



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO

**FACULTAD DE INGENIERIA GEOLÓGICA Y
METALÚRGICA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA GEOLÓGICA



**CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA PARA LA CIMENTACIÓN
DEL PUENTE MENOCUCHO – PROVINCIA DE TRUJILLO – LA
LIBERTAD**

TESIS

PRESENTADA POR:

Bach. RUBEN TIPO CANSAYA

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO GEÓLOGO

PUNO - PERÚ

2024



NOMBRE DEL TRABAJO

**CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA PARA
LA CIMENTACIÓN DEL PUENTE MENOC
UCHO - PROVINCIA DE TRUJILLO - LA LI
BERTAD**

AUTOR

RUBEN TIPO CANSAYA

RECuento DE PALABRAS

29256 Words

RECuento DE CARACTERES

136063 Characters

RECuento DE PÁGINAS

139 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

4.2MB

FECHA DE ENTREGA

Jan 23, 2024 12:23 PM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Jan 23, 2024 12:25 PM GMT-5

● **15% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos:

- 15% Base de datos de Internet
- 3% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de Crossref
- Base de datos de contenido publicado de CrossRef
- 8% Base de datos de trabajos entregados

● **Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 15 palabras)
- Bloques de texto excluidos manualmente




Dr. Rolando Apaza Campos
Director de la Unidad de Investigación
EPIG


Dr. LEONEL PALOMINO ASCENCIO.
ABSOR



DEDICATORIA

A Dios creador de todas las cosas por permitirme llegar a este momento tan especial en mi vida. Por los triunfos y los momentos difíciles que me han enseñado a valorarlo cada día más.

A mis queridos padres, Eleodoro y Apolinaria, quienes han sido mi fuente de amor, apoyo y motivación a lo largo de toda mi vida. Gracias a su sacrificio, esfuerzo y dedicación, he podido alcanzar este importante logro.

A mis Hermanas Melissa, Jessica, Yobana que han estado y brindándome su apoyo moral y afectiva en todo momento.

A mi esposa Ceferina gracias a su amor, paciencia y comprensión, he podido concentrarme en mi trabajo y alcanzar este importante logro.

Ruben Tipo Cansaya



AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por protegerme todo mi camino y darme fuerzas para superar obstáculos y dificultades a lo largo de toda mi vida.

Agradezco a INGESONDEX PERU SAC por darme la facilidad de poder realizar esta investigación.

A la Universidad Nacional del Altiplano Puno, por ser mi alma mater y mentora en mi proceso de desarrollo personal y profesional.

A los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Geológica, por haberme transmitido sus conocimientos, consejos y experiencias para desenvolverme en la vida profesional.

Ruben Tipo Cansaya



ÍNDICE GENERAL

Pág.

DEDICATORIA

AGRADECIMIENTOS

INDICE GENERAL

INDICE DE FIGURAS

INDICE DE TABLAS

ACRÓNIMOS

RESUMEN 18

ABSTRACT..... 19

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA..... 20

1.2 JUSTIFICACION 21

1.3 HIPOTESIS 21

1.4 OBJETIVOS..... 21

1.4.1 Objetivo General. 21

1.4.2 Objetivo Específico. 22

1.5 METODOLOGIA DE INVESTIGACION..... 22

1.5.1 Etapa Gabinete 22

1.5.2 Etapa Campo 23

CAPÍTULO II

REVICIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES 24



2.2	ESTUDIO GEOTECNICO	27
2.2.1	Estudio de mecánica de suelos.....	27
2.2.1.1	Análisis Granulométrico por tamizado (MTC E-107).	28
2.2.1.2	Contenido de Humedad Natural (ASTM D 2216).	29
2.2.1.3	Limite líquido (ASTM D 4318).	30
2.2.1.4	Limite plástico (ASTM D 4318) e Índice de Plasticidad (IP)..	32
2.2.1.5	Clasificación de SUCS.....	34
2.2.1.6	Clasificación AASHTO.....	36
2.2.1.7	Proctor Modificado (ASTM D 1557).....	37
2.2.1.8	California Bearing Ratio CBR (ASTM D 1883).	40
2.2.2	Estudio de Mecánica de Rocas.....	42
2.2.2.1	Propiedades e índice De Las Rocas.	43
2.2.2.2	Propiedades Geomecánicas de la matriz rocosa.	45
2.2.2.3	Caracterización del macizo rocoso.	51
2.2.2.4	Pruebas de laboratorio.....	53
2.2.3	Perforaciones Diamantinas.....	57
2.2.4	Refracción Sísmica.....	58
2.2.4.1	Las Ondas Sísmicas	58
2.2.4.2	Tomografía Sísmica de Refracción.	59
2.2.4.3	Análisis Multicanal MASW 1D.....	61

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1	MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN.....	66
3.2	DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	66
3.2.1	Recolección de información.....	66



