8	8	6	6	5	4	4	-	-	-	7.2	GP
P-30	7.00 - 8.00					100	26	16	7	5	2	2	2	1	1	0	-	-	-	0.9	GP
P-30	9.00 - 10.00					100	6	3	1	0	0	0	0	0	0	0	-	-	-	0.3	GP
P-31	2.00 - 2.13											100	99	96	91	88	35	24	11	33.2	CL
P-31	4.00 - 4.25											100	98	93	88	83	40	26	14	42	ML
P-31	5.60 - 5.80										100	97	95	92	88	85	42	28	14	44.3	ML
P-31	6.30 - 6.73										100	99	97	92	87	84	39	25	14	43.7	CL
P-31	8.00 - 8.20										100	99	97	92	85	81	41	36	5	46	ML
P-31	10.00 - 10.18										100	99	98	92	87	83	44	34	10	44	ML

CUADRO N°M3637-31

NUEVA FUERABAMBA, CHOQUERE - APURIMAC

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, LÍMITES DE ATTERBERG, CONTENIDO DE HUMEDAD Y CLASIFICACIÓN UNIFICADA

MUESTRA		ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO														LÍMITES DE ATTERBERG			HUMEDAD	SUCS			
Calicata	Profundidad	% QUE PASA LA MALLA N°														L.L	L.P	I.P	(w)				
		4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°10	N°20	N°40	N°100	N°200	%	%	%		%		
P-32	1.00 - 1.45					100	85	73	68	65	61	58	56	53	47	45	29	16	13	11.10	GC		
P-32	2.00 - 2.45					100	92	86	70	69	63	60	58	54	48	47	31	17	14	14.90	GC		
P-32	3.60 - 3.80							100	98	96	96	95	92	87	79	76	36	25	11	36.40	ML		
P-32	4.00 - 4.45											100	99	95	89	81	32	21	11	35.50	CL		
P-32	4.60 - 4.80									100	99	95	87	76	71	38	24	14	56.30	CL			
P-32	6.00 - 6.45									100	99	96	89	80	74	37	30	7	51.20	ML			
P-32	8.00 - 8.45									100	99	95	88	79	74	35	27	8	45.60	ML			
P-32	10.00 - 10.45									100	99	96	88	75	69	36	19	17	42.50	CL			
P-32	13.00 - 13.45										100	96	89	74	62	37	27	10	46.30	ML			
P-32	14.00 - 14.45											100	98	94	92	37	26	11	48.30	ML			
P-32	15.00 - 15.20										100	99	96	90	86	53	21	32	38.30	CH			
P-32	16.50 - 16.95					100	82	82	72	69	62	60	56	52	48	46	30	20	10	11.20	GC		
P-33	1.60 - 1.80										100	97	96	93	88	85	51	25	26	73.00	CH		
P-33	2.60 - 2.80										100	98	95	91	86	82	59	25	34	65.40	CH		
P-33	4.00 - 4.20										100	99	99	97	94	92	65	20	45	78.80	CH		
P-33	5.00 - 5.20								100	98	98	97	96	93	92	56	45	11	68.20	MH			
P-33	6.00 - 6.20									100	97	96	93	85	79	46	38	8	52.50	ML			
P-33	7.00 - 7.20											100	98	89	81	44	36	8	38.90	ML			
P-33	8.00 - 8.45												100	99	92	84	39	31	8	47.10	ML		
P-33	10.00 - 10.43													100	96	84	73	-	NP	NP	45.30	ML	
P-33	12.00 - 12.40														100	97	86	76	38	31	7	45.40	ML

CUADRO N°M3637-32

NUEVA FUERABAMBA, CHOQUERE - APURIMAC

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, LÍMITES DE ATTERBERG, CONTENIDO DE HUMEDAD Y CLASIFICACIÓN UNIFICADA

MUESTRA		ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO														LÍMITES DE ATTERBERG			HUMEDAD	SUCS		
Calicata	Profundidad	% QUE PASA LA MALLA N°														L.L	L.P	I.P	(w)			
		4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°10	N°20	N°40	N°100	N°200	%	%	%		%	
P-34	1.00 - 1.20										100	97	96	92	83	77	28	23	5	20.30	ML	
P-34	2.00 - 2.20										100	97	96	93	87	83	40	21	19	25.50	CL	
P-34	3.30 - 3.75										100	99	98	93	84	81	41	27	14	45.90	ML	
P-34	4.00 - 4.45										100	98	93	83	71	66	42	29	13	63.40	ML	
P-34	6.00 - 6.45										100	97	92	86	71	61	39	28	11	46.50	ML	
P-34	8.00 - 8.45										100	98	92	84	63	47	44	37	7	48.80	SM	
P-34	9.00 - 9.45										100	97	92	84	61	48	-	NP	NP	48.50	SM	
P-34	10.00 - 10.20					100	76	76	76	76	76	74	70	65	52	44	48	24	24	56.80	SC	
P-34	12.00 - 12.40										100	98	90	72	48	39	-	NP	NP	25.40	SM	
P-34	13.00 - 13.45										100	98	91	80	63	52	36	28	8	30.90	ML	
P-35	1.00 - 1.20											100	99	95	87	84	64	22	42	80.60	CH	
P-35	2.00 - 2.20											100	99	97	94	87	64	23	41	85.50	CH	
P-35	3.00 - 3.20											100	99	95	89	86	69	25	44	95.80	CH	
P-35	4.00 - 4.20											100	99	95	89	87	64	27	37	74.00	CH	
P-35	5.30 - 5.75											100	97	91	83	80	57	39	18	89.30	MH	
P-35	7.00 - 7.45											100	98	92	84	80	63	44	19	86.00	MH	
P-35	8.00 - 8.45											100	99	96	89	86	62	44	18	75.20	MH	
P-35	9.00 - 9.45											100	97	91	83	79	58	39	19	84.90	MH	
P-35	10.00 - 10.45											100	99	97	91	71	53	-	NP	NP	41.90	ML
P-35	13.00 - 13.45											100	98	95	88	67	18	-	NP	NP	38.80	SM
P-35	15.00 - 15.40											100	98	95	89	68	50	-	NP	NP	42.50	ML

CUADRO N°M3637-33

NUEVA FUERABAMBA, CHOQUERE - APURIMAC

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, LÍMITES DE ATTERBERG, CONTENIDO DE HUMEDAD Y CLASIFICACIÓN UNIFICADA

MUESTRA		ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO														LÍMITES DE ATTERBERG			HUMEDAD	SUCS	
Calicata	Profundidad	% QUE PASA LA MALLA N°														L.L	L.P	I.P	(ω)		
		4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°10	N°20	N°40	N°100	N°200	%	%	%		%
P-36	1.00 - 1.20										100	99	98	97	92	84	36	23	13	27.00	CL
P-36	2.00 - 2.20										100	94	88	77	61	52	35	20	15	27.30	CL
P-36	3.00 - 3.45										100	99	95	88	62	39	-	NP	NP	62.00	SM
P-36	4.00 - 4.45										100	99	96	90	61	42	-	NP	NP	58.40	SM
P-36	5.00 - 5.45										100	99	96	91	71	51	-	NP	NP	58.90	ML
P-36	6.00 - 6.20											100	98	95	89	85	58	28	30	35.90	CH
P-36	7.00 - 7.28					100	86	86	77	76	70	66	63	59	53	48	41	24	17	21.60	GC
P-36	8.00 - 8.45										100	99	96	90	79	71	55	28	27	33.20	CH
P-36	9.00 - 9.26							100	75	66	62	59	57	56	54	52	45	23	22	15.50	CL
P-36	10.00 - 10.26					100	85	74	72	68	61	56	51	44	42	37	23	14	18.40	GC	
P-37	1.00 - 1.20										100	99	98	94	90	88	48	20	28	52.30	CL
P-37	2.00 - 2.20										100	98	97	92	86	84	53	36	17	53.50	MH
P-37	3.00 - 3.20										100	98	93	88	85	45	32	13	59.30	ML	
P-37	4.00 - 4.20										100	99	95	90	89	50	34	16	46.00	MH	
P-37	5.00 - 5.20										100	98	94	90	88	49	22	27	43.80	CL	
P-37	6.00 - 6.20										100	99	97	92	84	81	51	23	28	56.10	CH
P-37	7.00 - 7.45										100	98	92	84	80	47	35	12	55.70	ML	
P-37	8.00 - 8.45										100	97	92	83	79	45	24	21	58.80	CL	
P-37	9.00 - 9.45										100	99	95	89	85	34	29	5	49.00	ML	
P-37	10.00 - 10.20										100	99	94	87	79	35	28	7	34.70	ML	
P-37	11.00 - 11.45										100	97	90	75	64	-	NP	NP	49.10	ML	
P-37	12.00 - 12.45											100	97	85	71	-	NP	NP	49.60	ML	

CUADRO N°M3637-34

NUEVA FUERABAMBA, CHOQUERE - APURIMAC

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, LÍMITES DE ATTERBERG, CONTENIDO DE HUMEDAD Y CLASIFICACIÓN UNIFICADA

