UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

INGENIERIA GEOTÉCNICA DEL PUENTE SUMBAY

INFORME DE SUFICIENCIA

Para Optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

Oscar Hipólito Mayta Ramirez

LIMA – PERÚ

2005

DEDICATORIA

A Dios, a mis padres (+).
A mi señora Marilú, a mis hermanos Sonia, César y Miguel.
A mis amigos que colaboraron y me alentaron a lograr mis metas y objetivos para progresar constantemente en el campo profesional.

El Autor.

INDICE

INTRODUCCIÓN

CAPITULO I: MARCO TEÓRICO 1

1.1. CONCEPTOS GEOLÓGICOS BÁSICOS 1

1.1.1. Los Minerales 2

1.1.1.1. Definición de Mineral 2

1.1.1.2. Origen de los Minerales 2

1.1.1.3. Composición Química de los Minerales 2

1.1.1.4. Propiedades Físicas de los Minerales 2

1.1.1.5. Clasificación de los Minerales 3

1.1.2. Las Rocas 3

1.1.2.1. Definición de Rocas 3

1.1.2.2. Clasificación de las Rocas por su Origen 4

1.1.3. El Suelo 9

1.1.4. La Meteorización 10

1.1.5 Estructuras Geológicas 10

1.1.5.1. Estructuras de Plegamiento 10

1.1.5.2. Fracturas 10

1.1.5.3. Fallas 11

1.1.5.4. Juntas o diaclasas 11

1.1.5.5. Discordancias 11

1.1.5.6. Estratificación 11

1.1.6. Mapa Geológico 11

1.1.7. Formación Geológica 12

1.1.8. Contacto Geológico 12

1.1.9. Afloramiento 12

1.1.10. Rasgos Geomorfológicos 12

1.2. GEOTECNIA 13
1.2.1. Geología Aplicada 13
1.2.1.1. Introducción 13
1.2.1.2. Importancia de la Geología en la Construcción de Obras Civiles 14
1.2.1.3. Litología y Estratigrafía 14
1.2.1.4. Geología Estructural y Discontinuidades 15
1.2.1.5. Hidrogeología 15
1.2.1.6. Geomorfología 15
1.2.2. Mecánica de Suelos 16
1.2.3. Mecánica de Rocas 17
1.2.3.1. Propiedades Índice de las Rocas 19
1.2.3.2. Propiedades Mecánicas de las Rocas 23
1.2.3.3. Clasificación de la Masa Rocosa en Ingeniería 24
1.2.3.4. Metodología de Aplicación de la Mecánica de Rocas 32
1.2.4. Alcances de la Geotecnia 33
1.2.5. Investigaciones Geotécnicas 34
1.2.5.1. Exploraciones de Campo 35
1.2.5.2. Alcances de la Exploración del sitio 37
1.2.5.3. Selección de los Métodos de Investigación In Situ 38
1.2.5.4. Perforación Diamantina 38
1.2.5.5. Métodos Geofísicos 39
1.2.6. Deformación y Asentamiento de Cimentaciones en Roca 39
1.2.6.1. Alcances 39
1.2.6.2. Categorías de Deformación de la Masa Rocosa 40
1.2.6.2.1. Generalidades 40
1.2.6.2.2. Deformaciones Dependientes del Tiempo 40
1.2.6.2.3. Deformaciones Independientes del Tiempo 42
1.2.6.3. Métodos Analíticos para calcular las deformaciones en los cimientos 43
1.2.6.3.1. Generalidades 43
1.2.6.3.2. Métodos de Forma Cerrada. 43
1.2.6.3.3. Modelos Numéricos. 49

1.2.6.4. Asentamiento Admisible 51
1.2.6.4.1. Generalidades 51
1.2.6.4.2. Estructuras de Concreto Masivo 51
1.2.6.5. Métodos de Tratamiento para reducir la magnitud de la deformación/asentamiento diferencial 52
1.2.6.5.1. Generalidades 52
1.2.6.5.2. Mejoramiento de la Masa Rocosa 53
1.2.6.5.3. Modificaciones de Diseño de la Fundación 54
1.2.7. Capacidad Portante de Cimentaciones en Roca 54
1.2.7.1. Alcance 54
1.2.7.2. Aplicabilidad 55
1.2.7.3. Modos de Falla por Capacidad Portante 55
1.2.7.3.1. Generalidades 55
1.2.7.3.2. Masa Rocosa Intacta 55
1.2.7.3.3. Masa Rocosa Fracturada 56
1.2.7.3.4. Masa Rocosa Estratificada 60
1.2.7.3.5. Masas Rocosas Altamente Fracturadas 60
1.2.7.3.6. Causas Secundarias de la falla 60
1.2.7.4. Métodos para el Calculo de la Capacidad Portante 61
1.2.7.4.1. Generalidades 61
1.2.7.4.2. Definiciones 61
1.2.7.4.3. Métodos Analíticos para estimar la Capacidad Portante 62
1.2.7.4.4. Ecuaciones de Capacidad Portante 63
1.2.7.4.5. Cargas excéntricas sobre una cimentación horizontal 69
1.2.7.4.6. Casos Especiales de Diseño de una Cimentación 70
1.2.7.5. Valor de la Capacidad Portante Admisible 71
1.2.7.5.1. Generalidades 71
1.2.7.5.2. Determinación de los Valores de la Capacidad Portante Admisible 72
1.2.7.5.3. Limitaciones Estructurales 74

1.2.7.6. Métodos de Tratamiento para Mejorar la Capacidad Portante 75
1.2.7.6.1. Generalidades 75

CAPITULO II: ASPECTOS IMPORTANTES DE LA MEMORIA DESCRIPTIVA DEL EXPEDIENTE TÉCNICO DEL PUENTE SUMBAY 76

2.1. GENERALIDADES 76
2.1.1. De la nominación de la obra 76
2.1.2. Ubicación 76

2.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 76
2.2.1. Descripción General 76
2.2.2. Descripción del Puente 77

2.3. HIDROLOGIA 78

2.4. SUELOS Y GEOLOGÍA 78
2.4.1. Condiciones Generales 78
2.4.2. Topografía 79
2.4.3. Conformación Geológica 80
2.4.4. Consideraciones Ingeniero- Geológicas 80
2.4.5. Conclusiones y Recomendaciones 81

2.5. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS 81
2.5.1. Generalidades 81

2.6. COMENTARIOS AL ESTUDIO DEL PROYECTISTA 82

CAPITULO III: INGENIERIA GEOTECNICA DEL PUENTE SUMBAY REALIZADO POR EL CONTRATISTA **83**

3.1. INTRODUCCIÓN **83**
3.1.1. Descripción de la Obra 83
3.1.2. Objeto del Estudio 83
3.1.3. Método de Trabajo 84

3.2. GEOMORFOLOGÍA **84**
3.2.1. Geomorfología Regional 84
3.2.2. Geomorfología Local 85
3.2.3. Nivel Freático 85

3.3. GEOLOGÍA **86**
3.3.1. Estratigrafía 86
3.3.2. Geología Estructural 90
3.3.3. Columna estratigráfica generalizada 90

3.4. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO **91**
3.4.1. Perforaciones 91
3.4.2. Toma de muestras 92

3.5. MECÁNICA DE SUELOS **93**
3.5.1. Ensayos 93
3.5.2. Clasificación 93
3.5.3. Características físicas y mecánicas de diseño 93

3.6. MECÁNICA DE ROCAS **94**
3.6.1. Introducción 94
3.6.2. Características Mecánicas de la Roca como Material 94
3.6.3. Geometría de las Discontinuidades 95
3.6.4. Índice de Calidad de la Roca (RQD) 95
3.6.5. Espaciamiento de las Diaclasas 96
3.6.6. Clasificación del Macizo Rocoso 97

3.6.7. Capacidad Portante Admisible de la Roca 99
3.6.8. Conclusiones 100
3.6.9. Recomendaciones 100

3.7. COMENTARIOS AL ESTUDIO DEL CONTRATISTA 101

CAPITULO IV: ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL PUENTE SUMBAY FORMULADO POR LA SUPERVISIÓN 102

4.1. Introducción 102
4.2. Documentos y Datos de Referencia 103
4.3. El subsuelo 103
4.4. Capacidad Portante de la Fundación 105
4.5. Recomendaciones 107
4.6. Comentarios a las Formulaciones de la Supervisión 108

CAPITULO V:DECISIONES ADOPTADAS POR EL PROYECTISTA SOBRE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE SUMBAY 110

5.1. Introducción 110
5.2. Dimensiones definitivas para las cimentaciones del Puente Sumbay 111
5.2.1. Antecedentes 111
5.2.2. Verificación de las cimentaciones 112
5.3. Presiones de contacto en la cimentación del puente 114
5.3.1. Antecedentes 114
5.3.2. Presiones de contacto en las cimentaciones del puente 114
5.4. Valores geotécnicos de referencia del Puente Sumbay 115
5.5. Comentarios a las decisiones del Proyectista del Puente 115

CAPITULO VI: ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA EL PUENTE SUMBAY **116**

6.1. Introducción 116
6.2. De lo emitido por el Proyectista 116
6.3. De lo realizado por el Contratista 119
6.4. De lo opinado por la Supervisión 122
6.5. De la decisión final del Ing. Proyectista del Puente 125
6.6. Verificación de la Capacidad Portante Admisible 126
6.7. Cálculo de Asentamientos 130

CAPITULO VII: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES SOBRE EL ACCIONAR DE LOS ENTES RESPONSABLES EN LA EJECUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE SUMBAY **133**

7.1. Introducción 133
7.2. Conclusiones 133
7.3. Recomendaciones 136

BIBLIOGRAFIA **139**

ANEXOS:

Anexo N° 1 Información del Proyectista A-1
Anexo N° 2 Información del Contratista A-8
Anexo N° 3 Fotos A-50

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1.1:	Valoración de la Estructura Rocosa: Parámetro A: Geología general del área	27
Tabla 1.2:	Valoración de la Estructura Rocosa: Parámetro B: Modelo de discontinuidades	27
Tabla 1.3:	Valoración de la Estructura Rocosa: Parámetro C: Agua Subterránea	27
Tabla 1.4:	Clasificación Geomécanica de macizos rocosos (Sistema RMR)	29
Tabla 1.5:	Efecto de las orientaciones del rumbo y buzamiento de discontinuidades en tuneleria (Sistema RMR)	30
Tabla 1.6:	Reglas para la clasificación según la condición de las Discontinuidades	31
Tabla 1.7:	Factores de corrección aplicados al valor del factor de la capacidad de carga (Sowers 1979).	65
Tabla 3.1:	Unidades geológicas en el área del Proyecto del Puente Sumbay	90
Tabla 3.2:	Resumen de perforaciones realizadas por el Contratista	91
Tabla 3.3:	Propiedades de resistencia y deformación de la roca intacta	91
Tabla 3.4:	Calidad de la roca según el R.Q.D.	96
Tabla 3.5:	RQD en las perforaciones efectuadas	96
Tabla 3.6:	Separación de las diaclasas	97
Tabla 3.7:	RMR en el Estribo Derecho	97
Tabla 3.8:	RMR en el Pilar Derecho	97
Tabla 3.9:	RMR en el Pilar Izquierdo	98
Tabla 3.10:	RMR en el Estribo Izquierdo	99
Tabla 3.11:	Capacidad de carga admisible de la roca	99
Tabla 5.1:	Capacidad de carga versus cargas aplicadas	115
Tabla 6.1:	Capacidad de Carga Admisible en Función de σ_c	124
Tabla 6.2:	RMR en el estribo derecho (corregido)	127
Tabla 6.3:	RMR en el pilar derecho (corregido)	127
Tabla 6.4:	RMR en el pilar izquierdo (corregido)	128
Tabla 6.5:	RMR en el estribo izquierdo (corregido)	128

Tabla 6.6: Relación de la clase de roca con la cohesión y el ángulo de fricción 129
Tabla 6.7: Capacidades Portantes Admisibles (del autor) 130
Tabla 6.8: Asentamientos en la roca de fundación (del autor) 131
Tabla 6.9: Asentamiento Diferenciales y Valores de la Distorsión Angular en la Cimentación del Puente Sumbay 132

LISTADO DE FIGURAS

Figura 1.1: Propiedades de la roca versus porosidad 20
Figura 1.2: Tipos de flujo para obtener la sensibilidad de una muestra de roca 22
Figura 1.3: Procedimiento de medición y cálculo del RQD (Deere, 1989) 25
Figura 1.4: Curvas deformación- tiempo en: (1) niveles de esfuerzos sostenidos muy altos, (2) niveles de esfuerzos sostenidos moderados, y (3) niveles de esfuerzos sostenidos altos (Farmer, 1983). 42
Figura 1.5: Fundación hipotética sobre estratos múltiples que contienen un número de n capas dentro de la profundidad de influencia. 46
Figura 1.6: Perfil típico de deformación bajo cargas uniformes, de forma rectangular, fundación flexible 47
Figura 1.7: Factor de la reducción en porcentaje del asentamiento debajo del centro de una fundación rectangular flexible (NAVDOCKS D-7) 48
Figura 1.8: Distribución asumida de esfuerzos que varían linealmente 49
Figura 1.9: Modos de falla típicos por capacidad portante asociados a diversas condiciones del macizo rocoso 59
Figura 1.10: Factor de la corrección para el espaciamiento de las discontinuidades con la profundidad (Bishnoi 1968) 67
Figura 1.11: Factor de la capacidad portante para el espaciamiento de la discontinuidad (Bishnoi 1968). 68
Figura 1.12: Estructura típica de fundación cargada excéntricamente 69
Figura 1.13: Casos especiales de diseño de una cimentación 71
Figura 1.14: Presión admisible de contacto en roca diaclasada 74

INTRODUCCIÓN

Uno de los aspectos fundamentales en los proyectos de Ingeniería Civil sobre el Diseño de Puentes es lo referente al Análisis y Diseño de la Cimentación, cuya realización está relacionada con la ejecución previa de los respectivos estudios de: Topografía, Geología, Hidrología e Hidráulica, Mecánica de Suelos y/o Mecánica de Rocas.

Dichos estudios permiten desarrollar la Ingeniería Geotécnica del puente, lo que permitirá al especialista en Ingeniería de Cimentaciones obtener la capacidad portante admisible del suelo o roca de fundación para la obra y definir el tipo de cimentación que garantice la estabilidad de la infraestructura.

En mérito al párrafo anterior, el propósito del presente Informe es dar a conocer la Ingeniería Geotécnica de la Cimentación para la Construcción del Puente Sumbay. Para una mejor comprensión del mismo, éste se ha dividido en siete capítulos.

En el Capítulo I, se pone de manifiesto el marco teórico elemental para el diseño de este tipo de obras civiles, como son: a) los conceptos geológicos básicos sobre minerales, rocas, suelo, meteorización, estructuras geológicas, mapa geológico, formación geológica, contacto geológico, afloramiento, etc. y, b) la geotécnia y la aplicación de las ciencias de la tierra al diseño de las obras civiles.

En el Capítulo II, se mencionan los aspectos más importantes desarrollados por el Proyectista de su Estudio Definitivo de Ingeniería para la Construcción del Sector

Patahuasi- Santa Lucía de la Carretera Arequipa- Juliaca: PUENTE SUMBAY, en el cual se indica en su acápite Suelos y Geología de la Memoria Descriptiva que, en base a una partida adicional al presupuesto base y que se denominará "trabajos geotécnicos complementarios", el Contratista ejecutará trabajos de perforación diamantina en los puntos de apoyo para los estribos y pilares del puente y sus respectivos ensayos de laboratorio, los que permitirán verificar la capacidad de carga del terrero y la comprobación de dichos valores con los utilizados para el diseño de la cimentación.

En el Capítulo III, en congruencia a lo que había especificado el proyectista, se expone los estudios realizados por el Contratista y que están resumidos en su Informe Técnico denominado Ingeniería Geotécnica del Puente sobre el Río Sumbay, en el cual, en base a registro de sondeos, ensayos de mecánica de suelos y de mecánica de rocas, y el análisis geotécnico respectivo, se propone la capacidad de carga de la cimentación y la profundidad mínima de la cimentación.

El Capítulo IV, denominado Aspectos Geotécnicos del Puente Sumbay formulados por la Supervisión, da cuenta de lo opinado por la Supervisión con relación a los Estudios Geotécnicos realizados por el proyectista como también a lo ejecutado por el contratista para la ejecución de la cimentación del puente Sumbay, según lo cual se indican valores diferentes de capacidad portante admisible (σ_{adm}) a los señalados por el contratista.

En el Capítulo V titulado Decisiones adoptadas por el Proyectista sobre la cimentación del Puente Sumbay se cita los pormenores de la decisión adoptada por el Proyectista del puente sobre las dimensiones definitivas para la cimentación del puente ante la controversia surgida sobre los valores de la capacidad portante admisible del suelo de fundación entre el Contratista y la Supervisión.

En el Capítulo VI se analiza de los estudios realizados señalándose las bondades y deficiencias de cada uno de ellos bajo el criterio de contar con los parámetros geotécnicos necesarios para una adecuada cimentación del puente Sumbay. Además se presenta la estimación del autor de la capacidad de carga admisible y los asentamientos esperados.

Finalmente, en el Capítulo VII se discuten y establecen las Conclusiones y Recomendaciones de lo actuado en la ejecución de la cimentación del Puente Sumbay, en congruencia a una correcta aplicación de los principios de la Geotecnia así como lo que indica el Manual de Diseño de Puentes (emitido por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones) y demás normas legales vigentes, y que se espera sirva como referencia para futuras obras similares.

CAPITULO I
MARCO TEÓRICO

La geotecnia es una disciplina científica y técnica que agrupa a la Geología Aplicada, a la Mecánica de Suelos y a la Mecánica de Rocas, aplicándolas a las obras de Ingeniería Civil; por lo que se puede inferir que:

1. La Geotecnia requiere el apoyo del Ingeniero Geólogo así como de los Ingenieros Civiles especialistas en Mecánica de Suelos y Mecánica de Rocas, en la construcción de obras civiles.
2. Para lograr resultados provechosos así como también una buena comunicación en el grupo, el geólogo debe tener conocimientos de mecánica de suelos y mecánica de rocas, y, los ingenieros civiles deben tener los conocimientos básicos de Ingeniería Geológica.
3. Si consideramos a la mecánica de suelos y a la mecánica de rocas primas hermanas de la geología, el conocimiento del origen geológico de los suelos y de las rocas, ayudará mucho a los ingenieros de diseño para una mejor interpretación de los resultados de las investigaciones de campo.
4. Así mismo, se puede decir que los estudios de mecánica de suelos o mecánica de rocas, por muy cuidadosamente que se realicen, resultarán incompletos si no se ha tomado en cuenta en forma apropiada la geología local.

1.1. Conceptos Geológicos Básicos

1.1.1. Los Minerales

1.1.1.1. Definición de Mineral

El mineral, según los apuntes del Ing. Jorge Agramonte Bermejo en el tema "Geología Básica y Geología Aplicada", es una sustancia sólida, homogénea, formada por procesos naturales, normalmente de origen inorgánico, que posee una estructura atómica ordenada, tiene una composición química definida y presenta propiedades físicas estables dentro de ciertos límites.

Los componentes básicos de los minerales son los elementos químicos (átomos); ejemplo de minerales son: yeso, pirita, hematita, cuarzo, ortosa, calcita, plagioclasa, hornblenda, biotita, magnetita, etc.

1.1.1.2. Origen de los Minerales

Los minerales se forman como resultado de procesos geológicos tanto endógenos como exógenos y en los tres tipos de ambientes: ígneos, sedimentarios y metamórficos.

1.1.1.3. Composición Química de los Minerales

Los minerales pueden estar compuestos de uno o más elementos químicos y pueden representarse químicamente por un símbolo o por una fórmula.

Las rocas están formadas de un agregado de una o más clases de minerales.

1.1.1.4. Propiedades Físicas de los Minerales

Todas las propiedades de los minerales dependen de su composición química y de la estructura cristalina que poseen.

Las principales propiedades físicas de los minerales, que permiten muchas veces su reconocimiento inmediato son: forma cristalina, color, brillo, color de la raya, dureza, exfoliación, fractura y peso específico.

Además, existen propiedades físicas y químicas especiales tales como su tenacidad (elasticidad, flexibilidad, maleabilidad, etc.) sabor, olor, magnetismo, radiactividad y reacción química con los ácidos, como es el caso del ácido clorhídrico (con la calcita produce efervescencia) y otros, que permiten identificar ciertos minerales.

1.1.1.5. Clasificación de los Minerales

Los minerales se pueden clasificar de acuerdo con los siguientes criterios:

A) Por su composición química: los minerales se clasifican según la función química inorgánica que representan, es decir, pueden ser: elementos nativos, sulfuros, sulfosales, óxidos, haluros, carbonatos, nitratos, sulfatos, silicatos, etc.

B) De acuerdo al interés que representan: los minerales pueden considerarse como:

   a) Minerales formadores de roca, entre los que están mayormente los silicatos.

   b) Minerales importantes desde el punto de vista económico, como:

      Óxidos (hematita, magnetita, de los que se obtienen hierro).
      Sulfuros (galena, blenda, calcopirita) de los que se extraen plomo, zinc y cobre respectivamente.
      Sulfatos (yeso, baritina)
      Carbonatos
      Halogenuros (halita o sal común)
      Elementos nativos (oro, plata)

1.1.2. Las Rocas

1.1.2.1. Definición de Rocas

Las rocas son sustancias naturales compuestas de minerales que se originan durante diversos procesos geológicos, tanto en el interior como en la superficie de la corteza terrestre.

1.1.2.2. Clasificación de las Rocas por su Origen

Las rocas por su origen se clasifican en:

A) **Rocas ígneas:** Son aquellas que se han formado a partir de una masa fundida, silicatada, denominada *magma*, que se ha enfriado y solidificado, tanto en el interior como en la superficie terrestre, denominándose respectivamente rocas intrusivas y volcánicas.

Conforme el magma se enfría, los iones que lo componen se disponen según los modelos ordenados durante un proceso denominado cristalización.

El enfriamiento lento se traduce en la formación de cristales bastantes grandes. Al contrario, cuando el enfriamiento se produce rápidamente resulta una masa sólida que consiste en pequeños cristales intercrecidos. En el caso que el material fundido se enfrié instantáneamente se forma una masa de átomos desordenados a la que se llama vidrio volcánico.

Composición mineral de una roca ígnea.

Viene determinada por la composición química del magma a partir del cual cristalizó. N. Bowen, por los años de 1925, descubrió que conforme se enfría el magma, los minerales con puntos de fusión más altos cristalizan antes que los minerales con puntos de fusión más bajos; como los minerales, después que se han formado a partir del magma, reaccionan con lo que queda de él para formar nuevos minerales y éstos reaccionan con lo que sigue quedando del magma original y así sucesivamente, a esta cadena de reacciones se le denomina serie de reacciones de Bowen.

Esta serie ilustra la secuencia de formación mineral en un magma basáltico. La serie de reacciones son continuas y discontinuas. En la serie continua se forman los cristales de plagioclasas ricos en calcio que reaccionan con los iones de

sodio contenidos en el magma para enriquecerse cada vez más en sodio. En la serie de reacciones discontinuas cada mineral tiene estructura cristalina diferente que se forma conforme los componentes minerales sólidos reaccionan con el magma fundido que queda (parte líquida y gaseosa) y producen el siguiente mineral de la secuencia. Durante la última etapa de la cristalización después que la mayor parte del magma se ha solidificado, se generan los minerales ortosa, moscovita y cuarzo.

En la cristalización del magma ocurre un proceso denominado sedimentación cristalina, en el que los primeros minerales más densos que el líquido residual, se depositan en el fondo de la cámara magmática.

En el proceso de cristalización puede ocurrir la diferenciación magmática que se caracteriza porque los primeros minerales que se forman van a originar un tipo de roca y con el fundido restante se formará una roca con una composición química muy diferente a la del magma inicial.

Una vez que se ha formado la roca ígnea, su composición puede cambiar mediante la incorporación de material extraño en un proceso llamado asimilación o mezcla magmática.

Textura de las rocas ígneas

La textura de una roca ígnea depende de si la sustancia es cristalina o vítrea, del tamaño del grano del mineral, del desarrollo de la cara de los cristales y de la forma, tamaño relativo y relación entre los granos minerales.

El factor más importante que determina la textura es la velocidad de enfriamiento del magma.

Las texturas más comunes de las rocas ígneas son las siguientes:

- Cristalina: cuando toda la masa de roca está formada de granos minerales.
- Vítrea: cuando toda la masa de roca está formada de vidrio
- Fanerítica: si los granos minerales son visible a simple vista o con la lupa.
- Afanítica: Cuando los granos minerales son tan pequeños que solo se pueden observar con microscopio.
- Granular: cuando los minerales tienen la forma de granos.
- Porfírica: cuando la roca tiene cristales grandes (fenocristales) dentro de una matriz de cristales más pequeños.

Estructura de las rocas ígneas

La estructura de las rocas ígneas se refiere a las formas macroscópicas de las rocas que yacen en la corteza terrestre. Se reconocen estructuras de las rocas volcánicas y de las rocas intrusivas; en el primer caso, se pueden mencionar el cono volcánico, los mantos volcánicos y piroclásticos, mientras que en las rocas intrusivas las estructuras se denominan en general plutones y corresponde a los batolitos, diques, sills, etc.

Clasificación de las rocas ígneas

Las rocas ígneas se pueden clasificar en:

a) Por su origen.
   - Rocas intrusivas, cuando se forman en la parte profunda de la corteza terrestre y forman cuerpos de roca llamado plutones, tales como batolitos, stocks, diques, lacoholitos, sills, etc.
   - Rocas hipoabisales, cuado se forman muy cerca de la superficie terrestre.

- Rocas volcánicas, cuando el magma sale y se derrama por encima de la corteza terrestre, pudiendo ocurrir entonces el proceso como una emisión tranquila o en forma explosiva.

b) Por su composición química
   - Rocas ácidas si poseen un 65% o más de sílice.
   - Rocas mesosilícicas si poseen entre 65% y 52% del sílice
   - Rocas básicas si poseen entre 52% y 45% de sílice
   - Rocas ultrabásicas si poseen menor de 45% de sílice.

B) **Rocas sedimentarias:** Son aquellas que se han formado a partir de la acumulación y petrificación de productos de la fragmentación, disgregación y/o descomposición de rocas preexistentes a través de procesos físicos y químicos.

Etapas de formación de las rocas sedimentarias

Las rocas sedimentarias se han formado a través de las siguientes etapas:

Origen del material: Comprende la destrucción de rocas que ya existían anteriormente por procesos de meteorización y erosión, a través de procesos físicos y químicos.

Transporte de material: El material resultante de la etapa anterior es transportado por diversos medios siendo el agua, tanto de ríos como de mares y glaciares (el más importante); otros medios serían los vientos y la gravedad (en la remoción de masas).

Acumulación de sedimentos: puede darse como una depositación de material detrítico y precipitación del material transportado como solución.

La diagenesis: Es un conjunto de procesos químicos que convierten los sedimentos en rocas sedimentarias. Esta etapa comprende procesos físicos como cementación, compactación

y desecación, y, procesos químicos como la cristalización, es decir, la formación de nuevos minerales (antígenos)

Minerales de las rocas sedimentarias

Los minerales de las rocas sedimentarias, por su origen, pueden ser relictos y antígenos. Los primeros son aquellos que ya existían en las rocas preexistentes, como el cuarzo, los feldespatos, los micas, etc. Mientras que los antígenos son aquellos que se han formado durante el proceso de litificación como por ejemplo la calcedonia, el ópalo, caolín, los carbonatos, los haluros, etc.

Textura de las rocas sedimentarias

La textura de las rocas sedimentarias se refiere al tamaño y forma de las partículas o fragmentos de roca, del cemento o sea el material cristalino que une a los fragmentos, como sílice, calcita, yeso, etc.; y, de la matriz, es decir, un material de partículas fragmentarias pequeñas como el yeso, el cuarzo, el ópalo, la limonita, etc.

Estructura de las rocas sedimentarias

La estructura de las rocas sedimentarias pueden ser:

Primarias: si se han originado con dichas rocas; estas estructuras son estratos, grietas de desecación, rizaduras, nódulos, concreciones, geodes, fósiles, etc.

Secundarias: se forman después que se origina la roca sedimentaria, como el caso de las fracturas, fallas y pliegues.

Clasificación de las rocas sedimentarias

Las rocas sedimentarias pueden dividirse en dos grupos:

Clásticas: cuando se han originado como resultado de la litificación de las partículas fragmentarias de otras rocas, así tenemos los conglomerados, areniscas, limonitas y lutitas.

No clásticas: son de origen químico, es decir cuando las soluciones químicas que han sido transportados se depositan en cuencas y cristalizan al evaporarse el agua de sedimentación, así ocurre por ejemplo, con la caliza, el yeso, la sal de roca, etc.

C) **Rocas metamórficas:** son aquellas que se han formado a partir de rocas preexistentes que han sufrido cambios en su textura, estructura o composición mineral, por efecto del calor, la presión o los fluídos químicamente activos del magma.

Estructura de las rocas metamórficas

La estructura de las rocas metamórficas es el aspecto más importante que se toma en cuenta para su clasificación. Consiste en el aspecto que representan las rocas en el sentido de si están foliadas o no, lo que depende del tipo de presión que ha actuado en ellos y de su composición mineral.

La estructura de las rocas metamórficas pueden ser entonces:

- Foliadas: podemos citar a las pizarras, filitas y esquistos.
- No foliadas: tenemos al cuarzo, la cuarcita, el skarn, etc.

1.1.3. El Suelo

El suelo es un depósito natural que se presenta en diversos grados de compacidad o consistencia, que forma parte de la corteza terrestre y proviene de la meteorización de las rocas o de la descomposición de los vegetales (suelo orgánico).

Desde el punto de vista de utilidad para el hombre, el suelo es el resultado más importante de la meteorización y gracias a este proceso se han producido suelos aptos para la agricultura o suelos con capacidad para soportar los esfuerzos que transmiten las obras de Ingeniería.

1.1.4. La Meteorización

Es la desintegración y descomposición de una roca en la superficie terrestre o próxima a ella, debido a la acción de un conjunto de procesos naturales, ya sean mecánicos y químicos que la destruyen y alteran.

La meteorización puede ser física y química; por ejemplo se puede ilustrar estos dos conceptos con un trozo de papel. El papel se puede desintegrar rompiéndolo en trozos cada vez más pequeños (meteorización mecánica), y si a estos trozos de papel se le prende fuego y se les quema se produce una descomposición (meteorización química). En la naturaleza, los procesos de meteorización duran cientos de años.

1.1.5. Estructuras Geológicas

1.1.5.1. Estructuras de Plegamiento

Se refieren a las deformaciones que sufren las rocas debido a esfuerzos compresivos que actúan sobre ellos. Ejemplos de plegamientos: los anticlinales, los sinclinales, los domos, etc.

1.1.5.2. Fracturas

Las fracturas son grietas o roturas que se producen en las rocas debido a los esfuerzos que actúan sobre ellas.

En las fracturas las rocas no sufren desplazamientos y se disponen en ellas de un cierto modo o patrón denominado familia o sistema y contribuyen a facilitar la meteorización.

Las fracturas que forman sistemas bien definidos se llaman *diaclasas*.

1.1.5.3. Fallas

Se llama falla a la fractura de la corteza terrestre, a lo largo de la cual se ha producido un desplazamiento del bloque de un lado con respecto al bloque adyacente, paralelo a la superficie de la fractura.

1.1.5.4. Juntas o diaclasas

Son las fracturas en una roca, generalmente más o menos verticales o transversales a la estratificación, a lo largo de las cuales no ha ocurrido un movimiento apreciable.

1.1.5.5. Discordancias

Son accidentes estructurales que presentan ausencia de correspondencia o conformidad entre rocas o capas de rocas, plegados o no, horizontales, inclinados o verticales de modo que presentan diversos ángulos.

1.1.5.6. Estratificación

Es la disposición de las capas o estratos de un terreno, representada por un plano o superficie de discontinuidad.

1.1.6. Mapa Geológico

Es la representación, en un plano horizontal, de los distintos afloramientos rocosos y depósitos superficiales, expuestos en un área, con la indicación de las distintas estructuras geológicas que presentan dichos afloramientos.

Las cartas geológicas se trazan generalmente sobre mapas topográficos, pintando con colores convencionales las distintas formaciones geológicas y con signos convencionales se indican las estructuras geológicas, así como también, las minas, canteras, etc.

A un mapa geológico siempre lo acompañan lo siguiente: tabla de símbolos, la leyenda y los perfiles geológicos.

1.1.7. Formación Geológica

Es la unidad fundamental de todo mapa geológico y tiene las siguientes cualidades:

Constituye un grupo de rocas de composición litológica definida que tienen el mismo origen.

Sus límites (contactos) superior e inferior están bien definidos y pueden seguirse en el terreno.

Las rocas que lo constituyen tienen suficiente extensión para poder ser representadas en un mapa.

1.1.8. Contacto Geológico

Es el plano o superficie limite común, entre dos formaciones geológicas adyacentes. Los contactos geológicos pueden ser: horizontales, inclinados o verticales. Aplicando la regla de los V´S, se pueden diferenciar los distintos contactos geológicos.

1.1.9. Afloramiento

Se denomina *afloramiento* a la parte de la masa rocosa que es visible (se expone) en la superficie del terreno.

1.1.10. Rasgos Geomorfológicos

Las formas topográficas, que aparecen en el terreno son el resultado de las estructuras geológicas.

Por ejemplo, las fallas de alto ángulo aparecerán en los mapas topográficos como franjas lineales formando escarpas; los cuellos volcánicos quedaran representados como formas circulares u ovales pequeñas; un alineamiento de conos volcánicos es indicio de fractura (falla), los tramos rectos de varios kilómetros de los ríos son indicios de fallamiento, etc.

1.2. Geotecnia

La *Geotecnia* es una rama relativamente nueva del saber humano y consiste en la aplicación de las "ciencias de la tierra" (tales como la geología aplicada, la mecánica de suelos y la mecánica de rocas, así como de la hidrología, la geofísica, etc.) a los problemas de diseño de cimentaciones, estabilidad de taludes, excavaciones subterráneas, etc.

Es un requisito para los estudios geotécnicos, el conocimiento de las propiedades básicas de las rocas y minerales que constituyen la corteza terrestre.

1.2.1. Geología Aplicada

1.2.1.1. Introducción

Las grandes obras civiles de infraestructura (vías terrestres, presas, puertos marítimos, etc.) son preponderantes dentro de la vida económica de un país.

El buen funcionamiento de estas obras dependen en gran medida de la forma en que fueron construidas y geotécnicamente adaptadas a las condiciones geológicas del terreno, al grado de que para fines de cálculo se tiende a considerar a las masas de roca o suelo como parte integrante de la estructura por construir.
De ahí que los conocimientos teóricos de la *Geología*, en la práctica, sean fundamentales para resolver problemas que se presentan en las obras de Ingeniería Civil. La aplicación de la Geología a la resolución de problemas de Ingeniería Civil es relativamente reciente, pero es desde los años 1950 en que ha de adquirir mayor importancia.

Conforme se va ampliando el campo de la Geología Aplicada a la Ingeniería Civil, resulta más evidente que los descubrimientos y deducciones del geólogo deben traducirse en aplicaciones y términos prácticos.

1.2.1.2. Importancia de la Geología en la Construcción de Obras Civiles

Puede aseverarse sin temor a equivocación que no existe obra civil, sobre todo si ésta es de gran magnitud, que no necesite de la geología; mas aún, se puede decir que el conocimiento geológico de un sitio es el punto de partida para la construcción de cualquier obra.

Se trata desde luego del conocimiento geológico a pequeña escala, que nos habla de la litología, estratigrafía, de las discontinuidades, de los fenómenos de geodinámica (extema e intema) y de la hidrogeología.

Se ha escuchado con frecuencia que cuando una obra civil resulta falible se dice que falló la geología y aunque el 90% de las obras no resistan a consecuencia del terreno, no se trata de un error de la geología sino de quien hizo la investigación geológica. De ahí la importancia que el estudio geológico se haga con el mayor detalle, sin escatimar, ni tiempo, ni dinero, ni esfuerzo.

1.2.1.3. Litología y Estratigrafía

La *litología* comprende tanto el estudio de suelos como de rocas. Consiste en determinar las unidades litológicas presentes en el estudio donde se construirá la obra civil.

En el caso de rocas hay que indicar su mineralogía, textura, estructura, clasificación, grado de meteorización, propiedades ingenieriles, espesor, distribución y origen de las diferentes unidades.

La *estratigrafía* nos cuenta la historia de la tierra, de tal manera que a veces es de suma importancia indicar el origen, espesor, distribución y posición en la secuencia, de las distintas unidades litológicas presentes; es decir, cuál ha sido la evolución histórica del sitio.

1.2.1.4. Geología Estructural y Discontinuidades

Para una mejor comprensión del comportamiento de una obra civil en un determinado sitio, se necesita conocer las estructuras geológicas y discontinuidades de las rocas y/o suelos donde quedará asentada la estructura, como son: pliegues, fallas, diaclasas, fracturas, foliación, estratificación, discordancias.

1.2.1.5. Hidrogeología

En la investigación geológica para fines geotécnicos, el estudio de la hidrogeología tiene por finalidad determinar la presencia del agua en las obras civiles por los múltiples problemas de carácter operativo a que ésta da lugar, con lo que ocasiona retrasos en tiempo de ejecución e incrementos de presupuesto que pudieran no haber sido considerados inicialmente.

En términos generales, las obras de ingeniería civil se clasifican en obras superficiales y en obras subterráneas. En los dos casos a veces es necesario trabajar por debajo del nivel de aguas freáticas o en la zona de fluctuaciones del mismo; en ocasiones también se construyen obras en presencia de agua de infiltración, zonas de aguas vadosas o en las zonas de influencia de escurrimientos superficiales.

Las obras en que es particularmente importante el conocimiento del flujo o escurrimiento del agua superficial, son los puentes, presas y vías terrestres, debido a los problemas destructivos que ésta les puede ocasionar.

1.2.1.6. Geomorfología

La geomorfología tiene por objeto de estudio el relieve terrestre en función de su génesis, morfología, edad y de la dinámica de los procesos actuales.

La orientación que se dé a un estudio geomorfológico aplicado a la ingeniería depende de varios factores: el tipo de obra en proyecto, su posición tectónica regional, las estructuras geológicas locales, la escala y calidad de las cartas topográficas, las fotografías aéreas y los problemas que se consideren más importantes dentro de la obra.

1.2.2. Mecánica de Suelos

La *Mecánica de Suelos* es la rama de la ciencia que estudia las propiedades de los suelos y su comportamiento bajo esfuerzos y deformaciones unitarias en condiciones ideales, y que permite la resolución de los problemas de Ingeniería de Suelos.

Las aproximaciones y desviaciones de las condiciones ideales de la Mecánica de Suelos son necesarias para un diseño apropiado de una cimentación, porque los depósitos de suelos naturales presentan cinco características que originan complicaciones:

1) Un suelo no posee una relación lineal o única de esfuerzo deformación
2) El comportamiento del suelo depende de la presión, tiempo y del medio físico.
3) El suelo es diferente prácticamente en cada lugar.
4) En casi todos los casos la masa de suelo que interviene en un problema está bajo la superficie y no puede observarse e su totalidad sino que se debe estudiar a partir de pequeñas muestras obtenidas en puntos localizados.
5) La mayoría de los suelos son muy susceptibles a alterarse debido a la toma de muestras, por lo que el comportamiento medido en pruebas de laboratorio puede ser diferente al del suelo in situ.

Estos factores se combinan y hacen que cada problema de suelos sea particular y para todos los efectos prácticos, imposible de una solución exacta.

La mecánica de suelos puede proporcionar soluciones para un modelo matemático pero debido a la naturaleza y diversidad de los suelos y a las condiciones de contorno o fronteras desconocidas, puede ser que el modelo matemático no represente exactamente al problema real, por lo que al avanzar la construcción y a medida que se adquiera más información de las propiedades del suelo y las condiciones de entorno se puede rectificar modificando adecuadamente la solución del problema.

En consecuencia, la Mecánica de Suelos incluye:

1) Teorías sobre el comportamiento de suelos sometidos a presión;
2) La investigación de las propiedades físicas y mecánicas del suelo; y
3) La aplicación de nuestro conocimiento teórico y empírico del tema para la resolución de los problemas prácticos vinculados con el mismo.

El conocimiento de las propiedades físicas de los suelos, así como los detalles de las estratificaciones del suelo natural, nos permiten tener en cuenta, en un cálculo preciso, el efecto de un cambio en las condiciones de carga o de drenaje (debiéndose anticipar que estas influencias son en general despreciables en los terrenos de construcción).

1.2.3. Mecánica de Rocas

La *Mecánica de Rocas* consiste en un conjunto de conocimientos de las propiedades de las rocas, de varias técnicas para el análisis de esfuerzos en la roca bajo la acción de alguna perturbación impuesta, es decir un conjunto de principios

establecidos para expresar la respuesta de la masa rocosa a las cargas a las que es sometida y una metodología lógica para la aplicación de estos principios y técnicas a problemas físicos reales.

Los problemas de estabilidad asociados a la construcción de excavaciones rocosas para diferentes propósitos ha dado lugar a la Mecánica de Rocas, disciplina que en las tres últimas décadas ha tenido un gran desarrollo.

Las áreas donde la aplicación de los conceptos de la Mecánica de Rocas ha demostrado tener gran valor industrial son principalmente la industria minera y la amplia gama de aplicaciones en la ingeniería civil.

La mecánica de rocas según la definición del Comité de Rocas de la Academia Nacional de Ciencias de Estados Unidos "es la ciencia teórica y aplicada que trata del comportamiento mecánico de las rocas; es la rama de la mecánica que estudia la reacción de las rocas a los campos de esfuerzo de su entorno físico". Se define también como la ciencia que estudia el comportamiento mecánico de las masas rocosas que se encuentran bajo la acción de fuerzas producidas por fenómenos naturales (vulcanismo, tectónica de placas, flujo o presencia de agua) o impuestas por el hombre (cimentaciones, excavaciones, voladuras)

M. Panet, en su documento "La mecanique des roches appliquée aux ouvrages du ingénieur civil" (1976) dice que "la mecánica de las rocas, como la mayor parte de las otras disciplinas de las ciencias de la tierra, encuentra su origen por una parte en la búsqueda de explicaciones cualitativas y cuantitativas de los fenómenos naturales observados con minuciosidad por el naturalista y por otra en la actividad industriosa de los ingenieros investigando las mejores soluciones técnicas para definir y

controlar el comportamiento del terreno en los trabajos de exploración de recursos naturales y en las obras civiles y militares".