3.2.2	Recopilación de campo.	67
3.2.3	Análisis de resultados en laboratorio.	67
3.2.4	Trabajos de gabinete.	68
3.3	DEFINICIÓN DE VARIABLES.	68
3.4	POBLACIÓN Y MUESTRA.....	68

CAPÍTULO VI

CARACTERIZACION DEL AREA DE ESTUDIO

4.1	UBICACIÓN	70
4.2	ACCESIBILIDAD	71
4.3	GEOLOGÍA DEL ÁREA DE ESTUDIO	72
4.3.1	Geología local.	72
4.3.1.1	Depósitos Aluviales 1 (Qh-al 1).....	72
4.3.1.2	Deposito Aluviales 2. (Qh-al 2)	73
4.3.1.3	Deposito Fluviales (Qh-fl)	73
4.3.2	Estructural.	74
4.3.3	Litoestratigráfica.	74
4.3.1.1.	Geomorfología local.	74
4.3.3.1	Terrazas (T-a)	75
4.3.3.2	Llanuras Fluvioaluviales (Ll-fl).....	75
4.4	GEODINÁMICA	75
4.4.1	Geodinámica interna.	75
4.4.1.1	Sismicidad.....	76
4.4.2	Geodinámica externa.....	77
4.4.2.1	Erosión lateral e inundación.....	77



CAPÍTULO V

RESULTADOS Y DISCUSION

5.1	PROPIEDADES FÍSICO – MECÁNICAS DEL TERRENO DE FUNDACIÓN	78
5.1.1	Estribo Derecho (ED-01).	78
5.1.1.1	Resultados de laboratorio calicatas	78
5.1.1.2	Resultados de laboratorio de perforaciones diamantinas.	79
5.1.1.3	Resultado de laboratorio de Análisis Químico.....	80
5.1.2	Pilar Central (PC-02).....	83
5.1.2.1	Resultados de laboratorio calicatas	83
5.1.2.2	Resultados de laboratorio de perforaciones diamantinas P-02.	83
5.1.2.3	Resultado de laboratorio de Análisis Químico (P-02).	84
5.1.3	Estribo Izquierdo (EI-03).	86
5.1.3.1	Resultados de laboratorio calicatas.	86
5.1.3.2	Resultados de laboratorio de perforaciones diamantinas.	87
5.1.3.3	Resultado de laboratorio de Análisis Químico (P-03).	88
5.2	CAPACIDAD DE CARGA DE LOS ESTRIBOS Y PILAR CENTRAL....	90
5.2.1	Estribo Derecho (ED-01).	90
5.2.1.1	Ensayos de campo	90
5.2.1.2	Características de la Estructura.	93
5.2.1.3	Capacidad de carga del suelo de fundación.	93
5.2.1.4	Capacidad de carga por Pilote en el Estado Límite de Resistencia.	97
5.2.1.5	Capacidad de carga por Grupo de pilotes (2x2).....	99
5.2.1.6	Coefficiente de Balasto	101



5.2.1.7	Asentamientos Presuntos de la Fundación.....	104
5.2.1.8	Análisis de agresividad al concreto y a las Armaduras de Acero	106
5.2.2	Pilar Central (PC-02).....	106
5.2.2.1	Ensayos de campo	106
5.2.2.2	Características de la Estructura	110
5.2.2.3	Capacidad de carga del suelo de fundación	110
5.2.2.4	Capacidad de carga por Pilote en el Estado Límite de Resistencia	111
5.2.2.5	Capacidad de Carga por Grupo de Pilotes (2x3).....	112
5.2.2.6	Coefficiente de Balasto	115
5.2.2.7	Asentamientos Presuntos de la Fundación.....	118
5.2.2.8	Análisis de agresividad al concreto y a las Armaduras de Acero	120
5.2.3	Estribo Izquierdo (EI-03).	120
5.2.3.1	Ensayos de campo	120
5.2.3.2	Características de la Estructura	124
5.2.3.3	Capacidad de carga del suelo de fundación	125
5.2.3.4	Capacidad de carga por Pilote en el Estado Límite de Resistencia	125
5.2.3.5	Capacidad de Carga por Grupo de Pilotes (2x2).....	127
5.2.3.6	Coefficiente de Balasto	129
5.2.3.7	Asentamientos Presuntos de la Fundación.....	132
5.2.3.8	Análisis de agresividad al concreto y a las Armaduras de Acero	134



5.3	PROFUNDIDAD OPTIMA PARA UNA CIMENTACIÓN.....	135
5.3.1	Estribo Derecho (ED-01).	135
5.3.2	Pilar Central (PC-02).....	137
5.3.3	Estribo Izquierdo (EI-03).	137
VI.	CONCLUSIONES.....	140
VII.	RECOMENDACIONES	141
VIII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	142
ANEXOS.....		144

Área:

Tema:

Fecha de sustentación:



INDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1 Equipo de Casagrande.....	32
Figura 2 Limite Plástico.	33
Figura 3 Sistema de Clasificación Sucs.	36
Figura 4 Estimación del Índice Geológico de Resistencia. GSI.....	49
Figura 5 Macizo Rocoso.....	51
Figura 6 Compresión Uniaxial	54
Figura 7 Compresión Triaxial	56
Figura 8 Diagrama Conceptual de la propagación de las ondas superficiales	60
Figura 9 Geometría de adquisición MASW.10	60
Figura 10 Diagrama conceptual de la propagación de las ondas superficiales.	62
Figura 11 Geometría de adquisición MASW-1D.....	62
Figura 12 Mapa de ubicación.	71
Figura 13 Accesibilidad al puente Menocucho	71
Figura 14 Depósitos aluviales (qh-al 1).	72
Figura 15 Depósitos Aluviales (Qh-al 2).	73
Figura 16 Depósitos Fluviales.....	74
Figura 17 Columna Estratigráfica	74
Figura 18 Mapa zonas Sísmicas del Perú.....	76
Figura 19 Vista de la zona de inundación en el área de emplazamiento.....	77
Figura 20 Vista en perfil de la estructura del estribo derecho (ED-01).	93
Figura 21 Factores de resistencia para pilotes excavados según el tipo de material....	97
Figura 22 Factores de reducción de grupo para resistencia de los pilotes.	99
Figura 23 Vista en perfil de la estructura del Pilar Central	110



Figura 24	Factores de reducción de grupo para resistencia de los pilotes	113
Figura 25	Vista en perfil de la estructura del estribo EI-03.	124
Figura 26	Factores de reducción de grupo para resistencia de los pilotes	127
Figura 27	Resultados de línea sísmica LS-01.	136
Figura 28	Resultados de línea sísmica LS-02.	136
Figura 29	Resultados de línea sísmica LS-03.	136
Figura 30	Resultados de línea sísmica LS-04.	138
Figura 31	Resultados de línea sísmica LS-05.	139
Figura 32	Resultados de línea sísmica LS-06.	139



INDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1 Sistema de clasificación sucs.	35
Tabla 2 Sistema de Clasificación de Suelos A.A.S.H.T.O	37
Tabla 3 Sistema de clasificación de suelos a.a.s.h.t.o	41
Tabla 4 Valor de carga unitaria cbr.....	42
Tabla 5 Clasificación del macizo rocoso (RMR).....	47
Tabla 6 Índice de calidad de roca.....	50
Tabla 7 Clasificación de sitio según la internacional building code 2002.....	63
Tabla 8 Parámetros geotécnicos utilizados en el cálculo del muro de contención ...	64
Tabla 9 Parámetros del Suelos	64
Tabla 10 Ubicación del puente Menocucho.....	70
Tabla 11 Resultado de laboratorio de calicatas CA-01(1.50m)	79
Tabla 12 Resultados de ensayos perforaciones diamantinas, análisis granulométrico y corte directo del estribo derecho (P-01).....	79
Tabla 13 Resultado de laboratorio análisis químico (P-01).....	80
Tabla 14 Requisitos para concreto expuesto a soluciones de sulfato	82
Tabla 15 Clasificación geomecánica del P-01 avance de 1m en roca granodiorita	82
Tabla 16 Resultado de laboratorio de calicatas CA-02 (1.50m).....	83
Tabla 17 Resultados de ensayos perforaciones, Análisis Granulométrico y corte directo del Pilar Central (P-02)	83
Tabla 18 Resultado de laboratorio análisis químico (P-02).....	84
Tabla 19 Requisitos para concreto expuesto a soluciones de sulfato (p-02)	86
Tabla 20 Resultado de laboratorio de calicatas CA-03 (1.50m).....	86



Tabla 21	Resultados de ensayos perforación diamantina, Análisis Granulométrico y corte directo del Estribo Izquierdo (P-03)	87
Tabla 22	Resultado de laboratorio análisis químico (P-03)	88
Tabla 23	Requisitos para concreto expuesto a soluciones de sulfato (P-03)	89
Tabla 24	Clasificación geomecánica del P-03 avance de 1m en roca granodiorita	90
Tabla 25	Numero de golpes del ensayo de penetración estándar (P-01) Estribo Derecho	91
Tabla 26	Resumen parámetros Geotécnicos del P-01	92
Tabla 27	Estimación de αE , O'Neill and Reese 1999	95
Tabla 28	Resultados de Resistencia Total en Estado Limite de Resistencia $D=1.20$.	98
Tabla 29	Resultados de resistencia para ELR grupo de 04 pilotes.	100
Tabla 30	Coefficiente de Balasto Horizontal de la columna investigada	102
Tabla 31	Coefficiente de Balasto Vertical de la columna investigada	103
Tabla 32	Resultados de asentamientos	105
Tabla 33	Resultados del análisis de agresividad al concreto y las armaduras	106
Tabla 34	Numero de golpes del ensayo de penetración estándar (P-02) Pilar Central.	108
Tabla 35	Resumen de parámetros Geotécnicos (PC-02)	109
Tabla 36	Resultados de Resistencia Total en Estado Limite de Resistencia $D= 1.20$ m.	112
Tabla 37	Resultados de resistencia para Estado Limite de Resistencia (ELR)	114
Tabla 38	Coefficiente de balasto horizontal de la columna investigada	116
Tabla 39	Coefficiente de balasto vertical de la columna investigada	117
Tabla 40	Resultados de asentamientos	119