MUESTRA		ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO														LÍMITES DE ATTERBERG			HUMEDAD	SUCS	
Calicata	Profundidad	% QUE PASA LA MALLA N°														L.L	L.P	I.P	(w)		
		4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°10	N°20	N°40	N°100	N°200	%	%	%		%
C-80	2.00 - 2.20										100	89	80	71	54	47	34	25	9	15.60	SM
C-81	2.20 - 2.40										100	98	95	91	86	80	34	26	8	19.10	ML
C-82	0.20 - 0.40	100	90	62	62	62	60	58	56	53	48	43	39	36	35	51	38	13	26.00	GM	
C-83	2.50 - 2.70										100	98	94	88	86	86	37	30	7	18.90	ML
C-84	2.20 - 2.40										100	96	88	78	69	64	40	36	4	10.90	ML
C-85	2.50 - 2.70										100	97	91	80	68	64	48	24	24	35.90	CL
C-86	0.30 - 0.50										100	81	62	50	37	33	34	30	4	13.80	SM
C-87	0.80 - 1.00	100	65	51	37	24	20	16	14	12	11	11	10	7	5	22	17	5	5.90	GP	
C-88	2.30 - 2.50	100	81	49	30	10	6	3	2	1	0	0	0	0	0	-	-	-	0.40	GP	
C-98	0.80 - 1.00													100	97	88	39	21	18	28.40	CL
C-98	1.50 - 1.70												100	99	99	97	29	20	9	32.00	CL
C-100	2.00 - 2.20					100	98	97	96	93	85	83	81	78	68	50	23	18	5	12.90	SC-SM
C-101	2.00 - 2.20											100	99	98	94	84	48	24	24	23.60	CL
C-101	3.00 - 3.20													100	99	47	29	18	33.50	ML	
C-103	1.20 - 1.40					100	99	99	98	97	94	91	89	86	81	74	31	17	14	19.20	CL
C-104	2.20 - 2.40												100	99	97	96	42	28	14	23.40	ML
C-104	4.80 - 5.00											100	99	95	85	82	48	25	23	45.60	CL
C-105	0.30 - 0.50									100	99	98	98	97	94	84	44	27	17	13.40	ML
C-105	1.60 - 1.80						100	99	97	94	85	82	80	78	73	57	24	16	8	14.30	CL
C-106	2.80 - 3.00		100	96	88	76	72	66	62	53	50	48	46	42	39	44	21	23	21.60	GC	
C-107	0.30 - 0.50		100	98	85	77	71	61	54	37	29	26	24	20	17	21	14	7	6.40	GC-GM	
C-107	2.30 - 2.50						100	94	86	69	64	62	59	46	30	22	17	5	9.40	SC-SM	
C-108	0.60 - 0.80									100	96	93	91	83	77	41	23	18	13.90	CL	
C-108	1.80 - 2.00		100	98	96	94	93	91	86	72	70	68	63	50	37	27	17	10	14.00	SC	

CUADRO N°M3637-35

NUEVA FUERABAMBA, CHOQUERE - APURIMAC

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, LÍMITES DE ATTERBERG, CONTENIDO DE HUMEDAD Y CLASIFICACIÓN UNIFICADA

MUESTRA		ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO														LÍMITES DE ATTERBERG			HUMEDAD	SUCS	
Calicata	Profundidad	% QUE PASA LA MALLA N°														L.L	L.P	I.P	(w)		
		4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°10	N°20	N°40	N°100	N°200	%	%	%		%
C-109	2.80 - 3.00										100	99	97	93	87	36	23	13	32.00	CL	
C-110	0.30 - 0.50									100	99	98	87	83	80	76	69	59	7.60	CL	
C-110	2.30 - 2.50										100	99	98	89	66	26	18	8	3.80	CL	
C-111	1.00 - 1.20			100	96	96	94	94	93	93	92	92	90	87	84	59	30	29	19.90	CH	
C-111	2.80 - 3.00	100	95	84	76	65	61	57	55	50	48	48	46	44	41	45	23	22	22.00	GC	
C-112	0.70 - 0.90					100	97	96	95	94	79	75	73	70	66	63	48	25	23	18.50	CL
C-112	1.00 - 1.20										100	99	98	92	86	83	66	34	32	54.90	MH
C-112	2.80 - 3.00										100	96	96	96	95	95	76	44	32	24.10	MH
C-114	0.60 - 0.80					100	91	91	90	90	87	85	83	79	74	69	33	20	13	19.00	CL
C-114	2.80 - 3.00										100	94	92	90	86	75	26	20	6	12.70	CL-ML
C-115	1.30 - 1.50			100	94	91	89	88	87	84	81	79	74	67	62	38	19	19	3.10	CL	
C-115	2.40 - 2.60										100	98	96	86	71	64	50	25	25	57.80	CH
C-116	1.70 - 1.90		100	97	91	84	81	77	75	63	61	59	54	47	42	30	18	12	16.20	GC	
C-116	4.80 - 5.00										100	99	95	84	72	64	72	28	44	37.8	CH
C-117	3.20 - 3.40										100	97	93	84	63	41	52	25	27	46.3	SC
C-117	4.50 - 4.70										100	97	92	84	60	40	-	NP	NP	45.2	SM
C-118	0.70 - 0.90										100	98	96	86	72	66	39	20	19	15.4	CL
C-118	2.40 - 2.60										100	97	96	94	89	83	63	31	32	33.1	CH
C-118	2.80 - 3.00										100	99	98	96	93	92	48	22	26	40.5	CL
C-119	1.00 - 1.20											100	99	92	85	82	59	31	28	47.8	MH
C-119	2.50 - 2.70										100	99	99	98	97	96	52	23	29	32.6	CH
C-120	1.00 - 1.20										100	99	98	93	83	74	39	20	19	25.5	CL
C-120	2.00 - 2.20											100	99	96	90	83	37	22	15	32.4	CL
C-121	0.40 - 0.60												100	96	90	86	46	24	22	22.5	CL
C-121	1.60 - 1.80											100	98	95	90	84	44	25	19	33.1	CL
C-121	6.00 - 6.20											100	99	99	97	96	95	37	58	87.2	CH

CUADRO N°M3637-36

NUEVA FUERABAMBA, CHOQUERE - APURIMAC

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, LÍMITES DE ATTERBERG, CONTENIDO DE HUMEDAD Y CLASIFICACIÓN UNIFICADA

MUESTRA		ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO														LÍMITES DE ATTERBERG			HUMEDAD	SUCS		
Calicata	Profundidad	% QUE PASA LA MALLA N°														L.L	L.P	I.P	(w)			
		4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°10	N°20	N°40	N°100	N°200	%	%	%		%	
C-122	2.30 - 2.50										100	64	56	42	32	27	40	23	17	34.9	SC	
C-123	1.20 - 1.40										100	95	92	76	65	60	41	23	18	36.1	CL	
C-123	2.30 - 2.50										100	97	93	75	62	55	36	29	7	38.1	ML	
C-124	2.30 - 2.50										100	70	60	39	25	18	42	28	14	41.1	SM	
C-128	0.50 - 0.70											100	98	92	84	79	25	18	7	9.2	CL-ML	
C-129	1.80 - 2.00										100	98	96	86	78	75	35	24	11	37.8	CL	
C-130	0.80 - 1.00										100	99	98	89	76	69	28	18	10	25	CL	
C-133	0.40 - 0.60										100	99	98	93	80	73	43	27	16	14.4	ML	
C-139	0.60 - 0.80										100	96	95	93	88	85	40	27	13	47.7	ML	
C-141	0.40 - 0.60			100	84	79	67	64	63	61	56	55	54	49	45	43	27	21	6	15.7	GC-GM	
C-144	2.60 - 2.80											100	98	94	88	82	37	22	15	20.5	CL	
C-144	3.30 - 3.50										100	93	91	87	75	59	39	22	17	26.2	CL	
C-145	0.30 - 0.50											100	99	95	88	84	48	26	22	13.3	CL	
C-145	1.80 - 2.00												100	95	88	84	31	20	11	18.9	CL	
C-147	0.20 - 0.40										100	97	95	89	83	80	46	29	17	15.8	ML	
C-149	2.80 - 3.00			100	88	84	80	78	78	76	73	71	69	60	50	45	31	21	10	14.1	SC	
C-150	1.20 - 1.40				100	96	94	94	93	92	89	88	85	80	74	68	32	21	11	4.1	CL	
C-150	2.30 - 2.50		100	96	77	66	56	51	44	40	33	27	23	17	13	11	36	19	17	37.8	GP-GC	
C-153	0.60 - 0.80													100	99	91	82	-	NP	NP	28	ML
C-156	0.40 - 0.60		100	94	94	81	71	64	56	51	41	37	32	24	17	15	34	20	14	14.4	GC	
C-157	1.20 - 1.40										100	99	97	94	83	77	30	16	14	14.7	CL	
C-157	3.80 - 4.00											100	98	95	90	87	38	15	23	35.5	CL	
C-159	1.30 - 1.50										100	99	98	93	90	87	31	29	2	1.8	ML	
C-160	1.00 - 1.20				100	88	81	75	74	74	74	73	72	67	63	61	39	23	16	27.5	CL	
C-160	1.50 - 1.70										100	91	88	82	71	63	27	14	13	22.3	CL	