Para lograr la solución de problemas en este campo es necesario el conocimiento de:

a) La deformabilidad de los macizos rocosos así como la relación entre esfuerzo- deformación.
b) La resistencia de los macizos rocosos así como las condiciones que provocan su ruptura.
c) El estado de esfuerzo inicial residual al que se encuentra sometido al macizo rocoso.
d) Los estados de esfuerzos que se desarrollan en el macizo, en virtud de las solicitaciones (estáticas y/o dinámicas) aplicadas, incluidas las debidas a flujo de agua.

1.2.3.1. Propiedades Indice de las Rocas

Las propiedades índice de las rocas nos permiten encuadrar a una roca dentro de un grupo cuyas propiedades mecánicas sean similares.

Las propiedades índice son propiedades cualitativas y se utilizan comparativamente. Entre las más comunes tenemos:

1) Porosidad (n): Es la relación entre el volumen de vacíos (Vv) y el volumen de la muestra (Vm) y se expresa en porcentaje:

$$n(\%) = \frac{Vv}{Vm} x100$$

El intervalo de variación de la porosidad es muy amplio de acuerdo con el tipo de roca, con la historia geológica y con los tratamientos que ha sufrido.

Se consideran dos tipos de porosidad:

a) Porosidad absoluta, y,
b) Porosidad de fisuración

Para diferenciarlos consideremos el esquema de una roca en la cual existen huecos por enfriamiento, sin estar conectados; además, hay fisuras con direcciones variables interconectados entre ellas (ejemplo: basalto).

Para establecer la diferencia, se dice que las grietas alargadas dan origen a la "porosidad de fisuración" y el total de huecos a la "porosidad absoluta"

Cabe mencionar que la "porosidad de fisuración" se relaciona con la mayoría de las propiedades mecánicas de las rocas.

La siguiente figura muestra la variación de la porosidad con diversas propiedades de la roca indicativas de su calidad.

Figura 1.1. Propiedades de la Roca versus Porosidad

Donde Rc= Resistencia a la compresión simple
M= Módulo de deformabilidad de la roca
VL= Velocidad de las ondas sísmicas longitudinales

2) Contenido de agua (w): Se define así la relación entre el peso del agua contenida en una roca y el peso de su fase sólida.

$$w(\%) = \frac{Ww}{Ws} = \frac{Wm(nat) - Wm(\sec o)}{Wm(\sec o)}$$

El contenido de agua (w) está muy ligado a la porosidad de la muestra y a la profundidad de la que proviene la misma.

3) Peso volumétrico (γ_m): Es la relación entre el peso de la muestra y el volumen de la muestra

$$\gamma_m = \frac{Wm}{Vm}$$

4) Alterabilidad: Es la capacidad de una roca para alterarse en el futuro, bajo las condiciones ambientales reinantes en el sitio; es decir, es el potencial de la roca para intemperizarse con el tiempo.

La estimación cualitativa de la alterabilidad de una roca depende de los siguientes factores:

a) Composición minerológica
b) Fisuración de la roca
c) Agentes agresivos
d) Tratamiento mecánico al que va a estar sometida

5) Durabilidad: Mide la exfoliación, hidratación, decrepitación, solución, oxidación, abrasión, etc.

En algunas pizarras y rocas volcánicas, la roca se deteriora rápidamente en una superficie descubierta.

Se requiere un índice de alteración, el cual se determina mediante el ensayo de Durabilidad (Franklin y Chandra, 1972), que consiste en un tambor de 140 mm de diámetro y 100 mm de ancho, con las paredes de malla (aberturas de 2 mm), en el cual 500 gr de roca se rotan en 10 ciclos a 20 rpm en un baño de agua durante 10 minutos. El porcentaje de roca retenido en el tambor (peso seco) es reportado como el Indice de Durabilidad Id. Este valor crece con la densidad y disminuye con el contenido de humedad.

6) Sensitividad: El concepto de sensitividad de una muestra de roca se establece al analizar la variación de su permeabilidad al

cerrarse o abrirse sus fisuras bajo el efecto de una modificación del estado de esfuerzos aplicados.

Para medir dichas variaciones de la permeabilidad, se realiza una prueba que consiste en labrar una probeta de roca cilíndrica con una perforación central, la cual se somete a dos tipos de flujo (vease Fig. 1.2)

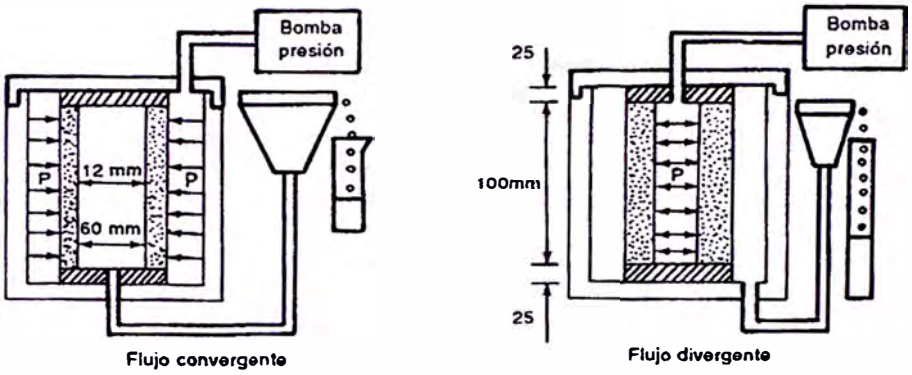


Figura 1.2. Tipos de flujo para obtener la sensitividad de una muestra de roca.

- Flujo convergente (presión hidráulica exterior) que producirá esfuerzos de compresión y originará que las fisuras se cierren.
- Flujo divergente (presión hidráulica interior) que producirá esfuerzos de tensión y ocasionará que las fisuras de abran.

La presión provocada por el flujo divergente no deberá ser muy grande, ya que puede ocasionar falla por tensión.

A partir de los resultados de estas pruebas, se define la sensitividad como:

$$S = \frac{K_{div}}{K_{com}}$$

donde: K_{div}= Permeabilidad de la roca cuando se aplica flujo divergente (p=1 kg/cm^2)

K_{con}= permeabilidad de la roca cuando se aplica flujo convergente (p= 50 kg/km^2)

La sensitividad y la fisuración están íntimamente relacionadas.

La sensitividad de rocas porosas no fisuradas es igual a uno y alcanza valores de 10 mil para las muy fisuradas.

En conclusión, la permeabilidad de la roca, a pequeña o gran escala, es variable de acuerdo con el estado de esfuerzos aplicados, por el efecto que provoca en el ancho de las fisuras, tanto microscópicas como macroscópicas, el abrirlas o cerrarlas.

1.2.3.2. Propiedades Mecánicas de las Rocas

Estas son de tipo cuantitativo y permiten predecir el comportamiento mecánico de los macizos rocosos y son directamente aplicables dentro del diseño ingenieril.

Las propiedades mecánicas más importantes son:

1. Deformabilidad: cuando se somete una muestra de roca o a esfuerzos ésta tiende a cambiar de forma, de volumen o bien las dos cosas simultáneamente. En cualquiera de estos tres casos, la roca se deforma. Por lo tanto se requiere de parámetros que relacionen el esfuerzo y la deformación.
2. Resistencia: En el estudio de las propiedades que definan la falla o ruptura de la roca; se debe considerar, en general, tres clases de esfuerzos que llevan a la ruptura: compresión, tensión y cortante.

1.2.3.3. Clasificación de la Masa Rocosa en Ingeniería

Los esquemas de clasificación de la masa rocosa han sido desarrollados hace más de 100 años, desde que Ritter (1879) intentó formalizar un enfoque empírico para el diseño de túneles, en particular para determinar los requerimientos de sostenimiento. Mientras los esquemas de clasificación son apropiados para su aplicación original, especialmente si son utilizados dentro de los límites de los casos históricos a partir de los cuales fueron desarrollados, se debe tener considerable precaución en la aplicación de las clasificaciones de la masa rocosa a otros problemas de ingeniería de rocas.

La mayoría de los esquemas de clasificación multi- parámetros (Wickham et al, 1972; Bieniawski, 1976, 1989; y Barton et al, 1974) fueron desarrollados a partir de casos históricos de la ingeniería civil, en los cuales fueron incluidos todos los componentes de las características ingeniero- geológicos de la masa rocosa.

Los diferentes sistemas de clasificación ponen diferente énfasis a los distintos parámetros, por lo que es recomendable que por lo menos se utilicen dos métodos en cualquier lugar durante la etapa inicial de un proyecto.

A continuación se presentan los métodos de clasificación del macizo rocoso más conocidos.

Índice de designación de la calidad de roca (RQD)

El índice de designación de la calidad de la roca (RQD) fue desarrollado por Deere (Deere et al, 1967) para proveer un estimado cuantitativo de la calidad de la masa rocosa, a partir de los testigos de la perforación diamantina.

El RQD es definido como el porcentaje de piezas de testigos intactos mayores de 100 mm (4") en la longitud total del testigo.

El testigo deberá tener por lo menos un tamaño NX (54.7 mm ó 2.15 pulgadas de diámetro) y deberá ser perforado con un cilindro de doble tubo de perforación. El procedimiento correcto para medir las longitudes de los testigos y el cálculo del RQD son resumidos en la figura adjunta.

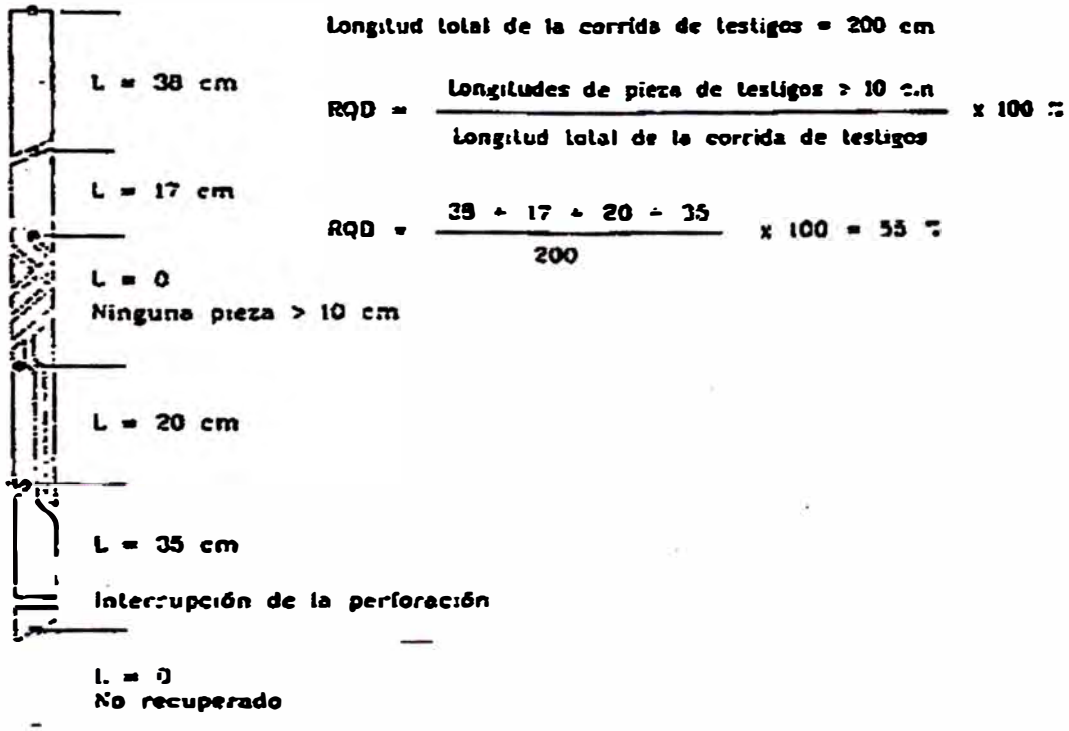


Fig. 1.3. Procedimiento de medición y cálculo del RQD (Deere, 1989)

El RQD es un parámetro direccionalmente dependiente y su valor puede cambiar significativamente, dependiendo sobre todo de la orientación del taladro.

El RQD pretende representar la calidad del macizo rocoso in situ. Cuando se utiliza la perforación diamantina, se debe tener mucho cuidado para garantizar que las fracturas sean identificadas o ignoradas cuando se determine el valor del RQD.

Valoración de la estructura rocosa (RSR)

Wickham et al (1972) describió un modelo cuantitativo para describir la calidad de una masa rocosa y para solucionar el sostenimiento apropiado en base a la clasificación "valoración de la estructura rocosa" (RSR- Rock Structure Rating)

El sistema RSR toma en cuenta los siguientes parámetros:

A. Geología: Apreciación general de la estructura geológica en base a:
   a) Origen del tipo de roca (ígnea, sedimentaria, metamórfica)
   b) Dureza de la roca (dura, mediana, suave, descompuesta)
   c) Estructura geológica (masiva, ligeramente fallada/ plegada, moderadamente fallada/ plegada, intensamente fallada/ plegada))
B. Geometría: Efecto del arreglo de discontinuidades con respecto a la dirección de avance del túnel en base a:
   a) Espaciamiento de las discontinuidades
   b) Orientación de las discontinuidades
   c) Dirección del avance del túnel.
C. Efecto del flujo de agua subterránea y de la condición de las discontinuidades en base a:
   a) Calidad de la masa rocosa en base de A y B combinadas
   b) Condición de discontinuidades (bueno, regular, pobre)
   c) Cantidad de flujo de agua (gl/minuto por 1000 pies de túnel)

A partir de los tres parámetros indicados, se obtiene el valor numérico del RSR= A+B+C.

Las siguientes tablas detallan los parámetros de este sistema.

Tabla 1.1. Valoración de la Estructura Rocosa: Parámeto A: Geología general del área.

	Tipo de Roca Básico				Estructura Geológica			
	Duro	Medio	Suave	Descompue.				
Igneo	1	2	3	4		Ligeram	Moderadam	Intensam
Metamórfico	1	2	3	4		Plegada	Plegada o	Plegada o
Sedimentario	2	3	4	4	Masiva	o Fallada	Fallada	Fallada
Tipo 1					30	22	15	9
Tipo 2					27	20	13	8
Tipo 3					24	18	12	7
Tipo 4					19	15	10	6

Tabla 1.2. Valoración de la Estructura Rocosa: Parámetro B: Modelo de discontinuidades, dirección de avance.

Espaciamiento promedio de de las diaclasas o juntas	Rumbo Perpendicular al Eje					Rumbo Paralelo al Eje		
	Dirección de Avance					Dirección de Avance		
	Ambos	Con el buzamiento		Contra el buzamiento		Cualquier dirección		
	Buzamiento de las diaclasas importantes[a]					Buzamiento de las diaclasas importantes		
	Bajo	Mediano	Alto	Mediano	Alto	Bajo	Mediano	Alto
1. Diaclasado muy cercano, < 2	9	11	13	10	12	9	9	7
2. Diaclasado cercano, 2-6 pulg.	13	16	19	15	17	14	14	11
3. Diaclasado moderado, 6-12	23	24	28	19	22	23	23	19
4. Moderado a bloqueado, 1-2 pies	30	32	36	25	28	30	28	24
5. Bloqueado a masivo, 2-4 pies	36	38	40	33	35	36	34	28
6. Masivo, > 4 pies	40	43	45	37	40	40	38	34

Tabla 1.3.: Valoración de la Estructura Rocosa: Parámetro C: agua subterránea, condición de las dicontinuidades

Flujo de agua anticipado gpm/1000 pies de túnel	Suma de Parámetros A + B					
	13 - 44			45 - 75		
	Condición de Juntas[b]					
	Bueno	Regular	Malo	Bueno	Regular	Malo
Ninguno	22	18	12	25	22	18
Ligero, < 200 gpm	19	15	9	23	19	14
Moderado, 200 – 1000 gpm	15	22	7	21	16	12
Severo, >1000 gpm	10	8	6	18	14	10

a. Buzamiento: bajo: 0-20º; mediano: 20-50º y alto: 50-90º.
b. Condición de juntas: bueno= ajustado o cementado; regular= ligeramente intemperizada o alterada; malo= severamente intemperizado, alterado o abierto.

Clasificación Geomecánica

Bieniawski (1976) publicó los detalles de una clasificación de la masa rocosa denominada "Sistema de Clasificación Geomecánica" o "Valoración de la masa rocosa" RMR (Rock Mass Rating).

A través de los años, este sistema ha sido refinado sucesivamente, realizándose cambios significativos en las valoraciones asignadas a los diferentes parámetros, hasta la versión de Bieniawski, 1989.

El sistema RMR utiliza los siguientes parámetros para clasificar una masa rocosa:

1. Resistencia compresiva uniaxial del material rocoso.
2. Designación de la calidad de la roca (RQD)
3. Espaciamiento de las discontinuidades
4. Condición de las discontinuidades
5. Condiciones del agua subterránea
6. Orientación de los discontinuidades

El sistema RMR es presentado en las Tablas con 1.4, 1.5 y 1.6, en la versión 1989, dando las valoraciones de los seis parámetros listados líneas arriba. Estas valoraciones son sumados para damos un valor de RMR.

En el caso de cimentaciones en roca, el conocimiento del módulo de deformación del macizo rocoso es de primera importancia. El sistema RMR proporciona un método útil para estimar dicho parámetro. La siguiente correlación fue obtenida:

$$E_M = 2(RMR) - 100$$

Donde E_M es el módulo de deformación in-situ en GPa y RMR es mayor que 50.

Serafín y Pereira (1983) proporcionaron varios resultados en el rango RMR < 50 y propusieron la correlación siguiente:

$$E_M = 10^{(RMR-10)/40}$$

TABLA 1.4. EL SISTEMA RMR (CLASIFICACIÓN GEOMECÁNICA DE MACIZOS ROCOSOS), BIENIAWSKI, 1989

A. PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN Y SUS VALORACIONES

PARÁMETROS			RANGOS DE VALORES						
1	RESISTENCIA DEL MATERIAL DE ROCA INTACTA	INDICE DE RESISTENCIA A LA CARGA PUNTUAL (MPa)	>10	4-10	2-4	1-2	PARA ESTE RANGO BAJO ES PREFERIBLE REALIZAR ENSAYOS DE COMPRESIÓN UNIAXIAL		
		RESISTENCIA COMPRESIVA UNIAXIAL (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	VALORACIÓN		15	12	7	4	2	1	0
2	CALIDAD DEL TESTIGO DE PERFORACIÓN RQD(%)		90-100	75-90	50-75	25-50	<25		
	VALORACIÓN		20	17	13	8	3		
3	ESPACIAMIENTO DE DISCONTINUIDADES		>2m	0.6-2m	200-600 mm	60-200 mm	<60 mm		
	VALORACIÓN		20	15	10	8		5	
4	CONDICIONES DE LAS DISCONTINUIDADES		- SUPERFICIES MUY RUGOSAS - NO CONTINUAS - SIN SEPARACIÓN - PAREDES DE ROCA SANA	- SUPERFICIES LIGERAMENTE RUGOSAS -SEPARACION <1mm -PAREDES DE ROCA LIGERAMENTE METEORIZADA	- SUPERFICIES LIGERAMENTE RUGOSAS -SEPARACION <1mm -PAREDES DE ROCA MUY METEORIZADA	- SUPERFICIES CON ESPEJO DE FALLA O - PANIZO < 5mm DE ESPESOR O - SEPARACION DE 1-5mm - CONTINUAS	- PANIZO BLANDO > 5mm DE ESPESOR - SEPARACION > 5 mm - CONTINUAS		
	VALORACIÓN		30	25	20	10	0		
5	AGUA SUBTERRANEA	FLUJO DE AGUA POR 10 m DE LONGITUD DE TUNEL (L/min)	NINGUNO	<10	10-25	25-125	>125		
		RELACION: PRESION DE AGUA EN DISCONTINUIDADES/ ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR	0	<0.1	0.1-0.2	0.5-0.5	>0.5		
		CONDICIONES GENERALES	COMPLETAMENTE SECO	HUMEDO	SATURADO	GOTEO	FLUJO		
	VALORACIÓN		15	10	7	4	0		

B. AJUSTE DE LAS VALORACIONES POR ORIENTACIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES

ORIENTACIÓN DEL RUMBO Y BUZAMIENTO DE LAS DISCONTINUIDADES		MUY FAVORABLE	FAVORABLE	REGULAR	DESFAVORABLE	MUY DESFAVORABLE
VALORACIONES	TUNELES Y MINAS	0	-2	-5	-10	-12
	CIMENTACIONES	0	-2	-7	-15	-25
	TALUDES	0	-5	-25	-50	-60

C. CLASES DE MACIZO ROCOSO DETERMINADOS A PARTIR DE LAS VALORACIONES TOTALES

VALORACIÓN	100-81	80-61	60-41	40-21	<21
CLASE Nº	I	II	III	IV	V
DESCRIPCIÓN	ROCA MUY BUENA	ROCA BUENA	ROCA REGULAR	ROCA MALA	ROCA MUY MALA

D. SIGNIFICADO DE LAS CLASES DE MACIZOS ROCOSOS

CLASE Nº	I	II	III	IV	V
TIEMPO PROMEDIO DE PERMANENCIA SIN SOSTENIMIENTO	20 AÑOS PARA 15 m DE ABERTURA	1 AÑO PARA 10 m DE ABERTURA	1 SEMANA PARA 5 m DE ABERTURA	10 HORAS PARA 2.5 m DE ABERTURA	30 min PARA 1 m DE ABERTURA
COHESIÓN DEL MACIZO ROCOSO (kPa)	>400	300-400	200-300	100-200	<100
ANGULO DE FRICCION DEL MACIZO ROCOSO (°)	>45	35-45	25-35	15-25	<15

TABLA 1.5. EFECTO DE LAS ORIENTACIONES DEL RUMBO Y BUZAMIENTO DE DISCONTINUIDADES EN TUNELERIA

RUMBO PERPENDICULAR AL EJE DEL TUNEL				RUMBO PARALELO AL EJE DEL TUNEL		BUZAMIENTO DE 0° – 20° INDEPENDIENTE DEL RUMBO
AVANCE CON EL BUZAMIENTO		AVANCE CONTRA EL BUZAMIENTO				
BUZ. 45° -90°	BUZ. 20° -45°	BUZ 45° -90°	BUZ. 20° -45°	BUZ. 45° - 90°	BUZ 20° – 45°	
MUY FAVORABLE	FAVORABLE	REGULAR	DESFAVORABLE	MUY DESFAVORABLE	REGULAR	REGULAR

TABLA 1.6. REGLAS PARA LA CLASIFICACIÓN SEGÚN LA CONDICIÓN DE LAS DISCONTINUIDADES

PARÁMETROS	VALORACIONES				
LONGITUD DE LAS DISCONTINUIDADES (PERSISTENCIA/ CONTINUIDAD)	< 1 m 6	1-3 m 4	3-10 m 2	10-20 m 1	> 20m 0
SEPARACIÓN (APERTURA)	NINGUNA 6	< 0.1 mm 5	0.1 -1.0 mm 4	1-5 mm 1	> 5 mm 0
RUGOSIDAD	MUY RUGOSO 6	RUGOSO 5	LIGERAMENTE RUGOSO 3	LISO 1	ESPEJO DE FALLA 0
RELLENO (PANIZO)	NINGUNO 6	RELLENO DURO		RELLENO BLANDO	
		< 5 mm 4	> 5 mm 2	< 5mm 2	> 5mm 0
METEORIZACION	NO METEORIZADO 6	LIGERAMENTE METEORIZADO 6	MODERADAMENTE METEORIZADO 3	MUY METEORIZADO 1	DESCOMPUESTO 0

NOTA: Algunas condiciones son mutuamente exclusivas. Por ejemplo, si se encuentra relleno, es irrelevante que la rugosidad exista, desde que su efecto será ocultado por la influencia del panizo. En tal caso, usar la Tabla 1.4 directamente.

1.2.3.4. Metodología de Aplicación de la Mecánica de Rocas

La metodología que proporciona una base para el diseño o dimensionamiento geomecánico de excavaciones o estructuras rocosas, comprende tres tipos de modelos:

a) **Modelo Geológico:** caracteriza o define lo más cercanamente posible a la realidad a la estructura de la masa rocosa, es decir del medio en el cual realizaremos la excavación.

Modelo Geológico
- Litología
- Estructura
- Origen de las formaciones
- Hidrogeología

b) **Modelo Geomecánico:** Permite cuantificar los diferentes parámetros de la masa rocosa, definido en el Modelo Geológico.

Las tensiones naturales están referidas a los esfuerzos in- situ debido al efecto gravitatorio, a la distribución de la presión del agua subterránea, a los efectos dinámicos producidos por los sismos o microsismos (voladura) o a la presencia de posibles esfuerzos tectónicos residuales.

Modelo Geomecánico
- Propiedades mecánicas de los materiales rocosos.
- Propiedades mecánicas de las discontinuidades estructurales.
- Calidad del macizo rocoso.
- Propiedades de resistencia del macizo rocoso.
- Tensiones naturales.
- Calidad de excavación

c) **Modelo Matemático:** Integra los dos modelos anteriores. Considerando los aspectos geométricos de la excavación a realizarse (condiciones de borde), podremos diseñar o dimensionar las diversas estructuras asociadas a una obra civil y en general tener una visión de los modos posibles de comportamiento o respuesta de los macizos rocosos involucrados.

Las técnicas analíticas utilizadas en tales diseños están basadas en la comparación de los esfuerzos actuantes y las resistencias disponibles. De esta comparación nacerán decisiones importantes para establecer las mejoras alternativas en cuanto a forma y a tamaño de las excavaciones y/o en cuanto a la provisión de soporte, refuerzo y/o mejoramiento de las propiedades físico- mecánicas de la masa rocosa.

La secuencia planteada significa llevar a cabo: investigaciones de campo referidas básicamente a programas de exploraciones, ensayos y/o mediciones, pruebas de laboratorio y cálculos de gabinete.

Estos deben ir unidos a un programa de control in- situ del comportamiento de la masa rocosa durante el proceso de generación de la excavación.

1.2.4. Alcances de la Geotecnia

En la actualidad constituye una práctica obligatoria la necesidad de estudiar el terreno, con criterio geotécnico, como punto de partida para los proyectos de obras de Ingeniería Civil, ya sea que se trate de obras viales, edificaciones, obras hidráulicas y marítimas, plantas industriales, explotaciones mineras a cielo abierto, embalses, túneles, centrales de energía, etc.

La participación de la *geotecnia* en estas actividades de la ingeniería es fundamental, porque contribuye a la seguridad, economía y funcionalidad de las obras.

Los factores geológicos constituyen la causa de la mayoría de los problemas geotécnicos, especialmente el agua que es uno de los factores de mayor incidencia en el comportamiento de los materiales, así como otros procesos geológicos que pueden modificar el comportamiento de los materiales incidiendo en el medio físico y ocasionar problemas geotécnicos.

Ante estas circunstancias, la geotecnia plantea soluciones que muchas veces pueden ser costosas, e incluso puede recomendar la modificación del proyecto o el cambio del emplazamiento de la obra, con el objeto de lograr para la misma, condiciones geotécnicas favorables que le proporcionen no solo una mejor seguridad, sino también funcionalidad sin imprevistos, lo que influye notablemente en su economía y la seguridad de su buen funcionamiento.

De lo anterior resulta evidente que se hace necesario, ejecutar *estudios geotécnicos*, para determinar y predecir el comportamiento del terreno donde se quiera construir obras de ingeniería, teniendo en cuenta la premisa de que para determinar las condiciones geotécnicas favorables o desfavorables de un emplazamiento es necesario partir del conocimiento geológico, interpretando la geología desde el punto de vida de la ingeniería, a fin de poder determinar y predecir el comportamiento del terreno donde se asentarán dichas obras.

1.2.5. Investigaciones Geotécnicas

En la ejecución de cualquier proyecto u obra de ingeniería civil es necesario realizar la exploración de lugar, como parte de un

programa de Investigaciones Geotécnicas, el mismo que involucra aspectos de Geología, Mecánica de Suelos y Mecánica de Rocas.

Del tamaño y tipo del proyecto dependerán las consideraciones del programa de exploración, sin embargo, siempre es necesario realizarlo aún cuando la obra sea pequeña.

El Reglamento Nacional de Construcciones en lo referente a Estudios de Suelos para proyecto de Edificaciones (Norma Técnica EO-50) señala el contenido y alcance de un Programa de Exploración de Campo y Ensayos de Laboratorio correspondiente.

1.2.5.1. Exploración de Campo

En general podemos señalar que los objetivos de la Exploración de Campo son los siguientes:

1. Evaluar la conveniencia del lugar para ejecutar una obra de edificación.
2. Permitir la preparación de un diseño apropiado y económico, mediante el conocimiento de la estratigrafía del subsuelo.
3. Determinar el método constructivo, predecir y resolver los problemas que pueden surgir durante la construcción, basado en el comportamiento de los tipos de suelos presentes.
4. Determinar las condiciones más desfavorables del terreno entre la ocurrencia de un evento climatológico excepcional, sismo devastador, etc.

   Las etapas de la exploración de campo son:

   a) Trabajo preliminar de gabinete: es la recopilación de la información del lugar como mapas, fotografías, estudios anteriores, etc.
   b) Reconocimiento del lugar por geólogos, ingenieros geotécnicos, topógrafos, hidrólogos, etc. Se debe reunir la información acerca de la topografía, geología básica, tipos de suelos, drenaje, obras civiles presentes, etc.

Se deben examinar las condiciones locales tales como el clima, corrientes de agua, condiciones de agua subterránea, se deben acompañar registros fotográficos, esquemas, croquis.

El reconocimiento del lugar es la etapa más importante porque permite definir el programa de investigaciones geotécnicas asociado a las condiciones de sitio presentes.

c) Exploración del sitio y muestreo: levantamiento geológico al detalle, geomorfología, estratigrafía y mineralogía de los estratos rocosos y condiciones del subsuelo, mediante la ejecución de pozos de prueba denominados "calicatas", galerías o túneles, perforaciones, medición de la resistencia "in situ", pruebas y ensayos geofísicos, determinación de las condiciones de agua subterránea, etc.

   Evaluación de las condiciones de las estructuras existentes y adyacentes para detectar fisuras, grietas y asentamientos localizados de estructuras subterráneas o cavidades, etc. toma de muestras para exámenes más detallados y ensayos de laboratorio.

d) Pruebas de laboratorio con las muestras; ensayos con muestras alteradas y no alteradas elegida por el grupo de exploración. Ensayos estándar de suelos para fines de clasificación, y ensayos especiales para determinar su comportamiento mecánico, compresibilidad y permeabilidad: ensayos de resistencia al corte (corte directo o compresión triaxial), consolidación, permeabilidad, etc.

e) Ensayos in situ: ensayos llevados a cabo en el propio lugar ya sea antes o durante el proceso de construcción; pruebas

en el suelo tales como veleta de corte, pruebas de placa de carga directa, etc.

f) Reporte de resultados: detalles del estudio geológico, incluyendo estructuras, estratigrafía y mapeado, resultados de perforaciones, resultados de las pruebas de laboratorio incluyendo los registros de excavaciones, referencias de muestras e interpretaciones estratigráficas, recomendaciones para el nivel de cimentación y la capacidad de carga de los suelos o rocas, así como el tipo de cimentación recomendable, recomendaciones para investigaciones complementarias y ensayos adicionales, sistemas de monitoreo de la construcción y de la post-construcción.

1.2.5.2. Alcances de la Exploración del Sitio

La información generada por la exploración del sitio está relacionada con los depósitos superficiales de rocas y suelos. El objetivo consiste en obtener un modelo tridimensional del lugar, que se extienda tanto lateral como verticalmente, para incluir todos los estratos que puedan llegar a afectarse por las cargas transmitidas al subsuelo, producidos por la construcción propuesta.

Para lograr un alcance adecuado, la separación de los pozos de prueba o perforaciones debe estar basada en consideraciones tanto del tipo de estructura como también por la naturaleza de las condiciones del terreno.

Las perforaciones o calicatas deben efectuarse en puntos estratégicos con respecto al plano de construcción y la profundidad de exploración está relacionada con los tipos de suelos presentes en la estratigrafía y su susceptibilidad a la compresión al ser sometidos a cargas.

1.2.5.3. Selección de los Métodos de Investigación In Situ

Al seleccionar los métodos de investigación in situ se deben considerar cuatro grupos principales de factores:

a) *Naturaleza geológica del lugar:* Cuando se trata de arcillas, la forma más práctica de exploración son las perforaciones simples, sea con posteadora manual o calicatas; en las arenas se pueden requerir perforaciones con funda (a veces con uso de agua) junto con equipo especial de muestreo; y, en las rocas duras, las perforaciones diamantinas con barrenos saca muestras o recuperación de testigos, pueden llegar a suficiente profundidad.

b) *Naturaleza del lugar:* La topografía del sitio, así como el acceso al lugar, son factores importantes desde el punto de vista de la movilidad del equipo de exploración.

c) *Tipo de información requerida:* Tanto el diseñador como el constructor, estarán interesados en la naturaleza y secuencia de las rocas y suelos, pero en ocasiones se requiere información más especializada: detalle de la geometría de las interfases, flujos subterráneos, presencia de instalaciones enterradas (ya sean naturales o construidas), localización de las superficies previas de fallas, etc.

d) *Costo y tiempo:* Por lo general, mientras más profunda sea la exploración, más costosa y larga será, por ello las perforaciones o calicatas deben realizarse solamente cuando sea necesario, en el lugar y profundidad adecuada para las necesidades del proyecto.

1.2.5.4. Perforación Diamantina

En suelos duros y *rocas* se usan perforadoras con brocas de corona con incrustaciones de diamante amorfo accionada a motor, que consiste en una barra hueca de diámetro pequeño que cuenta con una broca en su extremo inferior. La barra gira a velocidades que van de 600 a 1200 rpm haciendo circular agua a presión controlada a través de la broca. Los fragmentos desprendidos por

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 para los barriles muestreadores de campo varían entre 3 y 10 cm, aunque es posible contar con equipos de mayor diámetro para usos especiales.

1.2.5.5. Métodos Geofísicos

Son métodos indirectos de exploración geológica que nos proporcionan información de la litología y de las estructuras geológicas del subsuelo, lo cual es de primordial importancia para todo tipo de proyectos, como puede ser el estudio de las condiciones de cimentación en una presa o edificio; determinación de la profundidad a la que se encuentra la roca sana, de algunas propiedades físicas para un proyecto de túnel o bien para investigar los bancos de materiales para la construcción de una carretera, etc.

La gran cantidad de información que proporcionan, justifica plenamente su utilización tanto en estudios preliminares como en las etapas subsecuentes de la exploración y construcción de obras civiles.

Entre los métodos geofísicos mas comunes se tiene a los de refracción sísmica, de resistividad eléctrica, down- hole, up- hole y cross- hole.

1.2.6. Deformación y Asentamiento de Cimentaciones en Roca

1.2.6.1. Alcances

A continuación se describe los elementos necesarios para estimar los asentamientos, o levantamientos, de las estructuras que son

causadas por la deformación de la roca de fundación. Este acápite se subdivide en cuatro secciones. Los temas para las cuatro secciones incluyen las categorías de la deformación, los métodos analíticos para predecir la magnitud de la deformación, la estimación de las magnitudes permisibles de deformación, y los métodos disponibles para reducir la magnitud de la deformación.

1.2.6.2. Categorías de Deformación de la Masa Rocosa

1.2.6.2.1. Generalidades

Las deformaciones que pueden iniciar el asentamiento o levantamiento de las estructuras cimentadas en roca se pueden dividir en dos categorías generales: deformaciones dependientes del tiempo y deformaciones independientes del tiempo.

1.2.6.2.2. Deformaciones Dependientes de Tiempo

Las deformaciones dependientes del tiempo se pueden dividir en tres grupos según los fenómenos mecánicos que causan la deformación. Los tres grupos incluyen la consolidación, la expansión y la deformación bajo carga permanente (creep).

a) ***Consolidación.***- La consolidación se refiere a la expulsión de los líquidos de los poros debido a un aumento en los esfuerzos efectivos. En general, la consolidación está asociada más bien con los suelos que con la masa rocosa. Sin embargo, la masa rocosa pueden contener fracturas, zonas de corte y juntas rellenas de arcilla o de otros suelos compresibles. Los depósitos sedimentarios con roca argilizada tal como esquistos y lodolitas pueden también ser susceptibles a la consolidación si están sometidas a esfuerzos suficientemente altos. La teoría de la consolidación y los métodos analíticos para predecir la magnitud de consolidación se tratan en los textos estándar de mecánica de suelos.

b) ***Expansión.-*** Ciertos minerales expansivos, tales como la montmorillonita y la anhidrita, reaccionan y se expanden en

contacto con el agua. En seco, estos minerales son también susceptibles a contraerse. Los minerales del montmorillonita se derivan generalmente de la alteración de minerales ferromagnesianos, de feldespatos cálcicos, y de rocas volcánicas, y son comunes en suelos y rocas sedimentarias. La anhidrita representa al yeso sin el agua de cristalización y se encuentra generalmente como capas o juntas en roca sedimentaria, así como en asociaciones cercanas con el yeso y la halita en las rocas evaporitas. En general las medidas para prevenir el efecto de expansión están asociadas con impedir el humedecimiento de estos materiales o la compensación de las cargas para evitar la expansión.

c) ***Deformación bajo carga permanente.*** Se refiere a un proceso en el cual una masa rocosa continúa deformándose en el tiempo por aplicaciones de esfuerzos sostenidos.

El tipo de deformación puede ser atribuido a dos mecanismos diferentes: flujo de masa y propagación de microfracturas. El comportamiento del flujo de masa está comúnmente asociado con ciertos tipos de rocas evaporitas tal como la halita.

La deformación asociada con la propagación de microfracturas ha sido observado en la mayor parte de rocas. La Figura 1-4 muestra una curva típica deformación-tiempo para varios niveles de esfuerzos constantes. Como se indica en la figura 1-4, las formas de la curva deformación- tiempo, son una función de las magnitudes de los esfuerzos aplicados. La deformación generalmente ocurrirá si el esfuerzo aplicado está en el rango asociado con la propagación de fracturas no estables. La transición de propagación de fracturas estables a no estables, depende del tipo de roca pero típicamente está por el orden de por lo menos el 50 por ciento de la resistencia compresiva uniaxial.

La mayor parte de estructuras cimentadas sobre roca generan niveles de esfuerzos debajo del nivel de transición. Por lo tanto, este tipo de deformación no es generalmente un problema para la mayoría de proyectos. Las estructuras cimentadas sobre rocas débiles son las posibles excepciones a esta regla. Aunque procedimientos estandarizados están disponibles para estimar las propiedades de la deformación bajo carga permanente de los especímenes de roca intactas, lo que estas propiedades significan en términos de comportamiento de la masa rocosa está pobremente entendido. Por esta razón, las estimaciones de la respuesta de la deformación para estructuras cimentadas sobre masas rocosas, exige estudios especializados y, en algunos casos, investigación.

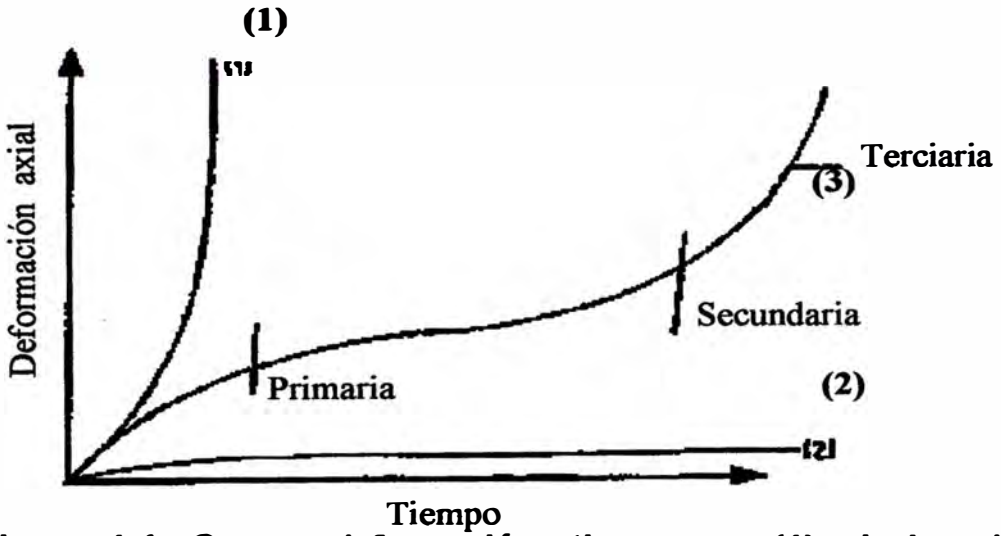


Figura 1.4. Curvas deformación- tiempo en (1) niveles de esfuerzos sostenidos muy altos, (2) niveles de esfuerzos sostenidos moderados, y (3) niveles de esfuerzos sostenidos altos (Farmer, 1983).

1.2.6.2.3. Deformaciones Independiente del Tiempo.

Las deformaciones independientes del tiempo están referidos a aquellas deformaciones que son mecánicamente independientes del tiempo. Las deformaciones independientes de tiempo incluyen las deformaciones generadas por las deformaciones elásticas

pre-falla, las deformaciones plásticas post-falla, y las deformaciones que resultan de grandes constantes o desplazamientos rotacionales inducidos. Los diseños prudentes de la fundación evitan la consideración del comportamiento post-falla. Por lo tanto, las deformaciones independientes del tiempo, en lo referente al diseño de una fundación, se refieren a las deformaciones que ocurren como resultado de deformaciones elásticas pre- falla. Los métodos analíticos para estimar las deformaciones de la masa rocosa discutidas a continuación pertenecen a las soluciones elásticas.

1.2.6.3. Métodos Analíticos para calcular las Deformaciones en los Cimientos

1.2.6.3.1. Generalidades

Los métodos analíticos para calcular las deformaciones de cimientos se pueden dividir en dos grupos generales, modelos matemáticos de forma cerrada y modelos numéricos. La elección de un método en el diseño dependerá de cuán bien un método particular modela el problema del diseño, la disponibilidad, la extensión, y la precisión de los parámetros geológicos y estructurales de entrada, el uso previsto de las deformaciones calculadas (es decir si es un diseño preliminar o final), y la exactitud requerida de los valores calculados.