Tabla 41	Resultados del análisis de agresividad al concreto y las armaduras	120
Tabla 42	Numero de golpes del ensayo de penetración estándar (EI-03) Estribo Izquierdo.	122
Tabla 43	Parámetros geotécnicos del (MI-03)	123
Tabla 44	Resultados de Resistencia Total en Estado Limite de Resistencia	126
Tabla 45	Resultados de resistencia para ELR grupo de 04 pilotes	128
Tabla 46	Coefficiente de Balasto Horizontal de la columna investigada.....	130
Tabla 47	Coefficiente de Balasto Vertical de la columna investigada.....	131
Tabla 48	Resultados de asentamientos del (EI-03).....	133
Tabla 49	Resultados del análisis de agresividad al concreto y las armaduras.....	134
Tabla 50	Resultados de tomografía sísmica de refracción en el Puente Menocucho.	135
Tabla 51	Resultados de tomografía sísmica de refracción en el Puente Menocucho	138



ACRÓNIMOS

%	: Por ciento
&	: Ampersad.
<	: Menor.
=	: Igual.
>	: Mayor.
μ	: Coeficiente de Poisson
AASTHO	: Asociación Americana de oficiales de Carretera Estatales y Transporte.
A	: Arena
ASTM	: Asociación Americana de Ensayos de Materiales
B	: Ancho de la zapata o cimiento corrido en metro
C	: Cohesión.
CA	: Calicata
CBR	: Relación de rodamiento California
D	: Profundidad
Df	: Profundidad de la cimentación
E	: Este
ME	: Modulo de elasticidad
FS	: Factor de Seguridad.
F	: Finos
GPS	: Sistema de Posicionamiento Global
G	: Gravas
INGEMMET	: Instituto Geológico y Metalúrgico del Perú.
IMDs	: Índice Medio Diario Semanal



IMDa	: Índice Medio Diario Anual
IP	: Índice de Plasticidad
ISRM	: Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas
Km	: kilómetros
KN/m ³	: Kilo Newton por Metro Cubico
LL	: Limite liquido
LP	: Limite plástico
m.	: Metro
m.s.n.m.	: Metros sobre el Nivel del Mar.
MASW	: Análisis multicanal de ondas superficiales
MTC	: Ministerio de Transportes y Comunicaciones
mm.	: Milímetro
MPa	: Mega Pascal
M	: Muestra
N	: Norte
N _c , N _τ , N _q	: Parámetros que son función del ángulo de fricción
Ø	: Angulo de Fricción.
PP	: Pozo Perforado.
Ph	: Potencial hidrogeno
P	: Pozo
Ppm	: Partes por millón
Q	: Calidad del Macizo Rocoso.
qad	: Capacidad portante admisible en kg/cm ²
Qh-al	: Depósitos Aluviales.
Qh-co	: Depósitos cuaternarios coluviales.



RMR	: Clasificación del Macizo Rocoso
RQD	: Designación de Calidad de la Roca
S	: Asentamiento (cm) ^{nδ}
S	: Sur
Sc, Sτ, Sq	: Factores de forma
SUCS	: Sistema Unificado de Clasificación de Suelos.
Tn/m ³	: Tonelada por Metro Cubico
UTM	: Universal Transversal Mercator
Vp	: Velocidad de la onda P
Vs	: Velocidad de la onda S
W	: Oeste
WGS 84	: Sistema Geodésico Mundial 1984.



RESUMEN

El proyecto de investigación para la cimentación del puente Menocucho - La Libertad. Se plantea evaluar las características geotécnicas del terreno de fundación para el puente Menocucho, analizar las propiedades físico-mecánicas del terreno de fundación donde se construirá el puente Menocucho, determinar los valores de carga admisible y asentamiento que se obtendrá al construir el puente Menocucho, determinar la profundidad óptima para la cimentación donde se construirá el puente Menocucho se realizó perforaciones diamantinas de 35m con sus respectivos ensayos SPT y CP se realizó ensayos de refracción sísmica, la metodología de investigación es de tipo analítico descriptivo, los datos recopilados son de forma cuantitativa, los estudios se enfocaron a evaluar las condiciones geotécnicas del terreno para la construcción del puente Menocucho, de acuerdo a los objetivos establecidos se realizaron las siguientes acciones como perforaciones diamantinas, refracción sísmica, pruebas in situ, pruebas de laboratorio los resultados obtenidos de las perforaciones diamantinas, refracción sísmica y análisis de suelos se llegó a la conclusión que la cimentación en los estribos derecho ED-1 serán a 33 m de profundidad en el de Pilar central PC-02 será a 22m de profundidad y el estribo derecho ED-03 a 32m de profundidad en un suelo con deposito aluvial y deposito fluvial todos correspondientes al cuaternario las cargas admisibles que se obtuvieron en el estribo derecho es de 970.55 ton con un asentamiento de 0.142 mm el de estribo izquierdo es de 768.44 ton con asentamiento de 0.142 respectivamente y en el apoyo centra esta con un valor de 273.53 ton con un asentamiento de 38.271mm.