CUADRO N°M3637-37

NUEVA FUERABAMBA, CHOQUERE - APURIMAC

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, LÍMITES DE ATTERBERG, CONTENIDO DE HUMEDAD Y CLASIFICACIÓN UNIFICADA

MUESTRA		ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO														LÍMITES DE ATTERBERG			HUMEDAD	SUCS		
Calicata	Profundidad	% QUE PASA LA MALLA N°														L.L	L.P	I.P	(w)			
		4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°10	N°20	N°40	N°100	N°200	%	%	%		%	
C-162	2.00 - 2.20										100	99	97	93	90	56	42	14	57.1	MH		
C-162	3.80 - 4.00	100	93	83	81	78	76	75	75	75	72	70	67	62	58	44	29	15	23.3	ML		
C-163	3.50 - 3.70												100	99	97	96	79	40	39	80.1	MH	
C-163	6.50 - 6.70												100	99	98	96	45	23	22	34.4	CL	
C-164	0.60 - 0.80				100	95	92	88	83	80	72	69	67	65	60	57	43	24	19	21.3	CL	
C-164	4.00 - 4.20										100	98	97	93	88	85	42	29	13	29.4	ML	
C-165	1.00 - 1.20										100	93	88	76	57	48	46	39	7	50.5	SM	
C-166	0.40 - 0.60										100	97	95	92	84	78	29	22	7	13.4	CL-ML	
C-166	2.00 - 2.20												100	97	94	93	76	44	32	47.3	MH	
C-166	5.80 - 6.00										100	99	99	98	97	62	32	30	56.2	MH		
C-167	0.30 - 0.50										100	98	96	90	78	72	39	22	17	21.5	CL	
C-167	4.00 - 4.20												100	99	97	90	68	51	41	21.7	MH	
C-168	0.50 - 0.70				100	95	92	92	88	86	80	77	76	72	64	60	39	29	10	20.2	ML	
C-168	3.50 - 3.70												100	98	91	76	68	50	34	16	48.4	MH
C-170	1.00 - 1.20										100	95	92	90	87	85	57	25	32	1.4	CH	
C-170	2.30 - 2.50	100	96	85	56	44	38	31	28	23	21	19	15	9	8	32	21	11	23.9	GP-GC		
C-171	0.60 - 0.80	100	93	87	81	74	72	70	67	57	55	53	49	43	39	38	20	18	18.2	GC		
C-171	3.00 - 3.20												100	98	93	88	85	38	21	17	26.7	CL
C-171	4.00 - 4.20													100	99	99	74	36	38	80.5	MH	
C-171	6.80 - 7.00										100	99	98	93	87	84	64	41	23	52.1	MH	
C-172	2.00 - 2.20										100	97	93	84	77	71	53	25	28	43.7	CH	
C-172	4.00 - 4.20												100	99	94	89	88	40	36	4	45.8	ML
C-172	6.00 - 6.40										100	99	96	91	85	83	55	38	17	50.8	MH	
C-172	6.80 - 7.00												100	98	92	86	83	44	35	9	54.9	ML
C-173	0.60 - 0.80										100	99	98	94	82	75	36	21	15	13.5	CL	
C-173	3.50 - 3.70										100	99	98	95	92	91	47	30	17	42	ML	
C-173	5.50 - 5.70												100	99	97	92	87	34	23	11	17.2	CL
C-173	7.20 - 7.40												100	99	97	89	83	28	17	11	35.3	CL

CUADRO N°M3637-38

NUEVA FUERABAMBA, CHOQUERE - APURIMAC

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, LÍMITES DE ATTERBERG, CONTENIDO DE HUMEDAD Y CLASIFICACIÓN UNIFICADA

MUESTRA		ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO														LÍMITES DE ATTERBERG			HUMEDAD	SUCS				
Calicata	Profundidad	% QUE PASA LA MALLA N°														L.L	L.P	I.P	(w)					
		4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°10	N°20	N°40	N°100	N°200	%	%	%		%			
C-174	1.40 - 1.60				100	98	96	94	91	90	86	84	80	60	39	29	24	15	9	17.6	SC			
C-174	2.30 - 2.50	100	97	83	70	51	46	38	35	29	26	23	18	13	11	25	17	8	8.5	GP-GC				
C-174	2.80 - 3.00		100	89	73	55	43	33	28	19	18	16	16	15	15	45	24	21	21.3	GC				
C-175	1.80 - 2.00															100	99	98	97	77	45	32	54.7	MH
C-175	3.50 - 3.70															100	98	95	95	55	49	6	65.3	MH
C-175	5.00 - 5.20										100	99	98	94	91	90	52	35	17	61.3	MH			
C-175	6.80 - 7.00											100	99	97	94	92	40	25	15	32.2	CL			
C-176	2.30 - 2.50	100	82	66	55	44	39	30	25	12	12	11	11	10	9	39	23	16	25.6	GP-GC				
C-177	0.70 - 0.90	100	94	79	71	63	61	54	52	46	44	43	41	33	29	33	21	12	9.9	GC				
C-177	2.10 - 2.30		100	88	79	66	65	63	62	56	56	56	55	53	51	33	17	16	33.1	CL				
C-178	2.00 - 2.20															100	99	99	88	30	58	32.7	CH	
C-179	0.40 - 0.60					100	96	96	96	93	84	81	79	76	69	64	31	22	9	13.9	CL			
C-179	2.10 - 2.30		100	93	71	66	63	59	56	48	47	45	44	39	35	35	18	17	12.4	GC				
C-180	1.40 - 1.60											100	99	97	95	94	75	40	35	48.9	MH			
C-180	3.00 - 3.20										100	99	97	93	88	87	58	37	21	56.4	MH			
C-180	4.80 - 5.00											100	98	94	90	88	45	30	15	51.3	ML			
C-182	1.00 - 1.20										100	99	98	95	85	78	56	25	31	51.4	CH			
C-182	2.00 - 2.20										100	92	90	85	76	68	58	33	25	58.4	MH			
C-182	2.70 - 3.00							100	96	92	86	59	51	44	34	27	34	17	17	12		SC		
C-183	3.00 - 3.20										100	99	96	80	49	30	49	23	26	40.9	SC			
C-183	4.00 - 4.20											100	99	94	87	85	68	50	18	95.9	MH			
C-184	1.00 - 1.20				100	95	85	82	74	66	49	48	46	44	39	36	37	26	11	13.6	GM			
C-184	5.00 - 5.20										100	99	99	94	90	88	51	34	17	52.2	MH			
C-184	7.00 - 7.20										100	96	87	78	67	61	94	21	73	67		CH		

CUADRO N°M3637-39

NUEVA FUERABAMBA, CHOQUERE - APURIMAC

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO, LÍMITES DE ATTERBERG, CONTENIDO DE HUMEDAD Y CLASIFICACIÓN UNIFICADA

MUESTRA		ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO														LÍMITES DE ATTERBERG			HUMEDAD	SUCS	
Calicata	Profundidad	% QUE PASA LA MALLA N°														L.L	L.P	I.P	(w)		
		4"	3"	2 1/2"	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	N°4	N°10	N°20	N°40	N°100	N°200	%	%	%		%
C-186	0.60 - 0.80			100	94	92	88	88	87	87	86	85	84	82	77	73	46	29	17	17.8	ML
C-186	1.60 - 1.80											100	99	95	87	82	44	28	16	76.1	ML
C-186	2.60 - 2.80		100	86	66	60	54	51	47	44	38	34	31	25	18	15	29	22	7	16.4	GC-GM
C-187	0.50 - 0.70											100	99	99	99	99	128	63	65	90.2	MH
C-187	3.00 - 3.20										100	99	97	91	82	78	68	50	18	90.9	MH
C-187	4.30 - 4.50		100	93	70	60	53	45	34	28	16	15	14	8	7	6	68	51	17	91.6	GP-GM
C-188	0.60 - 0.80										100	94	90	85	77	73	36	22	14	3.6	CL
C-188	1.60 - 1.80		100	89	87	85	81	79	75	72	65	60	55	43	32	27	32	17	15	11.3	SC
C-195	2.70 - 2.90		100	77	56	38	27	23	20	18	14	12	10	8	7	6	50	34	16	17.5	GP-GM
C-196	1.50 - 1.70										100	95	93	87	78	73	44	39	5	61.8	ML
C-196	2.70 - 2.90										100	99	96	90	88	88	74	54	20	74.6	MH
C-196	3.50 - 3.70											100	99	97	94	94	98	54	44	87	MH
C-196	6.00 - 6.20											100	98	94	91	91	117	84	33	105.4	MH
CA - 9	0.20 - 0.40										100	99	97	93	86	83	38	26	12	11.60	ML
CA - 9	1.50 - 1.70										100	98	96	91	86	83	48	29	19	27.00	ML
CA - 10	0.70 - 0.90			100	96	89	87	87	85	85	84	83	81	78	73	72	41	27	14	22.7	ML
CA - 11	1.80 - 2.00			100	88	81	76	73	68	65	59	57	55	53	47	43	49	24	25	20	GC
CA - 12	1.10 - 1.30		100	94	94	88	83	81	78	77	73	71	69	66	60	55	42	24	18	19.4	CL
CA - 13	0.10 - 0.30										100	99	98	94	88	85	47	29	18	29.4	ML
CA - 14	0.50 - 0.70										100	78	76	74	69	64	44	21	23	20.5	CL
CA - 15	0.70 - 0.90					100	98	96	95	95	81	77	75	72	65	56	34	19	15	14.5	CL
CA - 16	1.80 - 2.00										100	85	68	53	40	34	-	NP	NP	40.1	SM
CA - 17	1.60 - 1.80			100	97	96	95	94	94	94	94	92	91	90	86	82	53	27	26	33.5	CH
CA - 18	0.50 - 0.70			100	96	94	93	93	93	93	91	89	88	86	81	77	44	27	17	18.8	ML