1.2.6.3.2. Métodos de Forma Cerrada.

Los métodos de forma cerrada se refieren a las ecuaciones matemáticas explícitas desarrolladas a partir de la teoría de la elasticidad. Estas ecuaciones se utilizan para resolver los esfuerzos y las deformaciones en la roca de fundación como una función de la geometría de la estructura de la carga, de la rigidez y de las propiedades elásticas de la roca de fundación. Es preciso realizar suposiciones simplificadas asociadas con la teoría de la elasticidad que imponen ciertas limitaciones sobre la aplicabilidad de estas soluciones. La más restrictiva de estas suposiciones es

que la roca es asumida como homogénea, isotrópica y linealmente elástica. Poulos y Davis (1974) proporcionan un listado completo de ecuaciones, tablas, y ábacos para resolver las tensiones y los esfuerzos y deformaciones en suelos y roca. Las cargas complejas y las configuraciones de la fundación son manejadas por el principio de superposición en el cual las cargas complejas o formas de la fundación se reducen a una serie de cargas y formas simples. Las condiciones de la anisotropía, estratificación, y no homogeneidad se tratan con suposiciones condicionales. Si el juicio de la ingeniería se ejercita sólidamente para asegurar que las suposiciones restrictivas y condicionales no violen las aproximaciones razonables de la condición prototipo, las soluciones de forma cerrada ofrecen predicciones razonables de comportamiento.

a) ***Parámetros de entrada.*** Las soluciones de forma cerrada requieren, como parámetros de entrada, el módulo de la elasticidad y la relación de Poisson. Para las estimaciones de deformación/asentamiento en la roca, el módulo de la deformación, E_d, se utiliza en lugar del módulo de elasticidad. Los valores de la relación de Poisson típicos varian sobre un pequeño rango desde 0.1 a 0.35. Generalmente, el valor de esta relación disminuye con la mejor calidad de la masa rocosa. Debido a la gama pequeña de valores probables y debido a que las soluciones para la deformación son relativamente insensibles a los valores asignados, el cociente de Poisson generalmente es asumido.

b) ***Profundidad de influencia.*** Los esfuerzos en la roca de fundación que son un resultado de las cargas de la fundación disminuyen con la profundidad. En los casos donde bajo la fundación se encuentran varias capas de masa rocosa, y cada capa con diferentes características elásticas, la influencia de la profundidad de la carga estructural debe ser considerada.

Para el propósito de cálculo de la deformación/ asentamiento, la profundidad de influencia se define como la profundidad a la cual el esfuerzo impuesto que actúa normalmente al plano de la fundación disminuye a un 20 por ciento del esfuerzo máximo que aplicó la fundación. Si no hay un cambio drástico en las características elásticas de los estratos subsuperficiales dentro de esta profundidad, las soluciones elásticas para medios estratificados no necesitan ser consideradas. Poulos y Davis (1974) y el Manual, NAVFAC D-7.1 (1982) proporcionan ecuaciones y ábacos basados en las ecuaciones de Boussinesq para estimar los esfuerzos con la profundidad impuestos por varias formas de cimentación y condiciones de carga.

c) ***Fundación Estratificada.*** Poulos y Davis (1974) proporcionaron los procedimientos para estimar la deformación/asentamiento de las fundaciones con la influencia de profundidad para casos de hasta cuatro capas geológicas distintas. Los múltiples estratos, en los cuales la relación de módulos de deformación de cualesquiera de las capas no exceden un factor de tres, se pueden tratar como una sola capa con un módulo representativo de deformación equivalente al promedio ponderado de todas las capas en la profundidad de influencia. Un promedio ponderado considera que las capas más cercanas a la fundación influyen en la deformación total en mayor extensión que las capas más profundas. La Figura 1-5 muestra una fundación sobre un sistema de múltiples capas que contienen n capas dentro de la profundidad de influencia. El módulo promedio ponderado de la deformación se puede obtener de la Ecuación 1-1.

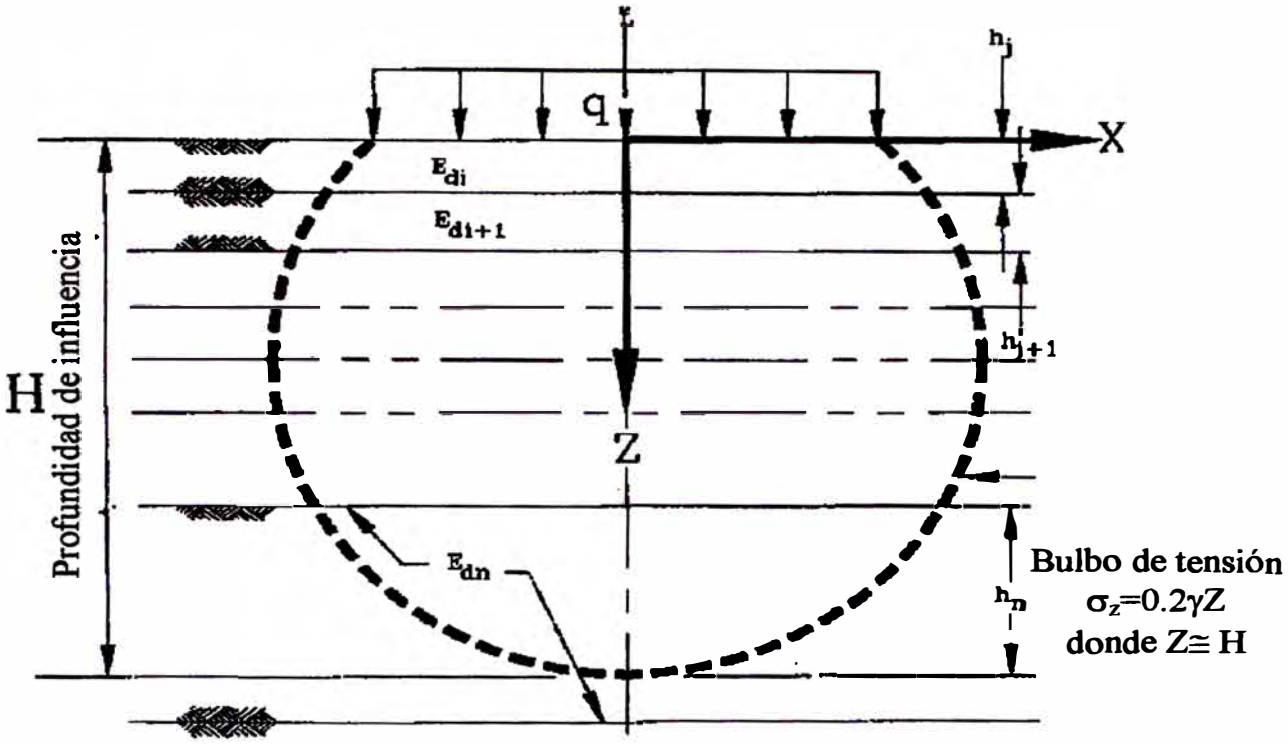


Figura 1-5. Fundación hipotética sobre estratos múltiples que contienen un número de n capas dentro de la profundidad de influencia.

$$Edw = \frac{\sum_{i=1}^{n} \left(E_i \Big/ \sum_{j=1}^{i} h_j \right)}{\sum_{i=1}^{n} \left(1 \Big/ \sum_{j=1}^{i} h_j \right)} \qquad \ldots(1.1)$$

donde

E_{dw}= Módulo de deformación promedio ponderado

E_{di}, E_{di+1}—E_{dn}= modulo de deformación de cada capa. Las relaciones de cualquier E_{di} : E_{di+1}.....: E_{dn} <3

h_j ,h_{j+1} ..... h_n = espesor de cada capa

n= numero de capas

d) Soluciones para Cimientos Rectangulares Uniformemente Cargados. Las cimientos rectangulares son formas comunes para zapatas y otras estructuras. Las soluciones para la deformación de cimientos uniformemente cargados se dividen en dos categorías, cimientos flexibles y cimientos rígidos.

(1) Cimientos Flexibles. Los cimientos flexibles carecen de suficiente rigidez para resistir la flexión bajo carga. Según lo indicado en la Figura 1-6 la deformación máxima de una fundación rectangular flexible uniformemente cargada ocurre en el centro de la fundación. La deformación máxima (punto "a" en la figura 1-6) se puede estimar de la solución de la ecuación 1-2.

$$\delta_a = 1.12qB(1-\mu^2)(L/B)^{1/2}/Ed \quad \ldots (1.2)$$

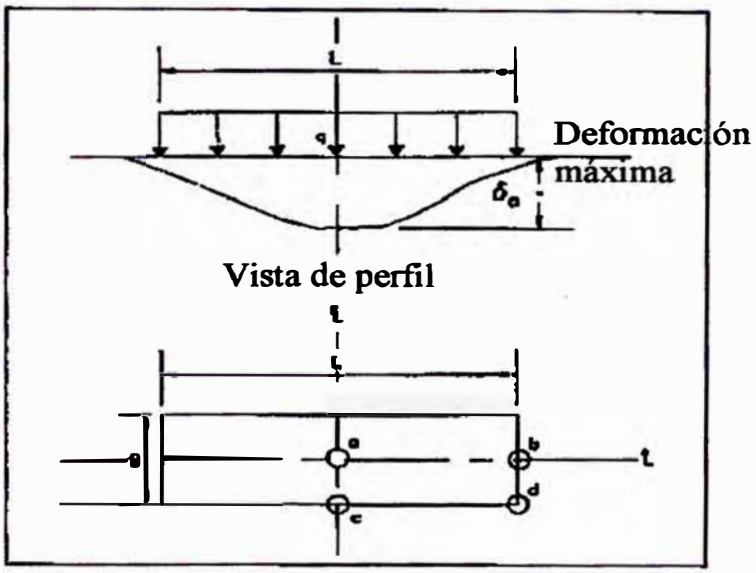


Figura 1.6. Perfil típico de deformación bajo cargas uniformes, de forma rectangular, fundación flexible.

donde:

δ_a= deformación máxima (deformación en el punto "a" en la Fig. 1-6)

q= carga unitaria (fuerza/ área) actuante

B= ancho de cimentación

L= longitud de cimentación

μ= relación de Poisson de la roca de cimentación

E_d= modulo de deformación de la roca de cimentación

Las estimaciones de la deformación de los puntos b, c, y d en la Figura 1-6 pueden ser obtenidas multiplicando la deformación estimada en el punto "a" (ecuación 1-2) por un factor de reducción obtenido de la Figura 1-7.

(2) Cimientos Rígidos. Los cimientos rígidos se asumen que son suficientemente rígidos para resistir la flexión bajo carga. Los ejemplos incluyen las estructuras de concreto de gravedad tales como las estructuras hidráulicas de carga y descarga. Los cimientos rígidos uniformemente cargados se asientan uniformemente. La deformación estimada puede ser obtenida multiplicando la deformación máxima estimada para una fundación flexible de las mismas dimensiones de la Ecuación 1-2 por el factor de reducción obtenido del promedio para la curva de la carga rígida en la Figura 1-7.

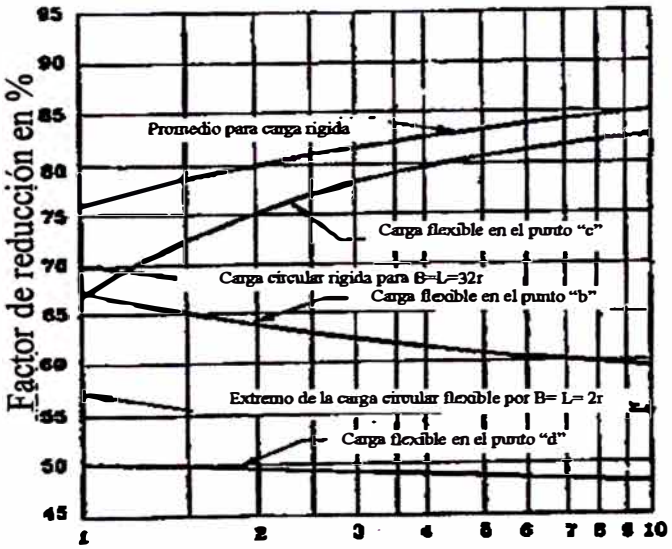


Figura 1.7. Factor de reducción en porcentaje del asentamiento debajo del centro de una fundación rectangular flexible (NAVDOCKS D-7).

e) **Cargas Variables Linealmente.-** En la práctica, la mayoría de las estructuras de retención de gravedad, tales como monolitos de las presas de gravedad y muros de esclusas, no distribuyen uniformemente, las cargas a la roca de fundación.

Como se indica en el Figura 1-8, la carga de estas estructuras pueden ser aproximadas asumiendo distribuciones de carga linealmente variables. Un análisis completo de la deformación/ asentamiento requiere el cálculo de las deformaciones en los planos horizontal y vertical. Las soluciones de forma cerrada están disponibles para tratar cargas linealmente variables (Poulos y Davis, 1974). Sin embargo, una solución completa requiere que las condiciones de carga sean divididas en un número de segmentos. Las deformaciones calculadas de cada segmento se suman para proporcionar una solución completa. En este respecto, las soluciones de la forma cerrada son tediosas, y, debido a las suposiciones simplificadas, proporcionan solamente soluciones aproximadas.

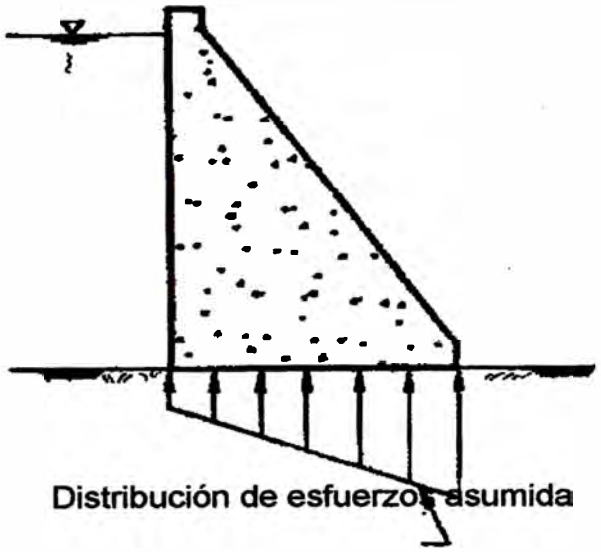


Figura 1.8. Distribución asumida de esfuerzos que varían linealmente.

1.2.6.3.3. Modelos Numéricos.

Los modelos numéricos se refieren a aquellos métodos analíticos que, debido a su complejidad, requieran la solución de una gran cantidad de ecuaciones simultáneas. Tales soluciones son razonablemente posibles solo con la ayuda de una computadora.

En muchos casos los modelos numéricos proporcionan la única alternativa práctica para estimar la deformación/asentamiento de las estructuras sujetas a condiciones de carga complicadas y/o que están cimentadas en roca anisotrópica, no homogénea. Los modelos numéricos se pueden separar en dos grupos generales: discontinuas y continuas.

a) ***Modelos Discontínuos.-*** Los modelos discontinuos utilizan características numéricas que implican ecuaciones del movimiento para partículas o bloques rígidos. Tales modelos se refieren con frecuencia como modelos de elementos discretos. Los métodos discontinuos se utilizan sobre todo al analizar la estabilidad y/o cinemática y/o de unos o más bloques de roca independientes y reconocibles. Debido a que los bloques de roca se tratan como cuerpos rígidos, los modelos discontinuos no se utilizan para analizar las magnitudes de las deformaciones de la roca.

b) ***Modelos Contínuos.*** Los métodos contínuos incluyen los métodos de elementos finitos, diferencias finitas, y los métodos de elementos del borde. Todos estos métodos se pueden utilizar para resolver las magnitudes estimadas de deformación/asentamiento. Sin embargo, el método de elementos finitos es el más popular. El modelo numérico de respuesta de las fundaciones establece el uso de las relaciones constitutivas que definen el comportamiento esfuerzo-deformación del material. Los códigos de elementos finitos están disponibles e incorporan relaciones constitutivas sofisticadas capaces de modelar una variedad de comportamientos no lineales y/o dependientes del tiempo. Las capacidades analíticas ofrecidas por algunos de los códigos más sofisticados exceden la capacidad del ingeniero geotécnico para proporcionar parámetros de los materiales significativos. Para los niveles de esfuerzos de la fundación y

los tipos subyacentes de roca encontrados para la mayoría de estructuras, estimaciones razonables de deformación/ asentamiento se pueden obtener de códigos elásticos lineares con el módulo de la deformación como el parámetro principal de entrada. La opción del código a utilizar debe reflejar la capacidad del código de modelar el problema actual y la preferencia de los profesionales geotécnicos responsables de los análisis del asentamiento.

1.2.6.4. Asentamiento Admisible

1.2.6.4.1. Generalidades

Para las estructuras cimentadas en roca, la deformación/ asentamiento total frecuentemente controlan el diseño. El diseño para, o el control de asentamientos diferenciales entre elementos críticos de una estructura es esencial para el funcionamiento apropiado y seguro de esa estructura. El asentamiento total se debe calcular en un número suficiente de puntos para establecer el patrón de asentamiento total. De este patrón, los asentamientos diferenciales se pueden determinar y comparar con valores permisibles recomendados.

1.2.6.4.2. Estructuras de Concreto Masivo.

Las estructuras de concreto masivo se diseñan y se construyen para resolver las necesidades de un proyecto particular. Estas estructuras varían de tamaño, forma, y de función prevista entre los proyectos. Consecuentemente, la magnitud del asentamiento diferencial que puede ser tolerada se debe establecer para cada estructura. Las especificaciones para las magnitudes permisibles de la deformación/ asentamiento diferencial que pueden ser toleradas requieren los esfuerzos colectivos de profesionales estructurales y geotécnicos, trabajando juntos en equipo. La magnitud del movimiento diferencial permisible debe ser suficientemente baja para prevenir el desarrollo de los esfuerzos de corte y/o tensión dentro de la estructura en exceso de límites

tolerables, y asegurar el funcionamiento apropiado de las partes móviles tales como exclusas y compuertas de control. Para las estructuras de concreto cimentadas en roca blanda, donde el módulo de la deformación de la roca es significativamente menor que el módulo elástico del concreto, hay una tendencia para que la roca de la fundación se expanda lateralmente produciendo así esfuerzos de tensión adicionales a lo largo de la base de la fundación. Deere et. al. (1967) sugirieron los criterios siguientes para evaluar el significado de las relaciones entre el módulo de la deformación de la roca (E_{dr}) y el módulo elástico del (E_c) concreto.

a. Si $E_{dr}/E_c<0,25$, entonces el módulo de la roca de fundación tiene poco efecto en los esfuerzos generados dentro de la masa de concreto.

b. Si $0,06 < E_{dr}/E_c < 0,25$, el módulo de la roca de fundación es más significativo con respecto a los esfuerzos generados en la estructura de concreto. El significado se incrementa con los valores decrecientes de la relación de los módulos.

c. Si $E_{dr}/E_c <0,06$, entonces el módulo de la roca de fundación domina casi totalmente los esfuerzos generados dentro del concreto. Las magnitudes de expansión, permisibles de deformación, en términos de asentamiento, de movimiento lateral, o de distorsión angular para las estructuras hidráulicas deben ser establecidas por el equipo de diseño del proyecto.

1.2.6.5. Métodos de Tratamiento para reducir la magnitud de la deformación/asentamiento diferencial.

1.2.6.5.1. Generalidades

En los casos del diseño donde las magnitudes de la deformación/asentamiento exceden valores permisibles el equipo de los profesionales estructurales y geotécnicos encargados con la responsabilidad del diseño de la fundación debe hacer las

previsiones para bien sea la reducción de la magnitud del movimiento diferencial o diseñar la estructura para acomodar la deformación diferencial. Existen dos métodos disponibles para reducir la magnitud de la deformación/ asentamiento diferencial: mejorar las características de la deformación de la masa rocosa y/o la modificación del diseño de la fundación.

1.2.6.5.2. Mejoramiento de la Masa Rocosa.

Las técnicas para mejorar la masa rocosa se refieren a técnicas que mejoran la capacidad de una masa rocosa para resistir la deformación cuando está sujeta a un aumento en el esfuerzo. Las dos técnicas que están disponibles incluyen el refuerzo de la roca y la consolidación del terreno con inyecciones. En general, las técnicas para aumentar el módulo de la deformación de una masa rocosa se limitan a los casos especiales donde solo relativamente pequeñas reducciones en la deformación son necesarias para cumplir con los requerimientos permisibles de la deformación/ asentamiento.

a) **Refuerzo de la roca.-** Refuerzo de la roca (es decir pernos de roca, anclaje de roca, tendón de roca, etc.) se utiliza sobre todo para mejorar la estabilidad de las estructuras cimentadas en roca. Sin embargo, en casos especializados, el confinamiento ofrecido por un patrón sistemático de refuerzo de roca puede ser eficaz en la reducción del movimiento estructural o las traslaciones (por ejemplo, deformaciones rotacionales de las estructuras de retención).

b) **Consolidación por Inyección.-** La consolidación del terreno se refiere a la inyección de lechadas de cemento en la masa rocosa para el propósito primario de aumentar el módulo de la deformación y la resistencia al corte. Las capacidades de mejoramiento de la consolidación del terreno por inyección dependen de las condiciones de la masa rocosa. La

consolidación del terreno para aumentar el módulo de la deformación es más beneficiosa en masas rocosas altamente fracturadas con un número predominante de juntas abiertas. Antes de iniciar un programa de consolidación del terreno un estudio piloto en el campo se debe realizar para evaluar el mejoramiento potencial. El estudio piloto de campo debe consistir de un ensayo de campo de un volumen representativo de la masa rocosa que se mejorará. Ensayos de deformación "in-situ" deben ser realizados antes y después del mejoramiento realizado para evaluar el grado del mejoramiento alcanzado.

1.2.6.5.3. Modificaciones de Diseño de la Fundación.

Los medios más eficaces de reducir la deformación/ asentamiento están con la modificación del diseño de la fundación. Una variedad de modificaciones viables es posible, pero todas incorporan uno o más de tres conceptos básicos: reducir esfuerzos aplicados a la roca de la fundación; redistribución de esfuerzos aplicados a estratos de roca más rígidos y más competentes; y en os casos que implican cimientos flexibles, reducir las deformaciones máximas aumentando la rigidez de la fundación. La elección del concepto incorporado en el diseño final depende de las condiciones de la roca de fundación, consideraciones estructurales y costo asociado.

1.2.7. Capacidad Portante de Cimentaciones en Roca

1.2.7.1. Alcance

En esta sección se establecen las guías para la determinación de los valores de la capacidad portante última y admisible para la fundación en roca. Esta sección se subdivide en los cuatro temas siguientes: modos y ejemplos de las fallas por capacidad portante; métodos para calcular la capacidad portante; capacidad portante admisible; y métodos de tratamiento para mejorar la capacidad portante.

1.2.7.2. Aplicabilidad

a) Los modos de falla, los métodos para estimar la capacidad portante última y admisible, y los tratamientos para mejorar la capacidad portante son aplicables a estructuras cimentadas directamente en roca o cimentaciones poco profundas cimentadas en roca con profundidades de empotramiento menores que cuatro veces el ancho de la fundación. Las cimentaciones profundas tales como pilotes, pilares y caissones no son consideradas aquí.

b) En general, el diseño final de la cimentación es controlado por consideraciones tales como el asentamiento/ deformación, estabilidad al deslizamiento o volcamiento más que por la capacidad portante. Sin embargo, las excepciones a la regla así como un diseño prudente, requieren que la capacidad portante sea evaluada.

1.2.7.3. Modos de Falla por Capacidad Portante

1.2.7.3.1. Generalidades

Las fallas por capacidad portante de estructuras cimentadas sobre masas rocosas son dependientes de los espaciamientos de las juntas con respecto al ancho de la cimentación, de la orientación de las juntas, de la condición de las juntas (abiertas o cerradas), y del tipo de roca. La Figura 1-9 ilustra modos típicos de falla según las condiciones de la masa rocosa según los modos sugeridos por Sowers (1979) y Kulhawy y Goodman (1980). Los modos de fallas prototipos pueden realmente consistir de una combinación de los modos. Para conveniencia de la discusión, los modos de falla serán descritos según cuatro condiciones generales de la masa rocosa: intacta, diaclasada, estratificada y fracturada.

1.2.7.3.2. Masa Rocosa Intacta

Para el propósito de evaluar las fallas por capacidad portante, la roca intacta se refiere a una masa rocosa con espaciamientos típicos de las discontinuidades (término S en la Figura 1-9) mayor

que cuatro a cinco veces el ancho (término B en la Figura 1-9) de la cimentación. En general, las juntas están tan ampliamente espaciadas que la orientación y condición son de poca importancia. Dos tipos de modos de falla son posibles dependiendo del tipo de roca. Los dos modos son: falla de corte local y falla general (punzonamiento) asociadas a la roca frágil y dúctil, respectivamente.

a) ***Roca frágil.***- Una falla típica local de corte es iniciada en el borde de la cimentación como un aplastamiento localizado (particularmente en los bordes de cimentaciones rígidas) y se desarrolla en patrones de superficies de cuñas (punzonamiento) y de deslizamiento. Las superficies de deslizamiento no alcanzan la superficie del terreno, sin embargo, terminan en alguna parte de la masa rocosa. Las fallas de corte localizadas están asociadas generalmente con la roca frágil que exhibe significativa pérdida de resistencia post-pico.

b) ***Roca dúctil.***- Las fallas generales de corte son también iniciadas en el borde de la cimentación, pero las superficies de deslizamiento se desarrollan en bordes bien definidos, que abarca a la superficie del terreno. Las fallas generales de "corte" están típicamente asociadas con rocas dúctiles que demuestran resistencia producida de corte máximo.

1.2.7.3.3. Masa Rocosa Fracturada

Las fallas de capacidad portante en masas rocosas fracturadas son dependientes del espaciamiento de la discontinuidad de su orientación y de su condición.

a) ***Juntas de alto buzamiento y poco espaciadas.*** *Los* dos tipos de modos de falla de la capacidad portante posibles para estructuras cimentadas sobre masas rocosas en las cuales las

discontinuidades predominantes tienen alto buzamiento y espaciamiento cercano se muestra en las figuras 1-9c y 1-9d. Las discontinuidades que están abiertas (Figura 1-9c) brindan poca restricción lateral. Por lo tanto, la falla se inicia por la falla compresiva de columnas individuales de roca. Las discontinuidades estrechamente cerradas (Figura 1-9d) por otra parte, proveen restricción lateral. En tales casos, el corte general es el modo de falla probable.

b) ***Juntas de alto buzamiento y ampliamente espaciadas.***- Las fallas de capacidad portante para masas rocosas con juntas de alto buzamiento y con espaciamiento de juntas mayor que el ancho de la fundación (Figura 1-9c) son proclives a ser iniciadas por división, de modo que progresen con el tiempo al modo de corte general.

c) ***Juntas inclinadas.***- El modo de falla para una masa rocosa con juntas inclinadas entre 20° a 70° con respecto al plano de la cimentación es probable que forme corte general (Figura 1-9f). Además, dado que la discontinuidad representa planos principales de debilidad, una discontinuidad favorablemente orientada es probable que defina por lo menos una superficie de cuña de corte potencial.

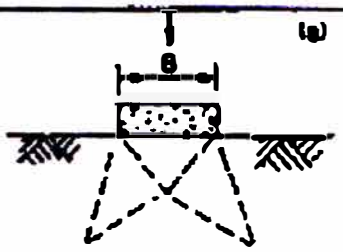
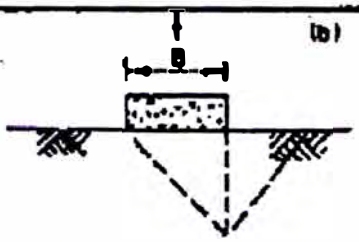
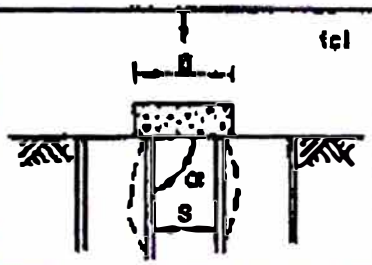
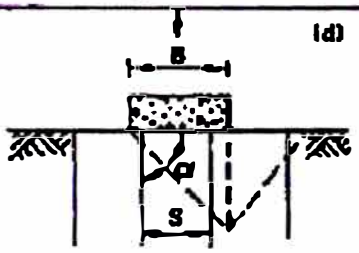
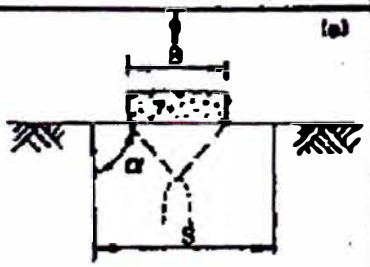
Condiciones del macizo rocoso			Falla		Ecuación de capacidad de carga N°
	Buzamiento de juntas	Espaciamiento de juntas	Ilustración	Modo	
INTACTA	N/A	S>>B	(a) 	Roca frágil: Falla por corte local causada por fracturas frágiles localizadas	Ec.1-6
			(b) 	Roca dúctil: Falla por corte general a lo largo de superficies de falla bien definidas	Ec.1-3
JUNTAS CON ALTO BUZAMIENTO	70°< α >90°	S<B	(c) 	Fracturas abiertas: Falla compresiva de columnas individuales de roca. Familias de fracturas casi verticales	Ec.1-7
			(d) 	Fracturas cerradas: Falla de corte general a lo largo de superficies de falla bien definidas. Juntas casi verticales.	Ec.1-3
		S>B	(e) 	Fracturas abiertas o cerradas: Falla iniciada por separación que conduce a una falla general de corte. Juntas casi verticales	Ec.1-7

Figura 1.9. Modos de falla típicos por capacidad portante asociados a diversas condiciones del macizo rocoso.

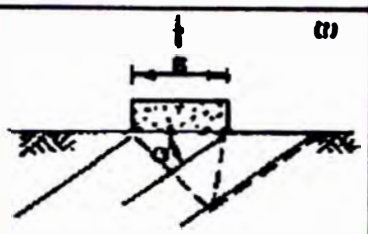
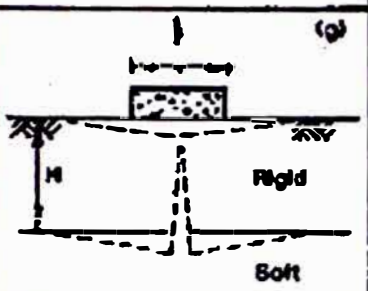
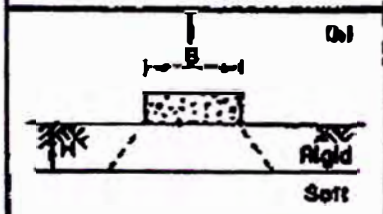
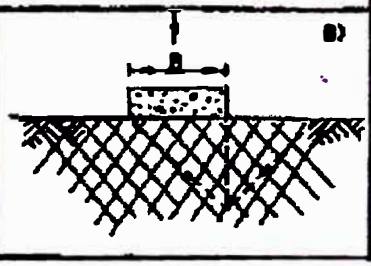
DIACLASADA	20°< α <70°	Si la cuña de falla se puede desarrollar a lo largo de las fracturas.		Falla general por corte con potencial para falla a lo largo de las juntas. Familias con buzamiento moderado	Ec.1-5
ESTRATIFICADA	0<α<20	Valores límite de H con respecto a B. Es dependiente de las propiedades del material		Estrato superior grueso y rígido. La falla se inicia por flexión debido a la flexión del estrato superior	N/A
				Estrato superior delgado y rígido. La falla se inicia como punzamiento del estrato superior rígido.	N/A
FRACTURADA	N/A	S<<B		Falla por corte general con superficie de falla irregular a través del macizo rocoso. Dos o más sistemas de fracturas cercanamente espaciadas.	Ec.1-5

Figura 1.9. (Continuación) Modos de falla típicos por capacidad portante asociados a diversas condiciones del macizo rocoso.

1.2.7.3.4. Masa Rocosa Estratificada.

Los modos de falla de las masas rocosas estratificadas, con cada capa caracterizada por propiedades de diferentes materiales, son complicadas. Los modos de falla para dos casos especiales, sin embargo, han sido identificados (Sowers 1979). En ambos casos el estrato de cimentación consiste en una roca rígida sobre un estrato débil altamente deformable, con buzamiento de planos menores de 20º con respecto al plano de fundación. En el primer caso (Figura 1-9g), un estrato rígido grueso cubre la capa débil blanda, mientras en el segundo caso (Figura 1-9h) la capa rígida es delgada. En ambos casos, la falla es iniciada por una falla de tensión. Sin embargo, en el primer caso, la falla de tensión es causada por la flexión de la capa rígida gruesa, mientras que en el segundo caso, la falla de tensión es causada por el punzonamiento a través de la capa superior rígida delgada. El espesor limitante de la capa rígida en ambos casos es controlado por las propiedades de los materiales de cada capa.

1.2.7.3.5. Masas Rocosas Altamente Fracturadas.

Una masa rocosa altamente fracturada es una que contiene dos o más familias de discontinuidades con espaciamientos típicos de juntas que son pequeños con respecto al ancho de la fundación (Figura 1-9i). La roca altamente fracturada se comporta de una manera similar a las arenas densas sin cohesión y a las gravas. Como tal, el modo de falla es probable que sea de corte general.

1.2.7.3.6. Causas Secundarias de la falla.

Además de la falla de la roca de fundación, las reacciones agresivas de la mineralogía de la roca o de las aguas subterráneas o la química del agua superficial, pueden conducir a la falla por capacidad portante. Los ejemplos incluyen: pérdida de resistencia en el tiempo típico, de algunas arcillas esquistosas; reducción de la capacidad de carga en secciones transversales causada por reacción química entre el elemento de la fundación y

el agua subterránea o agua superficial; materiales de roca susceptibles a solución; y esfuerzos adicionales impuestos por minerales que se expanden (hinchan). Las causas secundarias potenciales deben ser identificadas durante la fase de la investigación del proyecto. Una vez que las causas potenciales han sido identificadas y encaradas, sus efectos pueden ser minimizados.

1.2.7.4. Métodos para el Cálculo de la Capacidad Portante

1.2.7.4.1. Generalidades

Existe un número de técnicas disponibles para estimar la capacidad portante de fundaciones en roca. Estas técnicas incluyen métodos analíticos, ecuaciones tradicionales de capacidad portante y pruebas de carga en el campo. De los diversos métodos, las pruebas de carga de campo son las menos usadas por dos razones. Primero, las pruebas de carga de campo, tales como la prueba de placa, son costosas. Segundo, aunque la prueba proporciona la información en cuanto a la carga que causará la falla, todavía queda pendiente el problema del efecto de escala.

1.2.7.4.2. Definiciones.

Dos términos usados en las discusiones siguientes requieren de definición. Ellos son la capacidad portante última y el valor de la capacidad portante admisible. La definición de los términos está conforme a la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales (ASTM)

a) ***Capacidad portante última.-*** La capacidad portante última está definida como la carga promedio por unidad de área requerido para producir la falla por ruptura de la masa de suelo o roca de soporte.
b) ***Valor de la capacidad portante admisible.-*** El valor de la capacidad portante admisible es definido como la máxima

presión que puede ser permitida sobre un suelo de fundación (macizo rocoso), tomando en consideración todos los factores pertinentes, con seguridad adecuada contra la ruptura de la masa del suelo (o masa rocosa) o movimiento de la fundación de tal magnitud de que la estructura resulte deteriorada. Los valores de la capacidad admisible serán discutidos en esta sección.

1.2.7.4.3. Métodos Analíticos para estimar la Capacidad Portante

La capacidad portante última puede ser implícitamente estimada por un número de métodos analíticos. Los métodos más convenientes incluyen los métodos de elemento finitos y de equilibrio límite.

a) ***Método de Elemento Finito.*** El método de elementos finitos es particularmente adaptado para analizar fundaciones con formas inusuales y/o condiciones de carga inusuales, así como en situaciones donde la roca de fundación es muy variable. Por ejemplo, los modos de falla potencial para los casos de la roca estratificada de fundación ilustrados en las Figuras 1-9g y 1-9h requerirán la consideración de las interacciones entre las capas de roca blanda y rígida como también entre la capa de roca rígida y la fundación. La primera desventaja del método de elementos finitos es que el método no provee una solución directa para la capacidad portante última. Tales soluciones requieren un análisis de las distribuciones de esfuerzos resultantes con respecto a un criterio conveniente de la falla. Además de la capacidad del método para enfrentar las condiciones complejas dadas, la primera ventaja es que el método proporciona soluciones directas para la deformación/asentamiento.

b) ***Método del Equilibrio Límite.-*** El método del equilibrio límite es aplicable a las fallas por capacidad portante definidas por el corte

general tipo cuña, tal como se ilustra en las Figuras 1-9b, 1-9d, 1-9f y 1-9i. Aunque los principios son iguales a los de las soluciones de la estabilidad al deslizamiento, la forma general de las ecuaciones de estabilidad necesitan ser reformulada en una forma compatible con los problemas de la capacidad portante. La capacidad portante última corresponde a la condición de carga sobre la fundación necesaria para causar un estado inminente de falla (es decir, el caso de carga donde el factor de seguridad es uno).

1.2.7.4.4. Ecuaciones de Capacidad Portante

Varias ecuaciones de la capacidad portante son reportadas en la literatura, las cuales proporcionan soluciones explícitas para la capacidad portante última. En general, las ecuaciones representan aproximaciones empíricas o semi-empíricas de la capacidad portante última y son dependientes del modo de falla potencial así como, en alguna medida de las propiedades del material. En este sentido, la selección de una ecuación apropiada debe anticipar los modos probables de falla potencial. Las ecuaciones recomendadas en las discusiones siguientes son presentadas de acuerdo a los modos potenciales de falla. El número apropiado de ecuaciones para cada modo de falla es dado en la Figura 1-9.

a) ***Falla General por Corte.-*** La capacidad portante última para el modo de falla de corte general puede ser estimada a partir de la tradicional expresión de capacidad portante de Buisman-Terzaghi (Terzaghi 1943) según lo definido por la Ecuación 1-3. La Ecuación 1-3 es válida para cimentaciones continuas con relaciones largo a ancho mayores de 10.

$$q_{ult}=cN_c + 0.5\,\gamma BN_\gamma+\gamma DN_q \quad \ldots\ldots \quad (1.3)$$

Donde.

q_{ult}= Capacidad portante última

γ = peso unitario efectivo (es decir peso unitario sumergido si el material está debajo del nivel freático) de la masa rocosa.

B = ancho del cimiento.

D = profundidad de la fundación debajo de la superficie del terreno.

c = Cohesión para la masa rocosa.

Los términos N_c, N_γ, y N_q son factores de capacidad portante dados por las ecuaciones siguientes.

$N_c = 2N\phi^{1/2} (N\phi+1)$ .... (1.4 a)

$N\gamma = N\phi^{1/2} (N^2_\phi-1)$ ... (1.4 b)

$N_q = N^2_\phi$ ... (1.4c)

$N_\phi = \tan^2 (45+\phi/2)$ ... (1.4 d)

La Ecuación 1-3 es aplicable a los modos de falla en que ambos, parámetros de resistencia cortante, la cohesión y la fricción son desarrollados. Como tal, la ecuación 1-3 es aplicable a los modos de falla ilustrados en las Figuras 1-9b y 1-9d.

b) Falla general por corte sin cohesión.- En casos donde la falla de corte es probable a desarrollar a lo largo de los planos de discontinuidad o a través de la masa rocosa altamente fracturada, tal como se ilustra en las Figuras 1-9f y 1-9i, el aporte de la cohesión no puede ser considerado en la resistencia a la falla. En tales casos la capacidad portante última puede ser estimada de la siguiente ecuación:

$$q_{ult} = 0.5\ \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q \qquad (1\text{-}5)$$

c) Falla local de corte. La falla local de corte representa un caso especial donde las superficies de falla comienzan a desarrollarse pero no se propagan a la superficie como se ilustra en la Figura 1-9a. En este sentido, la profundidad de

empotramiento contribuye poco a la estabilidad de la capacidad portante. Una expresión para la capacidad portante total última aplicable a la falla de corte localizada puede ser escrita como:

$$q_{ult} = cN_c + 0.5\,\gamma B N_\gamma \qquad (1\text{-}6)$$

d) Factores de corrección.- Las ecuaciones 1-3, 1-5, y 1-6 son aplicables a cimientos continuos largos con una relación largo a ancho (L/B) mayor a 10. La Tabla 1-7 proporciona los factores de corrección para cimentaciones circulares y cuadradas, así como para cimientos rectangulares con relaciones L/B menor que 10. La capacidad portante última es estimada a partir de la ecuación apropiada multiplicando el factor de corrección por el valor del factor de la capacidad de carga.

Tabla 1.7 - Factores de corrección aplicados al valor del factor de la capacidad de carga (tomado de Sowers 1979).

Forma de la cimentación	C_c Corrección al N_c	C_γ Corrección al N_γ
Circular	1.2	0.70
Cuadrado	1.25	0.85
Rectangular		
L/B=2	1.12	0.90
L/B= 5	1.05	0.95
L/B= 10	1.00	1.00

Los factores de corrección para fundaciones rectangulares con otras relaciones L/B diferentes de 2 o 5 puede ser estimada por interpolación lineal.

e) Falla compresiva. La Figura 1-9c ilustra un caso caracterizado por columnas de roca intacta mal confinadas. El modo de falla en este caso es similar a una falla de compresión no confinada.

La capacidad portante última puede ser estimada de la Ecuación 1.7.

$$q_{ult} = 2c \tan (45 + \phi/2) \quad (1\text{-}7)$$

f) Falla por Separación.- Para las discontinuidades muy espaciadas y orientadas verticalmente, la falla generalmente se inicia por separación debajo de la cimentación, como se ilustra en la Figura 1-9c. En tales casos Bishnoi (1968) sugirió las soluciones siguientes para la capacidad portante última:

Para cimentaciones circulares $q_{ult} = JcN_{cr}$ ..... (1.8 a)

Para cimentaciones cuadradas $q = 0.85\ JcN_{cr}$ .... (1.8 b)

Para cimentaciones continuas

para L/B ≤32 $q_{ult} = JcN_{cr}/(2.2+0.18L/B)$ (1.8c)

donde:

J= factor de la corrección dependiente del espesor de la roca de la fundación y del ancho de la fundación.

L= longitud de la fundación.