Palabras clave: Asentamiento, Carga, Estribo, Estructura, Fundación, Roca, Suelo.



ABSTRACT

The research project for the foundation of the Menocucho La Libertad bridge. It is proposed to evaluate the geotechnical characteristics of the foundation land for the Menocucho bridge, analyze the physical-mechanical properties of the foundation land where the Menocucho bridge will be built, determine the values of admissible load and settlement that will be obtained when constructing the Menocucho bridge, determine the optimal depth for the foundation where the Menocucho bridge will be built, 35m diamond drilling was carried out with their respective SPT and CP tests, seismic refraction tests were carried out, the research methodology is descriptive analytical, the data collected is quantitative, The studies focused on evaluating the geotechnical conditions of the land for the construction of the Menocucho bridge. According to the established objectives, the following actions were carried out, such as diamond drilling, seismic refraction, in situ tests, laboratory tests, the results obtained from the diamond drilling. , seismic refraction and soil analysis, it was concluded that the foundation in the right abutments ED-1 will be 33 m deep, in the central pillar PC-02 it will be 22 m deep and the right abutment ED-03 will be 32 m deep. deep in a soil with alluvial deposit and fluvial deposit all corresponding to the quaternary the admissible loads that were obtained in the right abutment is 970.55 tons with a settlement of 0.142 mm, that of the left abutment is 768.44 tons with a settlement of 0.142 respectively and in The central support is with a value of 273.53 tons with a settlement of 38.271mm.

Keywords: Settlement, Load, Abutment, Structure, Foundation, Rock, Soil.



1 CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El presente trabajo de investigación se ubica en la Provincia de Trujillo, Distrito de Laredo en la Región La Libertad. La zona en estudio presenta mucha vegetación, predominando la acumulación de material suelto, depósitos fluviales (Quebrada curso de río Menocucho), depósitos aluviales y en menor proporción los antrópicos. Se trata de un valle senil de amplia dimensión, Actualmente el tránsito de efectúa a través de un puente colgante peatonal de madera, de aproximadamente 100 m de luz que sirve como cruce peatonal y de vehículos livianos. El puente se encuentra en condiciones precarias por lo que dificulta el tránsito de los vehículos livianos. Adicionalmente, en épocas de lluvias, la creciente del río no permite el acceso por el puente, por extenderse e inundar la terraza aluvial de la margen derecha para mejorar las condiciones de la zona de estudio se realizaron estudios geológicos y geotécnicos para lo cual se realizaron prospecciones en la zona en los diferentes márgenes se realizaron perforaciones diamantinas con sus respectivas pruebas SPT, SP y se realizaron líneas de refracción sísmica en ambas márgenes.

Los resultados que se esperan del presente trabajo de investigación serán de una fuente de aporte muy importante a la comunidad geotécnica, y a la cimentación en puentes en general, anteriormente los puentes se construían con maderas y piedras hoy eso cambio por la tecnología que hoy se presenta en la actualidad, son obras muy importantes porque ayudan a atravesar ríos, barrancos, quebradas y otros en general.



1.2 JUSTIFICACION

Los puentes en la actualidad son muy importantes para el país, pues al mejorar y desarrollar las cadenas regionales, le permiten a la población tener la posibilidad de acceder y comunicarse con las regiones y los principales centros urbanos del país, generándole de esta forma una disminución favorable en tiempo y costos.

La construcción del puente Menocucho será una necesidad para el tránsito en la zona, ya que servirá para la comunicación del centro poblado de Menocucho y Jesús María siendo una fuente de desarrollo económico importante para los habitantes de dichas comunidades no solo por el comercio sino también para comunicar zonas aledañas dentro de la misma, la construcción del Puente Menocucho sobre el río Menocucho es fundamental, ayudará a reducir el tiempo de tránsito de sus respectivos lugares para su desarrollo, Esta investigación ayude a mejorar La grandeza de los puentes de la ingeniería es que con el paso del tiempo nos permite sorprendernos con construcciones antes impensables.