CUADRO N° M3637-40

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION NO CONFINADA

Sondajes	Profundidad (m)	Clasificación Unificada SUCS	Densidad Natural γ (gr/cm ³)	Humedad ω (%)	Densidad Seca γ_d (gr/cm ³)	qu (kg/cm ²)
P-25	5.50 - 5.70	ML	1.610	51.18	1.065	1.38
P-26	3.50 - 3.70	ML	1.719	45.47	1.182	0.86
P-28	1.00 - 1.20	CL	1.903	20.49	1.580	0.10
P-28	2.00 - 2.20	CL	2.165	10.58	1.958	0.39
P-31	5.60 - 5.80	ML	1.689	44.26	1.171	0.90
P-31	8.00 - 8.20	ML	1.641	34.51	1.220	0.95
P-32	4.60 - 4.80	CL	1.678	56.33	1.073	0.29
P-32	15.00 - 15.20	CH	1.784	38.25	1.290	0.93
P-33	1.60 - 1.80	CH	1.564	72.96	0.904	0.23
P-33	2.60 - 2.80	CH	1.553	65.41	0.939	0.49
P-33	4.00 - 4.20	CH	1.511	78.82	0.845	0.16
P-34	1.00 - 1.20	ML	1.830	20.33	1.521	1.55
P-34	2.00 - 2.20	CL	1.822	25.46	1.452	1.20
P-34	10.00 - 10.20	SC	1.622	56.76	1.035	0.85
P-35	1.00 - 1.20	CH	1.495	80.63	0.828	0.67
P-35	2.00 - 2.20	CH	1.529	85.47	0.824	0.77
P-35	3.00 - 3.20	CH	1.517	95.80	0.775	0.78
P-35	4.00 - 4.20	CH	1.614	74.02	0.927	1.06
P-36	1.00 - 1.20	CL	1.900	27.00	1.496	0.95
P-36	2.00 - 2.20	CL	2.026	27.27	1.592	0.41
P-36	6.00 - 6.20	CH	1.840	35.88	1.354	1.71
P-37	1.00 - 1.20	CL	1.590	52.26	1.044	0.70
P-37	2.00 - 2.20	MH	1.542	53.54	1.005	0.61
P-37	3.00 - 3.20	ML	1.557	59.27	0.978	0.46
P-37	4.00 - 4.20	MH	1.724	45.98	1.181	0.60
P-37	5.00 - 5.20	CL	1.778	43.80	1.236	2.01
P-37	6.00 - 6.20	CH	1.653	56.11	1.059	1.57
C-98	0.80 - 1.00	CL	1.884	28.35	1.468	3.01
C-98	1.50 - 1.70	CL	1.847	32.01	1.399	0.53
C-101	2.00 - 2.20	CL	2.012	23.56	1.629	1.93
C-101	3.00 - 3.20	ML	1.893	33.54	1.418	1.15
C-104	4.80 - 5.00	CL	1.548	45.57	1.063	2.18
C-112	1.00 - 1.20	MH	1.659	54.88	1.071	0.76
C-112	2.80 - 3.00	MH	1.962	24.07	1.581	1.52
C-115	2.40 - 2.60	CH	1.684	57.83	1.067	0.74
C-116	4.80 - 5.00	CH	1.721	37.79	1.249	0.27
C-118	2.40 - 2.60	CH	1.934	33.09	1.453	1.19
C-119	1.00 - 1.20	MH	1.752	47.81	1.186	2.54

CUADRO N° M3637-41

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE RESISTENCIA A LA COMPRESION NO CONFINADA

Sondajes	Profundidad (m)	Clasificación Unificada SUCS	Densidad Natural $\gamma(\text{gr}/\text{cm}^3)$	Humedad ω (%)	Densidad Seca γ_d (gr/cm^3)	qu (kg/cm^2)
C-119	2.50 - 2.70	CH	1.869	32.58	1.409	2.95
C-120	1.00 - 1.20	CL	1.979	25.48	1.577	1.09
C-120	2.00 - 2.20	CL	1.864	32.42	1.408	1.50
C-121	1.60 - 1.80	CL	1.826	33.11	1.372	0.54
C-121	6.00 - 6.20	CH	1.540	87.25	0.823	0.24
C-123	1.20 - 1.40	CL	1.793	36.07	1.318	1.14
C-144	2.60 - 2.80	CL	1.945	20.52	1.614	1.40
C-157	3.80 - 4.00	CL	1.724	35.46	1.273	0.72
C-160	1.50 - 1.70	CL	1.991	19.01	1.673	1.00
C-162	2.00 - 2.20	MH	1.746	57.14	1.111	2.54
C-163	3.50 - 3.70	MH	1.488	80.07	0.826	0.92
C-163	6.50 - 6.70	CL	1.939	34.39	1.443	1.20
C-166	2.00 - 2.20	MH	1.578	47.27	1.072	1.40
C-166	5.80 - 6.00	MH	1.658	56.21	1.061	0.59
C-168	3.50 - 3.70	MH	1.724	48.41	1.162	1.89
C-170	1.00 - 1.20	CH	1.617	32.08	1.224	1.79
C-171	4.00 - 4.20	MH	1.621	80.51	0.898	0.09
C-171	6.80 - 7.00	MH	1.507	52.09	0.991	1.00
C-172	4.00 - 4.20	ML	1.417	45.84	0.972	0.58
C-172	6.80 - 7.00	ML	1.642	54.87	1.060	0.58
C-173	7.20 - 7.40	CL	1.717	35.33	1.268	0.47
C-175	1.80 - 2.00	MH	1.562	54.67	1.010	2.48
C-175	3.50 - 3.70	MH	1.588	65.26	0.961	1.24
C-175	5.00 - 5.20	MH	1.582	61.26	0.981	0.71
C-178	2.00 - 2.20	CH	1.788	32.74	1.347	5.97
C-180	1.40 - 1.60	MH	1.659	48.90	1.114	2.59
C-180	3.00 - 3.20	MH	1.694	56.43	1.083	1.19
C-180	4.80 - 5.00	ML	1.587	51.80	1.045	1.49
C-182	1.00 - 1.20	CH	1.661	51.40	1.097	0.20
C-182	2.00 - 2.20	MH	1.632	58.41	1.030	0.36
C-183	3.00 - 3.20	SC	1.617	40.93	1.147	3.53
C-183	4.00 - 4.20	MH	1.519	95.92	0.775	0.60
C-184	5.00 - 5.20	MH	1.712	52.22	1.125	1.20
C-184	7.00 - 7.20	CH	1.478	67.00	0.885	0.79
C-186	1.60 - 1.80	ML	1.550	76.14	0.880	0.59
C-187	0.50 - 0.70	MH	1.393	90.22	0.732	0.85
C-187	3.00 - 3.20	MH	1.503	90.88	0.788	0.96
C-196	2.70 - 2.90	MH	1.619	74.58	0.927	0.99
C-196	3.50 - 3.70	MH	1.500	86.97	0.802	2.09
C-196	6.00 - 6.20	MH	1.545	105.45	0.752	0.41



UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
DEPARTAMENTO DE RECURSOS DE AGUA Y TIERRA
LABORATORIO DE AGUA, SUELO Y MEDIO AMBIENTE



Av. La Molina s/n. Telefax: 3495647 / 6147800 Anexo 226 Lima. E-mail: las-fia@lamolina.edu.pe

Nº 000770

CUADRO N°M3637-51

ANALISIS DE AGUA SALES

SOLICITANTE : M y M CONSULTORES S.R.L.
PROYECTO : Estudio de Suelos Adicional de Habilitación Urbana Terreno en Choaquere (M-3637)
PROCEDENCIA : Cotabambas - Apurimac
FECHA : La Molina, 04 de Noviembre del 2010

N° Lab.	N° Campo	S.S.T. (mg/L)	Cl ⁻ (mg/L)	SO ₄ ⁼ (mg/L)
0770	C - 165 Prof. 0.90 mt.	136.80	8.64	59.32