El factor N_{cr} de la capacidad portante es dado por:

$$N_{cr} = \frac{2N_\phi^2}{1+N_\phi}\ (\cot\phi)(S/B)\left(1-\frac{1}{N_\phi}\right) \text{-N}\phi(\cot\phi) + 2N\phi^{1/2} \qquad (1\text{-}8d)$$

Las soluciones gráficas para el factor de la corrección (J) y el factor (N_{cr}) de la capacidad portante son proporcionados en las Figuras 1-10 y 1-11, respectivamente.

g) Parámetros de Entrada.- Las ecuaciones de la capacidad portante discutida arriba fueron desarrolladas a partir de las consideraciones del criterio de falla de Mohr-Columb. En este sentido, los parámetros de entrada de las propiedades de los

materiales están limitados a dos parámetros; la cohesión (c) y el ángulo de la fricción interna (ϕ). Diversos métodos para seleccionar los parámetros de la resistencia de corte de diseño están disponibles, uno de ellos es el sistema RMR mencionado anteriormente. Sin embargo, dado que la masa rocosa generalmente proporciona márgenes generosos de seguridad contra la falla por capacidad portante, se recomienda que los valores iniciales de c y ϕ seleccionados para evaluar la capacidad portante se basan en estimaciones de límite inferior.

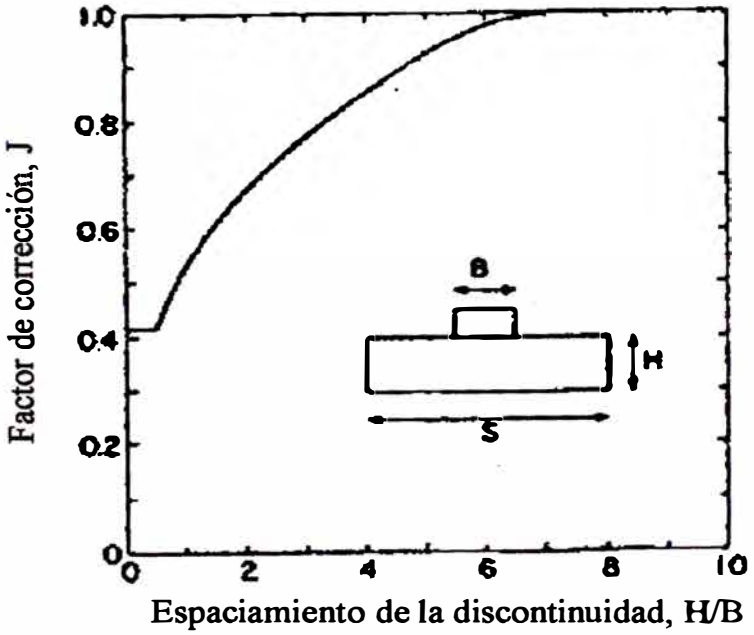


Figura 1-10. Factor de la corrección para el espaciamiento de las discontinuidades con la profundidad (Bishnoi 1968)

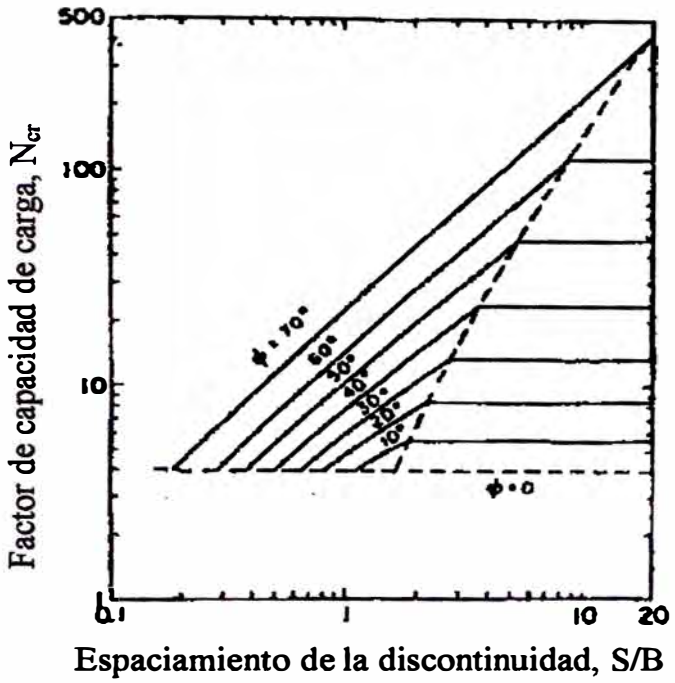


Figura 1-11. Factor de la capacidad portante para el espaciamiento de la discontinuidad (Bishnoi 1968).

Mientras que técnicas económicas están disponibles para la estimación del ángulo de fricción, técnicas más costosas se requieren para estimaciones de los valores del límite inferior de la cohesión, aplicables a las masas de roca. Por lo tanto, para calcular la capacidad portante última de una masa de roca, el límite inferior de la cohesión puede ser estimado de la ecuación siguiente.

$$c = \frac{q_u\ (s)}{2\tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \qquad \text{(1-9a)}$$

donde:

q_u= resistencia compresiva no confinada de la roca intacta mediante pruebas de laboratorio.

$$s = \exp\frac{(RMR - 100)}{9} \qquad \text{(1-9b)}$$

1.2.7.4.5. Cargas excéntricas sobre una cimentación horizontal

Las cargas excéntricas que actúan en cimentaciones reducen efectivamente la capacidad portante. La Figura 1-12(a) ilustra a una estructura típica sujeta a una carga excéntrica. Para prevenir la pérdida de contacto roca/estructura en los bordes con los esfuerzos mínimos de la cimentación. (Figura 1-12a), la estructura debe ser diseñada para que la resultante de todas las fuerzas actuantes sobre la fundación (cimiento) pase por el tercio central de la fundación. Según lo indicado en la Figura 1-12a, la distribución de esfuerzos puede ser aproximada por relaciones lineales. Las ecuaciones 1-10a y 1-10b definen aproximadamente los esfuerzos máximo y mínimo, respectivamente.

$$q_{(max)} = \frac{Q}{B}\left(1+\frac{6e}{B}\right) \qquad \text{(1-10 a)}$$

$$q_{(min)} = \frac{Q}{B}\left(1-\frac{6e}{B}\right) \qquad \text{(1-10 b)}$$

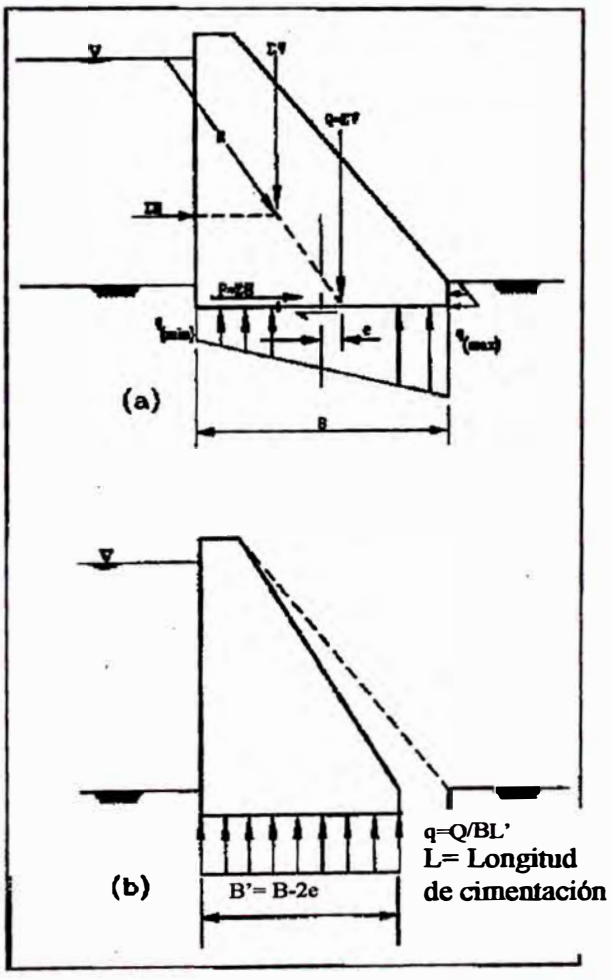


Figura 1-12. Estructura típica de fundación cargada excéntricamente

donde:

q(max)= esfuerzo máximo

q(min)= esfuerzo mínimo

Q= componente de la fuerza vertical de la resultante de todas las fuerzas actuantes sobre la estructura.

B= Ancho de la cimentación

e= distancia desde el centro del cimiento a la componente de la fuerza vertical Q

La capacidad portante última del cimiento puede ser aproximado asumiendo que la componente de la fuerza vertical Q está distribuida uniformemente a través de un ancho efectivo reducido del cimiento según lo indicado en la Figura 1-12b.

El ancho efectivo está definido por la ecuación siguiente.

$$B' = B-2e \ldots . (1\text{-}11)$$

El ancho efectivo B' es usado en la ecuación apropiada de la capacidad portante para calcular la capacidad portante última.

1.2.7.4.6. Casos Especiales de Diseño de una Cimentación

Las ecuaciones de la capacidad portante discutidas arriba son aplicables a los cimientos uniformemente cargados situados sobre superficies planas. Con frecuencia, los diseños adaptados a los requerimientos particulares de un proyecto requieren de consideraciones especiales. Los casos especiales de diseño para los cuales las soluciones de la capacidad portante última están fácilmente disponibles se resumen en la Figura 1-13. Según lo indicado en la Figura 1-13, estos casos especiales incluyen las cargas inclinadas, los cimientos inclinados, y los cimientos a lo largo o cerca de taludes. La norma para estos casos especiales se proporciona en el manual NAVDOCKS DM-7. Las soluciones de la capacidad portante última para casos de diseños especiales deben mantenerse en los modos de fallas resumidos en la Figura 1-9.

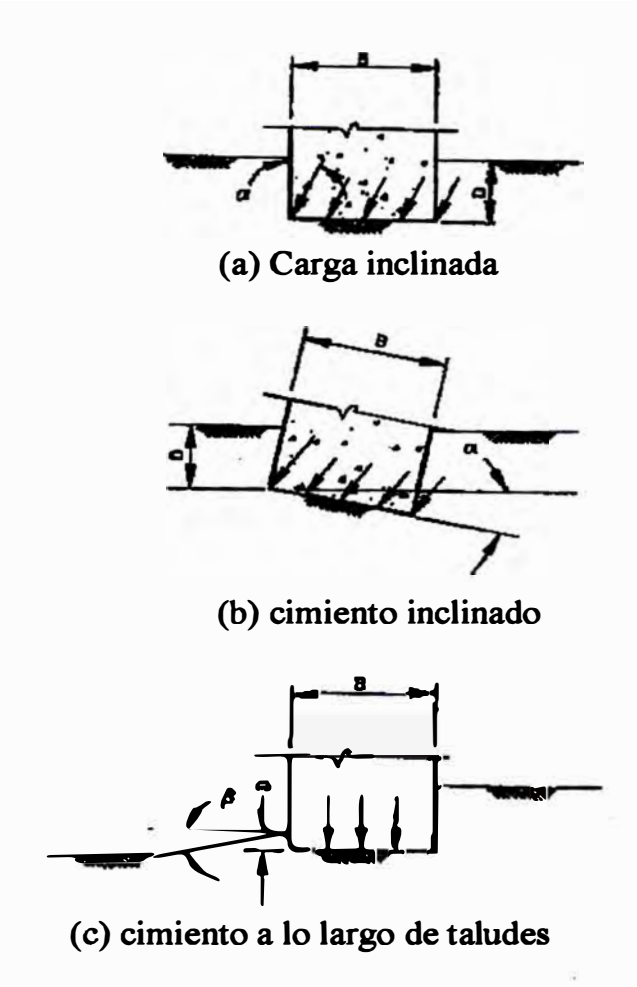


Figura 1.13. Casos especiales de diseño de una cimentación

1.2.7.5. Valor de la Capacidad Portante Admisible

1.2.7.5.1. Generalidades

El valor de la capacidad portante admisible está definida en el párrafo 1.2.7.4.2. En esencia, la capacidad portante admisible es el límite máximo de esfuerzos portantes (resistentes) que se permite ser aplicada a la roca de fundación. Este valor límite está concebido para proporcionar un margen de seguridad suficiente con respecto a las fallas portantes y a la deformación/asentamiento. Sin embargo, un diseño prudente dicta que, una vez que el valor de la capacidad portante admisible ha sido determinado, un cálculo separado sea realizado para verificar

que la deformación/ asentamiento diferencial permisible no sea excedido.

1.2.7.5.2. Determinación de los Valores de la Capacidad Portante Admisible

Hay por lo menos tres métodos para determinar los valores de la capacidad portante admisible. Primero, el valor admisible puede ser determinado por aplicación de un factor conveniente de seguridad al cálculo de la capacidad portante última. La selección de los valores finales de la capacidad portante admisible usados en el diseño de estructuras se debe basar en un método del factor de seguridad en el que todas las condiciones específicas locales y únicas de tales estructuras sean consideradas. Segundo, los valores permisibles pueden ser obtenidos de diversos códigos de construcción. Sin embargo, los códigos de construcción, en general se aplican solamente a edificios residenciales o comerciales y no se aplican a otros problemas de cimentación de obras civiles. Finalmente, los valores admisibles pueden obtenidos de correlaciones empíricas. En general, las correlaciones empíricas no son específicas del sitio y por lo tanto serán usadas solamente para diseños preliminares y/o propósitos de evaluación local. No importa cual sea la aproximación usada, el valor admisible seleccionado para el diseño final no excederá al valor obtenido de las consideraciones del factor de seguridad discutida en el párrafo a).

a) ***Factor de seguridad.-*** El valor de la capacidad portante admisible, q_a basado en la resistencia de la masa rocosa, está definida como la capacidad portante última, q_{ult}, dividido por un factor de seguridad FS.

$$q_a = q_{ult}/FS \qquad (1\text{-}12)$$

El esfuerzo promedio que actúa en el material de cimientación (fundación) debe ser igual o menor que la capacidad portante admisible según la ecuación siguiente:

$$Q/BL \leq q_a \qquad (1\text{-}13)$$

Para cimientos cargados excéntricamente, el valor B' (de la Ecuación 1-11) es sustituido por el término B en la Ecuación 1-13. El factor de seguridad considera la variabilidad de las cargas estructurales aplicada a la masa rocosa, la confiabilidad con la cual las condiciones de cimentación han sido determinadas, y la variabilidad del modo potencial de falla. Para los problemas de la capacidad portante de una masa rocosa, las últimas dos consideraciones son los factores de control. Para la mayoría de los cimientos estructurales, el mínimo factor aceptable de seguridad es 3 con una carga estructural comprendida por todas las cargas muertas más la carga viva.

b) ***Códigos de Construcción.***- Los valores de la capacidad portante admisible que consideran la resistencia y la deformación/asentamiento están prescritos en los códigos de construcción local y nacional. Los códigos locales probablemente incluyan la experiencia y la geología dentro de su jurisdicción, mientras que los códigos nacionales son más genéricos. Por ejemplo, un código local probablemente especificará una formación rocosa particular tal como "arenisca de Dakota bien cementada" mientras que un código nacional puede usar terminología general tal como "roca sedimentaria en condiciones sanas." En general, los valores admisibles recomendados por los códigos de construcción son conservadores.

c) ***Correlaciones Empíricas.***- Peck, Hanson, y Thornburn (1974) sugirieron una correlación empírica entre el esfuerzo de la capacidad portante admisible y el RQD, según lo mostrado en la Figura 1-14. La correlación está pensada para una masa rocosa con "discontinuidades" que "son apretadas o no están más abiertas que una pulgada".

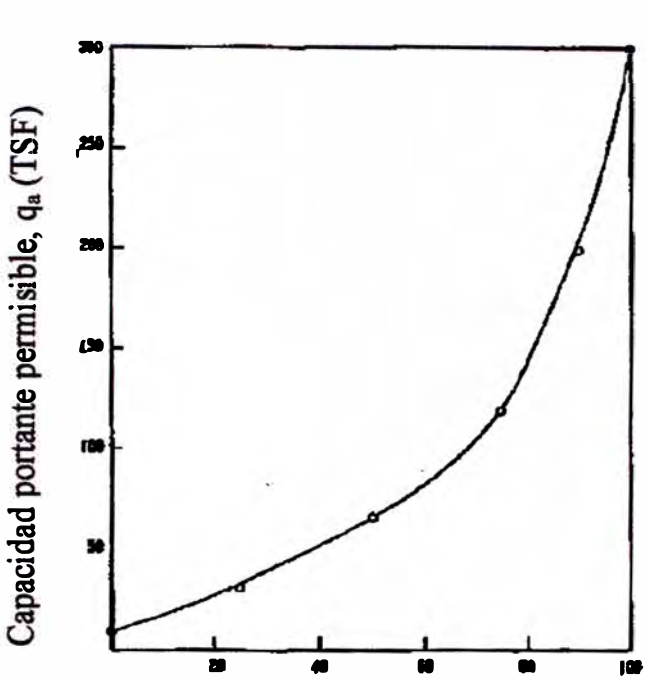


Figura 1.14. Presión admisible del contacto en roca diaclasada

1.2.7.5.3. Limitaciones Estructurales.

La carga máxima que puede ser aplicada a una cimentación en roca está limitada por la capacidad de la roca de sostener la carga sin falla o excesivo asentamiento, o la capacidad de la subestructura para soportar la carga sin falla o deformación excesiva. En algunos casos el diseño estructural del elemento de fundación dictará el tamaño del elemento mínimo, y, consecuentemente, el esfuerzo máximo de contacto sobre la roca. Para las resistencias del concreto típicas hoy en día, la resistencia del miembro de concreto es significativamente menor que la capacidad portante de muchas masas rocosas.

1.2.7.6. Métodos de Tratamiento para Mejorar la Capacidad Portante

1.2.7.6.1. Generalidades

Los métodos de tratamiento para satisfacer los requerimientos de la capacidad portante son esencialmente los mismos que aquellos para satisfacer los requerimientos de la deformación/asentamiento discutidos en el acápite anterior (1.2.6.). Además de los métodos previamente discutidos, un examen de la ecuación general de la capacidad portante última (Ecuación 1-3) indica la importancia de dos parámetros relacionados no directamente con la deformabilidad. Estos dos parámetros son el peso efectivo unitario de la roca de fundación y la profundidad de la fundación (cimiento) debajo de la superficie del terreno.

a) **Peso Unitario efectivo.**- Para cimientos debajo del nivel freático el peso unitario efectivo es el peso unitario de la roca de fundación menos el peso unitario del agua (es decir, el peso unitario sumergido de la roca). Por lo tanto, los cimientos situados sobre el nivel freático desarrollarán considerablemente más resistencia a las fallas potenciales de la capacidad portante que cimentaciones debajo del nivel freático.

b) **Profundidad de la Cimentación.**- Los cimientos construidos a mayores profundidades pueden aumentar la capacidad portante última de la fundación. La mejoría se debe a una mayor fuerza resistente pasiva y a un aumento general en la resistencia de la masa rocosa con la profundidad. El incremento de la presión litostática cierra las discontinuidades y la masa rocosa es menos susceptible a la meteorización o intemperismo superficial. Algunas veces, una cimentación profunda puede no ser ventajosa. Una región con capas de diferentes tipos de roca puede contener una roca más débil con la profundidad. En tal caso, una roca fuerte puede cubrir un estrato tal como lodolita, o, si se trata de una geología volcánica, puede estar sobre un estrato de ceniza volcánica o tufo volcánico. En estos casos, un desplante más profundo puede incluso disminuir la capacidad portante. La investigación geológica determinará esa posibilidad.

CAPITULO II
ASPECTOS IMPORTANTES DEL CONTENIDO DE LA MEMORIA DESCRIPTIVA DEL EXPEDIENTE TÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE SUMBAY

2.1. Generalidades

2.1.1. Nominación de la obra

La obra que se describe a continuación corresponde a un puente vehicular cuyo nombre es el del río que cruza, es decir Puente Sumbay. El proyecto de las estructuras de la obra ha sido elaborado por el Ingeniero José Luis Bosio Velásquez (CIP 2127), por encargo de la empresa Vera & Moreno S.A., Consultores de Ingeniería.

2.1.2. Ubicación

La obra se encuentra en la carretera Arequipa- Juliaca, en el sector Patahuasi- Santa Lucía, en el kilómetro: 6+520.36 – 6+636.76.

2.2. Descripción del Proyecto

2.2.1. Descripción General

La solución escogida es una estructura elevada de eje lineal correspondiente a un tablero nervado de tres tramos, el cual está constituido por una estructura cuyo elemento horizontal lo forma una losa nervada en concreto postensado apoyada sobre dos pilares intermedios y dos estribos terminales.

El ancho total de la plataforma es de 9.60 m, que incluye una calzada entre sardineles de 8.00 m de acuerdo a las especificaciones de diseño y dos sardineles laterales de 0.80 m cada uno. Se ha propuesto una solución isostática, dado que de acuerdo a los *informes de suelos,* a pesar de que la quebrada está conformada por un suelo rocoso, se desprende que no se trata de una roca 100% compacta, lo que podría significar en algún caso un probable asentamiento diferencial, lo que resultaría sumamente perjudicial para una estructura hiperestática, en cambio la isostática responderá bien a un caso como el citado.

2.2.2. Descripción del Puente

El elemento horizontal lo constituye una losa nervada conformada por cuatro vigas longitudinales y seis diafragmas transversales, con un esviamiento de 15 grados, los cuales soportan una losa de concreto armado de 20 centímetros de espesor. Las vigas longitudinales son postensadas mientras que los diafragmas son de concreto armado.

Los pilares son de concreto armado en una placa vertical de espesor constante con los extremos circulares y con un capitel para recibir los tramos del puente. La cimentación de los dos pilares la constituyen zapatas aisladas de concreto armado.

El estribo izquierdo es una cajuela de concreto armado hecha sobre el suelo rocoso mientras que el estribo derecho es un muro en voladizo en concreto armado con alas en V, éstos son de tal longitud que protegen el pie del derrame del terraplén de ser éste lavado por las aguas extraordinarias.

Los planos para la cimentación del puente se adjuntan en el Anexo 1.

2.3. Hidrología

El Volumen I del Estudio Definitivo de la Carretera Patahuasi- Santa Lucía, Tramo II, muestra en detalle la información hidrológica. Aquí se incluye un resumen de la información básica requerida:

La cuenca hidrológica de los ríos Cuchinara y Sumbay tiene un área de 535 km^2, un caudal de 2.84 m^3/seg y un Q= 5.3 l/seg/km^2.

La temperatura máxima en el sector es de 14°C , la mínima de -14°C y la media de 4.5°C, con una altura aproximada de 4,100 m.s.n.m.

La precipitación pluvial, promedio estacional, varía de acuerdo a los meses del año. Entre Junio y Agosto es de 3 a 12 mm/mes; sube de 20 a 60 mm/mes, entre Setiembre y Noviembre; los meses de Diciembre a Marzo son los de lluvias más intensas que varían entre 146 a 200 mm/mes, descendiendo a 50 y 16 mm en los meses de Abril y Mayo respectivamente.

2.4. Suelos y Geología

2.4.1. Condiciones Generales

El Puente Sumbay ha sido diseñado con dos pilares centrales y tres tramos iguales, lo que representa cuatro elementos estructurales de apoyo.

A pesar de que la quebrada está conformada por un suelo rocoso, no se trata de una roca 100% compacta en todo el tramo, lo que podría significar probables asentamientos diferenciales que perjudicarían a cualquier estructura hiperestática. De ahí que se ha dado al diseño una solución isostática que responde bien a ese tipo de conformación geológica.

El gráfico que se adjunta en el Anexo 1 muestra la sección transversal del río en el punto de cruce del Puente Sumbay y puede observarse que la margen izquierda muestra una roca

blanda (conglomerado compacto), donde se ha obtenido una muestra inalterada que fue sometida a Ensayos de Compresión de Probeta Diamantina en el Laboratorio de Estructuras Antisísmicas de la Universidad Católica del Perú, obteniéndose un esfuerzo de compresión corregido de 46 kg/cm^2 (4.6 MPa). El resultado de este ensayo también se adjunta en el Anexo 1.

La margen derecha del río presenta una formación volcánica blanda constituyendo el cauce un lecho rocoso con conglomerado.

Los trabajos de perforación diamantina, que debe ejecutar el contratista de obra deberán estar localizados en los puntos de apoyo, tanto de los estribos como de los pilares, considerando una profundidad no menor de 10 m. para cada elemento estructural de apoyo. Se harán además las pruebas de penetración estandard durante el proceso de perforación y los respectivos análisis de laboratorio que permitan verificar la capacidad de carga del terreno y comprobar esos valores con los utilizados para el diseño de la estructura.

Se ha considerado para estos trabajos de perforación diamantina, una partida adicional al Presupuesto Base bajo la denominación *"Trabajos Geotécnicos Complementarios"*

2.4.2. Topografía

La ubicación del puente corresponde a la sección más estrecha del río. El puente está alineado en tangente con el eje de la carretera, cuyas características morfológicas son las siguientes:

- La sección transversal es asimétrica, siendo la margen izquierda de mayor ángulo de pendiente.
- El lecho aparente u ordinario tiene aproximadamente 75 m y el lecho de mayor inundación cerca de 100 m.
- El proceso morfológico fluvial ha modificado las riberas del río. La margen izquierda ha sufrido modificaciones sustanciales

como gradaciones de diferentes profundidades debido al mecanismo de erosión y deposición de sedimentos, formándose en la margen derecha repisas de erosión.

2.4.3. Conformación Geológica

- Sedimentos no consolidados.- En el fondo del río y en su extensión lateral del piso se encuentra material de transporte de diferentes granulometrías: arena gruesa, cantos rodados y bolos redondeados a subredondeados. En la margen izquierda se observa limo orgánico y arena fina.
- *Rocas*.- Como *roca regional* en esta área se encuentran los "volcánicos Sencca", constituídos por un *tufo arenoso brechoide* de *andesita* y de *pómez;* en el flanco Oeste aflora un *tufo* de color gris blanco de composición dacítica.

Estructuralmente se observa en la margen izquierda fracturamientos de orientación SE-NW con buzamientos de 50° al SW con espaciamientos mayores de 1 m y aberturas de hasta de 0.08 m.

Es de advertir que existen otros sistemas de fracturas. El complejo volcánico se encuentra bastante disturbado: en la margen derecha, los volcánicos se hallan fracturados mostrando desplazamientos horizontales.

El estado de las rocas en ambas márgenes muestra condiciones moderadamente meteorizadas a muy meteorizadas.

2.4.4. Consideraciones Ingeniero- Geológicas

Con relación a las condiciones de cimentaciones de los estribos se observa que la margen derecha muestra *roca volcánica dacítica*, la cual no presenta continuidad masiva, encontrándose fracturas abiertas, que será menester resanar y reforzar con

concreto. Su resistencia a la compresión simple, por su grado de meteorización puede variar entre 100 y 500 kg/cm^2. Esta base servirá como apoyo para la superestructura del puente.

Para el estribo izquierdo es recomendable efectuar investigación adicional con perforaciones diamantinas.

Posiblemente se requiera resanar fracturas dado que la roca se encuentra muy meteorizada y sus propiedades geomecánicas se han reducido. Debido al clima predominante en la zona, la variación de temperatura hace que las rocas se disgreguen sobre todo cuando el agua se deposita en las fracturas y al helarse se produce el fenómeno de gelifracción o gelivación.

Las *rocas* de los estribos requerirán protección con revestimiento de concreto.

2.4.5. Conclusiones y Recomendaciones

1. Topográficamente, el lugar de ubicación del puente es adecuado.
2. *Geológicamente* es bastante aceptable donde los elementos de cimentación de los estribos y pilares no ofrecen problemas mayores.
3. Hay material de construcción en el área del proyecto, incluyendo gravas y arena para concreto.
4. Se *recomienda* efectuar investigaciones adicionales del subsuelo sobre todo para el Estribo Izquierdo y los otros puntos de apoyo de la estructura.

2.5. Especificaciones Técnicas

2.5.1. Generalidades

Las Especificaciones Técnicas elaboradas para la construcción del Puente Sumbay de la carretera Arequipa- Juliaca, compendian las normas y exigencias a cumplir para la construcción de la obra

concreto. Su resistencia a la compresión simple, por su grado de meteorización puede variar entre 100 y 500 kg/cm^2. Esta base servirá como apoyo para la superestructura del puente.

Para el estribo izquierdo es recomendable efectuar investigación adicional con perforaciones diamantinas.

Posiblemente se requiera resanar fracturas dado que la roca se encuentra muy meteorizada y sus propiedades geomecánicas se han reducido. Debido al clima predominante en la zona, la variación de temperatura hace que las rocas se disgreguen sobre todo cuando el agua se deposita en las fracturas y al helarse se produce el fenómeno de gelifracción o gelivación.

Las *rocas* de los estribos requerirán protección con revestimiento de concreto.

2.4.5. Conclusiones y Recomendaciones

1. Topográficamente, el lugar de ubicación del puente es adecuado.
2. *Geológicamente* es bastante aceptable donde los elementos de cimentación de los estribos y pilares no ofrecen problemas mayores.
3. Hay material de construcción en el área del proyecto, incluyendo gravas y arena para concreto.
4. Se *recomienda* efectuar investigaciones adicionales del subsuelo sobre todo para el Estribo Izquierdo y los otros puntos de apoyo de la estructura.

2.5. Especificaciones Técnicas

2.5.1. Generalidades

Las Especificaciones Técnicas elaboradas para la construcción del Puente Sumbay de la carretera Arequipa- Juliaca, compendian las normas y exigencias a cumplir para la construcción de la obra

antes citada, formando parte integrante del Proyecto y complementando lo indicado en los planos respectivos.

En caso de conflicto, se indica que las indicaciones de los planos tienen precedencia sobre las Especificaciones. Las aclaraciones y complementos de exigencias no indicadas en las Especificaciones deberán ser *solicitada* a *los Proyectistas*, cuya opinión tendrá el mismo valor legal que las presentes Especificaciones y que lo indicado en los planos correspondientes.

En general servirán de guía en la interpretación y aclaración de éstos, las normas respectivas estipulados en el Standard Specifications for Highway Bridges de la American Association of State Highway and Transportation Officials (A.A.S.H.T.O.)

Las Especificaciones Técnicas de Construcción son guías de ejecución, pero no pretenden ser un Código de Obra, debiendo ejecutarse ésta siempre de acuerdo con el *buen empleo de la Ingeniería* y siempre tendrá la última palabra el Proyectista.

2.6. Comentarios al Estudio del Proyectista

En los párrafos anteriores se ha destacado los aspectos más importantes que contiene el Expediente Técnico correspondiente para la ejecución del puente Sumbay; observándose que para la magnitud de la obra, la información que contiene es escasa tanto para el proyectista del puente en lo referente al diseño de la cimentación como para la toma de decisiones del contratista y la supervisión ante cualquier eventualidad en su proceso de ejecución, condicionándola a la información que brindara el referido Contratista al término de su Estudio Geotécnico como lo señalaban las especificaciones del Expediente Técnico.

En términos de los estudios de suelos y geología la información es muy general, limitándose a describir las características de los afloramientos rocosos observados. Solamente se consigna un ensayo de compresión no confinada y no se establece la capacidad de carga de la cimentación ni el nivel de cimentación recomendable.

CAPITULO III
INGENIERÍA GEOTÉCNICA DEL PUENTE SUMBAY REALIZADO POR EL CONTRATISTA

3.1. INTRODUCCIÓN

El Informe que a continuación se detalla corresponde a la Ingeniería Geotécnica del Puente sobre el río Sumbay realizado por el Ingeniero Calixtro Yanqui Murillo (CIP 19133), por encargo de la empresa Contratista Construtora Queiroz Galvão S.A., en cumplimiento a lo señalado en la Memoria Descriptiva del Expediente Técnico para la Construcción del Puente Sumbay en la parte correspondiente a *Suelos y Geología.*

3.1.1. Descripción de la Obra

El puente que se construirá sobre el río Sumbay se halla ubicado en el lugar denominado La Calera, distrito de Yanahuara, provincia y departamento de Arequipa. La losa del puente descansa sobre los estribos y dos pilares intermedios, definiendo tres tramos estructurales longitudinales de 40 metros aproximadamente, alcanzando un total de 120 metros, con un ancho de 9.00 metros. La estructuración de la losa corresponde a un elemento de concreto armado con acero postensado.

3.1.2. Objeto del Estudio

El estudio geotécnico se realizó para determinar:

- La naturaleza geológica del subsuelo.

- Las características físicas y mecánicas del suelo.
- Las características físicas y mecánicas de la roca.
- La capacidad portante admisible de la roca.
- La deformabilidad de la roca de fundación bajo cargas estáticas y del tráfico vehicular.
- El nivel freático en el lugar de la cimentación.

3.1.3. Método de Trabajo

Para cumplir con los objetivos de la investigación se utilizaron los métodos de las siguientes disciplinas:

- Geomorfología
- Geología
- Mecánica de suelos
- Mecánica de rocas
- Ingeniería de cimentaciones

3.2. GEOMORFOLOGIA

3.2.1. Geomorfología Regional

La zona del proyecto se ubica en el altiplano de la Cordillera de los Andes del sur del Perú, el cual comprende tres unidades regionales a saber: las "pampas", la cadena de los conos volcánicos, y las lomadas.

a) Las "pampas"

Con este nombre se describen las llanuras altiplánicas de relieve suavemente ondulado, disectadas por valles profundos y conspicuos, formadas en depósitos volcano- sedimentarios continentales.

b) La cadena de los conos volcánicos

Esta cadena se halla representada por conos volcánicos aislados que se alinean según diferentes direcciones, tales como: Coila, Ajana, Mesa Pillone, Andahuaca, Misti y Pichu-

Pichu. En general, los conos están fuertemente erosionados, tanto por las aguas de escorrentía de las numerosas quebradas que corren dispuestas según una distribución radial, como por la acción glaciar del Pleistoceno, que ha originado circos glaciares, valles en U, crestas irregulares y depósitos morrénicos.

c) Las lomadas

Están representadas por colinas de superficies redondeadas y de poca elevación, que se hallan disectadas por valles poco profundos, de fondo ancho y plano y de distribución dendrítica y paralela predominante. En la vecindad de las lomadas, en áreas reducidas, se extienden los "bofedales", en cuya corona se han asentado los caseríos ganaderos de auquénidos y ovinos.

3.2.2. Geomorfología Local

El principal accidente geográfico es el río Sumbay que corre en la dirección Norte- Sur aproximadamente en la gran penillanura de Cañahuas, en un valle marcadamente asimétrico, con un talud casi vertical en la margen izquierda y una superficie de erosión en la margen derecha, sobre la cual se extiende la formación geológica deleznable denominada Capillune. El río Sumbay, que luego se convierte en el río Chili, discurre en este tramo, sobre un cauce plano y uniforme, asociado a una probable discontinuidad estratigráfica. Por esta razón la corriente es uniforme y poco agresiva.

3.2.3. Nivel Freático

En la vecindad del puente donde se emplazará el puente Sumbay, existen varios manantiales y bofedales, que ponen en evidencia el carácter superficial y continuo del nivel freático en la región.

Sin embargo, el control de la superficie freática en el lugar de la obra está dado por el nivel de agua que corre en el río, la cual tiene diferentes grados de percolación, según el grado de fracturamiento de la roca.

3.3. Geología

3.3.1. Estratigrafía

En los alrededores del proyecto se han distinguido las siguientes unidades geológicas mayores ordenados por antigüedad: Grupo Yura, Formación Confital, Formación Sumbay, volcánico Barroso, formación Capillune y depósitos recientes.

a) Grupo Yura (JK-Yu)

Cerca del puente Sumbay, el grupo Yura aflora en los siguientes lugares: al Oeste, en la margen izquierda del río Jayumayo, el cual afluye hacía el río Sumbay a pocos decámetros aguas arriba del puente; al Este, en los cerros Vacas, Cieneguilla y Yayucondori, y, al Norte, en el Cerro Jayu Grande.

En este cerro, el grupo Yura se halla muy bien expuesto y sus estratos se prolongan hacia el norte. En la parte baja de la falda oriental del mencionado cerro y cerca a la línea férrea, se observa un banco arenoso color marrón que contiene gran cantidad de fósiles en pobre estado de conservación, seguido hacia arriba por un horizonte calcáreo, gris claro, igualmente fosilífero, correspondiente litológicamente al miembro Gramadal. Hacia la parte superior y con ligera discordancia, se presenta una serie de areniscas ortocuarcíticas de color blanco hialino, de grano fino a medio, estratificadas en capas medianas y macizas, las cuales, por intemperismo, toman una coloración marrón claro en superficie. Tales capas están afectadas de una fuerte estratificación cruzada, contienen un alto porcentaje de sílice, equivalen al miembro Hualhuani y

debido a su gran dureza, forman una topografía resaltante con escarpas muy abruptas.

b) *Formación Confital (TBa-c)*

Esta formación ha tomado su nombre de la Pampa Confital, extendiéndose hacia el Norte. En la proximidad del proyecto descansa en discordancia sobre el Grupo Yura y se halla profundamente disectado por el río Sumbay y sus tributarios. Las paredes del valle son casi verticales y las *ignimbritas* muestran junturas columnares groseras. En el área tipo, la formación tiene 100 m. de espesor aproximadamente y consiste íntegramente de *ignimbrita.*

Su intemperismo se caracteriza por mostrar dentro de los bloques, fragmentos menores de 3mm. de sección, pudiendo ser clasificada como una arena gruesa regolítica. Litológicamente, las *ignimbritas* son homogéneas, de color gris pálido, con una pasta constituída por cristales soldados por cenizas y tobas, con fragmentos líticos dispersos de lavas traquiandesíticas de hasta 1.0 cm. de sección.

c) *Formación Sumbay (TBa-s)*

Los estratos incluídos en esta formación afloran únicamente en el valle del río Sumbay, tienen un tono gris con manchas blanquecinas en áreas de reciente erosión e incluyen tenues trazos de estratificación fina. Sobreyace principalmente a la *Ignimbrita Confital* y a la *formación Pichu* y localmente se ha depositado en sentido opuesto al *Grupo Yura,* con un buzamiento deposicional hasta de 30°. Consiste en delgadas intercalaciones de tobas pumíticas lapilli de color gris pálido en unidades de 1 a 10 cm de espesor y con pumita hasta de 4 cm. Algunas capas tienen una alta proporción de clastos andesíticos gris oscuros hasta de 0.5 cm.

Las capas están bien surtidas y muestran gradación inversa de pumita y gradación normal de clastos líticos, característicos de tobas explosivas aéreas.

En la Calera, los depósitos son retrabajados dentro de sedimentos fluviales que tienen laminación ondulada y estratificación de corriente.

d) Volcánico barroso

Se extiende como un cordón a lo largo de la margen izquierda del río Sumbay formando una gruesa comiza constituida por pequeños cabezos; con un seudo clivaje casi horizontal, proveniente del flujo plástico que prevaleció en el momento de su formación.

Se describe como una roca de color gris, moteada de puntos blancos, de textura porfirítica, con minerales anhedrales y subhedrales de plagioclasa sódica (20%) de hasta 5 mm de tamaño; biotita oxidada (1%) en una pasta granular con pátina de pirolusita.

e) Formación Capillune (Tp-ca)

Los estratos de la formación Capillune son horizontales y subhorizontales, con una inclinación primaria cerca de los contactos con rocas mas antiguas de 20° a 25°.

Litológicamente, está constituida por una intercalación de areniscas, limonitas, conglomerados y piroclásticos, en capa delgadas y coloraciones grises, blanquecinas y anaranjadas.

Las areniscas son friables, de grano fino a medio, en partes manchadas de limonita, con estratificación cruzada e intercalaciones de delgados horizontes tufáceos, capitas

delgadas de materia carbonosa, areniscas tufáceas de grano grueso a conglomerádicos y lentes de conglomerado fino.

Las limonitas, que son de colores blanco y crema, constituyen horizontes delgados con cierto contenido de materiales tufáceos. Los conglomerados son de textura fina y pocos compactos.

Los depósitos piroclásticos están constituidos por bancos poco compactos de hasta 6.0 m de grosor de tufo brechoide de composición riodacítica.

Los tufos retrabajados son de colores crema y amarillo en capas de 20 a 25 cm de grosor.

Los horizontes lapillíticos tienen colores grises amarillentos.

f) *Material aluvial reciente (Qr-a)*

Con esta denominación se describen los depósitos someros que se extienden a lo largo de los cauces del río Sumbay y de sus quebradas tributarias así como en las riberas y taludes. En términos generales, se describen como arenas gravosas y gravas arenosas de color gris claro, mal graduadas, deleznables, regularmente sueltas, compuestos por fragmentos de composición andesítica y en menor proporción cuarcítica, sin signos de estratificación.

g) *Material eluvial reciente (Qr-e)*

Es la cobertura de suelo residual que con diferentes grosores se extiende sobre las formaciones anteriores, variando desde la grava arenosa hasta el limo y el material orgánico.

En la vecindad del pilar izquierdo, se describe como un limo arenoso de color café, medianamente plástico, pobremente

cohesivo, medianamente suelto, afectado de raicillas vegetales escasas y filamentosas.

3.3.2. Geología Estructural

En La Calera, que es un lugar donde se calcinó cal rudimentariamente, existe evidencia directa de una falla geológica regional o un sobreescurrimiento que corre de Este a Oeste aproximadamente, que pone en contacto al grupo Yura con la formación Sumbay, dando origen al depósito de travertino que fue usado como cantera de cal en el pasado.

En el cruce del río en la vecindad del proyecto, se han observado dos rasgos geológicos importantes: la superficie plana del fondo y los canales lineales y angostos que la surcan.

La primera está asociada con el plano de contacto entre las formaciones Sumbay y Confital.

Los segundos son la expresión superficial de un macrodiaclasamiento vertical que corre de Norte a Sur que afecta solamente a la formación subyaciente y que permite la percolación del agua del río a profundidades mayores, ampliando el área de meteorización del tufo brechoide. Sin embargo, no se han encontrado evidencias de una actividad estructural reciente.

3.3.3. Columna Estratigráfica Generalizada

La siguiente tabla presenta una columna estratigráfica generalizada de las unidades geológicas asociadas al área del proyecto Sumbay.