1.3 HIPOTESIS

Según las características geotécnicas detalladas, análisis de suelos ensayos de laboratorio perforaciones diamantinas y métodos geofísicos es fundamental para determinar la técnica de cimentación más adecuada y garantizar la estabilidad del terreno donde se construirá puente Menocucho.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General.

Evaluar las características geotécnicas del terreno de fundación para la cimentación del puente Menocucho.



1.4.2 Objetivo Específico.

- Analizar las propiedades físico-mecánica del terreno de fundación donde se construirá el Puente Menocucho.
- Cuáles son los valores de carga admisible y asentamiento que se obtendrá al construir el puente Menocucho
- Determinar la profundidad óptima para la cimentación donde se construirá el puente Menocucho.

1.5 METODOLOGIA DE INVESTIGACION

El método de investigación es de tipo analítico descriptivo, los datos recopilados son de forma cuantitativa, los estudios se enfocaron en evaluar las condiciones geológicas y geotécnicas del terreno para la construcción del puente Menocucho, de acuerdo a los objetivos establecidos se realizaron las siguientes acciones como perforaciones diamantinas, refracción sísmica, pruebas in situ, pruebas de laboratorio para su posterior análisis del proyecto.

1.5.1 Etapa Gabinete

La etapa gabinete comprende 2 fases:

La primera se realizó antes de los trabajos de campo y consistió en.

- Recopilación y evaluación de información geológica existente.
- Elaboración de planos base topográfico y geológico a nivel regional.
- Preparación de equipos e instrumentos para la etapa de campo.

La segunda se viene realizando después de los trabajos de campo y comprende:



- Análisis y evaluación de la información de geológica de campo.
- Elaboración del informe final.

1.5.2 Etapa Campo

La etapa campo se desarrolló de la siguiente manera:

- Comprobación de la información geológica regional:
- Levantamiento litoestratigráfico, geomorfológico y estructural a nivel local.
- Identificación y evaluación de los sectores inestables generados por eventos geodinámicos en los 360 m. de accesos.
- Clasificación de materiales a lo largo del trazo de los accesos.



2 CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1 ANTECEDENTES

Arones (2018), “Evaluación estructural del puente Huaracane con las especificaciones de diseño de puentes AASHTO LRFD 2012”. Tesis para optar el título de ingeniero civil. Cuando la estructura se ha cimentado en suelo gravoso con una capacidad portante de 3.62 kg/cm² con dichos datos se estimó la presión máxima transmitida al suelo de fundación es de 3.1 kg/cm² con ello el autor concluye que ante las cargas permanentes el puente no fallaría por la capacidad portante del suelo.

Arellano (2014). Esta investigación trata de la evaluación geológica y geotécnica de la zona de emplazamiento de una presa de tierra con fines de irrigación. Se localiza en el distrito de Huaccana, provincia de Chincheros, en el lugar llamado Tinkiccocha, departamento de Apurímac con una capacidad de almacenamiento de 1.058 MMC.

Los parámetros geotécnicos corresponden a una clasificación SUCS grava limosa (GM), los parámetros de resistencia corresponden a un ángulo de fricción: 32.2° y cohesión: 0.00 Kg/cm². Los asentamientos permisibles utilizando el software, dieron valores de 0.22, 0.45 y 0.80 m. para cargas de material compactado de 5, 13 y 19 m. respectivamente.

Huarca (2018). El área de estudio se encuentra, en el sector denominado Patashuaylla - 5to paradero en distrito y provincia de Urubamba departamento del cusco donde se planificó el establecimiento del centro de convención Cusco Word. El trabajo de campo se realizó en dos etapas. La primera etapa consistió en la adquisición de 8 tendidos de refracción sísmica, las cuales cada uno tenía una longitud de 46m., se



traslaparon dos líneas de 46m. respectivamente en tres ocasiones para obtener solo 3 líneas de 6 para su procesamiento. También se realizó 8 MASW, ubicados en las mismas líneas de refracción sísmica. Por otro lado, para complementar y verificar las filtraciones de agua o saturación del subsuelo se realizó 2 tendidos de tomografía de resistividad geoelectrica de longitudes de 90m. En la segunda etapa se hizo el levantamiento topográfico con drone para poner tener una vista más amplia del área de trabajo sirviendo de gran ayuda para la interpretación en los resultados de los estudios.

Ortiz (2019). La presente tesis titulada “Estudio geotécnico con fines de cimentación del puente Juan Santos Atahualpa, Carretera Variante Uchumayo Tramo II” se desarrolla a partir de la necesidad de verificar la capacidad portante de la cimentación, debido a que durante las excavaciones se encontró la napa freática a una profundidad que no fue detectada en estudios anteriores, lo que influyó de forma negativa en el avance del proyecto. En el presente, se describe los trabajos ejecutados para la evaluación de la cimentación; que consistió en: ejecución de tres sondajes diamantinos distribuidos en ambos estribos del puente, con la realización de ensayos in situ como pruebas de permeabilidad cada 5.00 m. y ensayos de penetración estándar (SPT) cada 1.50 m., alcanzándose una profundidad de exploración de 25.00 m. Asimismo en campo se tomó muestras representativas de suelo que fueron enviadas al laboratorio para la obtención de sus propiedades físicas, químicas e ingenieriles.