UNIVERSIDAD NACIONAL AGRARIA LA MOLINA
FACULTAD DE INGENIERÍA AGRÍCOLA
DEPARTAMENTO DE RECURSOS DE AGUA Y TIERRA
LABORATORIO DE AGUA, SUELO Y MEDIO AMBIENTE



Av. La Molina s/n. Telefax: 3495647 / 6147800 Anexo 226 Lima. E-mail: las-fia@lamolina.edu.pe

Nº 000769

CUADRO N°M3637-52

ANALISIS DE AGUA SALES

SOLICITANTE : M y M CONSULTORES S.R.L.
PROYECTO : Estudio de Suelos Adicional de Habilitación Urbana Terreno en Choaquere (M-3637)
PROCEDENCIA : Cotabambas - Apurimac
FECHA : La Molina, 04 de Noviembre del 2010

Nº Lab.	Nº Campo	S.S.T. (mg/L)	Cl ⁻ (mg/L)	SO ₄ ⁻ (mg/L)
0769	C - 177 Prof. 2.70 mt.	186.60	7.02	46.66

LABORATORIO DE ANALISIS DE AGUA Y SUELO

ING. ANTONIO ENCISO GUTIERREZ
JEFE DE LABORATORIO



ANEXO II:
ALBÚM FOTOGRÁFICO



Foto 1. Mirando al E. Vista panorámica de la parte central de la zona del proyecto.



Foto 2. Mirando al SE. Vista panorámica de la zona de la zona del proyecto. Nótese en la parte baja la zona de los humedales, los cuales deben tenerse en cuenta al realizarse las edificaciones.



Foto 3. Afloramiento de un cuerpo intrusivo granodiorítico. Nótese la típica meteorización esferoidal la cual es propia de las rocas intrusivas.



Foto 4. Material fluvioaluvial formado por fragmentos heterolíticos subredondeados con limos, arenas y arcillas.



Foto 5. Vista de un perfil de suelo próximo a la zona de confluencia de las dos quebradas. La parte superior del corte corresponde a una terraza aluvial, el cual está formado por fragmentos subredondeados en matriz limo arcillosa.



Foto 6. Equipo de perforación rotativa diamantina.



Foto 7. Ubicación de la calicata C-101



Foto 8. Vista hacia el interior de la calicata C-101

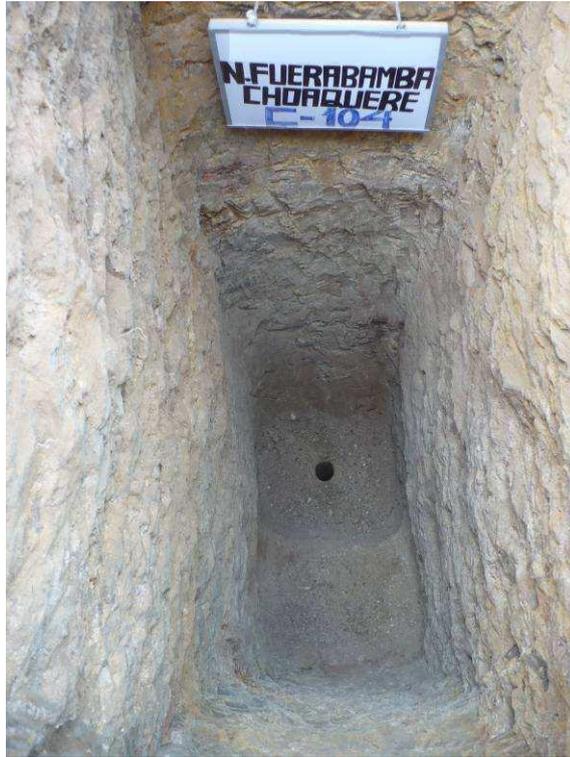


Foto 9. Vista hacia el interior de la calicata C-104.



Foto 10. Vista panorámica de la calicata C-104.



Foto 11. Vista hacía el interior de la calicata C-160.



Foto 12. Vista panorámica de la calicata C-162.



Foto 13. Vista hacía el interior de la calicata C-163.



Foto 14. Vista panorámica de la calicata C-171. Nótese la utilización de barrenos manuales Iwan Auger.



Foto 15. Vista panorámica de la calicata C-174.



Foto 16. Auscultación con Cono de Peck CP-107.



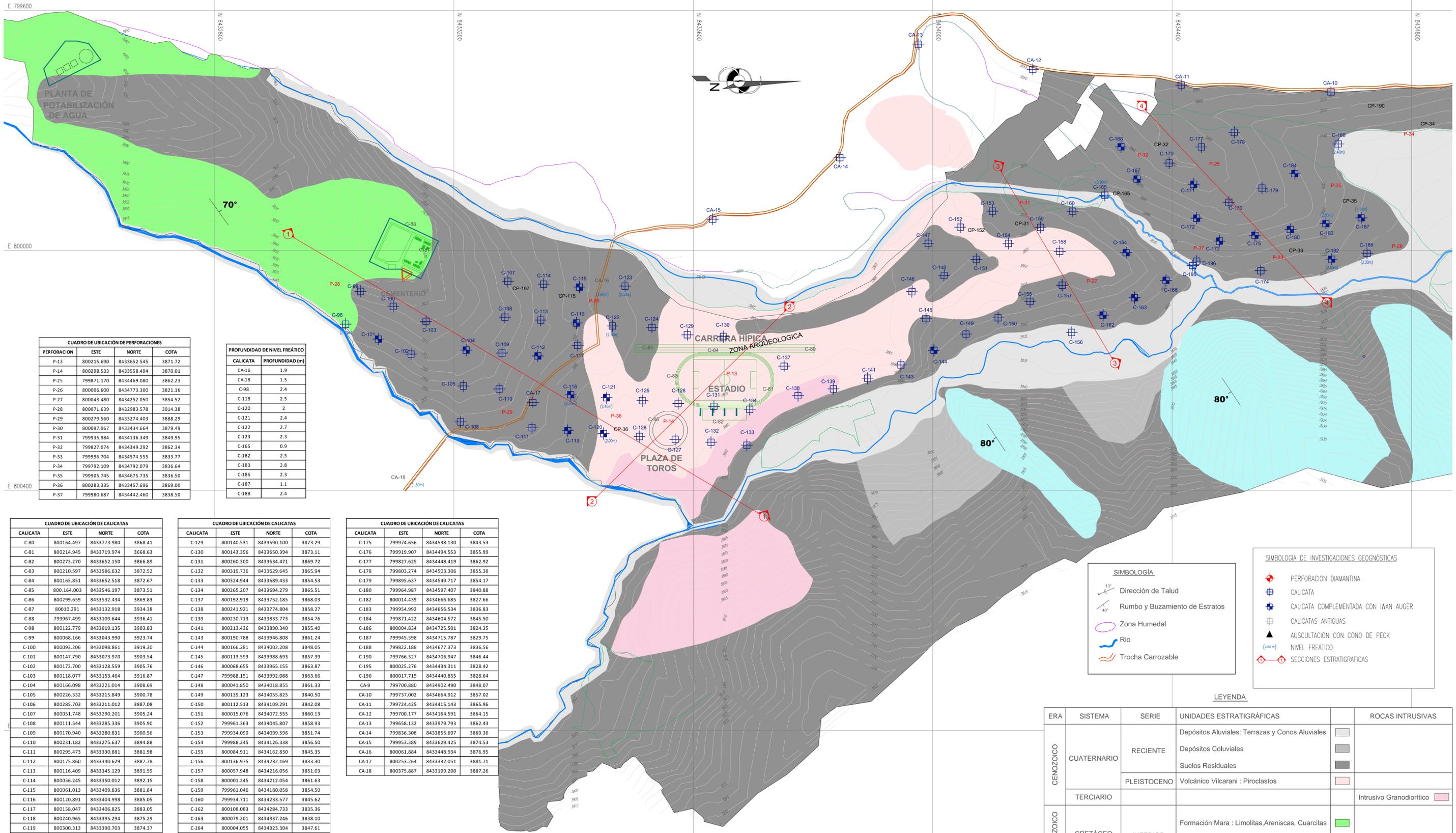
Foto 17. Auscultación con Cono de Peck CP-165.



Foto 18. Auscultación con Cono de Peck CP-33.