Tabla 3.1. Unidades Geológicas

Unidad Geológica	*Símbolo*	*Unidad Geotécnica*
Material eluvial	Qr-e	Arena limosa
Material aluvial	Qr-a	Arena gravosa
Formación Capillune	Tp-ca	Arena y grava tobácea
Volcánico Barroso		Rocas andesíticas
Formación Sumbay	TBa-s	Tufos brechoides
Formación Confital	TBa –c	Tufos brechoides
Grupo Yura	JK-Yu	Macizo rocoso

3.4. Exploración del Subsuelo

3.4.1. Perforaciones

Se efectuaron seis perforaciones diamantinas con una perforadora Long Year tipo NQ con diámetro de perforación 4.1 cm. Las longitudes de perforación en cada unidad geotécnica se resumen en el siguiente cuadro:

Tabla 3.2. Resumen de perforaciones realizadas por el Contratista

Perforación	Dirección	Cimentación	Progresiva	Cota perforación	Suelo	Tufo brechoide
P-1	Vertical	Estribo derecho	6+520.36	3894.20	0.00-4.00	4.00-12.10
P-2	Vertical	Pilar derecho	6+558.05	3890.01	0.00-1.30	1.30-11.00
P-3	Vertical	Pilar izquierdo	6+598.12	3890.06	0.00-0.80	0.80-10.50
P-4	75°	Estribo izquierdo	6+629.03	3892.51	0.00-3.40	3.40-15.00
P-5	Horizontal	Estribo izquierdo	6+631.00	3908.09	0.00-0.00	0.00-3.00
P-6	Vertical	Pilar izquierdo	6+598.12	3890.57	0.00-1.30	1.30-10.00

Inicialmente se proyectaron cuatro perforaciones, una en cada elemento de cimentación. Durante el desarrollo de la investigación, se halló que una perforación inclinada en el talud de la margen izquierda resultaba ser más económica y de mayor profundidad, permitiendo tener conocimiento del subsuelo del estribo izquierdo y verificar la estratigrafía deducida a partir de los tres primeros taladros.

Para esta objetivo, se dispuso la ejecución de una perforación a 75° con respecto a la horizontal, de 15 m de profundidad y otra perforación horizontal de 3.0 m que permitiera la toma de una muestra debajo del estribo.

El descubrimiento de una alta incongruencia en la estratigrafía de los cuatro taladros condujo a la necesidad insoslayable de verificar la perforación P-3, coincidente con el pilar izquierdo, disponiendo la apertura de una perforación adicional de 10.00 m cerca del taladro anterior.

En todas las perforaciones se detectó una capa inicial de suelo de espesor variable, seguido de tufo brechoide de la formación Sumbay como se indica en la Tabla 3.2.

3.4.2. Toma de Muestras

Las perforaciones rotatorias permitieron la recuperación de testigos de roca y suelo, a partir de los cuales se determinaron las propiedades físicas y mecánicas del suelo, de la roca y del macizo rocoso.

3.5. Mecánica de Suelos

3.5.1. Ensayos

Se han efectuado los siguientes ensayos en Mecánica de Suelos:

i. Densidad natural
ii. Contenido de agua
iii. Densidad mínima en seco
iv. Densidad máxima en seco
v. Densidad relativa
vi. Granulometría
vii. Gravedad específica de los sólidos
viii. Porosidad
ix. Índice de poros
x. Corte Directo

3.5.2. Clasificación

Los materiales definidos por sus características geológicas pueden también ser clasificados por su granulometría y plasticidad en el *sistema unificado de clasificación de suelos* (SUCS) de la siguiente manera:

a. Material eluvial : SM, arena limosa
b. Material aluvial : SP-SM, arena limosa mal graduada

3.5.3. Características físicas y mecánicas de diseño

Con fines de diseño, se han considerado las siguientes propiedades:

a) Material eluvial

Peso unitario natural	: 1.537 gr/cm3
Gravedad específica de los sólidos	: 2.53
Densidad relativa	: 97.8%
Índice de poros	: 0.65

b) Material aluvial

Peso unitario sumergido	: 0.771 gr/cm3
Gravedad específica de los sólidos	: 2.48
Densidad relativa	: 62.00%
Índice de poros	: 0.92

3.6. Mecánica de Rocas

3.6.1. Introducción

A diferencia de la mayoría de suelos, las *unidades geológicas rocosas* están fuertemente influenciadas por las características de la masa. En términos generales, un *macizo rocoso* comprende la roca como material y las discontinuidades geológicas.

La *roca* como material puede ser muy resistente, pero las discontinuidades le confieren a la masa rocosa debilidades que para mayoría de los casos, gobiernan el comportamiento de la formación geológica.

La disyuntiva de analizar la roca como material o el macizo rocoso depende del tamaño de la obra con respecto a la separación de las discontinuidades.

En el caso de la *cimentación del puente Sumbay,* las discontinuidades protagonizan el rol más importante, siendo el *tufo brechoide* el material rocoso.

3.6.2. Características Mecánicas de la Roca como Material

Con el fin de conocer la respuesta tenso deformacional de la roca como material, se ensayaron cinco especímenes de *tufo brechoide* extraídos de los testigos de perforación, habiendo hallado los siguientes resultados de resistencia a la compresión no confinada y del módulo de deformación.

Tabla 3.3. Propiedades de resistencia y deformación de la roca intacta

Especímen	Profundidad (m)	Resistencia a la compresión simple σ_c (kg/cm^2)	Módulo de deformación E_t (kg/cm^2)
P-1	4.64	23.90	4191.0
P-2	4.62	15.13	2810.0
P-3-a	4.85	25.84	8450.0
P-3-b	6.75	11.70	2089.0
P-4	11.28	61.75	12427.0
P-5	2.40	31.27	13331.0

3.6.3. Geometría de las Discontinuidades

Las *discontinuidades* en las rocas tienen diferente orientación, forma, separación, continuidad y tamaño. Geológicamente, se tienen diaclasas de extensión, diaclasas de corte, estratificación, bandeamiento, contactos, clivaje, esquistocidad, foliación, zonas cizalladas y fallas.

Las *discontinuidades geológicas* halladas en el macizo rocoso del puente Sumbay corresponden a las diaclasas singenéticas de extensión.

3.6.4. Índice de Calidad de la Roca (RQD)

Deere (1964) propuso un índice cuantitativo de la calidad de la roca basado en la recuperación de núcleos de perforación diamantina. El sistema se denomina RQD (Rock Quality Designation) y ha sido usado ampliamente en la caracterización del macizo rocoso.

El RQD se define como el porcentaje de núcleos o testigos que se recuperan en piezas enteras de tamaño mayor o igual a 10 cm en relación al largo total del barreno.

Deere propuso la siguiente relación entre el valor numérico de RQD y la calidad de la roca desde el punto de vista de la ingeniería.

Tabla 3.4. Calidad de la roca según el RQD

RQD (%)	*Calidad de la roca*
0-25	Muy mala
25-50	Mala
50-75	Regular
75-90	Buena
90-100	Excelente

Lo valores promedio del RQD obtenidos para las seis perforaciones efectuadas en el terreno de cimentación son los siguientes:

Tabla 3.5. RQD en las perforaciones efectuadas

Sondeo	RQD (%)	Según estos valores, los *tufos brechoides* estudiados pueden ser clasificados como macizos excelentes hasta malos.
P-1	84.25	
P-2	59.36	
P-3	26.08	
P-4	74.90	
P-5	96.66	
P-6		

3.6.5. Espaciamiento de las Diaclasas

En los mismos testigos de recuperación se hizo la evaluación de la separación de *diaclasas*, con el siguiente resultado:

Tabla 3.6. Separación de las diaclasas

Sondeo	Separación (cm)
P-1	16.62
P-2	15.30
P-3	9.12
P-4	25.76
P-5	26.36
P-6	

3.6.6. Clasificación del Macizo Rocoso

Para clasificar y determinar las *propiedades mecánicas del macizo rocoso* se ha utilizado el sistema de Bieniawski, denominado RMR (Rock Mass Ratting), que se ajusta mejor a las necesidades ingenieriles y ha sido confirmada experimentalmente por varios autores. Se ha utilizado la versión 1976 del sistema RMR.

a) Estribo derecho

Tabla 3.7. RMR en el estribo derecho

A. Parámetro	Valor	Valoración
Resistencia de la roca inalterada	2.39 MPa	0
RQD	84.25%	17
Espaciamiento de las fisuras	16.62 cm	10
Estado de las fisuras	0--5 mm	0
Aguas subterráneas	Presión de agua ligera	4
B. Orientación de las fisuras	Favorable	-2
	Total	29
C. Clasificación	*Roca mala*	IV
D. Significado		
Cohesión del macizo rocoso	1.20 kg/cm2	
Angulo de fricción del macizo rocoso	30°	

b) Pilar derecho

Tabla 3.8. RMR en el pilar derecho

A. Parámetro	Valor	Valoración
Resistencia de la roca inalterada	1.513 MPa	0
RQD	59.36%	13
Espaciamiento de las fisuras	15.30cm	10
Estado de las fisuras	0-5mm	0
Aguas subterráneas	Presión de agua ligera	4
B. Orientación de las fisuras	Favorable	-2
	Total	25
C. Clasificación	*Roca mala*	IV
D. Significado		
Cohesión del macizo rocoso	1.10 kg/cm2	
Angulo de fricción del macizo rocoso	30º	

c) Pilar izquierdo

Tabla 3.9. RMR en el pilar izquierdo

A. Parámetro	Valor	Valoración
Resistencia de la roca inalterada	2.584 MPa	0
RQD	26.08 %	8
Espaciamiento de las fisuras	9.12 cm	10
Estado de las fisuras	0--5 mm	0
Aguas subterráneas	Presión de agua nula	4
B. Orientación de las fisuras	Desfavorable	-15
	Total	7
C. Clasificación	*Roca muy mala*	V
D. Significado		
Cohesión del macizo rocoso	0.30 kg/cm2	
Angulo de fricción del macizo rocoso	30°	

d) Estribo izquierdo

Tabla 3.10 RMR en el estribo izquierdo

A. Parámetro	Valor	Evaluación
Resistencia de la roca inalterada	3.127 MPa	1
RQD	96.66%	20
Espaciamiento de las fisuras	26.36 cm	10
Estado de las fisuras	0--5 mm	0
Aguas subterráneas	Presión de agua nula	10
B. Orientación de las fisuras	Regular	-7
	Total	34
C. Clasificación	*Roca mala*	IV
D. Significado		
Cohesión del macizo rocoso	1.70 kg/cm2	
Angulo de fricción del macizo rocoso	30°	

3.6.7. Capacidad Portante Admisible de la Roca

Conocida las propiedades de resistencia del macizo rocoso, la *capacidad portante última* de la roca puede ser calculada usando un mecanismo racional de rotura.

La *capacidad portante admisible* se obtiene dividiendo el esfuerzo de rotura entre un factor de seguridad, que en el presente caso ha sido tomado como 3.

De este modo la *capacidad portante admisible* de la roca tiene el siguiente valor:

Tabla 3.11. Capacidad de Carga Admisible de la Roca

Cimentación	Profundidad de desplante (m)	Capacidad portante admisible (kg/cm2)
Estribo derecho	3.00	10.50
Pilar derecho	3.00	7.10
Pilar izquierdo	3.00	5.30
Estribo izquierdo	3.00	7.90

3.6.8. Conclusiones

1. El terreno es *geomorfológicamente* estable
2. El nivel freático coincide con el nivel del agua del río.
3. La estratigrafía del sitio comprende las siguientes unidades geológicas: Grupo Yura, Formación Confital, Formación Sumbay, Volcánico Barroso, Formación Capillune y depósitos recientes.
4. Las *unidades geotécnicas* correspondientes son: suelo y tufo brechoide.
5. En *tufo brechoide* presente mejores condiciones de cimentación que el suelo.
6. En la clasificación RMR, el tufo brechoide se clasifica como una roca de mala a muy mala calidad.

3.6.9. Recomendaciones

1. Emplazar las cimentaciones del puente a una profundidad de 3.00 metros como mínimo (desde el nivel del terreno natural).
2. Para esta condición, usar la siguiente *capacidad portante admisible:*

   Estribo derecho : q_a= 10.50 kg/cm2

   Pilar derecho : q_a= 7.10 kg/cm2

   Pilar izquierdo : q_a= 5.30 kg/cm2

   Estribo izquierdo: q_a= 7.90 kg/cm2
3. No extrapolar los presentes resultados.

3.7. Comentarios al Estudio del Contratista

La información obtenida de las perforaciones no permite inferir claramente la condición de las discontinuidades, es decir su condición de rugosidad, apertura, relleno, meteorización, etc. En la evaluación realizada por el consultor solamente se utiliza el criterio de la apertura de las discontinuidades para asignar una valoración, sin embargo este valor varía de 0 a 5mm, lo cual daría valoraciones desde o hasta 25 según el sistema RMR 1976. En la evaluación del consultor este valor es asignado como 0 para todos los casos, lo cual parece ser conservador.

El valor del ángulo de fricción de 30° asignado a todos los sectores de cimentación del puente no corresponde al valor recomendado por el sistema RMR para las clases de roca determinadas (mala a muy mala). El valor del ángulo de fricción según estas clases de roca es 15 a 25° para roca de mala calidad (Clase IV) y < 15° para roca de muy mala calidad (Clase V).

A pesar de ser una roca que clasifica como clase IV a V (calidad mala a muy mala), se proponen capacidades de carga admisibles relativamente altas.

No se conoce la metodología empleada para el cálculo de la capacidad de carga. Los valores adoptados no guardan correspondencia directa con el valor RMR en todos los casos.

No se consigna la densidad de la roca.

CAPITULO IV
ASPECTOS GEOTÉCNICOS DEL PUENTE SUMBAY FORMULADOS POR LA SUPERVISIÓN

4.1. INTRODUCCIÓN

A continuación se presentan las observaciones a los aspectos geotécnicos de la fundación del puente sobre el río Sumbay formulados por la Supervisión a través del Ing. Jorge Fujji, especialista en fundación de puentes de la Asociación Hidroservice- HOB/ Proyecto Yura.

El puente está ubicado en el lugar denominado La Calera, del distrito de Yanahuara, provincia y departamento de Arequipa.

El informe se hace en base al análisis de documentos y datos existentes, utilizando los criterios conocidos de Mecánica de Rocas y Mecánica de Suelos y Fundaciones y en base a la inspección al lugar de la construcción del puente.

La inspección visual tuvo el objetivo de identificar los tipos de problemas geotécnicos asociados a la geología local y al flujo de agua del río, que interfieren con la construcción y la operación del puente.

4.2. DOCUMENTOS Y DATOS DE REFERENCIA

Se listan a continuación los datos y documentos analizados:

a) *"Estudio de Factibilidad e Ingeniería de la Carretera Yura- Patahuasi- Santa Lucía"*, actualizado a enero de 1998, por Vera y Moreno S.A. Consultores de Ingeniería, Volumen I.
b) Diseño del puente (fundación)
c) *"Evaluación Geológica y Geotécnica del Proyecto de la Carretera Yura- Patahuasi- Santa Lucía"*, tramos I y II, Informe Técnico N° 2 elaborado el 22.06.99 por el Ingeniero Geólogo Martinho Rottmann (Proyectista).
d) *"Ingeniería Geotécnica del puente sobre el río Sumbay"*, Informe Técnico elaborado el 31.08.99 por el Ingeniero Calixtro Yanqui Murillo para el Contratista.
e) Testigos de sondeos geotécnicos.

4.3. EL SUBSUELO

Los amplios estudios geológicos hechos en el área del puente revelan que la fundación está constituida por materiales pertenecientes a la *formación Sumbay*, representados por rocas y suelos residuales, conforme se aprecia en los sondeos ejecutados en la ubicación de los estribos y pilares.

En el subsuelo del estribo derecho, al nivel de cimentación (cota de proyecto: 3,903.64 m.s.n.m.), se encuentra una capa del suelo residual arenoso, regularmente graduada, densa, aparentemente con buenas características de capacidad portante, conforme las informaciones obtenidas del sondeo N° 1 y del análisis a sus testigos. La capa se extiende hasta la cota 3902.20 m.s.n.m., aproximadamente 1.50 m bajo la base de la cimentación, cuando se encuentra el tope de la roca.

El material rocoso es *tufobrechoide* regularmente fracturado (RQD≅84%). La presencia de suelo en esta área revela poca susceptibilidad a la erosión con la creciente del río Sumbay.

En el lugar del pilar derecho, el sondeo N° 2 revela, al nivel de cimentación (cota del proyecto: 3897.27 m.s.n.m.), la presencia de roca (tufo brechoide) regularmente fracturado (RQD≅60%) y aparentemente poco meteorizado conforme el análisis de sus testigos.

En el lugar del pilar izquierdo se han hecho dos perforaciones (Sondeo N° 3 y N° 6). La primera perforación revela la presencia a lo largo de la profundidad, a partir de la cota del fondo de la zapata (cota de proyecto: 3897.75 m.s.n.m.), de rocas (tufo brechoide) con las siguientes características:

~ 1.60 m de material bastante fracturado y poco meteorizado.

~ 1.80 m de material regularmente fracturado y poco meteorizado

~ 1.00 m de material fracturado y meteorizado

~ 1.60 m de material profundamente meteorizado

~ 0.50 m de material fracturado

A partir de este nivel hasta el fin de la perforación (~ 1.60 m), material meteorizado.

El sondeo N° 6 revela, a partir de la base de la zapata, rocas con las siguientes características.

~ 1.00 m de material profundamente meteorizado y fracturado

~ 0.40 m de material fracturado y meteorizado

A partir de este nivel hasta el fin de la perforación, material profundamente meteorizado.

Las informaciones presentadas por los dos sondeos (RQD≅26% para el sondeo N° 3 y RQD≅0% para el sondeo N° 6) *no permite* conferir buenas características de *capacidad portante* al macizo rocoso de fundación. Además el Informe del Contratista señala la presencia de fracturas geológicas verticales en el lecho del río Sumbay, lo que podría explicar en parte los resultados del sondeo N° 6 (alto grado de meteorización).

En el lugar del estribo izquierdo también se han hecho dos perforaciones (sondeo N° 4 y N° 5). Las informaciones revelan la presencia de roca (*tufo brechoide)* con buenas características de fracturamiento (RQD≅75% para el sondeo N° 4 y RQD≅97% para el sondeo N° 5) y poca meteorización.

El sondeo N° 5 está ubicado fuera del área de influencia de la zapata, tomándose por tanto conveniente considerar los resultados de la otra perforación (sondeo N° 4) como representativo para la fundación del estribo.

En la margen izquierda del río Sumbay se observa una familia de discontinuidades geológicas con buzamientos (~30º) favorables a la estabilidad del macizo rocoso (planos de discontinuidades adentrándose en el macizo).

4.4. Capacidad Portante de la Fundación

El documento del Informe del Contratista clasifica el macizo rocoso según el criterio de RMR ("Rock Mass Rating") propuesto por Bieniawski, originalmente concebido para análisis de túneles (criterio publicado en 1976). A la larga este criterio sufrió modificaciones significativas y la publicación última de este sistema de clasificación se encuentra en Bieniawski (1989).

Utilizando los datos contenidos en el citado Informe y el criterio último, el macizo de la fundación puede ser clasificado como de *rocas malas* (Clase IV), en los locales de los estribos, a *rocas muy malas* (Clase V), en los locales de los pilares (el informe técnico arriba señalado, clasifica como *rocas malas*- Clase IV).

De acuerdo al citado documento, los resultados obtenidos en los ensayos de laboratorio hechos en seis cuerpos de prueba, obtenidos de los testigos de los sondeos, muestran que el *tufo brechoide* local presenta características de *rocas blandas*, con la resistencia a la compresión

simple variando de σ_c= 11.70 kg/cm2 (tufo brechoide meteorizado) a 61.75 kg/cm2 (tufo brechoide poco o muy poco meteorizado, según análisis de los testigos); este último resultado fue obtenido de testigo sacado a la profundidad fuera del área de influencia de la zapata del estribo izquierdo (~16 m bajo).

Estos valores de σ_c no pueden entre tanto representar la resistencia del macizo rocoso, por el hecho que los cuerpos de prueba no pueden incluir todas las heterogeneidades y discontinuidades del macizo (que son consecuencias de los procesos naturales como las condiciones genéticas, acciones tectónicas, químicas, termales, etc.) Es posible afirmar que los valores de los ensayos de laboratorio están por tanto afectados por las dimensiones de los volúmenes de los cuerpos de prueba (concepto conocido como "efecto escala").

Estudios hechos por diversos autores (Hoek & Brown, 1980; Pinto da Cunha, 1990; Ayres da Silva, 1992; Ayres da Silva & Hennies, 1993; Ayres da Silva, Sansone & Fujii, 1993; Ayres da Silva, Fujii & Jardins, 1994) muestran ampliamente esta influencia, la forma de los cuerpos de prueba también afecta los valores de resistencia.

Los valores representativos para los macizos rocosos son significativamente menores que σ_c obtenidos de los ensayos de laboratorio en cuerpos de prueba convencionales.

La obtención de la resistencia del macizo rocoso del puente Sumbay, por tanto, considerando "el efecto escala", implicará necesariamente en la realización de nuevos ensayos de laboratorio, en que las dimensiones de los cuerpos de prueba deberán ser variadas, lo que demandará tiempo.

Así, para atender a las necesidades de urgencia de la obra (en construcción), se torna conveniente optar por la recomendación de "US Bureau of Reclamation Engineering Monograph on Desing Criteria for

Concrete Archand Gravity Dams (1977) "(Apud Hock, 1998), que sugiere el factor de seguridad 3 aplicado sobre σ_c.

Ponderando acerca de las informaciones de los sondeos, acerca del bulbo de tensión de la zapata y acerca de los valores de la capacidad portante estimada con la utilización de la Teoría de Mecánica de Suelos, los siguientes valores de *capacidad portante admisible* (σ_{adm}) podrán ser adoptados para la fundación del puente Sumbay.

Estribo derecho σ_{adm} = 8.0 kg/cm2

Pilar derecho σ_{adm} = 5.0 kg/cm2

Pilar izquierdo σ_{adm} = 4.0 kg/cm2

Estribo izquierdo σ_{adm} = 10.5 kg/cm2

Estos valores se sitúan dentro de la foja de valores obtenidos por el criterio de Terzaghi & Peck (1967), considerando cohesión (1 hasta 2 kg/cm2) y ángulo de fricción (15° hasta 25°) sugeridos por *Bieniawski* (1989) para el macizo rocoso. Se resalta que estos dos parámetros son basados principalmente en los estudios con túneles en materiales rocosos, donde la fenomenología observada en el macizo es la variación de campo de tensiones y deformaciones provenientes del alivio de tensión producido por la excavación, a lo largo de grandes profundidades.

Finalmente, con respecto al informe Técnico "Ingeniería Geotécnica del puente sobre el río Sumbay", se observa que los valores de σ_{adm} recomendados están invertidos en relación a la posición de los estribos y pilares. Se encuentran también en las tablas de clasificación del macizo rocoso algunos valores que no corresponden al criterio RMR de Bieniawski (1989).

4.5. Recomendaciones

Para la fundación del puente se recomienda los valores de capacidad portante admisible σ_{adm} presentados en el informe de la Supervisión. Las

profundidades de cimentación se refieren a las cotas de fondo de las zapatas previstas en el proyecto.

La diferencia significativa en los valores de los parámetros de deformabilidad (módulo de elasticidad E´) podrá implicar asentamientos diferenciales apreciables en los elementos de fundación. Se recomienda considerar este aspecto en el proyecto.

Después de la ejecución de la cimentación se recomienda proteger los bloques contra la erosión provocada por el río Sumbay.

4.6. Comentarios a las Formulaciones de la Supervisión

La supervisión propone el cálculo de la capacidad de carga admisible (σ_{adm}) como una fracción (1/3) de la resistencia a la compresión no confinada σ_c, de acuerdo a un estudio del USBM (1977) para presas de gravedad.

Este criterio ha sido planteada por otros autores en forma similar, por ejemplo Bowles (1996) indica que la capacidad de carga admisible de una cimentación en roca es calculada en el rango de $\frac{1}{3}\ a\ \frac{1}{10}$ de la resistencia a la compresión no confinada de la roca intacta, es decir:

$$\sigma_{adm}=\left(\frac{1}{3}\ a\ \frac{1}{10}\right)\sigma_c$$

Donde el factor que multiplica a σ_c depende del RQD del macizo rocoso. Si el RQD es muy bajo se puede emplear el valor de 1/10 y si el RQD es un valor aceptable se puede emplear el valor de 1/3.

En nuestra opinión para el caso del puente Sumbay se debería utilizar un factor menor a $\frac{1}{3}$ para calcular la capacidad de carga admisible de los pilares, dado que se observan valores de RQD más bajos que en el estribo derecho.

Por otro lado, los ensayos de compresión simple realizados en testigos de las perforaciones realizadas en el estribo izquierdo no serían representativos, dado que la cota de cimentación de este estribo está por encima de estas perforaciones. Por lo tanto, podría esperarse que la capacidad de carga admisible en el estribo izquierdo pudiese ser más baja que el valor propuesto por la Supervisión.

Por otro lado, se concuerda con la Supervisión en algunas observaciones a la aplicación del sistema de clasificación RMR, señalados en el Capítulo IV.

La Supervisión no se pronuncia con claridad respecto al nivel de cimentación, en particular al que se refiere al estribo derecho, donde se indica que la cota de cimentación del proyecto está a 1.50 m por encima del material rocoso, sin embargo no se recomienda modificar el nivel de cimentación.

CAPITULO V
DECISIONES ADOPTADAS POR EL PROYECTISTA SOBRE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE SUMBAY

5.1. Introducción

En los capítulos II, III y IV del presente informe, se han descrito los estudios relacionados a la cimentación para la construcción del puente Sumbay, realizados acorde a sus responsabilidades por el Proyectista, el Contratista y la Supervisión, respectivamente.

En los estudios antes citados, es relevante la divergencia de los valores de la capacidad portante de los suelos de fundación a la cual se concluyeron en los referidos estudios, por lo cual, ante esta documentación emitida, el especialista en puentes del proyectista, Ing. José Luis Bosio Velásquez, en uso de sus facultades y responsabilidades, se pronunció sobre esta problemática a través de sus Cartas JLB N° 99-09 y JLB N° 99-10, en relación a las dimensiones de las cimentaciones del puente Sumbay y a los valores críticos resultantes de las presiones de contacto en las cimentaciones del puente Sumbay, y que por su papel dirimente (por el aparente retroceso de la supervisión en su cuestionamiento al estudio realizado por el contratista) se exponen a continuación.

5.2. Dimensiones Definitivas para las Cimentaciones del Puente Sumbay (Carta JLB 99-09 del 13-10-99)

5.2.1. Antecedentes

a) Con carta JLB 99-09, el especialista en puentes del proyectista comunica al Presidente del Directorio de Vera & Moreno, que ha recibido comunicación de la supervisión (Carta C. JPY 111-99 del 15-09-99), en donde se le alcanza el Informe Técnico "Ingeniería Geotécnica del puente sobre el río Sumbay" realizado por el Contratista, y expresa que como resultado del citado estudio, se han llegado a nuevos valores para la capacidad portante del suelo de fundación para el puente, y que además se le está pidiendo la verificación de las cimentaciones a la luz de la nueva información.

b) Asimismo indica el especialista en puentes del Proyectista, que el referido Estudio se realizó como resultado de las indicaciones del autor del "Estudio de suelos" que sirvió de base para el proyecto, en el sentido de que el contratista debería, por su cuenta, realizar "Estudios de Comprobación" de los valores estipulados para la capacidad portante del suelo de fundación de 10 kg/cm^2, así como de la profundidad del desplante de las cimentaciones.

c) Continua expresando que, inmediatamente recibida la información, procedió a verificar las cimentaciones ya que algunos de los valores ahora fijados como capacidad portante del suelo de fundación resultaban menores que los utilizados originalmente y, que como el proyecto del puente es el de una estructura isostática con cimentaciones superficiales de extensión, la solución consistía en modificar las dimensiones en planta de las zapatas y la verificación de las condiciones de estabilidad y resistencia de las mismas.

d) Prosigue indicando que, al final de la semana de la fecha de recepción de la carta C. JPY 111-99, la supervisión les solicitó una urgente reunión para estudiar con sus especialistas de suelos

los resultados del Informe Técnico elaborado por el Contratista, y que dicha reunión se realizó el día lunes 20.09.99.

e) Continúa manifestando el especialista en puentes del proyectista que, en la mencionada reunión los representantes de la Supervisión cuestionaron el valor de las conclusiones del Informe Técnico elaborado por el Contratista y se comprometieron en coordinar con el profesional que elaboró dicho Informe Técnico sobre los valores finales de la capacidad portante de los suelos de fundación y que le harían de su conocimiento, y que a lo cual, se les contestó que se estaba llano a realizar las modificaciones que hubiese lugar en el momento que contáramos con los valores definitivos de las capacidades portantes.

f) Finalmente, continúa señalando que, con fecha 06.10.99, han recibido comunicación de la supervisión (Carta C.RL 273-99 de fecha 05-10-99), en la que hacen mención al envió de su carta C. JPY-111-99, con la que enviaron el Informe Técnico "Ingeniería Geotécnica del puente sobre el río Sumbay" elaborado por el Contratista, y que solicitan nuevamente la verificación de las cimentaciones, y que, por lo tanto, aunque no lo dicen, debemos estimar que se ratifican en los valores a los que se concluyó en el Estudio realizado por el Contratista.

5.2.2. Verificación de las cimentaciones

El especialista en puentes del Proyectista, concluye en su Carta JLB 99-09, que como resultado de todo lo antes expuesto (Antecedentes), se ha procedido a la verificación de las cimentaciones, llegándose a las siguientes conclusiones:

1) La cimentación del estribo izquierdo no necesita ninguna modificación y que este estribo es una cajuela de concreto armado empotrado en la roca de fundación. Pero que debe tenerse en cuenta que, si como resultado de los procesos de "corte" para la construcción, se altera la roca tal situación

podría llevar a modificar el estribo, por lo que se recomienda que la supervisión verifique en su momento tal situación.

2) La cimentación del estribo derecho ha sido verificada y que se observa que los valores de la presión de contacto máximo por efecto de cargas es menor que el valor de la presión admisible recomendada por el contratista, y que por lo tanto no es necesario hacer ninguna modificación a esta cimentación.

3) Ha sido verificada la cimentación de los pilares derecho e izquierdo, con los valores de la capacidad portante recomendada por el contratista, la cual es menor que el valor inicialmente utilizado, con lo que se ha llegado a la modificación de las dos cimentaciones en dimensiones en plantas y en las armaduras de refuerzo. Como los valores de la capacidad portante son diferentes para los dos pilares, se ha realizado los cálculos para cada caso arribando a ciertos valores, y que sin embargo, dado que las diferencias son de poca importancia, se considera más conveniente que ambas zapatas se construyan con iguales características. Por lo tanto, las nuevas zapatas se ejecutarán según lo que se indica a continuación:

   a) Las dimensiones en planta de 6.40 m por 9.00 m, pasarán a ser de 7.00 m por 9.60 m respectivamente,
   b) El peralte de las zapatas de 2.00 m, no sufrirá modificación;
   c) Las cotas de fundación de 3897.75 m para el "pilar izquierdo" y 3897.42 para el "pilar derecho", no se alterarán.
   d) Las armaduras de refuerzo cambiarán su longitud, adecuándose a las nuevas dimensiones en planta de las zapatas.
   e) En consideración a los mayores volúmenes de concreto a llenar en las zapatas y las dificultades que este proceso pueda representar para la calidad del concreto en las capas superiores de la zapata, las armaduras verticales del pilar (PQ7 y PQ8), deberán aumentar su longitud de anclaje en la zapata de 1.00 m a 1.50 m.

5.3. Presiones de Contacto en las Cimentaciones del Puente (Carta JLB 99-10 del 16-10-99)

5.3.1. Antecedentes

a) Con Carta JLB 99-10, el especialista en puentes del Proyectista comunica al Presidente del Directorio de Vera & Moreno, que a fin de dar respuesta a la comunicación de la supervisión (Carta C.RL -285-99 del 15-10-99), le hace llegar los valores críticos resultantes de las presiones de contacto en las cimentaciones del puente Sumbay.

b) Posteriormente el Proyectista a través de su Carta N° 279-99/V&M de fecha 18-10-99, alcanzó a la Supervisión, la carta JLB 99-10 de su especialista en puentes.

5.3.2. Presiones de Contacto en las Cimentaciones del Puente

- "Estribo Derecho"

a) Presión máxima debido a efectos de cargas permanentes y sismo = 6.27 kg/cm^2 (carga excéntrica de borde)

b) Presión máxima debido a cargas permanentes = 5.197 kg/vm^2 (carga excéntrica del borde)

c) Presión máxima debido a efectos de cargas permanentes y sobrecargas) 6.098 kg/cm^2 (carga excéntrica de borde)

- "Pilar derecho"

a) Presión máxima debido a efectos de cargas permanentes y sismo= 6.85 kg/cm^2 (carga excéntrica de borde)

b) Presión máxima debido a cargas permanentes = 3.70 kg/cm^2

- "Pilar izquierdo"

a) Presión máxima debido a efectos de cargas permanentes y sismo = 5.23 kg/cm^2 (carga excéntrica de borde)

b) Presión máxima debido a cargas permanentes = 2.83 kg/cm^2

- "Estribo izquierdo" (cajuela empotrada en la roca)

a) Presión máxima debido a cargas permanentes = 6.85 kg/cm^2

5.4. Valores Geotécnicos de Referencia del Puente Sumbay

Tabla 5.1. Capacidad de carga versus cargas aplicadas

Referencia	Estribo derecho	Pilar derecho	Pilar izquierdo	Estribo izquierdo
1. **Del proyectista** (Carta N° 279-99/V&M)				
* Presión max. Por cargas permanentes y sismos	6.270	6.850	5.290	
* Presión máxima por cargas permanentes	5.197	3.700	2.830	6.850
* Presión max. Por cargas permanentes y sobrecarga.	6.098			
2. **De la supervisión** (Carta C.JPY -148-99)				
Capacidad portante determinada	8.000	5.000	4.000	10.500
3. **Del contratista** ("Ing. Geotécnica del puente Sumbay")				
Capacidad portante determinada	10.500	7.100	5.300	7.900

5.5. Comentarios a las Decisiones del Proyectista del Puente

De acuerdo a la Tabla 5.1. las cargas o presiones de contacto máximas no exceden la capacidad de carga admisible determinada sea por el contratista o la supervisión, para el caso de los estribos del puente. Sin embargo, en el caso de los pilares, las presiones de contacto máximas son mayores a la capacidad de carga determinada por la supervisión, por lo que se modifican las dimensiones de dichas zapatas, aún cuando la supervisión no insiste en sus valores de capacidad de carga calculados, según se desprende de la documentación revisada.

En general, esta decisión es acertada, aunque no se menciona cambio alguno en la profundidad de cimentación, en particular la del estribo derecho que debería alcanzar la roca.

CAPITULO VI
ANÁLISIS DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN PARA LA EJECUCIÓN DEL PUENTE SUMBAY

6.1. Introducción

En este capítulo, en base a criterios geotécnicos, se realiza un análisis de las condiciones que existieron para el diseño y construcción de la cimentación en la ejecución del puente Sumbay en relación a:

- Lo emitido por el proyectista en su "Estudio Definitivo de Ingeniería para la construcción del sector Patahuasi- Santa Lucia". (Vera & Moreno S.A., Consultores de Ingeniería)
- Lo realizado por el Contratista en su informe denominado "Ingeniería Geotécnica del puente sobre el río Sumbay" (Ing. Calixtro Yanqui Murillo)
- Lo opinado por la supervisión en su informe "Aspectos Geotécnicos del puente sobre el río Sumbay" (Asociación Hidroservice – HOB/Proyecto Yura)
- La decisión final adoptada por el proyectista del puente en su Carta JLB 99-09 del 13-10-99.

6.2. De lo Emitido por el Proyectista

El Expediente Técnico correspondiente a la ejecución del puente Sumbay forma una pequeña parte del voluminoso "Estudio Definitivo de Ingeniería para la Construcciòn del sector Patahuasi- Santa Lucía de la carretera Arequipa- Juliaca" emitido por el Proyectista (construcción realizada en

los años 1999 y 2000). Dicho expediente es resumido en el Capítulo II del presente Informe y a continuación se discuten los aspectos más importantes del mismo.

1º En cuanto a la Geología Aplicada para la zona de ubicación de esta obra, no se menciona lo referente a su Litología, Estratigrafía, Geología Estructural, Discontinuidades y Geomorfología, lo que hubiera permitido tener una mejor visión de las condiciones geológicas del terreno y los elementos de apoyo para un adecuado diseño de la cimentación del puente Sumbay.

2º Con respecto a las Investigaciones Geotécnicas, se puede indicar que:

- Solamente se ha realizado un muestreo de campo (perforación diamantina) en la margen izquierda (sin alcanzar presuntamente la cota de cimentación del Estribo Izquierdo debido a la topografía antes del inicio de la obra) y su consiguiente prueba de laboratorio (ensayo de compresión de probeta diamantina) que permitió obtener una resistencia al esfuerzo de compresión del orden de 46 kg/cm2.

- Para superar la deficiencia de la información proporcionada, se señala que al amparo de un presupuesto adicional (denominado trabajos geotécnicos complementarios) al Presupuesto Base de la Obra, el Contratista debía realizar perforaciones diamantinas en los suelos de fundación correspondientes a la infraestructura del puente, con sus respectivas pruebas de laboratorio, que permitan verificar su capacidad portante y comprobarlos con los utilizados para el Diseño de la Construcción.

  En lo referente a la etapa de exploración, se observa que solo se han realizado trabajos preliminares de gabinete y el respectivo reconocimiento de la zona de la obra, lo que ha permitido señalar someramente: la conformación geológica (indicar lo relativo a los sedimentos no consolidados para ambas márgenes y del lecho del río así como también la roca regional del área con una pequeña

descripción del fracturamiento en ambos márgenes del río y su grado de intemperización) y las consideraciones ingeniero-geológicas con relación a las condiciones de cimentación para los estribos (se señala que en la margen derecha se observa una roca volcánica dacítica que no presenta continuidad masiva y que su resistencia, por su grado de meteorización, puede variar entre 100 a 500 kg/cm2, pero no indican cómo se han obtenido estos valores); y, que en la margen izquierda, la roca se encuentra muy meteorizada y que sus propiedades geomecánicas han sido afectadas desfavorablemente.

3º En cuanto a los aspectos de geodinámica interna, éstos no se mencionan en el Expediente Técnico del Puente Sumbay, pero si en el Expediente Técnico para la carretera en la denominación GEOLOGIA e INGENIERIA GEOLOGICA bajo el subtítulo de "Aspectos de Sismicidad y Riego Sísmico", indicando que para la construcción de los puentes se deberá tener en cuenta la compresibilidad del terreno de cimentación para los cálculos del coeficiente sísmico.

4º En lo relativo a la aplicación de la Mecánica de Suelos, no se indica ninguna ejecución de algún pozo de prueba y por lo tanto no se registran pruebas de laboratorio para este rubro, los que podrían haber indicado las características físico- mecánicas de los suelos aluvial y eluvial en la zona de ejecución para esta obra.

5º En cuanto a la aplicación de la Mecánica de Rocas, solamente se indica haber realizado una perforación diamantina en el estribo izquierdo (fuera de la cota de fundación) que les ha permitido determinar una de las propiedades mecánicas de la roca, como es la resistencia el esfuerzo de compresión (σ_c= 46 kg/cm^2), mas no se señala el "índice de la calidad de la roca" (RQD), ni se realiza la clasificación del macizo rocoso (RMR).

6º Finalmente en las conclusiones, se manifiesta que el lugar de ubicación del puente geológicamente es aceptable pero no se señalan las capacidades portantes admisibles de los suelos de fundación para el puente.

6.3. De lo Realizado por el Contratista

Cumpliendo lo especificado en el capítulo sobre Suelos y Geología del Expediente Técnico del puente Sumbay, en el sentido de que el contratista efectuaría trabajos de perforación diamantina en los puntos de apoyos para los estribos y pilares del puente, con el objeto de poder verificar la capacidad de carga del terreno y su comprobación con los valores utilizados para el diseño de la infraestructura, estas perforaciones fueron ejecutados por el Contratista, lo que permitió la elaboración del Informe denominado "Ingeniería Geotécnica del puente sobre el río Sumbay" y cuyos resultados se discuten a continuación bajo criterios geotécnicos; en los términos siguientes:

1º El citado estudio trata de los aspectos más importantes de la Geología Aplicada, Mecánica de Suelos y Mecánica de Rocas para los fines establecidos, que era la obtención de la capacidad portante admisible de la roca de fundación.

2º Con respecto a la aplicación de la Geología Aplicada en la zona del proyecto, se menciona de una manera escueta y precisa lo concerniente a: su geomorfología (regional y local), al nivel freático, a la estratigrafía y a su geología estructural, pero no se indica lo relacionado a la hidrogeología, geodinámica externa ni geodinámica interna.

3º En cuanto a la exploración del sitio de la obra, el Contratista realizó seis perforaciones diamantinas, lo que le permitió recuperar testigos de rocas y suelos, y, que en las pruebas de laboratorio se determinaran las propiedades físicas y mecánicas del suelo, de la roca y del macizo rocoso.

4º En el rubro de Mecánica de Suelos, se han realizado los ensayos de laboratorio pertinentes que permitieron la clasificación de los suelos (eluvial y aluvial) así como la determinación de sus características físicas y mecánicas para el diseño.

5º Con respecto a la Mecánica de Rocas, se cubren los siguientes aspectos:

- Las características mecánicas de la roca como material se señala las resistencias a la compresión simple de la roca de fundación)
- La naturaleza de las discontinuidades (estas corresponden a las "diaclasas singenéticas de extensión")
- El Índice de calidad de la roca en base al sistema RQD según lo cual los macizos rocosos hallados pueden clasificarse desde excelente a malos)
- El espaciamiento de las diaclasas (desde 9.12 cm a 26.36 cm)
- La clasificación del macizo rocoso en base al sistema de Bieniawski o RMR (1976), según la cual los puntos de apoyo de la infraestructura se clasifican como "rocas malas" o "muy malas"
- Sin embargo, no se describe adecuadamente la condición de las discontinuidades, parámetro que es requerido para la obtención del RMR, lo que lleva a una clasificación algo conservadora de la calidad del macizo rocoso.

6º Con relación a la obtención de las capacidades portantes admisibles en las rocas de fundación para los estribos y pilares, se indica que éstos se han calculado utilizando un mecanismo racional de rotura, sin señalar explícitamente la metodología para dicha obtención.

Las capacidades portantes admisibles obtenidas son respectivamente:

- Estribo derecho q_{adm}= 10.50 kg/cm^2
- Pilar derecho q_{adm}= 7.10 kg/cm^2
- Pilar izquierdo q_{adm}= 5.30 kg/cm^2
- Estribo izquierdo q_{adm}= 7.90 kg/cm^2

Las cuales no guardan una correlación lineal constante con los valores de resistencia a la compresión no confinada en testigos representativos, pero si mantienen cierta correlación con los valores de RMR calculados para cada cimentación. En todo caso, para los valores de RMR obtenidos, que clasifican al macizo rocoso como clase IV a V (roca mala a muy mala), los valores de capacidad de carga parecerían relativamente altos.