Olivares (2019), “Estudio Geotécnico con fines de Cimentación del puente Juan Santos Atahualpa, carretera variante Uchumayo tramo II”. Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Geólogo. Donde realiza un análisis de la capacidad portante del suelo de fundación y grado de consolidación del mismo donde obtuvieron resultados de 2.71 Kg/cm² para una profundidad de 12.0 m según la fórmula de Meyerhof, según las correlaciones de SPT obtuvieron valores de 4.91kg/cm² de capacidad portante para una



profundidad de 15.20m y 4.39kg/cm² para profundidad de 13.70; para un puente de 24.5m de luz y el autor recomienda llegar hasta un nivel del terreno más estable que soporte la carga de diseño.

Portada (2020). El estudio de la carretera Ayaviri - Purina, está ubicado entre las Provincias de Melgar y la Provincia de Azángaro, la misma que comprende en las progresivas Kilómetro 00+000 hasta el Kilómetro 19+375. Los objetivos de la presente

investigación estuvieron orientados a conocer las condiciones geológicas - geotécnicas y análisis de canteras con el fin de determinar las características físicas mecánicas de los suelos que lo conforman para poder emplearlas en la construcción de la vía. El terreno de fundación que comprenden desde las progresiva: Km 00+000 hasta Km 19+375, que corresponden a suelos (GP-GC), (GM-GP), (GC, SC), (SC-SM), (SC), identificados según la clasificación SUCS y en la clasificación AASHTO como (A-2-4), (A-1-a), (A- 2-6), (A- 1-b), con resistencia al esfuerzo cortante mayores al 12%.

Aquino (2001), “Capacidad de carga, construcción y resultado de columnas de cimentación del puente Aguaytía”. Tesis para optar el título de ingeniero civil, Se comprobó que la capacidad de carga de cada columna de cimentación del puente de Aguaytía oscilaba entre 225 y 557 toneladas. La capacidad de carga global de cada conjunto de columnas de cimentación de cada estructura supera la tensión de carga necesaria en más de un 50%, lo que el autor indica que el proceso de construcción de las columnas de cimentación debe ser supervisado de cerca, ya que es un componente vital de cualquier Proyecto.

2.2 ESTUDIO GEOTECNICO

las características geotécnicas, de un material es la identificación de las propiedades físicas y mecánicas de los suelos y rocas para el diseño más estable para la creación de la estructura. DISEÑO DE PUENTES (MTC 2018).

2.2.1 Estudio de mecánica de suelos.

Nieto (1991), Para un estudio Geotécnico para la construcción de una obra de ingeniería es importante analizar las características de los diferentes tipos de suelos en función de otros factores como carga y tiempo que suministra al ingeniero los medios para evaluar su comportamiento que aseguren la estabilidad de las estructuras. En todos los problemas de la ingeniería práctica, el suelo es un factor que siempre ha tenido que ser tomado en cuenta, sea como soporte de fundaciones, sea como material de construcción o, en todo caso, como medio o liga entre el agua y las estructuras. Pero no solamente el conocimiento de la Mecánica de Suelos es suficiente para poder obtener los datos que resuelvan los problemas, la Mecánica de Suelos por si sola nos sirve de gran ayuda al ingeniero. Si aceptamos los conceptos intuitivos de peso, movimiento, etc. podemos a continuación comprender la forma tan asidua en que la Mecánica de Suelos sirve en los problemas de la Ingeniería. Todas las estructuras y obras que el hombre construya, deben ser cimentadas sobre suelo o roca o a través de unos de ellos.

(Braja, 2013) Para propósitos de ingeniería, el suelo se define como el agregado no cementado de granos minerales y materia orgánica descompuesta (partículas sólidas) con líquido y gas en los espacios vacíos entre las partículas sólidas. El suelo se utiliza como material de construcción en diversos proyectos de ingeniería civil y con cimientos estructurales. Por lo tanto, los ingenieros civiles



deben estudiar las propiedades del suelo, tales como el origen, la distribución de tamaño de grano, la capacidad de drenar el agua, compresión, resistencia al corte y la capacidad de soporte de carga. La mecánica de suelos es la aplicación de la ciencia física que se ocupa del estudio de las propiedades físicas del suelo y el comportamiento de las masas de suelos sometidos a diferentes tipos de fuerzas. La ingeniería de *suelos* es la aplicación de los principios de la mecánica de suelos a problemas prácticos.