ANEXO III:

PLANOS



CUADRO DE UBICACIÓN DE PERFORACIONES

PERFORACION	ESTE	NORTE	COTA
P-13	800215.690	8433652.545	3871.72
P-14	800298.533	8433558.494	3870.01
P-25	799871.170	8434469.080	3862.23
P-26	800006.600	8434773.300	3821.16
P-27	800043.480	8434252.050	3854.52
P-28	800071.639	8432983.578	3914.38
P-29	800279.560	8433274.403	3888.29
P-30	800097.067	8433434.664	3879.49
P-31	799935.984	8434136.349	3849.95
P-32	799827.074	8434349.292	3862.34
P-33	799996.704	8434574.555	3833.77
P-34	799792.109	8434792.079	3836.64
P-35	799905.745	8434675.735	3836.50
P-36	800283.335	8433457.696	3869.00
P-37	799980.687	8434442.460	3838.50

PROFUNDIDAD DE NIVEL FREÁTICO

CALICATA	PROFUNDIDAD (m)
CA-16	1.9
CA-18	1.5
C-98	2.4
C-118	2.5
C-120	2
C-121	2.4
C-122	2.7
C-123	2.3
C-165	0.9
C-182	2.5
C-183	2.8
C-186	2.3
C-187	1.1
C-188	2.4

CUADRO DE UBICACIÓN DE CALICATAS

CALICATA	ESTE	NORTE	COTA
C-80	800164.497	8433773.980	3868.41
C-81	800214.945	8433719.974	3868.63
C-82	800273.270	8433652.150	3866.89
C-83	800210.597	8433586.632	3872.52
C-84	800165.851	8433652.518	3872.67
C-85	800.164.003	8433546.197	3873.51
C-86	800299.659	8433532.434	3869.83
C-87	80010.291	8433132.918	3934.38
C-88	799967.499	8433109.644	3936.41
C-89	800122.779	8433019.135	3903.83
C-98	800068.166	8433043.990	3923.74
C-100	800093.206	8433098.861	3919.30
C-101	800147.790	8433073.970	3903.54
C-102	800172.700	8433128.559	3905.76
C-103	800118.077	8433153.464	3916.87
C-104	800166.098	8433221.014	3908.69
C-105	800226.332	8433215.849	3900.78
C-106	800285.703	8433211.012	3887.08
C-107	800051.748	8433290.201	3905.24
C-108	800111.544	8433285.336	3905.90
C-109	800170.940	8433280.831	3900.56
C-110	800231.182	8433275.637	3894.88
C-111	800295.473	8433330.881	3881.98
C-112	800175.860	8433340.629	3887.78
C-113	800116.409	8433345.129	3891.59
C-114	800056.245	8433350.012	3892.15
C-115	800061.013	8433409.836	3881.84
C-116	800120.891	8433404.998	3885.05
C-117	800158.047	8433406.825	3883.05
C-118	800240.965	8433395.294	3875.29
C-119	800300.313	8433390.703	3874.37
C-120	800305.594	8433450.157	3867.93
C-121	800245.761	8433455.039	3870.77
C-122	800125.790	8433465.115	3876.92
C-123	800059.785	8433485.972	3874.14
C-124	800128.347	8433531.484	3873.89
C-125	800250.233	8433515.164	3869.81
C-126	800310.390	8433510.023	3867.90
C-127	800314.892	8433570.097	3869.25
C-128	800255.583	8433574.659	3871.24

CUADRO DE UBICACIÓN DE CALICATAS

CALICATA	ESTE	NORTE	COTA
C-129	800140.531	8433590.100	3873.29
C-130	800143.396	8433650.394	3873.11
C-131	800260.300	8433634.471	3869.72
C-132	800319.736	8433629.645	3865.94
C-133	800324.944	8433689.433	3854.53
C-134	800265.207	8433694.279	3865.51
C-137	800192.919	8433752.185	3868.03
C-138	800241.921	8433774.804	3858.27
C-139	800230.713	8433833.773	3854.76
C-141	800213.436	8433890.340	3855.40
C-143	800190.788	8433946.808	3861.24
C-144	800166.281	8434002.208	3848.05
C-145	800113.593	8433988.693	3857.39
C-146	800068.655	8433965.155	3863.87
C-147	799988.151	8433992.088	3863.66
C-148	800041.850	8434018.855	3861.33
C-149	800139.123	8434055.825	3840.50
C-150	800112.513	8434109.291	3842.08
C-151	800015.076	8434072.555	3860.13
C-152	799961.363	8434045.807	3858.93
C-153	799934.099	8434099.596	3851.74
C-154	799988.245	8434126.338	3856.50
C-155	800084.911	8434162.830	3845.35
C-156	800136.975	8434232.169	3833.30
C-157	800057.948	8434216.056	3851.03
C-158	800001.245	8434212.054	3861.63
C-159	799961.046	8434180.058	3854.50
C-160	799934.711	8434233.577	3845.62
C-162	800108.083	8434284.733	3835.36
C-163	800079.201	8434337.246	3838.10
C-164	800004.055	8434323.304	3847.61
C-165	799907.477	8434287.440	3839.11
C-166	800049.761	8434389.932	3834.26
C-167	799880.705	8434341.173	3850.59
C-168	799827.479	8434314.213	3855.13
C-170	799854.296	8434394.998	3864.26
C-171	799889.341	8434436.000	3860.45
C-172	799945.834	8434440.746	3847.37
C-173	799984.357	8434479.342	3841.12
C-174	800033.779	8434548.252	3828.63

CUADRO DE UBICACIÓN DE CALICATAS

CALICATA	ESTE	NORTE	COTA
C-175	799974.656	8434538.130	3843.53
C-176	799919.907	8434494.553	3855.99
C-177	799827.625	8434448.419	3862.92
C-178	799803.274	8434503.306	3855.38
C-179	799895.637	8434549.717	3854.17
C-180	799964.987	8434597.407	3840.88
C-182	800014.439	8434666.685	3827.66
C-183	799954.992	8434656.534	3836.83
C-184	799871.422	8434604.572	3845.50
C-186	800004.834	8434725.501	3824.35
C-187	799945.598	8434715.787	3829.75
C-188	799822.188	8434677.373	3836.56
C-190	799766.327	8434706.947	3846.44
C-195	800025.276	8434434.311	3828.42
C-196	800017.715	8434440.855	3828.64
CA-9	799700.880	8434902.490	3848.07
CA-10	799737.002	8434664.912	3857.02
CA-11	799724.425	8434415.143	3865.96
CA-12	799700.177	8434164.591	3864.15
CA-13	799658.132	8433979.793	3862.43
CA-14	799836.308	8433855.697	3869.36
CA-15	799953.389	8433629.425	3874.53
CA-16	800061.884	8433448.934	3876.95
CA-17	800253.264	8433332.051	3881.71
CA-18	800375.887	8433199.200	3887.26

SIMBOLOGÍA

- 13° Dirección de Talud
- 40° Rumbo y Buzamiento de Estratos
- Zona Humedal
- Río
- Trocha Carrozable

SIMBOLOGÍA DE INVESTIGACIONES GEOGNÓSTICAS

- PERFORACION DIAMANTINA
- CALICATA
- CALICATA COMPLEMENTADA CON IWAN AUGER
- CALICATAS ANTIGUAS
- AUSCULTACION CON CONO DE PECK
- NIVEL FREÁTICO
- SECCIONES ESTRATIGRAFICAS

LEYENDA

ERA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES ESTRATIGRAFICAS	ROCAS INTRUSIVAS
CENOZOICO	CUATERNARIO	RECIENTE	Depósitos Aluviales: Terrazas y Conos Aluviales	
		PLEISTOCENO	Depósitos Coluviales Suelos Residuales	
MESOZOICO	CRETÁCEO	INFERIOR	Formación Mara : Limolitas, Areniscas, Cuarzitas	
			Formación Soraya : Areniscas Cuarzosas	
			Volcánico Vilcarani : Piroclastos	
			Intrusivo Granodiorítico	