7º Con respecto a lo descrito en el análisis anterior, el especialista en cimentaciones del Contratista, señaló posteriormente (24.10.99) que:

- El criterio indicado para hallar las capacidades portantes, es el que permite obtener la capacidad portante admisible mínima, cuyo fundamento radica en asumir que las discontinuidades geológicas son verticales y que el macizo rocoso responde a la carga de cimentación como un conjunto de columnas no confinados lateralmente, que no interactúan entre sí.
- Se tomó en consideración la complicada interacción de bloques y discontinuidades a través del método empírico denominado *Rock Mass Rating (RMR)* de Bieniawski, por lo que obviamente los valores indicados son superiores en un 35% aproximadamente a los valores calculados en base a la resistencia a la compresión simple del material rocoso.
- En el caso de la capacidad portante admisible del estribo izquierdo éste se ha obtenido tomando en consideración el efecto del talud (la cimentación se halla muy próxima a la pendiente rocosa de la margen izquierda del río) y, que para una inclinación de 75º, HANSEN (1969) recomienda corregir la capacidad portante por un factor de 0.48, y que en este caso, si el terreno fuera plano, la capacidad portante sería de 16.4 kg/cm^2.

8º Como una contribución para aclarar la metodología en la obtención de la capacidad de carga para una cimentación en roca, en el acápite 6.6 se presentará los cálculos realizados por el autor del presente Informe sobre las capacidades portantes admisibles en la cimentación

del puente Sumbay, basados en la teoría descrita en el Capítulo I así como en lo indicado por el sistema RMR de Bieniawski (1989) en concordancia a los datos del Informe Geotécnico del contratista.

6.4. De lo Opinado por la Supervisión

La supervisión, con respecto a la problemática de la cimentación para la ejecución del puente Sumbay, expuso su opinión mediante el informe denominado "Aspectos geotécnicos del puente sobre el río Sumbay", el cual ha sido expuesto en el Capítulo IV del presente Informe de Suficiencia y cuyos aspectos más relevantes procederemos a evaluar bajo lineamientos geotécnicos que a continuación exponemos:

1º Respecto al subsuelo, el informe de supervisión indica que según los estudios geológicos hechos en el área del puente, la fundación está constituida por materiales de la formación Sumbay, representados por rocas volcánicas y suelos residuales.

2º En el estribo derecho, 1.50 m por debajo de la cota de cimentación, se encuentra material rocoso (tufo brechoide con un RQD ≈ 84%) y que la cota de cimentación estaría sobre la presencia de suelo (suelo residual arenoso, regularmente, graduado, denso), que revela poca susceptibilidad a la erosión en los crecientes del río Sumbay.

Sin embargo, se omite recomendar que se modifique la cota d cimentación hasta alcanzar la roca.

En el pilar derecho, a nivel de la cimentación existe la presencia de roca (tufo brechoide con un RQD ≈60%)

En el pilar izquierdo, también existe, a nivel de la cimentación, la presencia de rocas (tufo brechoide) con RQD ≈26% (perforación Nº 3) y RQD ≈0% (Perforación Nº 6) y que este último resultado se debería a

las fracturas geológicas verticales en el techo del río Sumbay según lo indicado en el informe del Contratista.

En el estribo izquierdo, también se han realizado dos perforaciones que revelan la presencia de roca (tufo brechoide) con RQD ≈75% (Sondeo Nº4 y representativo para la fundación del puente) y RQD ≈97% (sondeo Nº5 pero fuera del área de influencia de la zapata).

En la margen izquierda del río Sumbay se observa una familia de discontinuidades geológicas con buzamientos (≈30º) favorables a la estabilidad del macizo rocoso (plano de discontinuidades adentrándose en el macizo).

3º Se indica que el tufo brechoide local presenta características de roca blanda con resistencia a la compresión simple variando desde σ_c= 11.70 kg/cm^2 (tufo brechoide meteorizado) a 61.75 kg/cm^2 (tufo brechoide poco meteorizado), y, que estos valores de σ_c no representan la resistencia del macizo rocoso porque los cuerpos de prueba no incluyen todas las heterogeneidades y discontinuidades del macizo rocoso ("efecto escala") y por lo tanto, los valores representativos para los macizos rocosos son significativamente menores que σ_c obtenidos de los ensayos de laboratorio.

4º Para hallar la capacidad portante admisible, por las necesidades de urgencia de la obra en construcción, se señala que era conveniente optar por la recomendación de la "US Bureau of Reclamation, Engineering Monograph on Design Criteria for Concrete Arch and Gravity Dams (1977)", de dividir σ_c por un factor de seguridad de 3, sin embargo, cabe advertir que según otros autores, cuando la roca está muy fracturada puede ser necesario dividirse hasta por 10.

5º Bajo la metodología anterior se indica que los valores de capacidad portante admisible (q_{adm}) para la fundación del puente Sumbay, serían:

Estribo derecho q_{adm}= 8.0 kg/cm^2

Pilar derecho q_{adm}= 5.0 kg/cm^2

Pilar izquierdo q_{adm}= 4.0 kg/cm^2

Estribo izquierdo q_{adm}= 10.5 kg/cm^2

Los cuales provendrían del cálculo indicado en la siguiente tabla.

Tabla 6.1. Capacidad de Carga Admisible en Función de σ_c

Perforación/ testigo	Cimentación	Dirección	Resistencia a la compresión σ_c (kg/cm^2)	Capacidad portante $q_{adm}= \sigma_3/3$
P_1	Estribo derecho	Vertical	23.90	8.00
P_2	Pilar derecho	Vertical	15.13	5.04
P_3 (P_3-a)	Pilar izquierdo	Vertical	25.84	8.61
P_6 (P_3-b)	Pilar izquierdo	Vertical	11.70	4.00
P_4	Estribo izquierdo	75°	61.75	20.58
P_5	Estribo izquierdo	Horizontal	31.27	10.42

6° Se observa una contradicción con relación a la capacidad portante admisible que se adopta para el estribo izquierdo, puesto que como lo indica la Supervisión, la perforación P_4 era la representativa y por lo tanto su capacidad portante admisible sería de 20.58 kg/cm^2. Sin embargo, de acuerdo a las cotas de las perforaciones, ninguna de las 2 perforaciones en el estribo izquierdo sería representativa de la cota de cimentación.

7° En las recomendaciones se indica que se debe tomar en cuenta las diferencias significativas en los valores de los parámetros de deformabilidad (módulo de elasticidad E) y que podría implicar asentamientos diferenciales apreciables en los elementos de fundación. Asimismo, también recomiendan que después de la ejecución de la cimentación protegerlos contra la erosión provocada por el río Sumbay.

8° Se considera que la metodología empleada por la Supervisión es bastante simple, sin embargo provee valores más bajos que los del

Contratista, acordes con la calidad del macizo rocoso (RMR), excepto para el estribo izquierdo donde hace falta información al nivel de la cimentación.

6.5. De la Decisión Final del Ing. Proyectista del Puente

Como ya se ha indicado en el Capítulo V del presente Informe de Suficiencia, el Ingeniero Especialista en Puentes del proyectista contó para su decisión final sobre la cimentación del puente Sumbay, con los estudios realizados por su representada (Proyectista) y por el Contratista así como con las observaciones formuladas por la supervisión con relación al Estudio del Contratista y de la documentación cursada entre estas empresas responsables de la ejecución del puente Sumbay.

Las decisiones finales sobre la cimentación del puente se basaron en:

1º Que en primera instancia, se tomó en cuenta las indicaciones del autor del Estudio de Suelos del Proyectista, considerando para el Diseño de la Cimentación, una capacidad portante del suelo de fundación del puente de 10 kg/cm^2.

2º Que posteriormente recibió comunicación de la Supervisión, en el que se le pidió la verificación de la cimentación, tomando en cuenta los estudios geotécnicos realizados por el contratista y los nuevos valores de la capacidad portante del suelo de fundación para el puente Sumbay, calculados por el Contratista y por la Supervisión.

3º Que con la información recibida precisó que la solución consistía en modificar las dimensiones en planta en donde los nuevos valores de las capacidades portantes de los suelos de fundación son menores que las utilizadas, tomando en cuenta que el puente consistía en una estructura isostática con cimentaciones superficiales de extensión.

4º Que con respecto a las dimensiones definitivas de las cimentaciones del puente Sumbay, precisó lo siguiente:

a) Que en el estribo derecho, no se variaba la cimentación, pero que su cota de cimentación variaba de 3903.64 a 3903.00 tomando en cuenta la profundidad de desplante especificado por el contratista de 3.00 m y a la cota de terreno de 3906.30

b) Que el estribo izquierdo, tampoco variaba la cimentación, pero que se debía tener mucho cuidado en los procesos de corte de la roca para la conformación de esta cimentación para no alterarla.

c) Que en cuanto a los pilares derecho e izquierdo, no variaban las cotas de fundación pero si las dimensiones en planta de las zapatas, variando de 6.40 m por 9.00 m a 7.00 m x 9.60 m.

5º Las decisiones adoptadas por el Proyectista del puente son razonables aunque la cimentación del estribo derecho posiblemente debió recomendarse ser desplantada al nivel de la roca, dada la presencia de suelos en la capa superior.

6.6. Verificación de la Capacidad Portante Admisible

Por lo descrito en los acápites anteriores, sobre la falta de una metodología explícita para la determinación de la capacidad portante del macizo rocoso, a continuación se exponen los criterios a utilizar por el autor del presente Informe, a fin de obtener las capacidades portantes admisibles en la cimentación del puente Sumbay, y que se basan en la teoría descrita en el Capítulo I, los datos del Informe Geotécnico del Contratista y lo indicado por el Sistema RMR de Bieniawski (1989).

En primer lugar, se reevaluará los valores del RMR obtenidos en el estudio del contratista, tomando en cuenta principalmente la condición de las discontinuidades en todos los casos, ya que de acuerdo a lo observado en la ejecución de la cimentación del puente Sumbay, las fisuras existentes en la roca corresponden a la categoría especificada del RMR como superficie ligeramente rugosa, con aberturas menores a 1 mm y sin relleno, moderadamente meteorizada y con longitudes menores a 3 m.

Por lo tanto, los valores corregidos del RMR en los diferentes puntos de apoyo del puente, serían:

- Estribo derecho

Tabla 6.2. RMR en el estribo derecho (corregido)

A. PARÁMETROS	VALOR	VALORACION
1.- Resistencia de la roca inalterada	2.39 MPa	1
2.- RQD (%)	84.25	17
3.- Espaciamiento de las fisuras	16.62 cm	8
4.- Condición de las fisuras		
Longitud	1-3 m	4
Abertura	0.1-1.0 mm	4
Rugosidad	Ligeramente	3
Relleno	Ninguno	6
Meteorización	Moderadamente	3
5.- Aguas subterráneas	Presión de agua ligera	4
B. ORIENTACIÓN DE LAS FISURAS	Favorable	-2
	TOTAL	**48**
C. CLASIFICACION	**Roca regular**	**III**

- Pilar derecho

Tabla 6.3. RMR en el pilar derecho (corregido)

A. PARÁMETROS	VALOR	VALORACION
1.- Resistencia de la roca inalterada	1.513 MPa	1
2.- RQD (%)	59.36	13
3.- Espaciamiento de las fisuras	15.30 cm	8
4.- Condición de las fisuras		
Longitud	1-3 m	4
Abertura	0.1-1.0 mm	4
Rugosidad	Ligeramente	3
Relleno	Ninguno	6
Meteorización	Moderado	3
5.- Aguas subterráneas	Presión de agua ligera	4
B. ORIENTACIÓN DE LAS FISURAS	Favorable	-2
	TOTAL	**44**
C. CLASIFICACION	**Roca regular**	**III**

- Pilar izquierdo

Tabla 6.4. RMR en el pilar izquierdo (corregido)

A. PARÁMETROS	VALOR	VALORACION
1.- Resistencia de la roca inalterada	2.584 MPa	1
2.- RQD (%)	26.08%	8
3.- Espaciamiento de las fisuras	9.12 cm	8
4.- Condición de las fisuras		
Longitud	1-3 m	4
Abertura	0.1-1.0 mm	4
Rugosidad	Ligeramente	3
Relleno	Ninguno	6
Meteorización	Moderado	3
5.- Aguas subterráneas	Presión de agua ligera	4
B. ORIENTACIÓN DE LAS FISURAS	Desfavorable	-15
	TOTAL	**28**
C. CLASIFICACION	**Roca mala**	**IV**

- Estribo izquierdo

Tabla 6.5 RMR en el estribo izquierdo (corregido)

A. PARÁMETROS	VALOR	VALORACION
1.- Resistencia de la roca inalterada	3.127 MPa	1
2.- RQD (%)	96.66	20
3.- Espaciamiento de las fisuras	26.36 cm	10
4.- Condición de las fisuras		
Longitud	1-3 m	4
Abertura	0.1-1.0 mm	4
Rugosidad	Ligeramente	3
Relleno	Ninguno	6
Meteorización	Muy meteorizado	1
5.- Aguas subterráneas	Presión de agua nula	15
B. ORIENTACIÓN DE LAS FISURAS	Regular	-7
	TOTAL	**59**
C. CLASIFICACION	**Roca regular**	**III**

En consecuencia a los nuevos valores del RMR obtenidos en las Tablas 6.2, 6.3, 6.4 y 6.5 así como lo indicado en la Tabla 1.4e (Significado de las clases de los macizos rocosos), se puede esbozar lo siguiente:

Tabla 6.6 Relación de la clase de roca con la cohesión y el ángulo de fricción

SECTOR	RMR	Clase de roca	C (KPa)	ϕ(°)
Estribo derecho	48	Regular	200-300	25°-35°
Pilar derecho	44	Regular	200-300	25°-35°
Pilar izquierdo	28	Mala	100-200	15°-25°
Estribo izquierdo	59	Regular	200-300	25°-35°

La capacidad portante de la roca se calcularía a continuación de acuerdo con la ecuación de falla general de corte sin cohesión de Tergaghi adoptada a la condición de roca fracturada con espaciamiento entre fracturas mucho menor que el ancho de cimentación, cuya ecuación es:

$$q_{ult} = 0.5\gamma B N_\gamma + \gamma D N_q$$

En la ecuación mostrada se desprecia la cohesión, suponiendo que la falla general es probable a desarrollarse a través de los planos de discontinuidad. Sin embargo, se ha considerado que el modo de falla no ocurriría completamente a través de las discontinuidades, sino también parcialmente a través del macizo rocoso, por lo que se ha incluido la cohesión en el análisis. Por lo tanto, se utilizará la ecuación de falla general por corte:

$$q_{ult} = cN_C + 0.5\gamma\, BN_\gamma + \gamma\, DN_q$$

Que nos permitirá obtener la capacidad portante admisible en los diferentes sectores de la cimentación del puente Sumbay a través de la siguiente tabla:

Tabla 6.7. Capacidades Portantes Admisibles (del autor)

Sector	"c" (kg/cm^2)	ϕ (°)	$C_c N_c$	$C_\gamma N_\gamma$	N_q	q_{ult} (kg/cm^2)	qadm ($q_{ult}/3$)
Estribo derecho	2	30°	16.35	12.16	9.0	42.35	14.12
Pilar derecho	2	30°	16.62	12.04	9.0	40.15	13.38
Pilar izquierdo	1	25°	13.04	6.93	6.07	17.29	5.76
Estribo izquierdo	2	30°	14.97	12.89	9.0	34.96	11.65

De los valores de la capacidad portante admisible mostrados en la Tabla 6.7, se puede inferir:

1° Que dichos valores, a excepción del pilar izquierdo, son compatibles con el valor indicado por el autor del Estudio de Suelos del proyectista, quien consideró una capacidad portante del suelo de fundación del puente en 10 kg/cm2.

2° Que los valores mostrados son mayores que los señalados por el contratista, salvo el correspondiente al del pilar izquierdo, cuyos valores respectivamente son casi similares.

3° Que las capacidades portantes admisibles mostrados son mayores que los indicados por la Supervisión.

4° Que se ha demostrado a través de una metodología explícita que la capacidad portante admisible del pilar izquierdo es de 5.76 kg/cm2, y supera al valor de la presión de contacto máximo en dicha zona, el cual es de 5.29 kg/cm2.

6.7. Cálculo de Asentamientos

Según lo indicado en la sección 1.2.6.3.2. del presente trabajo, la deformación máxima de una fundación rectangular flexible uniformemente cargada ocurre en el centro de la fundación y se puede estimar a partir de la solución de la siguiente ecuación:

$$\delta = 1.12\, qB\,(1-\mu^2)\,(L/B)^{1/2} / Ed$$

Para tal efecto, se necesitan como parámetros de entrada, el módulo de deformabilidad del macizo rocoso y el valor de su relación de Poisson.

Dicho módulo de deformabilidad se puede obtener de las múltiples aplicaciones de la clasificación geomecánica (RMR) la cual indica que:

Ed= 2RMR -100 ... donde Ed es el módulo de deformación en GPa y RMR es > 50

Ed= $10^{(RMR-10)/40}$ .. para RMR <50

Por lo tanto, los valores de los módulos de deformabilidad en los diferentes puntos de apoyo del puente en base a la revisión del RMR, serían:

- Estribo derecho (RMR=48) .. Ed= 8.9125 GPa= 89,125 kg/cm^2
- Pilar derecho (RMR=44) .. Ed= 7.0794 GPa= 70,794 kg/cm^2
- Pilar izquierdo (RMR=28) .. Ed= 2.8184 GPa= 28,184 kg/cm^2
- Estribo izquierdo (RMR=59) .. Ed= 18 GPa= 180,000 kg/cm^2

Cabe mencionar que, los valores mostrados de los módulos de deformación son mucho mayores que los indicados por el contratista y que como se verá más adelante, también son compatibles con los asentamientos calculados así como lo observado en la zona del puente después de 5 años de su construcción, en que los asentamientos diferenciales no se distinguen.

Finalmente, con los diferentes Ed obtenidos y para un valor de la relación de Poisson, μ= 0.11 (valor correspondiente a una Toba, tomado del texto "Principios de Geología y Geotécnia para Ingenieros", de Dimitri Krynine), se tendría los siguientes asentamientos a través de la siguiente tabla:

Tabla 6.8. Asentamientos en la roca de fundación (del autor)

Sector	q (kg/cm^2)	B (cm)	μ	L (cm)	Ed (kg/cm^2)	Asentamiento (cm)
Estribo derecho	6.27	780	0.11	1200	89,125	0.08
Pilar derecho	6.85	700	0.11	960	70,794	0.09
Pilar izquierdo	5.23	700	0.11	960	28,184	0.20
Estribo izquierdo	6.85	250	0.11	940	180,000	0.02

Cabe indicar que el valor de "q" en la Tabla 6.8 proviene de las presiones de contacto máximos proporcionados por el proyectista del puente.

Finalmente, es de resaltar que con los valores de los asentamientos calculados, se procederá también a calcular los asentamientos diferenciales y la distorsión angular a través de la Tabla 6.9.

Tabla 6.9 Asentamiento Diferenciales y Valores de la Distorsión Angular en la Cimentación del Puente Sumbay

Sector	Asentamiento δi	Asentamiento Diferencial $\Delta_i = \lvert\delta_i - \delta_{i+1}\rvert$	Distorsión Angular $\alpha_i = \Delta_i / L$
Estribo derecho	δ_1= 0.08 cm		
Pilar derecho	δ_2= 0.09 cm	Δ_1= 0.01 cm	α_1= 1/385,900
Pilar izquierdo	δ_3= 0.20 cm	Δ_2= 0.11 cm	α_2= 1/35,082
Estribo izquierdo	δ_4= 0.02 cm	Δ_3= 0.18 cm	α_3= 1/21, 439

CAPITULO VII
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES SOBRE EL ACCIONAR DE LOS ENTES RESPONSABLES EN LA EJECUCIÓN DE LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE SUMBAY

7.1. Introducción

En el capítulo precedente se realizó un análisis de las acciones que tomaron las empresas involucradas en la correcta ejecución de la cimentación del puente Sumbay, es decir Proyectista, Contratista y Supervisor.

En este capítulo, se procederá a emitir las conclusiones y recomendaciones pertinentes sobre los aspectos geotécnicos de la cimentación del puente Sumbay, en base a los análisis y comentarios en capítulos anteriores y la normatividad legal vigente para este tipo de obras.

7.2. Conclusiones

1) De la lectura del Expediente Técnico denominado "Estudio Definitivo de Ingeniería para la construcción del sector Patahuasi- Santa Lucia de la carretera Arequipa – Juliaca" y que fue elaborado por el proyectista, se puede inferir que en su elaboración se le dio mucho mayor importancia lo correspondiente a los estudios para el pavimento que en lo relacionado a los estudios geotécnicos para la cimentación del puente Sumbay. La información geotécnica es escasa para la cimentación del puente.

2) Que en el Expediente Técnico elaborado por el proyectista, en la parte correspondiente al puente Sumbay, se observa claramente que no se hicieron los estudios geotécnicos que se estilan para este tipo de obras y que, esta situación anómala, fue superada especificando en el mismo expediente técnico, en el capítulo suelos y geología, que el contratista generaría un *presupuesto* adicional al presupuesto base bajo la denominación Trabajos Geotécnicos Complementarios con el fin de *poder utilizarlos para* verificar las capacidades portantes admisibles de los suelos de fundación del puente, compararlos con los valores utilizados en el diseño de dicha cimentación y que ante cualquier contingencia contradictoria, podían darle la solución que el caso ameritaba.

3) Que resultó evidente que la entidad contratante, en este caso el entonces Ministerio de Transporte; Comunicaciones, Vivienda y Construcción, no observó lo especificado en el capítulo Suelos y Geología del Expediente Técnico del puente Sumbay elaborado por el proyectista, por cuanto dicha especificación fue ejecutada posteriormente por el contratista pero durante el proceso de ejecución de toda la obra contratada, es decir con la conformación del pavimento de la carretera y lo previo para la construcción del puente Sumbay.

4) Que los trabajos realizados por el contratista cumpliendo lo especificado en el expediente técnico del puente Sumbay en su capítulo Suelos y Geología y que, fue materializado mediante el informe técnico denominado "Ingeniería Geotécnica del puente sobre el río Sumbay", requirieron la aplicación de los principios de la geotecnia, es decir, se aplicó los fundamentos de la Geología Aplicada, Mecánica de Suelos y Mecánica de Rocas en la zona del puente Sumbay.

5) Que el informe técnico "Ingeniería Geotécnica del puente sobre el río Sumbay" elaborado por el contratista, indicó que la cimentación del puente se tenía que ejecutar sobre una masa rocosa de mala a muy

mala calidad (Clase IV a V) correspondiente a un "tufo brechoide". Sin embargo, los valores de capacidad de carga recomendados no se condicen necesariamente con esta calidad de roca, desconociéndose la metodología de cálculo de la σ_{adm}.

6) Que lo señalado en el subtitulo "capacidad portante admisible en roca" correspondiente al capítulo de Mecánica de Rocas del informe técnico mencionado, indicó valores de capacidad portante admisible, que no eran congruentes con la metodología que el contratista mismo especificó y que fue necesario su aclaración posterior para poder entender dichos valores.

   La capacidad de carga calculada por el autor del presente Informe de suficiencia indica valores de:

   - Estribo derecho : q_a= 14.12 kg/cm^2
   - Pilar derecho : q_a= 13.38 kg/cm^2
   - Pilar izquierdo : q_a= 5.76 kg/cm^2
   - Estribo izquierdo : q_a= 11.65 kg/cm^2

7) Que en el Informe Técnico, Aspectos Geotécnicos del puente sobre el río Sumbay, elaborado por la supervisión, por primera vez indica que la cota de proyecto al nivel de la cimentación del estribo derecho, 3903.64, se encontraba en una capa de suelo residual arenoso y que la masa rocosa, tufo brechoide, se ubicaba a partir de la cota 3902.20, pero no opina por la variación de dicha cota de cimentación, a pesar que el cálculo para la capacidad portante admisible para la cimentación del estribo derecho se basaba en la resistencia a la compresión de la masa rocosa ubicada en dicho estribo.

8) Que el informe técnico de la Supervisión indicó que las cimentaciones de los estribos del puente estarían sobre una masa rocosa de *mala calidad* (clase IV) pero que las cimentaciones de los pilares se ubicarían sobre una masa rocosa de *muy mala calidad* (Clase V), discrepando con esta última clasificación con respecto a la emitida por el contratista, debido a que utilizó el criterio RMR de Bieniawski 1989 mientras que el contratista, en una aclaración posterior, señaló

que utilizó el criterio RMR de Bieniawski 1976. En todo caso, a nuestro parecer, los valores propuestos por la Supervisión reflejan mejor la condición del macizo rocoso de la cimentación.

9) La Supervisión utilizó el concepto de utilizar la resistencia a la compresión no confinada (σ_c). dividida entre un factor de 3 para obtener la capacidad de carga admisible. Este criterio es aceptable y también es propuesto por otros autores, aunque modificando el factor de correción en función del fracturamiento de la roca.

10) Ante las situaciones que se suscitaron entre el proyectista, el contratista y la supervisión tanto de índole administrativo, técnico, legal y de ejecución de la construcción del puente, las capacidades portantes admisibles indicados por el contratista en su informe técnico Ingeniería Geotécnica del puente sobre el río Sumbay así como en su aclaración posterior, quedaron admitidos, ante el retiro tácito de los cuestionamientos iniciales por parte de la supervisión y que, por lo tanto, esto produjo el pronunciamiento final emitido por el Ingeniero Proyectista del puente en el sentido de modificar únicamente las dimensiones en planta de las zapatas de los pilares del puente Sumbay en base a los valores indicados por el contratista, lo cual tuvo el asidero técnico y legal.

7.3. Recomendaciones

1) Que las empresas consultores dedicadas a la especialidad de "Rehabilitación y Construcción de Carreteras y Puentes" y que hayan obtenido la BUENA PRO por parte del Ministerio de Transporte y Comunicaciones u otra entidad contratante para la elaboración del respectivo Expediente Técnico, hayan considerado en su propuesta los gastos que emanan de los estudios geotécnicos apropiados para este tipo de obras y que le permita plasmar dichos estudios geotécnicos con la información pertinente en el Expediente Técnico.

2) Que en el Ministerio de Transportes y Comunicaciones se aprueben Expedientes Técnicos relativos a la construcción de carreteras que vienen desarrollando, tomando en cuenta los principios geotécnicos

debidamente aplicados tanto en lo concerniente a la conformación del pavimento como a la construcción de puentes y que no se permita Especificaciones Técnicas en dichos Expedientes la realización de trabajos complementarios geotécnicos porque desdibujan la seriedad con que fueron emitidos así como también traen consigo retraso para la ejecución de estas obras.

3) Que las empresas contratistas supervisores encargadas de la correcta y oportuna ejecución de la construcción de carreteras, en su etapa de "Revisión del Expediente Técnico" emitido por el Proyectista, detecten oportunamente situaciones contradictorias que puedan traer complicaciones en la ejecución de la obra y sean lo suficientemente competentes para da las soluciones del caso.

4) Que las empresas contratistas de obra, pongan siempre de manifiesto su experiencia para este tipo de obras, como en el presente caso, en el cual a través de unas partidas adicionales de concreto f'c= 100 kg/cm^2 y f'c= 140 kg/cm^2 se utilizaron respectivamente para rellenar la sobre excavación en las zapatas de los estribos y pilares, y, para llevar la cota de cimentación del estribo derecho hasta el tufo brechoide (3902.20 msnm) así como para uniformizar el suelo de fundación para el pilar izquierdo (a través de una falsa zapata de 0.50 m de altura pero respetando la cota de cimentación).

5) Aprovechar al máximo la información de sondajes diamantinos obteniendo datos geotécnicos, RQD, RMR, resistencia a la compresión no confinada, etc. para caracterizar adecuadamente el macizo rocoso.

6) Se recomienda utilizar una metodología simple como la de calcular la capacidad de carga admisible de una cimentación en roca en función de la resistencia a la compresión simple y al grado de fracturamiento, cuando la información de campo es escasa.

7) Caso contrario, se recomienda emplear la clasificación geomecánica para obtener los parámetros de resistencia cortante del macizo rocoso y emplear una fórmula de capacidad de carga apropiada a las condiciones de fracturamiento de la roca para obtener su capacidad de carga admisible.

BIBLIOGRAFÍA

Separatas del Tema "Geología Básica y Geología Aplicada" del "Curso Geología y Geotecnia aplicada a la Ingeniería Civil" dictado por el Ing. Jorge Agramante Bermejo (2005).

"Geología Aplicada a la Ingeniería Civil" por Mariano Ruiz Vásquez y Silvia Gonzáles Huesca (2000).

"Principios de Geología y Geotecnia para Ingenieros" por Dimitri Krynine y William Judo (1961)

"Curso Mecánica de Rocas / Minería y Obras Civiles" por David Córdova Rojas (2001)

Bowles, J.E. (1994) "Foundation Analysis and Design" 5th Edition, Mc Graw- Hill.

Separatas del Tema "Geotecnia Aplicada a la Ingeniería Civil" del "Curso Geología y Geotecnia aplicada a la Ingeniería Civil" dictado por el Ing. Abel Ordoñez Huamán (2005).

USACE (1994) Rock Foundations. Engineer Manual

Manual de Diseño de Puentes, MTC

Bieniawski, Z.T. (1989) "Engineering Rock Mass Classifications" John Wiley & Sons.

RNC (1997) Norma Técnica de Edificaciones (E-050)

ANEXO 1
INFORMACIÓN DEL PROYECTISTA

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS ANTISISMICAS

I N F O R M E

EXPEDIENTE	PROYECTO LEDI 138 - 94
SOLICITANTE	VERA Y MORENO
ENTIDAD EJECUTORA	LABORATORIO DE ESTRUCTURAS DEPARTAMENTO DE INGENIERIA
TITULO	ENSAYO DE COMPRESION EN PROBETA DIAMANTINA
FECHA	9 DE NOVIEMBRE DE 1994

Ing. Aladys Villa Garc
Jefe del Laboratorio
Estructuras Antisísmic

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU
LABORATORIO DE ESTRUCTURAS

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

LABORATORIO DE ESTRUCTURAS ANTISISMICAS

ENSAYO DE COMPRESION SIMPLE EN PROBETA DIAMANTINA DE ROCA GRANITICA

Solicitante: Vera y Moreno

Fecha de ensayo: 4 de Noviembre de 1994

CARACTERÍSTICAS DEL ESPECIMEN

Prob. Nº	Dimensiones (mm)		Relación de esbeltez	Fecha preparación de diamantinas
	ϕ	H		
1	54.8	110.0	2.007	03.11.94

ϕ y H : diámetro y altura, de la probeta diamantina cilíndrica.

RESULTADOS

Nº de probeta	Sección (cm2)	Carga Máx. (kg)	Esf. Compresión (kg/cm²)	Tipo de Falla
1	[illegible]	1,085	46.0	A

(A) : Agrietamiento longitudiral de la probeta.

VALOR CORREGIDO

Nº de probeta	Relación H/ϕ	Factor Correc. por Esbeltez (*)	Esf. Compresión Corregido (kg/cm²)
1	2.007	1.000	46.0

(*) : Establecido en Norma ASTM C-42

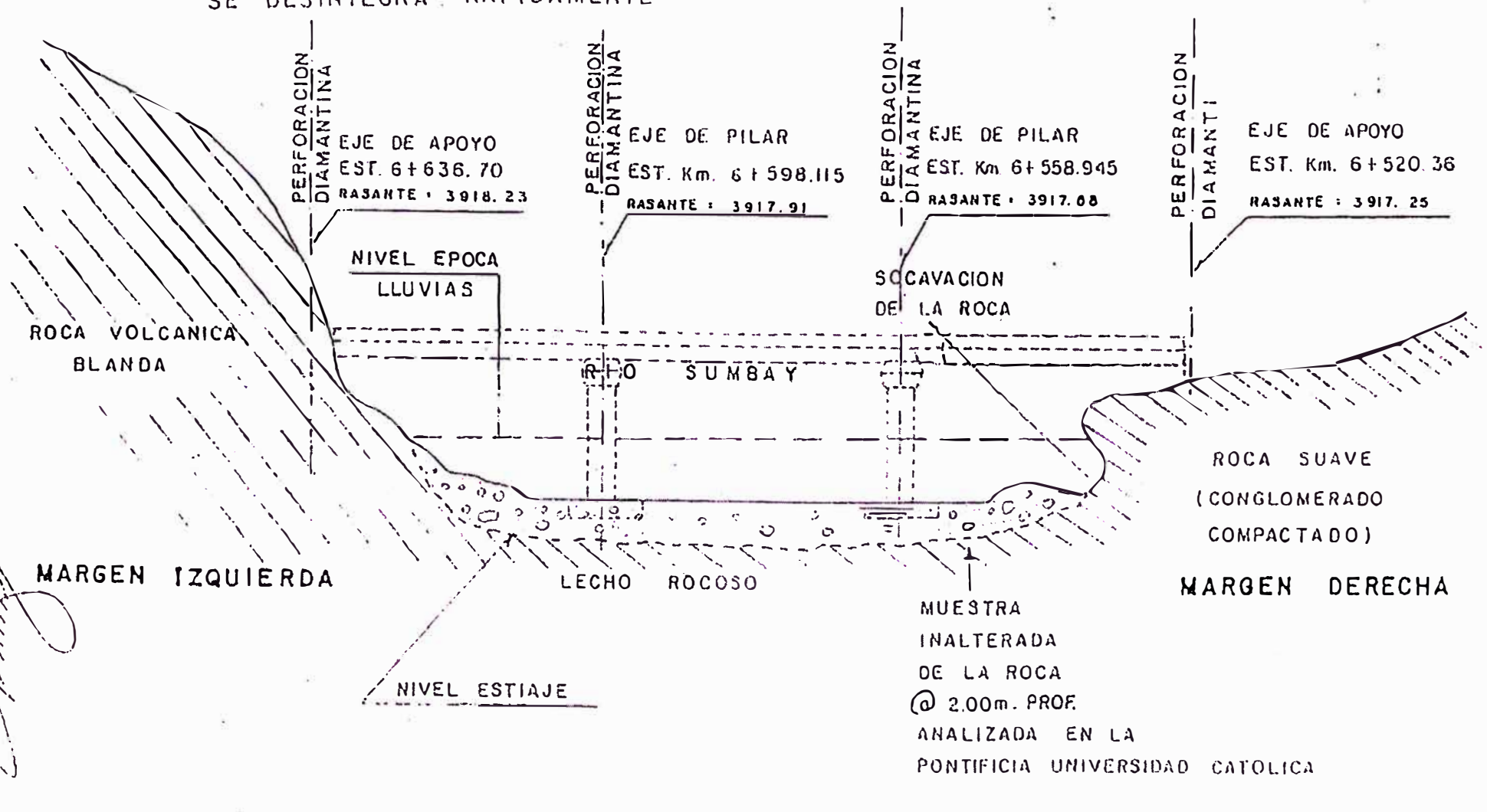
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU LABORATORIO DE ESTRUCTURAS

LUIS [illegible] ZAMBRANO

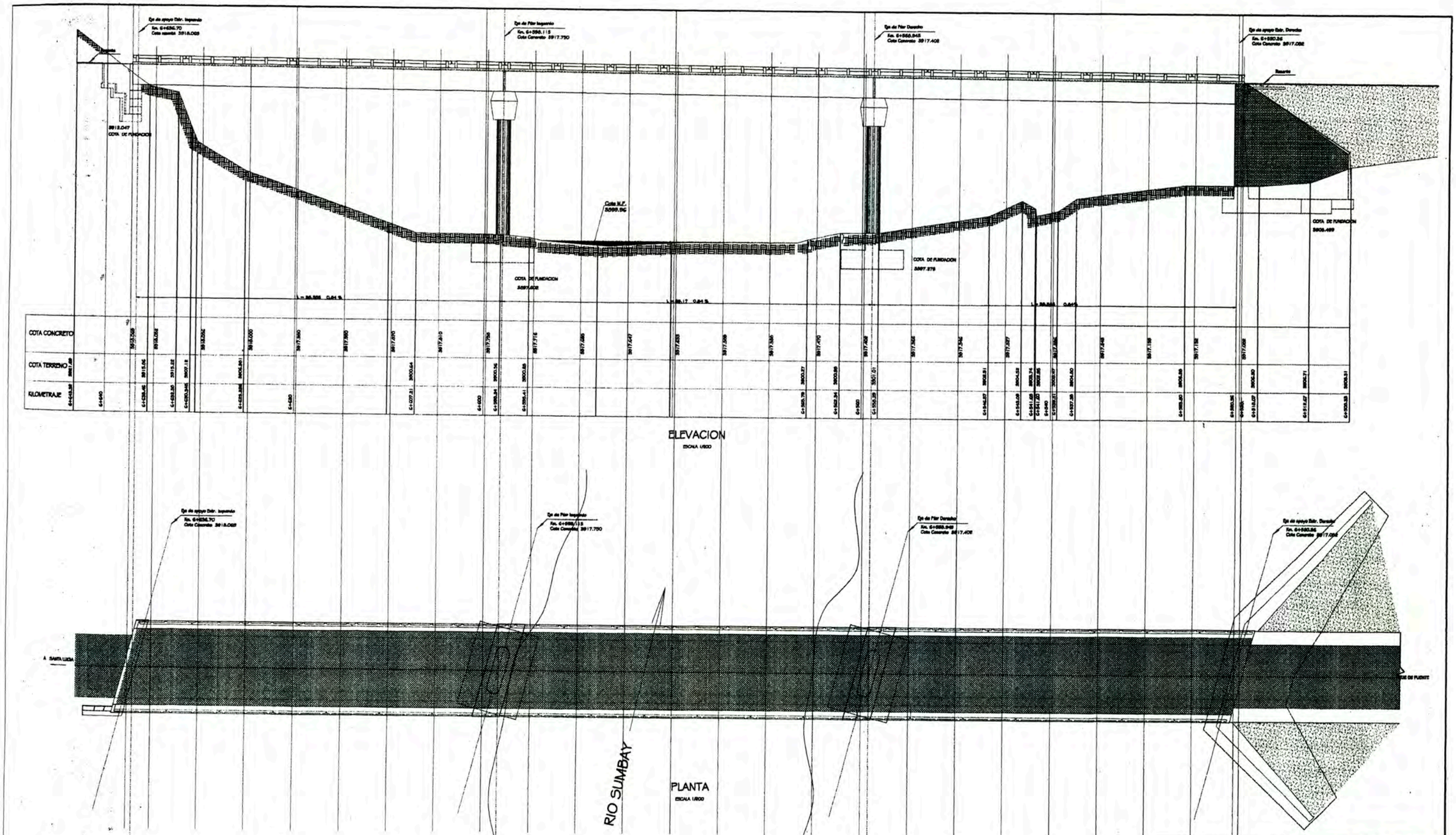
CARRETERA AREQUIPA - JULIACA

CIMENTACION DEL PUENTE SUMBAY

NOTA - LA "ROCA" EN CONTACTO CON EL AGUA SE DESINTEGRA RAPIDAMENTE



A-3



MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES
VIVIENDA Y CONSTRUCCION
DIRECCION GENERAL DE CAMINOS
DIRECCION DE CARRETERAS

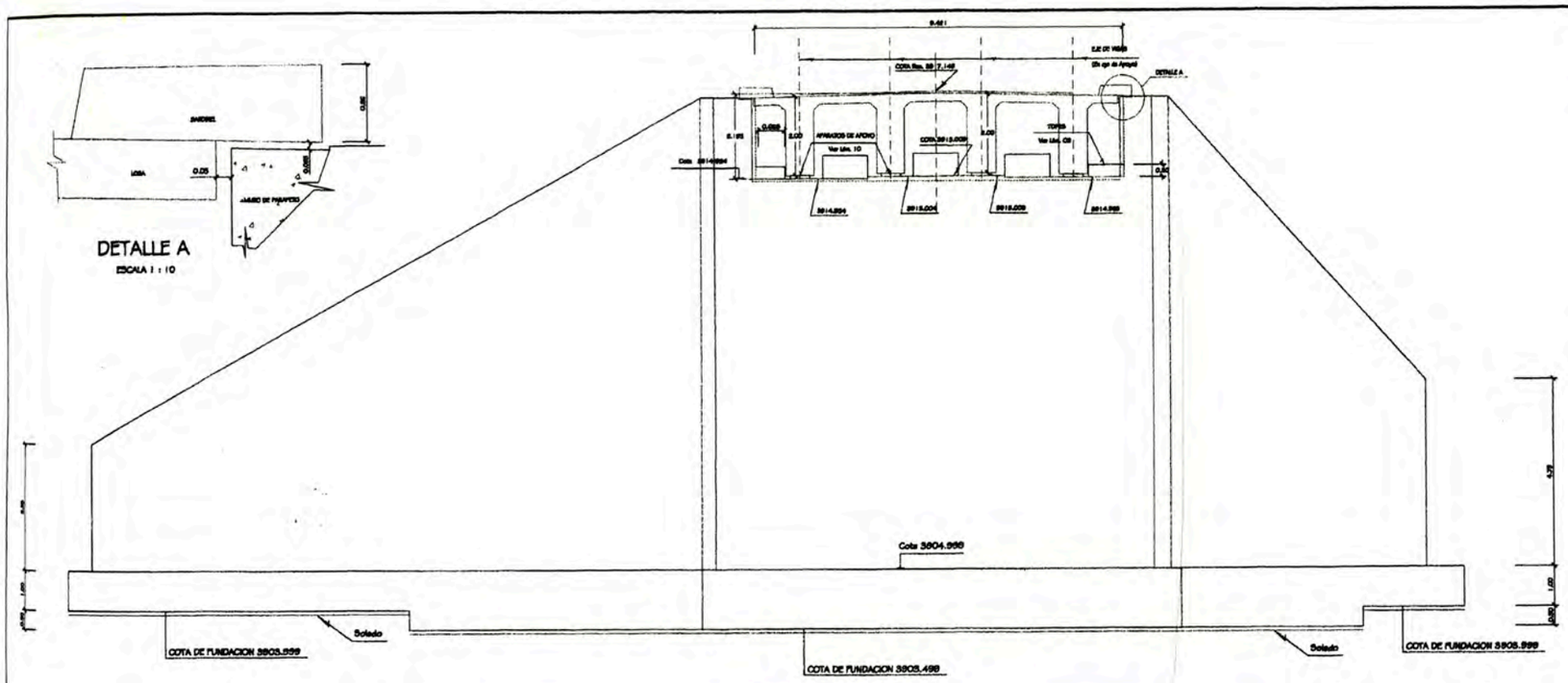
CARRETERA :
YURA – PATAHUASI – SANTA LUCIA
TRAMO II : PATAHUASI – ESTACION VINCOCAYA