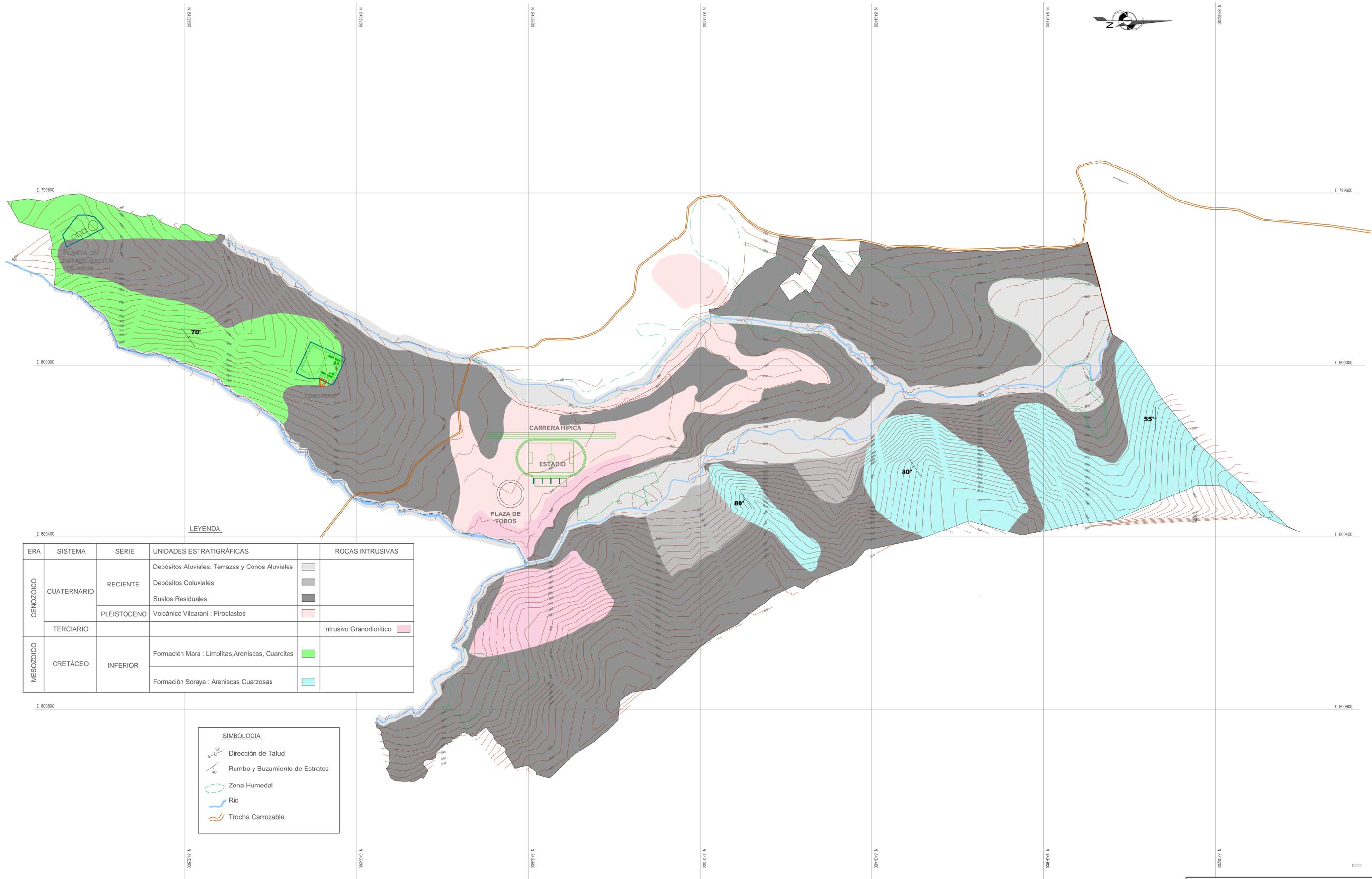
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica
Escuela de Geología

NUMERO DE PLANO: PLANO DE INVESTIGACIONES GEOGNÓSTICAS

INFORME DE SIFIDENCIA: BACH. MIGUEL DÍAZ VÁSQUEZ

DISEÑO: M. DÍAZ | DIBUJO: E. PÉREZ | ESCALA: INDICADA | FECHA: OCT 2013

Nº DE PLANO: M3637-1



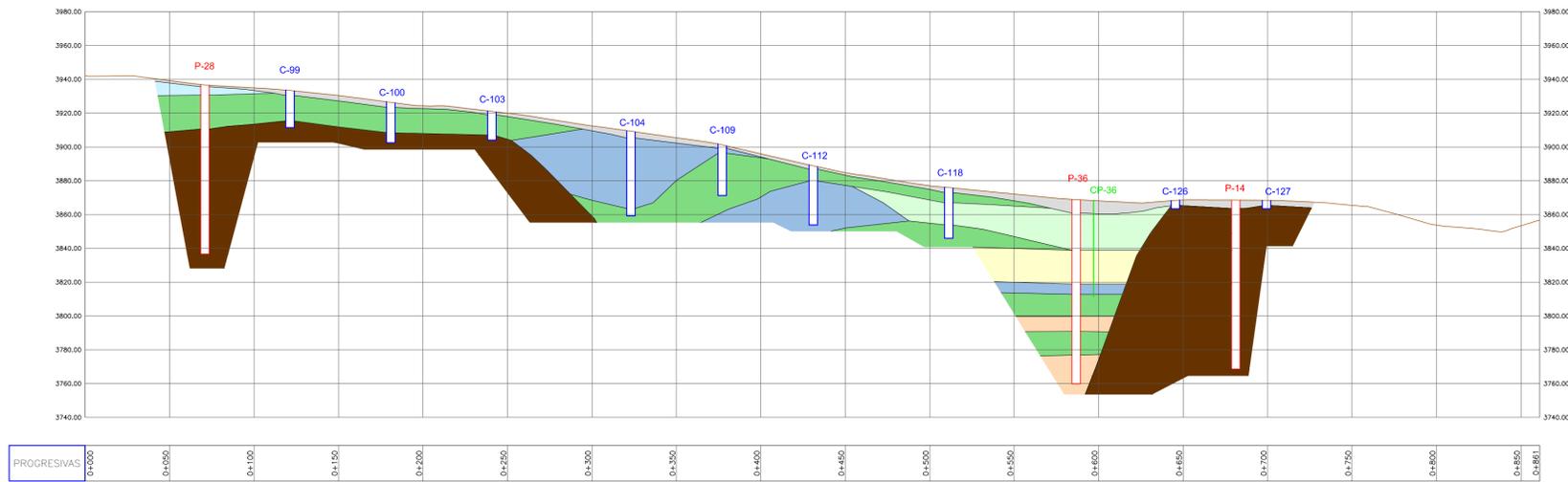
LEYENDA

ERA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES ESTRATIGRÁFICAS	ROCAS INTRUSIVAS
CENOZOICO	CUATERNARIO	RECIENTE	Depósitos Aluviales: Terrazas y Conos Aluviales	[Light Grey Box]
			Depósitos Coluviales	[Dark Grey Box]
	PLEISTOCENO		Suelos Residuales	[Black Box]
			Volcánico Vilcarani : Piroclastos	[Pink Box]
TERCIARIO				Intrusivo Granodiorítico
MESOZOICO	CRETÁCEO	INFERIOR	Formación Mara : Limolitas, Areniscas, Cuarzitas	[Green Box]
			Formación Soraya : Areniscas Cuarzosas	[Cyan Box]

SIMBOLOGÍA	
	Dirección de Talud
	Rumbo y Buzamiento de Estratos
	Zona Humedal
	Rio
	Trocha Carrozable

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
 Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica
 Escuela de Geología

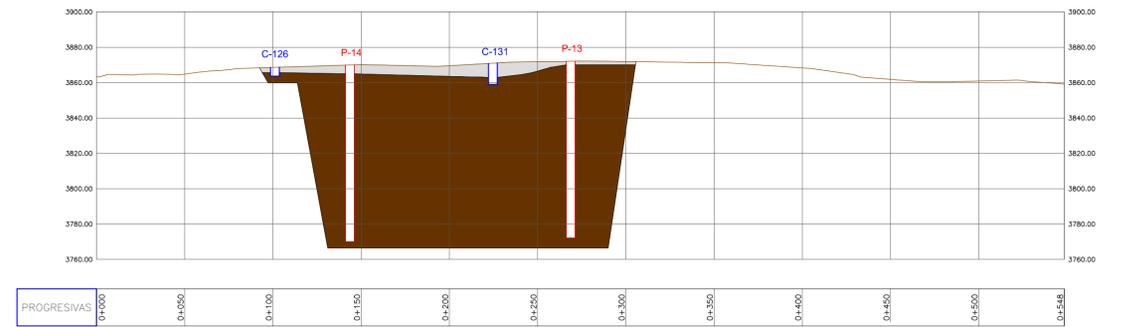
NOMBRE DE PLANO: PLANO GEOLÓGICO				Nº DE PLANO:
INFORME DE SUFICIENCIA: BACH. MIGUEL DÍAZ VÁSQUEZ				M3637-2
ELABORADO: M. DÍAZ	DIBUJADO: E. PÉREZ	ESCALA: 1/400	FECHA: OCT 2013	



NOTA: LA ESCALA VERTICAL DE LOS SONDAJES HAN SIDO EXAGERADAS
10 VECES PARA UNA MEJOR VISUALIZACION

SECCION ESTRATIGRAFICA 1 - 1

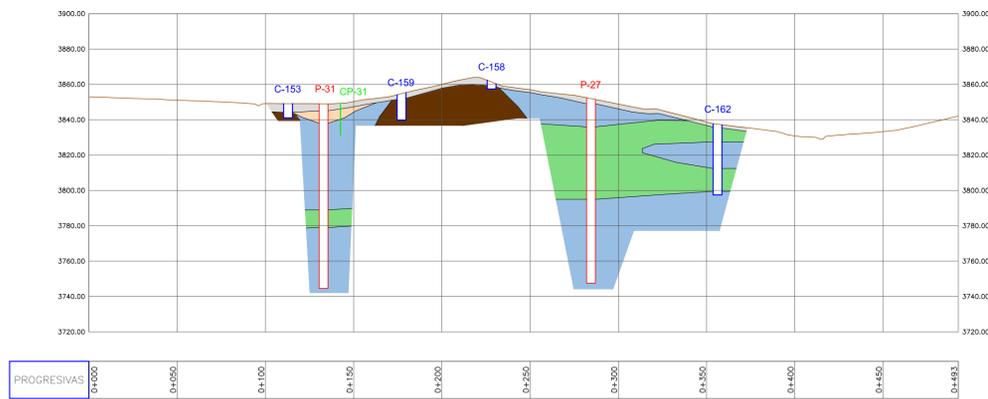
ESCALA: 1/2000
ESCALA VERTICAL PERFILES DE SUELO: 1/200



NOTA: LA ESCALA VERTICAL DE LOS SONDAJES HAN SIDO EXAGERADAS
10 VECES PARA UNA MEJOR VISUALIZACION

SECCION ESTRATIGRAFICA 2 - 2

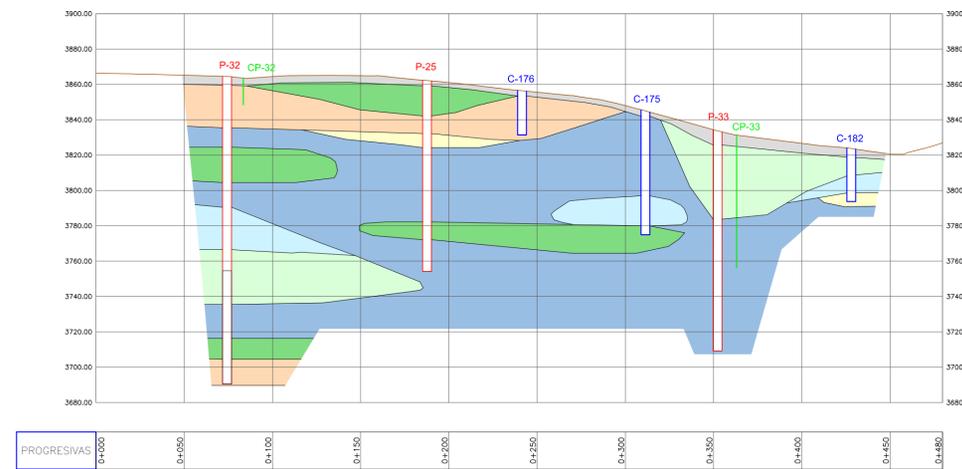
ESCALA: 1/2000
ESCALA VERTICAL PERFILES DE SUELO: 1/200



NOTA: LA ESCALA VERTICAL DE LOS SONDAJES HAN SIDO EXAGERADAS
10 VECES PARA UNA MEJOR VISUALIZACION

SECCION ESTRATIGRAFICA 3 - 3

ESCALA: 1/2000
ESCALA VERTICAL PERFILES DE SUELO: 1/200

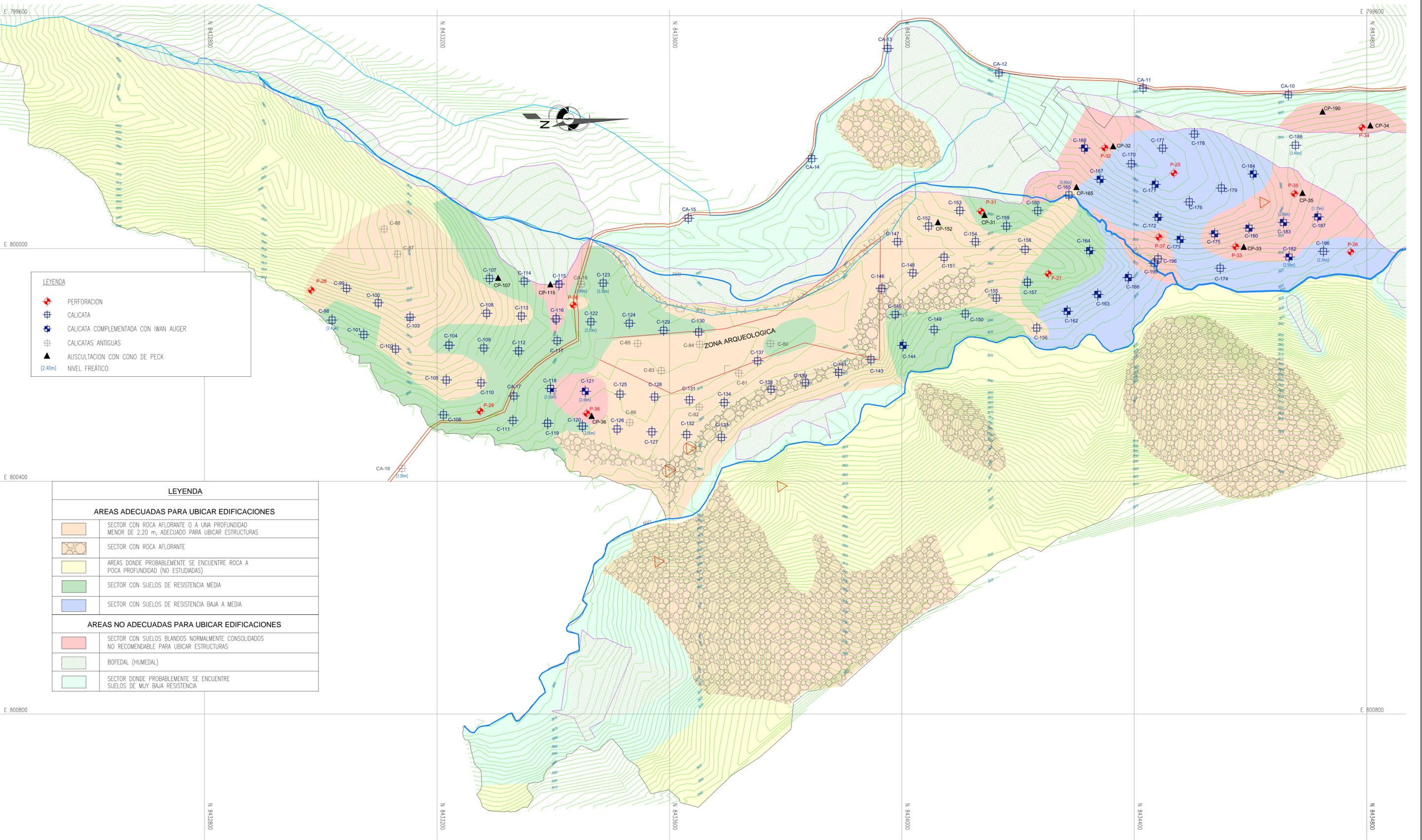


NOTA: LA ESCALA VERTICAL DE LOS SONDAJES HAN SIDO EXAGERADAS
10 VECES PARA UNA MEJOR VISUALIZACION

SECCION ESTRATIGRAFICA 4 - 4

ESCALA: 1/2000
ESCALA VERTICAL PERFILES DE SUELO: 1/200

- LEYENDA**
- SUELOS DE BAJA RESISTENCIA**
- RELLENO
 - LIMOS MUY BLANDOS A MEDIANAMENTE COMPACTOS
 - ARCILLAS MUY BLANDAS A MEDIANAMENTE COMPACTAS
 - ARENAS MUY SUELTAS A SUELTAS
- SUELOS DE MEDIANA RESISTENCIA**
- LIMOS MEDIANAMENTE COMPACTOS A DUROS
 - ARCILLAS MEDIANAMENTE COMPACTAS A MUY COMPACTAS
 - ARENAS CON CONTENIDO VARIABLE DE LIMO Y ARCILLA MEDIANAMENTE DENSAS A DENSAS
 - GRAVAS ARENOSAS, ARCILLOSAS, SUELTAS A MEDIANAMENTE DENSAS
- ROCA (VER UBICACION DEL SECTOR ROCOSO EN EL PLANO M3637-1)



LEYENDA

- ◆ PERFORACION
- + CALICATA
- + CALICATA COMPLEMENTADA CON IWAN AUGER
- + CALICATAS ANTIGUAS
- ▲ AUSCULTACION CON CONO DE PECK
- NIVEL FREÁTICO (2.40m)

LEYENDA	
AREAS ADECUADAS PARA UBICAR EDIFICACIONES	
	SECTOR CON ROCA AFLORANTE O A UNA PROFUNDIDAD MENOR DE 2.20 m, ADECUADO PARA UBICAR ESTRUCTURAS
	SECTOR CON ROCA AFLORANTE
	AREAS DONDE PROBABLEMENTE SE ENCUENTRE ROCA A POCA PROFUNDIDAD (NO ESTUDIADAS)
	SECTOR CON SUELOS DE RESISTENCIA MEDIA
	SECTOR CON SUELOS DE RESISTENCIA BAJA A MEDIA
AREAS NO ADECUADAS PARA UBICAR EDIFICACIONES	
	SECTOR CON SUELOS BLANDOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS NO RECOMENDABLE PARA UBICAR ESTRUCTURAS
	BOFEDAL (HUMEDAL)
	SECTOR DONDE PROBABLEMENTE SE ENCUENTRE SUELOS DE MUY BAJA RESISTENCIA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA			
Facultad de Ingeniería Geológica, Minera y Metalúrgica			
Escuela de Geología			
NOMBRE DE PLANO:		ZONIFICACIÓN	
INFORME DE SUSPENSIÓN:		BACH. MIGUEL DÍAZ VÁSQUEZ	
DISEÑO:		N.º DE PLANO:	
M. DÍAZ	E. PÉREZ	1/300	OCT 2013
M3637-4			