PUENTE SUMBAY
VISTA GENERAL

CONTRATISTA:	SUPERVISION:	PROYECTO Nº
gutiros galvao	ASOCIACION HIDROSERVICE -HOB - PROYECTO YURA	
ESCALA: 1 : 500	FECHA: JUNIO - 2000	PLANO: 01-11

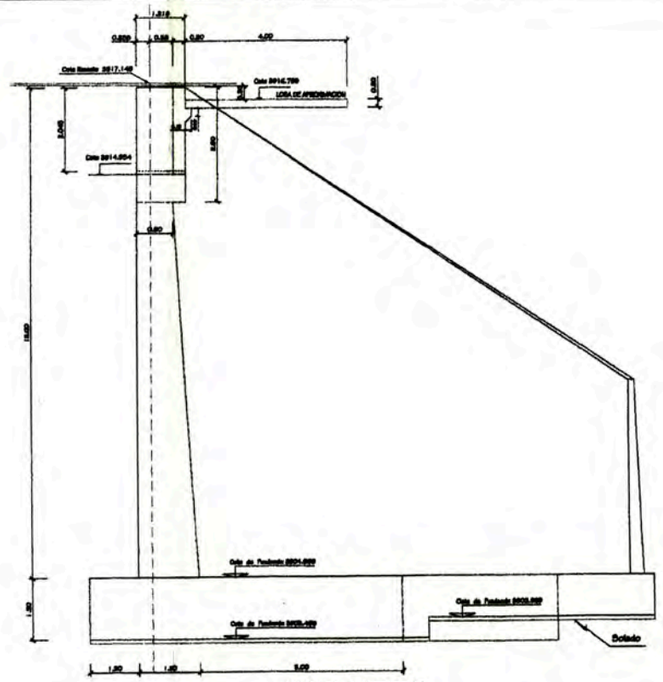
DETALLE A

ESCALA 1 : 10



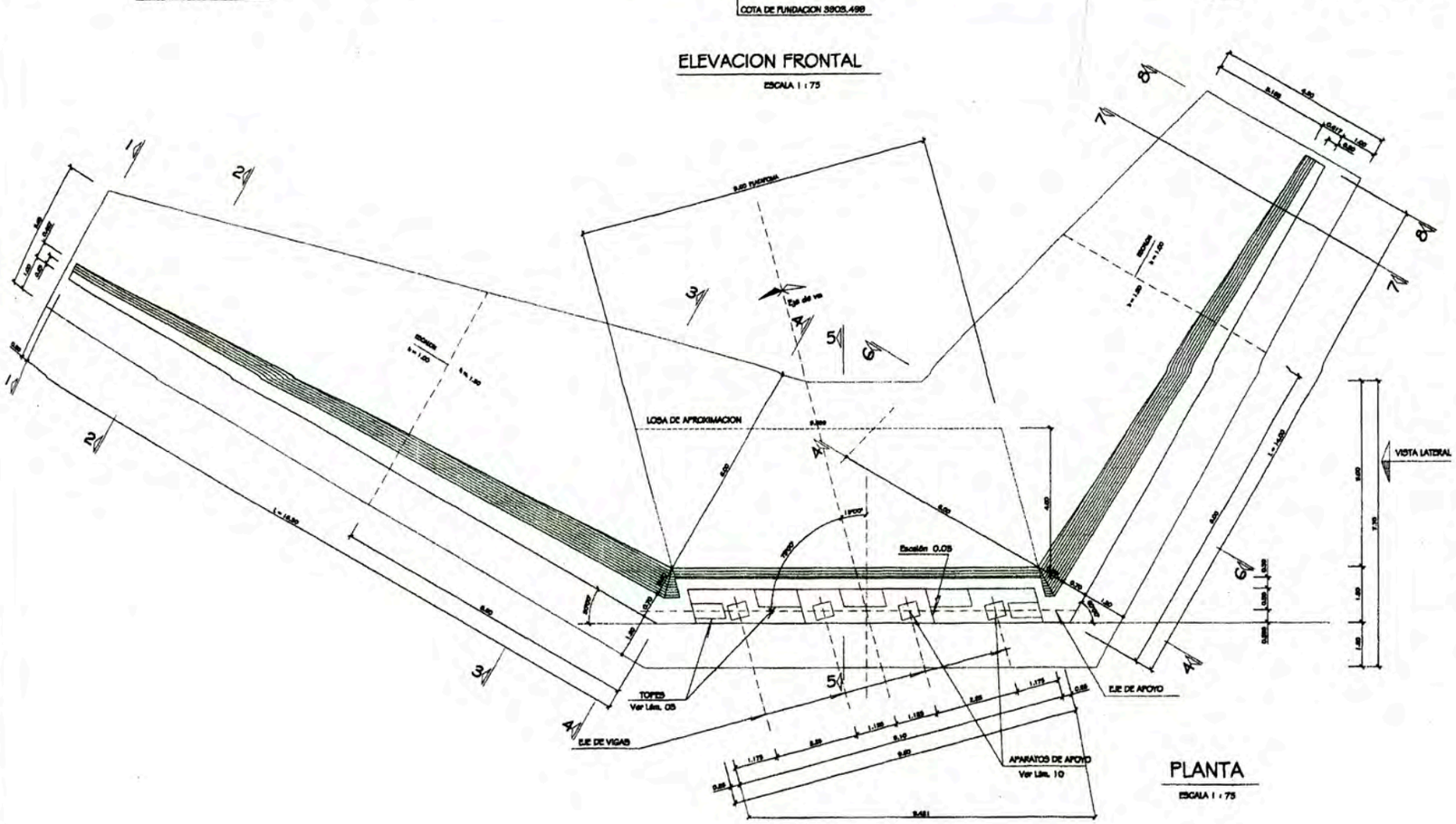
ELEVACION FRONTAL

ESCALA 1 : 75



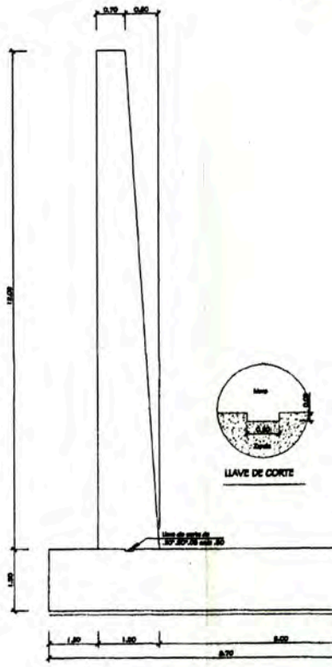
VISTA LATERAL

ESCALA 1 : 75



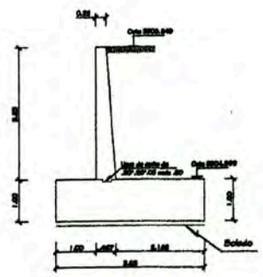
PLANTA

ESCALA 1 : 75



(ENCOFRADO)

ESCALA 1 : 75



Secc. 1-1

Secc. 4-4

MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES VIVIENDA Y CONSTRUCCION

DIRECCION GENERAL DE CAMINOS
DIRECCION DE CARRETERAS

CARRETERA :

YURA - PATAHUASI - SANTA LUCIA
TRAMO II : PATAHUASI - ESTACION VINCOCAYA

PUENTE SUMBAY
PLANTA Y ELEVACIONES DERECHO

CONTRATISTA: queiroz galvao

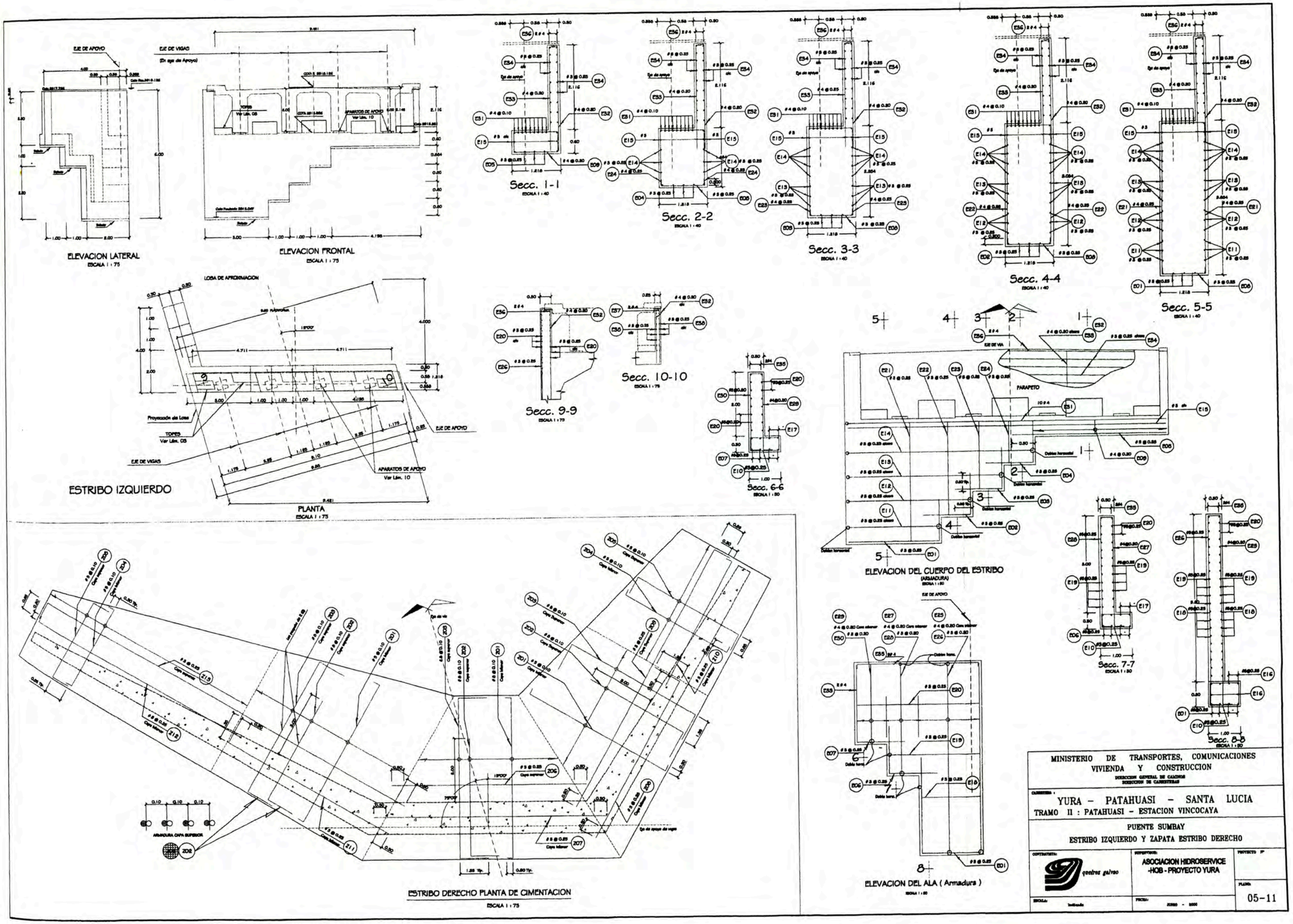
SUPERVISION: ASOCIACION HIDROSERVICE -HOB - PROYECTO YURA

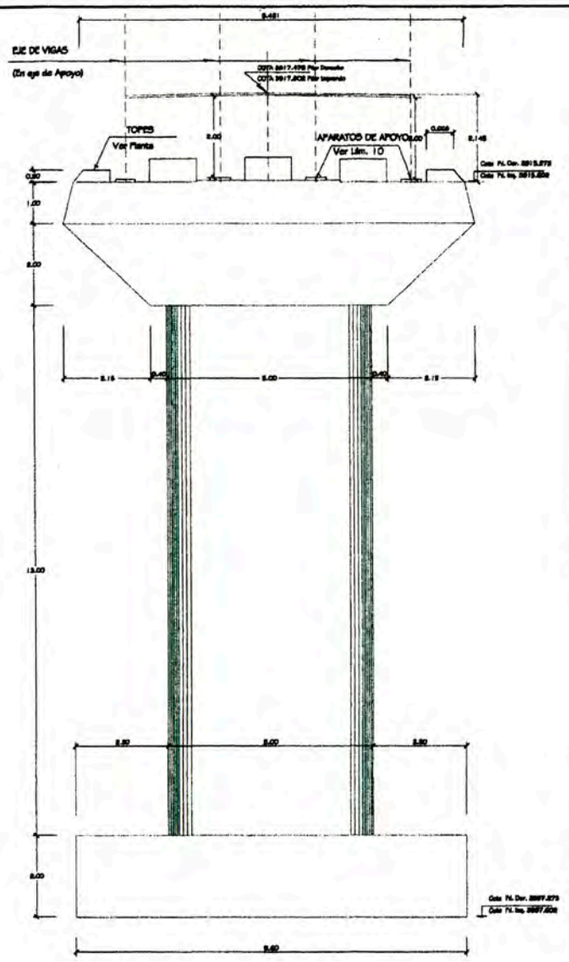
PROYECTO Nº

ESCALA: indicada

FECHA: JUNIO - 2000

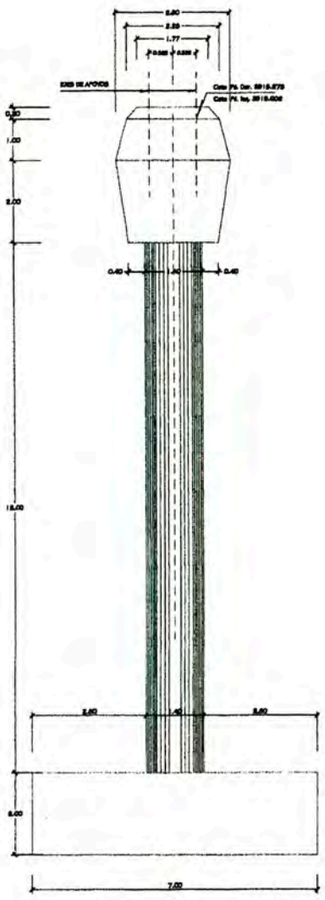
PLANO: 02-11


ELEVACION LATERAL
ESCALA 1 : 75
ELEVACION FRONTAL
ESCALA 1 : 75
Secc. 1-1
Secc. 2-2
Secc. 3-3
Secc. 4-4
Secc. 5-5
Secc. 9-9
Secc. 10-10
Secc. 6-6
ESTRIBO IZQUIERDO
PLANTA
ESCALA 1 : 75
ELEVACION DEL CUERPO DEL ESTRIBO
(ARMADURA)
ESCALA 1 : 50
Secc. 7-7
Secc. 8-8
ESCALA 1 : 50
ESTRIBO DERECHO PLANTA DE CIMENTACION
ESCALA 1 : 75
ELEVACION DEL ALA (Armadura)
ESCALA 1 : 50
MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES
VIVIENDA Y CONSTRUCCION
DIRECCION GENERAL DE CAMINOS
DIRECCION DE CARRETERAS
YURA - PATAHUASI - SANTA LUCIA
TRAMO II : PATAHUASI - ESTACION VINCOCAYA
PUENTE SUMBAY
ESTRIBO IZQUIERDO Y ZAPATA ESTRIBO DERECHO
ASOCIACION HIDROSERVICE
-HOB - PROYECTO YURA
05-11



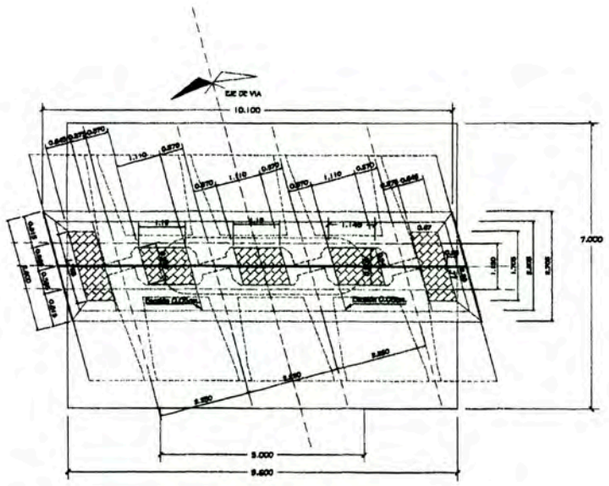
ELEVACION TRANSVERSAL

ESCALA 1 : 75



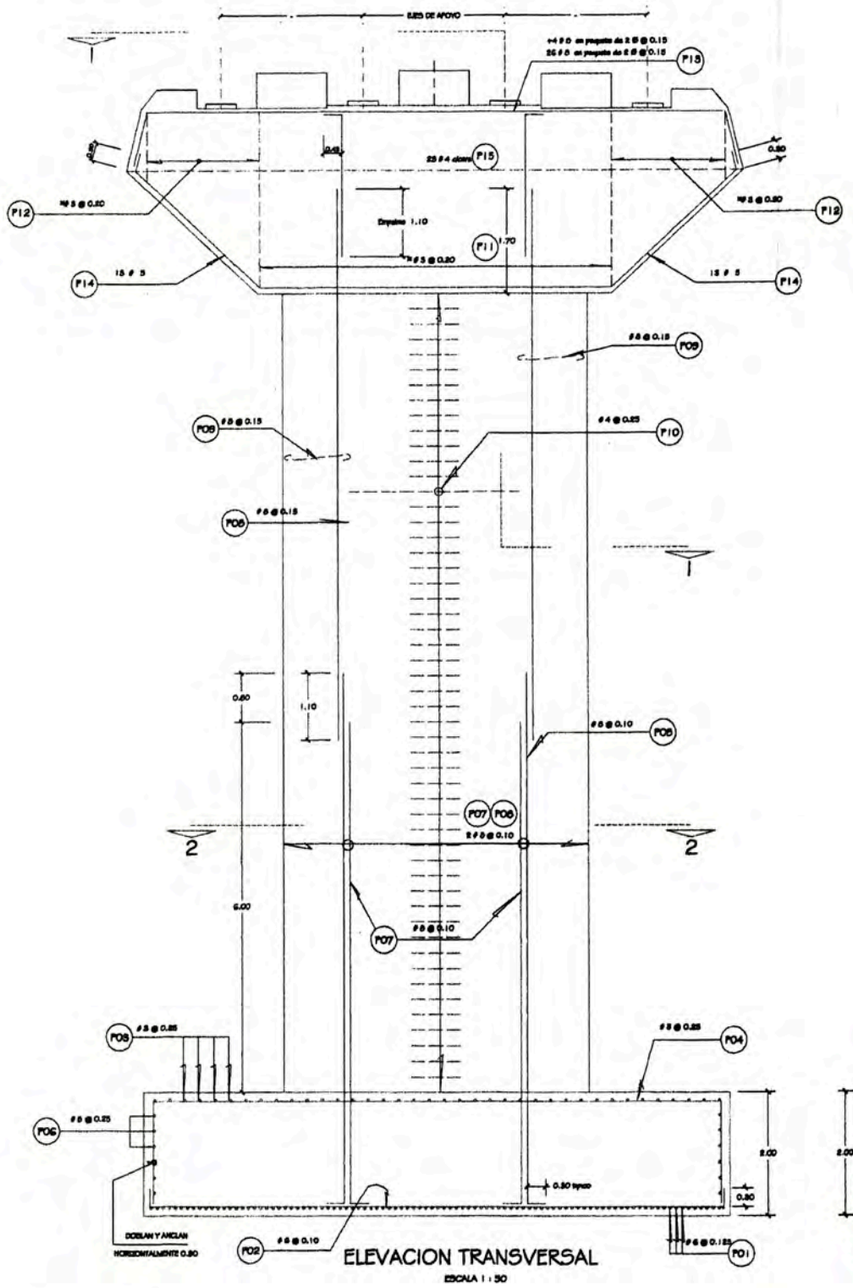
ELEVACION LONGITUDINAL

ESCALA 1 : 75



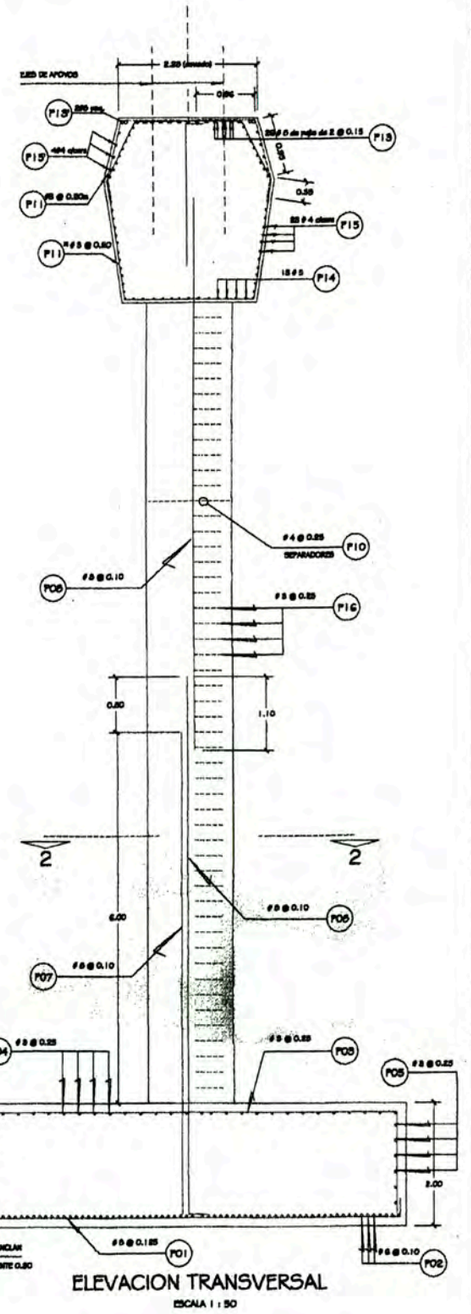
PLANTA

ESCALA 1 : 75



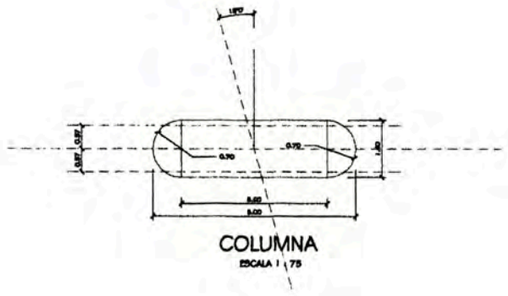
ELEVACION TRANSVERSAL

ESCALA 1 : 50



ELEVACION TRANSVERSAL

ESCALA 1 : 50



COLUMNA

ESCALA 1 : 75

MINISTERIO DE TRANSPORTES, COMUNICACIONES VIVIENDA Y CONSTRUCCION

DIRECCION GENERAL DE CAMINOS
DIRECCION DE CARRETERAS

CARRETERA :

YURA – PATAHUASI – SANTA LUCIA

TRAMO II : PATAHUASI – ESTACION VINCOCAYA

PUENTE SUMBAY

PILARES

CONTRATISTA: quetra galvez

SUPERVISION: ASOCIACION HIDROSERVICE -HOB - PROYECTO YURA

PROYECTO Nº

ESCALA: Indicada

FECHA: MAYO 2004

PLANO: 06-11

ANEXO 2
INFORMACIÓN DEL CONTRATISTA

REGISTRO DE SONDEO

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Rio Sumbay		
Solicitado por	Constructora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	P-1	**Cota**	
Fecha	99/08/25	**Hecho por**	C.Y.M.

PROF.	SPT (N)	PROF. OBSERV.	OBSERVACIONES	SIMBOLO	DESCRIPCION
0.00		0.00			
					Arena gravosa de color gris, compuesta de fragmentos redondeados y subredondeados, de composición andesítica, pomácea y, en menor proporción, cuarcítica.
		0,60	----------	----------	----------
1.00					*Arena limosa de color café amarillento, mal graduada, nada plástica, compuesta de fragmentos de andesita y pómez.*
2.00		2,05	----------	----------	----------
					Arena gravosa de color gris, compuesta de fragmentos redondeados y subredondeados, de composición andesítica, pomácea y en menor proporción cuarcítica.
		2,45	----------	----------	----------
3.00					*Arena de color gris parduzco, regularmente graduada, densa, disgregable, compuesta de granos angulosos y subangulosos, de composición andesítica, pomácea y en menor proporción riolítica, con fragmentos de pómez engastados.*
4.00		4,10	----------	----------	----------
5.00					*continua ....*

6.00					viene.....
7.00					Tufo brechoide de color gris claro, regularmente fracturado, regularmente graduado, compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesitica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.
8.00					
9.00					
10.00					
11.00					
12.00		12.10			
13.00					

REGISTRO DE SONDEO

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Rio Sumbay		
Solicitado por	Constructora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	P-2	**Cota**	
Fecha	99/08/25	**Hecho por**	C.Y.M

PROF.	SPT (N)	PROF. OBSERV.	OBSERVACIONES	SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
0.00		0.00			
					Arena gravosa de color gris pardusco, deleznable, compuesta por fragmentos redondeados y subredondeados, de composición andesítica y en menor proporción cuarcítica.
1.00		1,00	----------	----------	----------
					Tufo brechoide de color gris claro, profundamente fracturado y meteorizado compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomícea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada
2.00					
		2,90	----------	----------	----------
3.00					
4.00					
5.00					*continua.....*

					viene.....
6.00					Tufo brechoide de color gris claro, regularmente fracturado,compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesitica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.
7.00					
8.00					Tufo brechoide de color gris claro, profundamente meteorizado, llegando a la condición de arena gravosa compuesta por granos andesiticos y pomáceos con fragmentos subangulosos de pómez y andesitas.
		8.20	.....	.....	.....
9.00					Tufo brechoide de color gris claro, regularmente fracturado, regularmente graduado, compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.
10.00					
11.00		11.00			
12.00					

REGISTRO DE SONDEO

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Constructora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	P-3	**Cota**	
Fecha	99/08/25	**Hecho por**	C.Y.M.

PROF.	SPT (N)	PROF. OBSERV.	OBSERVACIONES	SIMBOLO	DESCRIPCION
0.00		0.00			
				o o o o o o .	*Arena gravosa de color gris pardusco, deleznable, compuesta por fragmentos redondeados y subredondeados, de composición andesítica y en menor proporción cuarcítica.*
		0,60	----------	----------	----------
				v v v v v v	*Tufo brechoide de color gris claro, profundamente fracturado y meteorizado compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.*
1.00					
		1,20	----------	----------	----------
2.00					*Tufo brechoide de color gris claro, bastante fracturado, compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.*
3.00					
4.00					
		4,55	----------	----------	----------
5.00					*Tufo brechoide de color gris claro, regularmente fracturado,compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.*

continúa ... ..

6.00					..... viene
		6,30	.....	.....	.....
7.00					*Tufo brechoide de color gris claro, fracturado y meteorizado, compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.*
		7,30	.....	.....	.....
8.00					*Tufo brechoide de color gris claro, profundamente meteorizado, compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.*
		8,90	.....	.....	.....
9.00					*Tufo brechoide de color gris claro, fracturado, compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.*
		9,40	.....	.....	.....
10.00					*Tufo brechoide de color gris claro, meteorizado, regularmente graduado, compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.*
11.00		11,00			
12.00					

REGISTRO DE SONDEO

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Constructora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	P- 4	**Cota**	
Fecha	99/08/25	**Hecho por**	C.Y.M.

PROF.	SPT (N)	PROF. OBSERV.	OBSERVACIONES	SÍMBOLO	DESCRIPCION
0.00		0.00			
1.00					*Arena limosa de color café claro, poco plástica, desmenuzable con los dedos, de composición indiscernible, con granos basálticos engastados, angulosos, húmeda en el sitio; geológicamente de origen eluvial*
2.00					
3.00					
		3.40	----------	----------	----------
4.00					*Tufo brechoide de color gris claro, fracturado, compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.*
5.00					*continúa.....*

6.00		5.50			Tufo brechoide de color gris claro, en proceso débil de meteorización debido a la fluctuación del nivel freático, bastante fracturado, compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.
		6.25			
8.00					Tufo brechoide de color gris claro, poco fracturado, compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.
9.00					
10.00					
11.00					
12.00					continúa .....

15.00					... viene
		13,25			Roca volcano- sedimentaria de color gris claro, que contiene una intercalación de arenisca y capas limolíticas de hasta 10 cm de grosor. La arena es de grano medio, con granos andesíticos y ,en menor proporción , pomáceos, de forma angulosa y subangulosa, en una matriz tufácea Presenta una fractura con desarrollo de esquistocidad.
16.00					
		14,20			
					Tufo brechoide de color gris claro, fracturado, compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.
17.00		15,00			

REGISTRO DE SONDEO

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Constructora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	P-5	**Cota**	
Fecha	99/08/25	**Hecho por**	C.Y.M.

PROF.	SPT (N)	PROF. OBSERV.	OBSERVACIONES	SIMBOLO	DESCRIPCION
0.00		0.00		v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v	*Tufo brechoide de color gris claro, con matices de color café que disminuyen en profundidad, así como el fracturamiento; formado de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.*
1.00				v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v	
2.00				v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v v	
3.00		3.00		v v v v v v v v v v v v v v	
4.00					
5.00					

REGISTRO DE SONDEO

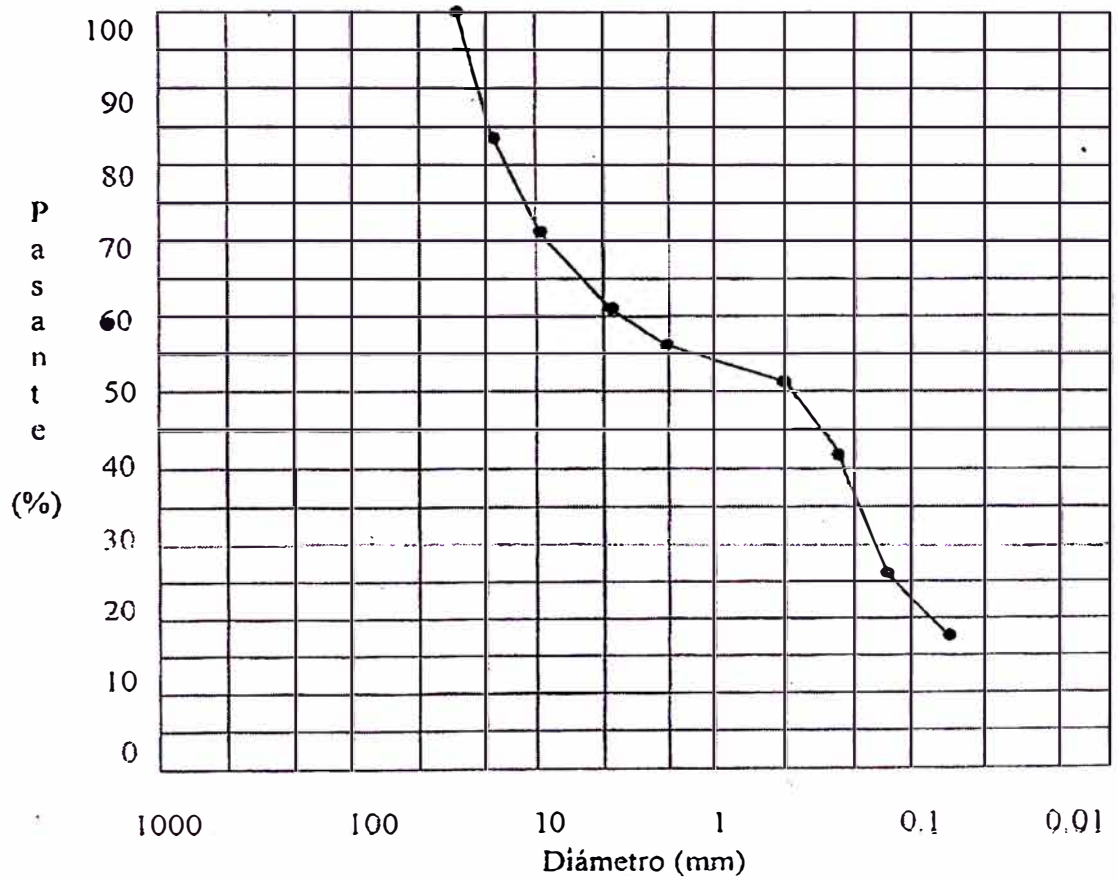
Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Rio Sumbay		
Solicitado por	Constructora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	P-6	**Cota**	
Fecha	99/08/25	**Hecho por**	C.Y.M.

PROF.	SPT (N)	PROF. OBSERV.	OBSERVACIONES	SIMBOLO	DESCRIPCIÓN
0.00		0.00		. . . . .	*Arena gravosa de color grispardusco, deleznable, compuesta por fragmentos redondeados y subrdondeados, de composición andesitica y en menor proporción cuarcitica.*
				o o o o o o	
				. . . . .	
		0,50	.....	.....	.....
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
1.00				v v v v v v	*Tufo brechoide de color gris claro, profundamente meteorizado, compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.*
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
		1,90	.....	.....	.....
2.00				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	*Tufo brechoide de color gris claro, en proceso de meteorización, bastante fracturado, compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.*
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
		2,95	.....	.....	.....
3.00				v v v v v v	*Tufo brechoso de color gris claro, profundamente meteorizado y fracturado, compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesitica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.*
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
4.00		4,00	.....	.....	.....
				v v v v v v	*Tufo brechoide de color gris claro, fracturado y meteorizado, compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.*
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
		4,40	.....	.....	.....
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
5.00				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	
				v v v v v v	

6.00					*Tufo brechoide de color gris claro, profundamente meteorizado, compuesto de fragmentos angulosos y subangulosos, de composición andesítica y pomácea, engastada en una matriz de arenisca volcánica cementada.*
7.00					
8.00					
9.00					
10.00		10,00			
11.00					
12.00					

GRANULOMETRÍA

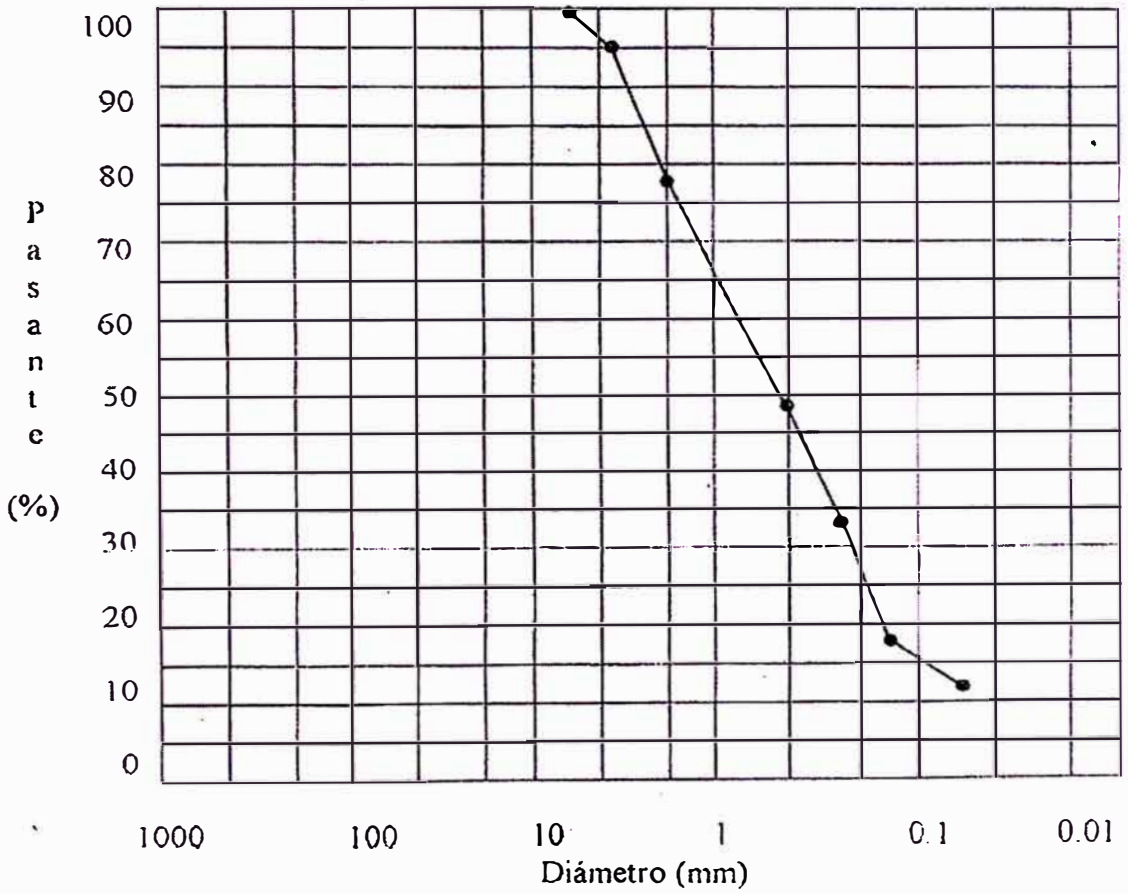
Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Pozo 01	**Profundidad**	0.75 m
Muestra	SU- 101	**Fecha**	98 / 08 / 24



D_{10}		D_{30}	0,18	D_{60}	3,00	D_{50}	0,50
C_u		C_c		SUCS	S M		

GRANULOMETRÍA

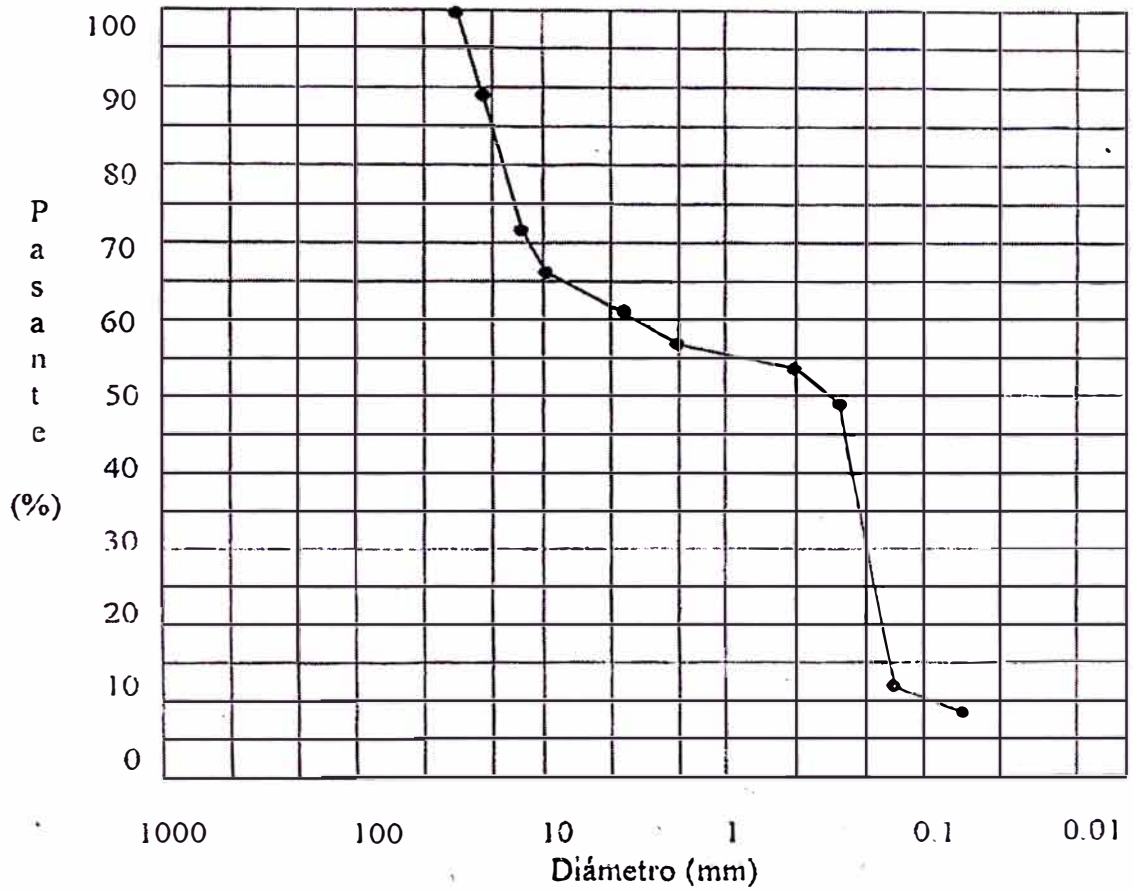
Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Pozo 01	**Profundidad**	2,00 m
Muestra	SU- 102	**Fecha**	98 / 08 / 24



D_{10}	0,06	D_{30}	0,27	D_{60}	1,10	D_{50}	0,65
C_u	18,3	C_c	1,10	SUCS	SW - SM		

GRANULOMETRÍA

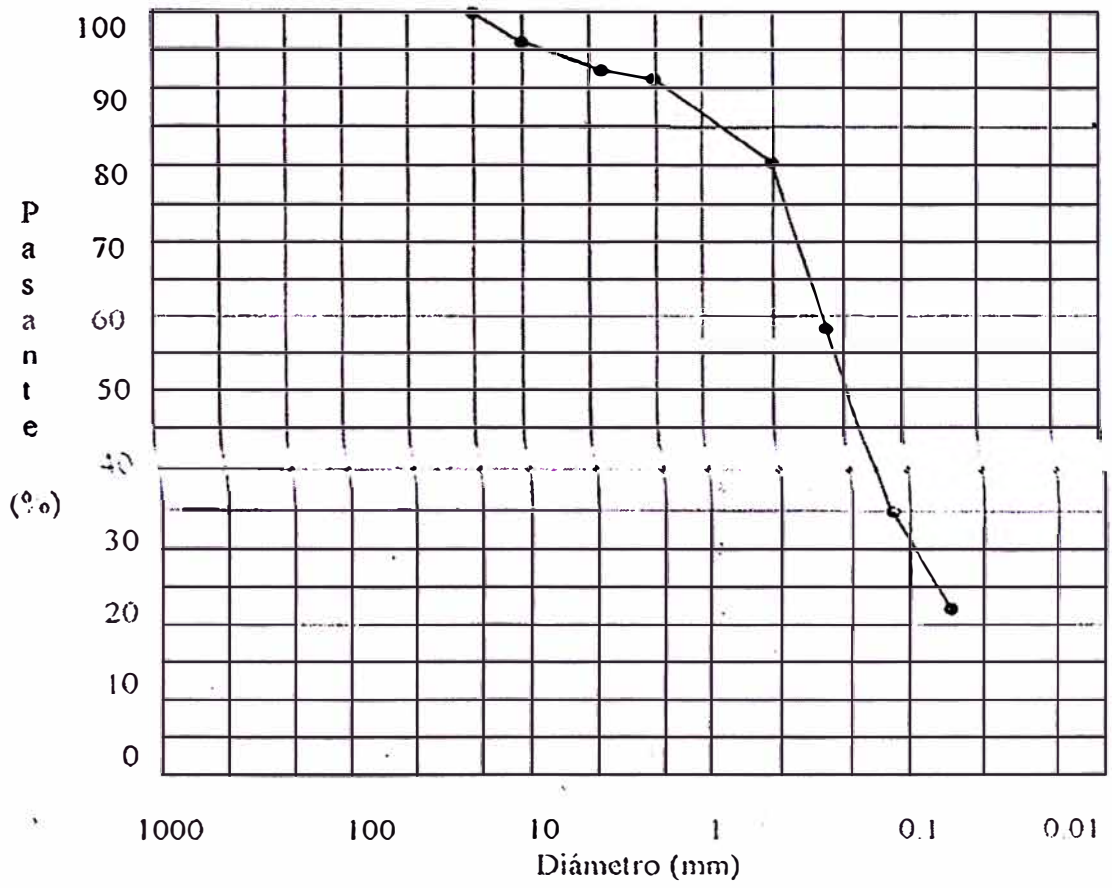
Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Pozo 02	**Profundidad**	0,30 m
Muestra	SU- 201	**Fecha**	98 / 08 / 24



D_{10}	0,11	D_{30}	0,20	D_{60}	4,60	D_{50}	0.30
C_u	41,82	C_c	0,079	SUCS	SP - SM		

GRANULOMETRÍA

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Rio Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Pozo 04	**Profundidad**	2,55 m
Muestra	SU- 401	**Fecha**	98 / 08 / 24



D_{10}		D_{30}	0,12	D_{60}	0,32	D_{50}	0,27
C_u		C_c		SUCS	S M		

LIMITES DE ATTERBERG

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Rio Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Pozo 04	**Profundidad**	2.55 m
Muestra	SU- 401	**Fecha**	98 / 08 / 24

A. Límite líquido

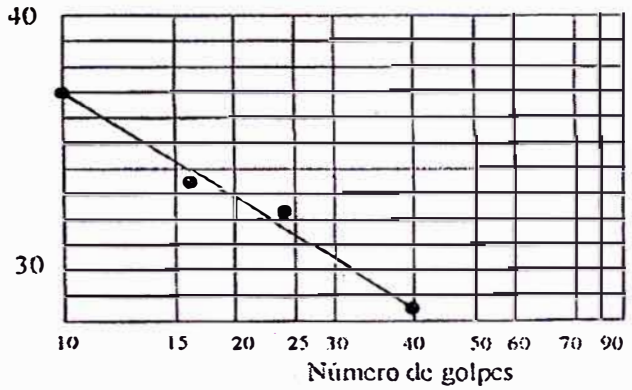
Cápsula	T - 11	T - 4	T - 9	T - 12
Peso del suelo húmedo + cápsula	22.05	24.30	28.85	22.45
Peso del suelo seco + cápsula	17.80	20.15	23.60	19.00
Peso de la cápsula	6.30	7.75	7.30	6.90
Peso de suelo seco	11.50	12.40	16.30	12.10
Peso de agua	4.25	4.15	5.25	3.45
Contenido de humedad (%)	36.96	33.47	32.21	28.51
Número de golpes	10	16	24	40

B. Carta de Plasticidad

Índice de flujo :
Límite Líquido : 31.40 %
Límite Plástico : 23.77 %
Índice de plasticidad: 7.63 %

I_{pc} : 8.32 %
SUCS # 40 : ML

H u m e d a d (%)



C. Límite plástico

Cápsula	B - 9	B - 8			
Peso del suelo húmedo + cápsula	17.90	18.50			
Peso del suelo seco + cápsula	16.15	16.85			
Peso de la cápsula	8.90	9.80			
Peso de suelo seco	7.25	7.05			
Peso de agua	1.75	1.65			
Contenido de humedad (%)	24.14	23.40			

MECÁNICA DE SUELOS

HOJA RESUMEN

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Pozo - 01	**Profundidad**	0.75 m
Muestra	SU- 101	**Fecha**	98 / 08 / 19

****

A.- Propiedades densimétricas

Peso específico natural	γ_n	1.441 g/cm^3
Peso específico en seco	γ_d	1.400 g/cm^3
Peso específico saturado	γ_t	1.828 g/cm^3
Peso específico sumergido	γ_b	0.828 g/cm^3
Gravedad específica de los sólidos	G_s	2.44
Peso específico mínimo en seco	$\gamma_{dmín}$	1.118 g/cm^3
Peso específico maximo en seco	$\gamma_{dmáx}$	1.495 g/cm^3

B.- Propiedades de fase

Indice de poros	e	0.74
Porosidad	n	42.53 %
Contenido de agua	w	2.96 %
Grado de saturación	S	9.76 %
Indice de poros máximo	$e_{máx}$	1.18
Indice de poros mínimo	$e_{mín}$	0.63
Porosidad máxima	$n_{máx}$	54.13 %
Porosidad mínima	$n_{mín}$	38.65 %
Densidad relativa	D_r	80.00 %
Límite líquido	w_l	N.P.
Límite plástico	w_p	N.P
Indice de plasticidad	I_p	N.P

MECÁNICA DE SUELOS

HOJA RESUMEN

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Pozo 01	**Profundidad**	2.00 m
Muestra	SU- 102	**Fecha**	98 / 08 / 19

****

A.- Propiedades densimétricas

Peso específico natural	γ_n	1.455 g/cm^3
Peso específico en seco	γ_d	1.440 g/cm^3
Peso específico saturado	γ_t	1.838 g/cm^3
Peso específico sumergido	γ_b	0.838 g/cm^3
Gravedad específica de los sólidos	G_s	2.40
Peso específico mínimo en seco	γ_{dmin}	1.021 g/cm^3
Peso específico maximo en seco	$\gamma_{dmáx}$	1.440 g/cm^3

B.- Propiedades de fase

Indice de poros	**e**	0.67
Porosidad	**n**	40.12 %
Contenido de agua	**w**	1.05 %
Grado de saturación	**S**	3.76 %
Indice de poros máximo	$e_{máx}$	1.35
Indice de poros mínimo	e_{min}	0.67
Porosidad máxima	$n_{máx}$	57.45 %
Porosidad mínima	n_{min}	40.12 %
Densidad relativa	D_r	100.00 %
Límite líquido	w_l	N.P.
Límite plástico	w_p	N.P
Indice de plasticidad	I_p	N.P

MECÁNICA DE SUELOS

HOJA RESUMEN

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Pozo 02	**Profundidad**	0.30 m
Muestra	SU- 201	**Fecha**	98 / 08 / 19

****

A.- Propiedades densimétricas

Peso específico natural	γ_n	1.417 g/cm^3
Peso específico en seco	γ_d	1.292 g/cm^3
Peso específico saturado	γ_t	1.771 g/cm^3
Peso específico sumergido	γ_b	0.771 g/cm^3
Gravedad específica de los sólidos	G_s	2.48
Peso específico mínimo en seco	γ_{dmin}	1.070 g/cm^3
Peso específico maximo en seco	$\gamma_{dmáx}$	1.480 g/cm^3

B.- Propiedades de fase

Indice de poros	**e**	0.92
Porosidad	**n**	47.92 %
Contenido de agua	**w**	9.71 %
Grado de saturación	**S**	26.17 %
Indice de poros máximo	$e_{máx}$	1.32
Indice de poros mínimo	e_{min}	0.68
Porosidad máxima	$n_{máx}$	56.90 %
Porosidad mínima	n_{min}	40.48 %
Densidad relativa	D_r	62.00 %
Límite líquido	w_l	N.P.
Límite plástico	w_p	N.P
Indice de plasticidad	I_p	N.P

MECÁNICA DE SUELOS

HOJA RESUMEN

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Pozo 04	**Profundidad**	2.55 m
Muestra	SU- 401	**Fecha**	98 / 08 / 19

****

A.- Propiedades densimétricas

Peso específico natural	γ_n	1.916 g/cm^3
Peso específico en seco	γ_d	1.532 g/cm^3
Peso específico saturado	γ_t	1.927 g/cm^3
Peso específico sumergido	γ_b	0.927 g/cm^3
Gravedad específica de los sólidos	G_s	2.53
Peso específico mínimo en seco	γ_{dmin}	0.847 g/cm^3
Peso específico maximo en seco	$\gamma_{dmáx}$	1.559 g/cm^3

B.- Propiedades de fase

Indice de poros	**e**	0.65
Porosidad	**n**	39.39 %
Contenido de agua	**w**	25.09 %
Grado de saturación	**S**	97.66 %
Indice de poros máximo	$e_{máx}$	1.99
Indice de poros mínimo	$e_{mín}$	0.62
Porosidad máxima	$n_{máx}$	66.56 %
Porosidad mínima	$n_{mín}$	38.27 %
Densidad relativa	D_r	97.81 %
Límite líquido	w_l	N.P.
Límite plástico	w_p	N.P
Indice de plasticidad	I_p	N.P

MECÁNICA DE SUELOS

HOJA RESUMEN

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Pozo	**Profundidad**	0.30 m
Muestra	SU- 401	**Fecha**	98 / 08 / 24

****

A.- Propiedades densimétricas

Peso específico natural	γ_n	g/cm^3
Peso específico en seco	γ_d	g/cm^3
Peso específico saturado	γ_t	g/cm^3
Peso específico sumergido	γ_b	g/cm^3
Gravedad específica de los sólidos	G_s	
Peso específico mínimo en seco	γ_{dmin}	g/cm^3
Peso especifico maximo en seco	$\gamma_{dmáx}$	g/cm^3

B.- Propiedades de fase

Indice de poros	**e**	
Porosidad	**n**	%
Contenido de agua	**w**	%
Grado de saturación	**S**	%
Indice de poros máximo	$e_{máx}$	
Indice de poros mínimo	e_{min}	
Porosidad máxima	$n_{máx}$	%
Porosidad mínima	n_{min}	%
Densidad relativa	D_r	%
Límite líquido	w_l	N.P.
Límite plástico	w_p	N.P
Indice de plasticidad	I_p	N.P

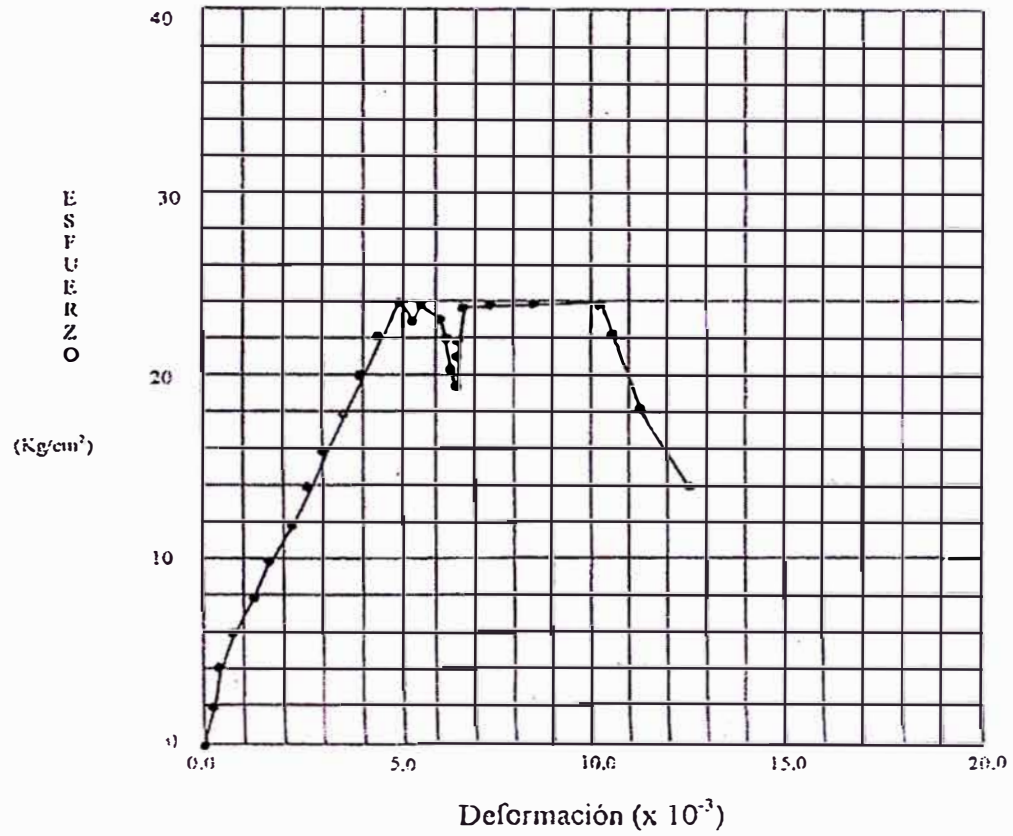
MÓDULO DE ELASTICIDAD

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Perforación 01	**Profundidad**	4.64 m
Muestra	Testigo 01	**Fecha**	98 / 08 / 22

Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000	Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000	Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000
0.00	0.0000				
1.99	0.2016				
3.98	0.4032				
5.97	0.8063				
7.97	1.3103				
9.96	1.7135				
11.95	2.1166				
13.94	2.7214				
15.93	3.0238				
17.92	3.6285				
19.92	4.0317				
21.91	4.4349				
23.90	5.0396				
23.30	5.4428				
23.90	5.6444				
23.30	6.2492				
21.91	6.3500				
21.71	6.4507				
20.91	6.4507				
20.51	6.3500				
20.30	6.4507				
19.55	6.4507				
21.91	6.6523				
23.90	7.4587				
23.90	8.6682				
23.90	10.2809				
21.91	10.6841				
17.92	11.2888				
13.94	12.7000				

DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Perforación 01	**Profundidad**	4.64 m
Muestra	Testigo 01	**Fecha**	98 / 08 / 22



Resistencia a la compresión simple	23.90	kg/cm²
Módulo de Elasticidad	4 191	kg/cm²

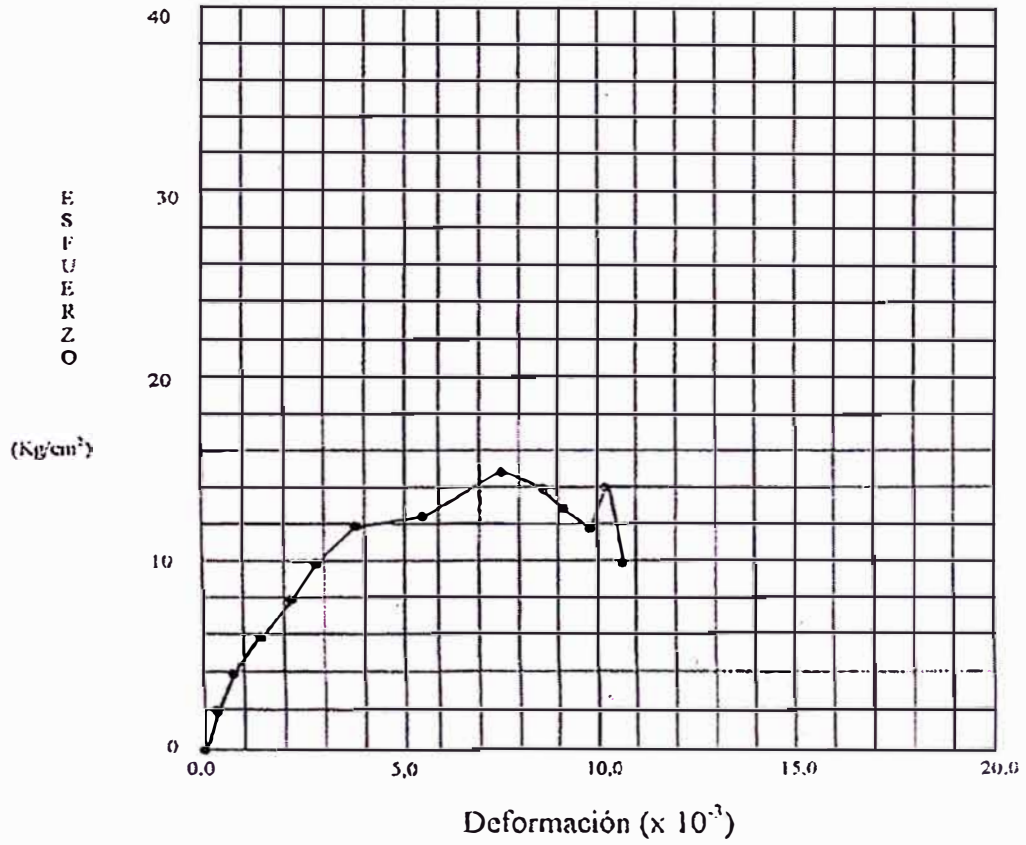
MÓDULO DE ELASTICIDAD

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Perforación 02	**Profundidad**	4.62 m
Muestra	Testigo 02	**Fecha**	98 / 08 / 22

Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000	Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000	Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000
0.00	0.0000				
2.01	0.2396				
4.03	0.8386				
6.05	1.4377				
8.07	2.1566				
10.08	2.8754				
12.10	3.8339				
12.10	4.7924				
12.50	5.5113				
13.31					
13.51					
13.71					
14.12	10.3037				
14.58					
14.72					
14.92					
15.13	7.6679				
14.12	8.6264				
13.11	9.1056				
12.10	9.8254				
10.09	10.7830				
8.07					

DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Perforación 02	**Profundidad**	4.62 m
Muestra	Testigo 02	**Fecha**	98 / 08 / 22



Resistencia a la compresión simple	15,13 kg/cm²
Módulo de Elasticidad	2 810 kg/cm²

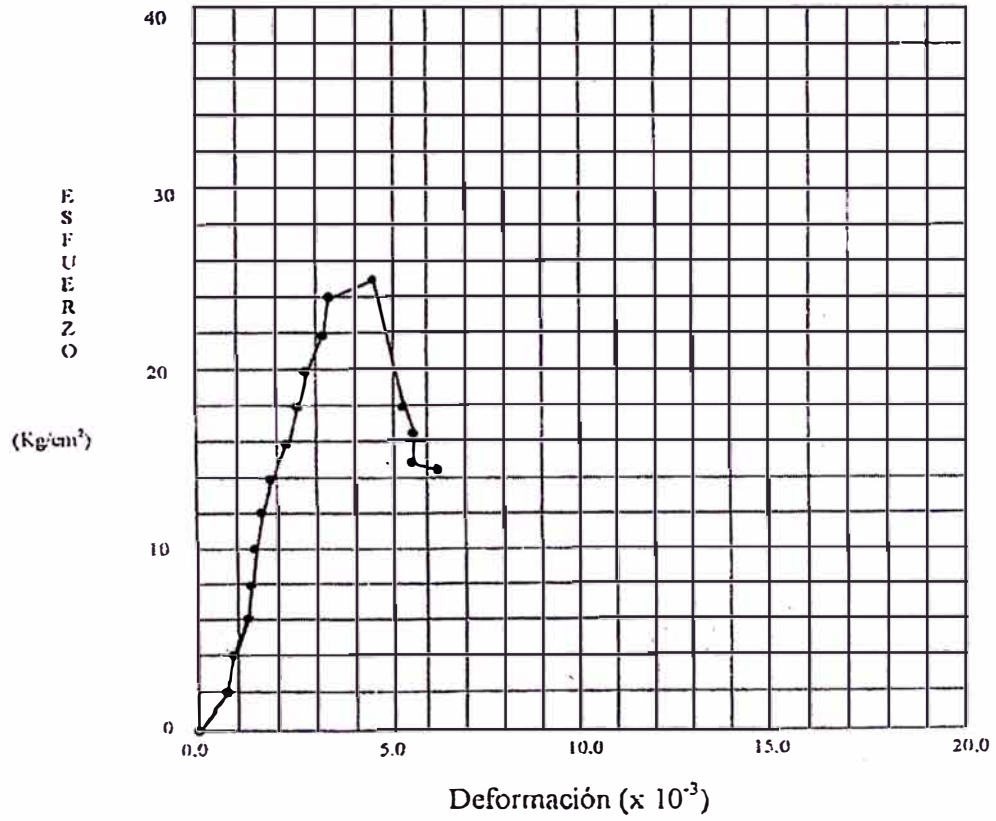
MÓDULO DE ELASTICIDAD

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Perforación 03	**Profundidad**	4.85 m
Muestra	Testigo 03-A	**Fecha**	98 / 08 / 22

Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000	Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000	Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000
0.00	0.0000				
2.03	0.7222				
4.06	0.9630				
6.10	1.2037				
8.13	1.3241				
10.17	1.4445				
12.21	1.6853				
14.24	1.9260				
16.28	2.2872				
18.31	2.5279				
20.34	2.7687				
22.38	3.1298				
24.41	3.3706				
25.84	4.5744				
18.31	5.1763				
16.48	5.5374				
15.26	5.6578				
14.44	6.1393				

DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Rio Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Perforación 03	**Profundidad**	4.85 m
Muestra	Testigo 03-A	**Fecha**	98 / 08 / 22



Resistencia a la compresión simple	25,64 kg/cm²
Módulo de Elasticidad	8 450 kg/cm²

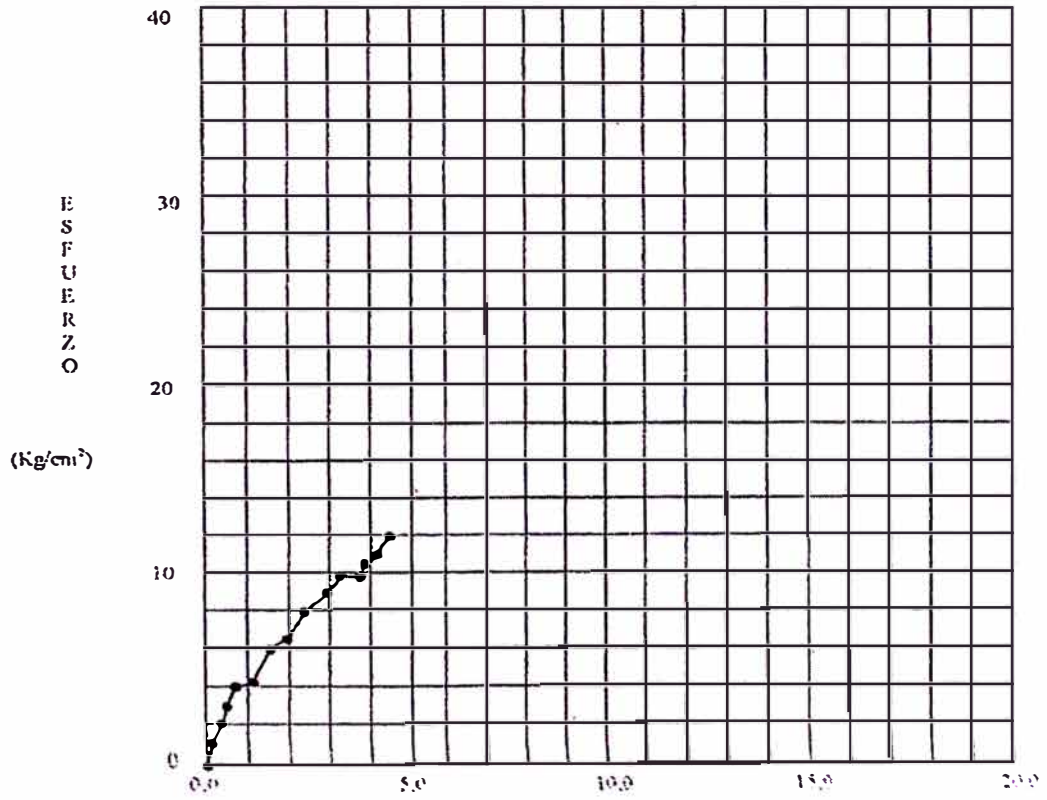
MÓDULO DE ELASTICIDAD

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Perforación 03	**Profundidad**	6.75 m
Muestra	Testigo 03-B	**Fecha**	98 / 08 / 23

Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000	Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000	Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000
0.00	0.0000				
1.17	0.0370				
1.95	0.1112				
3.90	0.8651				
4.29	1.3100				
5.07	1.5077				
5.85	1.6313				
7.80	2.3234				
7.89	2.6448				
8.19	2.8672				
9.75	3.1885				
10.53	4.1525				
10.92	4.3000				
11.31	4.4244				
11.70	4.5975				

DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Perforación 03	**Profundidad**	6.75 m
Muestra	Testigo 03-B	**Fecha**	98 / 08 / 23



Resistencia a la compresión simple	11,70	kg/cm²
Módulo de Elasticidad	2 089	kg/cm²

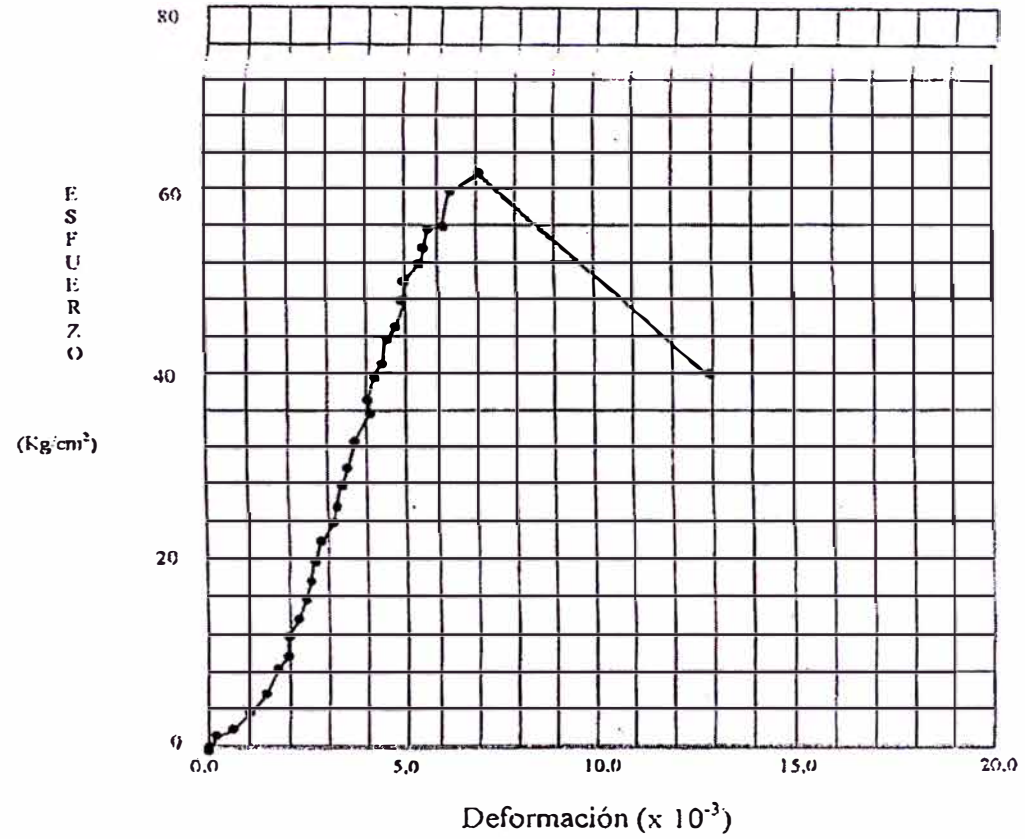
MÓDULO DE ELASTICIDAD

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Perforación 04	**Profundidad**	11.28 m
Muestra	Testigo 04	**Fecha**	98 / 08 / 27

Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000	Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000	Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000
0.00	0.0000	53.78	5.6173		
0.99	0.2442	55.77	5.8615		
1.99	0.6105	57.76	6.1057		
3.98	0.9769	59.76	6.3500		
5.98	1.5875	61.75	7.0826		
7.98	1.8317	39.84	12.9442		
9.96	1.9538				
11.95	1.9538				
13.94	2.1980				
15.94	2.4423				
17.93	2.5644				
19.92	2.6865				
21.91	2.9308				
23.90	3.0529				
25.89	3.2971				
27.88	3.4192				
29.88	3.5413				
33.06	3.6635				
33.86	3.7855				
35.87	4.0298				
37.85	4.1519				
39.84	4.2740				
41.83	4.3961				
43.82	4.6403				
45.81	4.7625				
47.80	4.8846				
49.80	5.1288				
51.79	5.3730				

DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Perforación 04	**Profundidad**	11.28 m
Muestra	Testigo 04	**Fecha**	98 / 08 / 27



Resistencia a la compresión simple	61,75	kg/cm²
Módulo de Elasticidad	12 427	kg/cm²

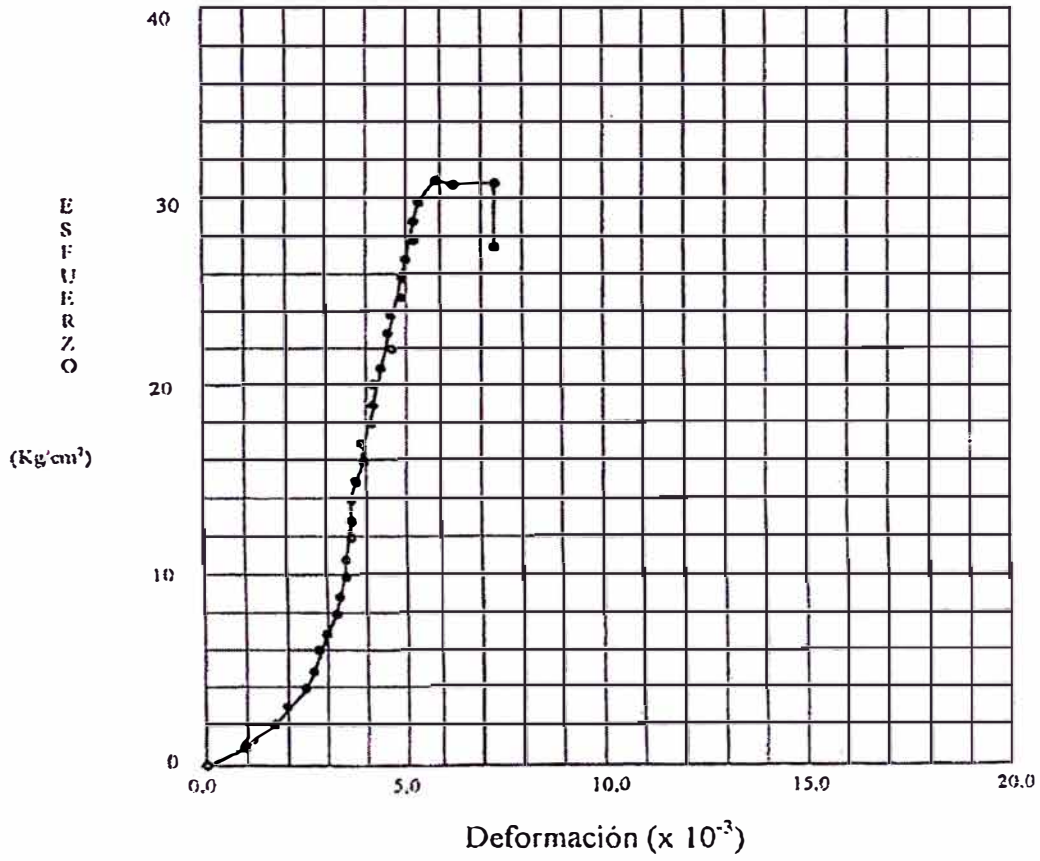
MÓDULO DE ELASTICIDAD

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Perforación 05	**Profundidad**	2.40 m
Muestra	Testigo 05	**Fecha**	98 / 08 / 27

Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000	Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000	Esfuerzo (kg/cm^2)	Deformación Unitaria x1000
0.00	0.0000	28.88	5.2294		
0.99	0.9960	29.86	5.3539		
1.99	1.7430	31.27	5.9764		
2.99	1.9921	30.88	6.2254		
3.98	2.4901	30.88	6.4745		
4.96	2.6147	30.88	7.4705		
5.98	2.8637	28.88	7.4705		
6.97	2.9882				
7.97	3.2372				
8.96	3.3617				
9.96	3.4862				
10.96	3.4862				
11.95	3.6107				
12.95	3.6107				
13.94	3.6107				
14.94	3.8598				
15.94	3.9843				
16.93	3.9843				
17.93	4.1088				
18.92	4.2333				
19.92	4.2333				
20.92	4.4823				
21.91	4.7313				
22.91	4.7313				
23.90	4.8538				
24.50	4.8538				
25.90	4.9803				
26.80	4.9803				
27.89	5.2294				

DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Perforación 05	**Profundidad**	2.40 m
Muestra	Testigo 05	**Fecha**	98 / 08 / 27



Resistencia a la compresión simple	31,27 kg/cm²
Módulo de Elasticidad	13 331 kg/cm²

ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCA
(RQD)

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Perforación 01	**Fecha**	98 / 08 /24

Profundidad (cm)	Longitud de testigo (cm)	Longitud de testigo > 10cm	Profundidad (cm)	Longitud de testigo (cm)	Longitud de testigo > 10cm
				14.0	14.0
410.0	23,7	23.7		9.0	
	14,0	14.0		54,0	54,0
	6.0			29.0	29.0
	7.0			10.0	10.0
	16,0	16,0	890,0		
				5.0	100.0
480.0	8.0			100.0	
	18.0	18.0		5.0	
	2,0			6,0	40.0
	3.0			40.0	
	54,0	54.0		3.5	
	5.0		1050.0		
570.0				3,0	40.0
	14.0	14,0		40.0	21.0
	10,0	10.0		21.0	36.0
	12,0	12.0		36.0	32,0
	4,5			32.0	
	16.0	16.0		6.0	21.0
	4.0			21.0	
	20.0	20,0			
	29.0	29.0	1210.0		
	2.0				
	3.0				
	14.0	14.0			
	13.0	13.0			
	6.0				
	3.0				
730,0					
	8.5				
	9,5				
	12.3	12.3			
			800.0	781.3	674.0

RQD	84,25 %
Tasa de Recuperación	97,66 %

Observaciones: _____

ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCA
(RQD)

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Perforación 02	**Fecha**	98 / 08 /24

Profundidad (cm)	Longitud de testigo (cm)	Longitud de testigo > 10cm	Profundidad (cm)	Longitud de testigo (cm)	Longitud de testigo > 10cm
				13,0	13,0
130,0	12,0	12,0		6,0	
	17,0	17,0		11,0	11,0
	5,0		780,0		
180,0				48,0	48,0
	12,0	12,0		74,0	74,0
240,0			940,0		
	17,0	17,0		23,0	23,0
	23,0	23,0		5,0	
340,0				7,0	
	4,5			12,0	12,0
	10,0	10,0		8,0	
	9,0			2,8	
	73,0	73,0		14,0	14,0
	4,0			3,0	
	22,8	22,8		6,0	
	26,0	26,0		14,0	14,0
490,0				6,0	
	7,0			6,0	
	5,0			18,0	18,0
	17,0	17,0			
	14,0	14,0	1100,0		
	6,0				
	11,0	11,0			
	10,0	10,0			
	15,0	15,0			
	5,5				
	12,0	12,0			
520,0	23,0	23,0			
	8,0				
	10,0	10,0			
	24,0	24,0			
			970,0	673,0	575,8

RQD	59,36 %
Tasa de Recuperación	69,44 %

Observaciones: _____

ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCA
(RQD)

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Perforación 03	**Fecha**	98 / 08 /24

Profundidad (cm)	Longitud de testigo (cm)	Longitud de testigo > 10cm	Profundidad (cm)	Longitud de testigo (cm)	Longitud de testigo > 10cm
80.0	13.0	13,0		7,0	
	4,0			7,0	
	6,0			17,0	17,0
130.0				12,0	12,0
	5,0		455,0		
	5.0			29,0	29.0
	4,5		615,0		
	20,0	20,0		15,0	15,0
	5.0			6,0	
185,0				8.0	
	15,0	15,0	695,0		
	9,0			15.0	15.0
	3,0			8,0	
	13.0	13,0		5,5	
	7,0		730,0		
245,0				8	
	18.0	18,0	810,0		
	6,0			5.0	
	11.0	11,0		4,0	
	38.0	38,00		6.0	
	3,0			5.5	
	8,5			4,0	
335,0				7,0	
	15,0	15,0			
	4,5		910,0	22,0	22.0
	8.0			6,0	
	8.0			5,0	
	4.0			3.0	
	2.0			4.0	
	9.0			7.0	
			1050.0		
			970,0	456.0	253.0

RQD	**26,08 %**
Tasa de Recuperación	**47,01 %**

Observaciones: _____

ÍNDICE DE CALIDAD DE ROCA
(RQD)

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Peerforación 04	**Fecha**	98 / 08 /24

Profundidad (cm)	Longitud de testigo (cm)	Longitud de testigo > 10cm	Profundidad (cm)	Longitud de testigo (cm)	Longitud de testigo > 10cm
340,0	5,0		945,0		
345,0				62,0	62,0
	12,0	12,0		47,0	47,0
	12,0	12,0		13,0	13,0
	2,0			18,0	18,0
	24,0	24,0		7,0	
	36,0	36,0		13,0	13,0
440,0				18,0	18,0
	45,0	45,0		7,0	
	27,0	27,0		13,0	13,0
	18,0	18,0	1105,0		
530,0				40,0	40,0
	23,0	23,0		17,0	17,0
	5,0			22,0	22,0
	19,0	19,0		15,0	15,0
	3,0			35,0	35,0
	13,0	13,0		33,0	33,0
	7,0		1265,0		
	9 5			68,0	68,0
625,0				4,0	
	114,0	114,0		39,5	39,5
	45	45,0		48,0	48,0
785,0			1425,0		
	6,0			16,0	16,0
	16,0	16,0		12,0	12,0
	39,0	39,0		39,0	39,0
	60,0	60,0		14,0	14,0
	24,5	24,5			
	15,5	15,5	1500,0		
			1160,0	1133,5	868,5

RQD	74,90 %
Tasa de Recuperación	97,71 %

Observaciones: _____

INDICE DE CALIDAD DE ROCA
(RQD)

Obra	Puente "Sumbay"		
Localización	La Calera - Río Sumbay		
Solicitado por	Construtora Queiroz Galvao S. A.		
Sondeo	Perforación 05	**Fecha**	98 / 08 /24

Profundidad (cm)	Longitud de testigo (cm)	Longitud de testigo > 10cm	Profundidad (cm)	Longitud de testigo (cm)	Longitud de testigo > 10cm
0,0					
	11,5	11,5			
	23,0	23,0			
	14,0	14,0			
	26,0	26,0			
	22,5	22,5			
	17,5	17,5			
120,0					
	39,0	39,0			
	24,0	24,0			
185,0					
	39,0	39,0			
	12,5	12,5			
	61,0	61,0			
3,00					
300,0	290,0	290,0			

RQD	**96,66 %**
Tasa de Recuperación	**96,66 %**

Observaciones: _____

ANEXO 3
FOTOS

01 - Acceso para traslado del Equipo de perforación a la zona de Cimentación del Estribo Izquierdo del Puente Sumbay

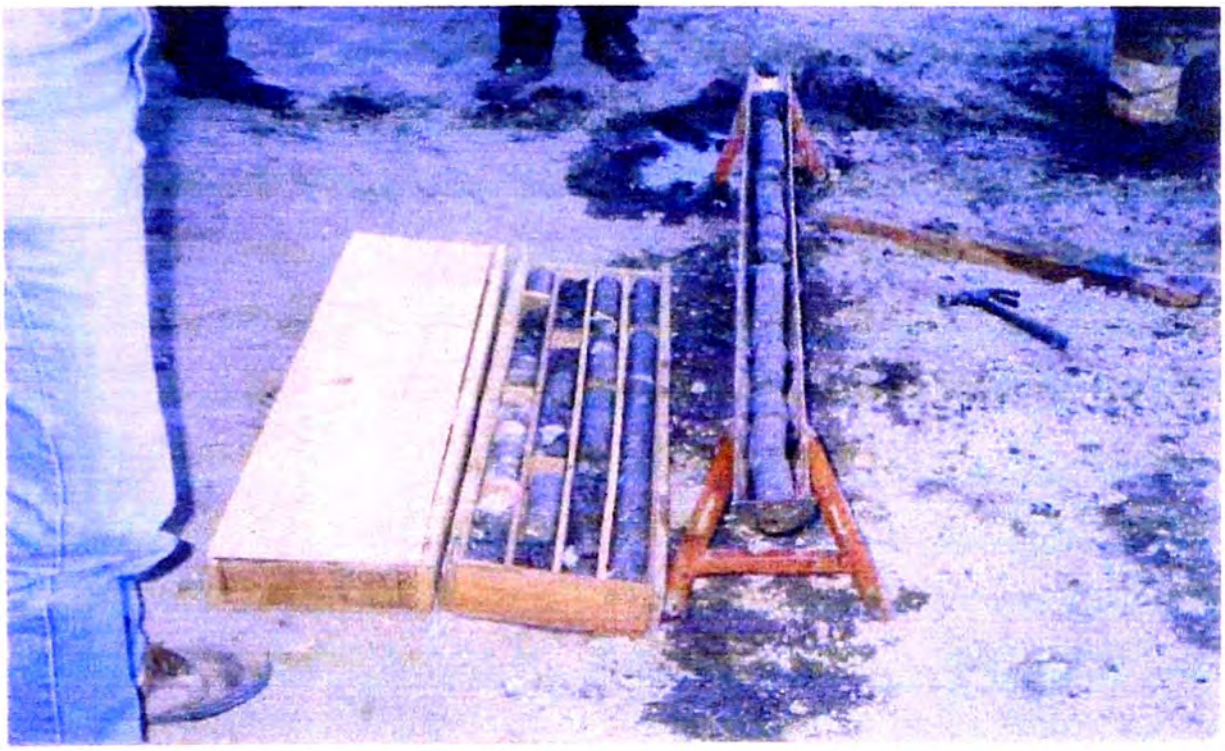
02.- Punto de perforación en Estribo Derecho del Puente Sumbay

03.- Campamento ubicado en sector del Puente Sumbay progresiva 6+500

04.- Pase Provisional, en el rio Sumbay, habilitado con bateria de alcantarillas TMC de 72" Progesiva 6+500

05 - Instalación del Equipo de Perforación

06 - Perforaciion N° 02, ubicado en zona de cimentacion del Pilar Derecho del Puente Sumbay



07.- Testigos Obtenidos en el punto de sondaje N°01

08.- Medición de los Testigos, por el personal de la Supervisión

VISTA ACTUAL DEL PUENTE SUMBAY (JUNIO 2005)