2.2.1.1 Análisis Granulométrico por tamizado (MTC E-107).

Por granulometría o análisis granulométrico de un agregado se entenderá todo procedimiento manual o mecánico por medio del cual se pueda separar las partículas constitutivas del agregado según tamaños, de tal manera que se puedan conocer las cantidades en peso de cada tamaño que aporta el peso total. Para separar por tamaños se utilizan las mallas de diferentes aberturas, las cuales proporcionan el tamaño máximo de agregado en cada una de ellas. En la práctica los pesos de cada tamaño se expresan como porcentajes retenidos en cada malla con respecto al total de la muestra. Estos porcentajes retenidos se calculan tanto parciales como acumulados, en cada malla, ya que con estos últimos se procede a trazar la gráfica de valores de material (granulometría) Portada (2020).

Para la distribución granulométrica por tamizado se siguen los siguientes procedimientos:

- Para determinar el porcentaje total que pasa por cada tamiz, se divide el peso total que pasa entre el peso total de la muestra y se



multiplica el resultado por 100. Valores del análisis por tamizado para la porción que pasa el tamiz de 4,760 mm (N°4):

- Se calcula el porcentaje de material que pasa por el tamiz de 0,074 mm (N° 200) de la siguiente forma:

$$\% \text{ Pasa } 0,074 = \frac{\text{Peso Total} - \text{Peso Retenido en el Tamiz de } 0,074}{\text{Peso Total}} \times 100$$

- Se calcula el porcentaje retenido sobre cada tamiz en la siguiente forma:

$$\% \text{ Retenido} = \frac{\text{Peso Retenido en el Tamiz}}{\text{Peso Total}} \times 100$$

- Se calcula el porcentaje del fino. Restando en forma acumulativo de 100 % los porcentajes retenidos sobre cada tamiz.

$$\% \text{ Pasa} = 100 - \% \text{ Retenido acumulado}$$

los cálculos se realizan de acuerdo a las normas internacionales ASTM D-422 conjuntamente con las normas peruanas del MTC E-107 Del Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (Manuel de Ensayo de Materiales MTC)

2.2.1.2 Contenido de Humedad Natural (ASTM D 2216).

La humedad o contenido de humedad de un suelo es la relación, expresada como porcentajes, del peso de agua en una masa dada de suelo, al peso de las partículas sólidas.

a. Cálculo.



Se calcula el Contenido de humedad de la muestra, mediante la siguiente formula:

$$W = \frac{\text{Peso de agua}}{\text{Peso de suelo secado al horno}} = 100$$

$$w = \frac{M_{CWS} - M_{CS}}{M_{CS} - M_C} \times 100 = \frac{M_W}{M_S} \times 100$$

W = es el contenido de humedad, (%)

M_{CWS} = es el peso del contenedor mas el suelo humedo,
en gramos

M_{CS} = es el peso del contenedor mas el suelo secado en
horno, en gramos

M_C = es el peso del contenedor, en gramos

M_W = es el peso del agua, en gramos

M_S = es el peso de las particulas solidas, en gramos

Los cálculos se realizan de acuerdo a las normas internacionales ASTM D 2216 conjuntamente con las normas peruanas del MTC E-108 Del Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (Manuel de Ensayo de Materiales MTC).

2.2.1.3 Limite líquido (ASTM D 4318).

es un ensayo que se determina de forma estandarizada mediante la cuchara de Casagrande. Para ello se mide la humedad de un suelo en un surco que se cierra una distancia aproximada de 13 mm tras dejar caer la



cuchara de Casagrande 25 veces desde una altura de 1 cm. El surco se realiza con un acanalador estandarizado.

Cabe comentar que el ensayo se realiza aproximadamente con 100 g de muestra que previamente han pasado por el tamiz N°40 de la serie ASTM y se mezcla con agua destilada. El límite líquido se suele representar con las letras LL. De tal forma se calcula con la siguiente expresión (Thomson,2001)

a. Cálculo

- Determinar el límite líquido para cada espécimen para contenido de humedad usando una de las siguientes ecuaciones:

$$LL = W^n \left(\frac{N}{25} \right)^{0,121}$$

Dónde:

N = Numeros de golpes requeridos para cerrar la ranura para el contenido de humedad,

W^N = *Contenido de humedad del suelo,*

los cálculos se realizan de acuerdo a las normas internacionales ASTM D 4318 conjuntamente con las normas peruanas del MTC E-110 Del Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (Manuel de Ensayo de Materiales MTC).

A continuación, se presenta en la figura 1 la cuchara de Casagrande con el acanalador y el surco para un mejor entendimiento del ensayo de limite liquido:



Figura 1: Equipo de Casagrande.

2.2.1.4 Limite plástico (ASTM D 4318) e Índice de Plasticidad (IP).

El límite plástico se determina mediante la formación de pequeños cilindros en la palma de la mano sobre una superficie lisa de unos 3 mm de diámetro y 25-30 mm de longitud. En el momento en el que los pequeños elipsoides se cuartean en trozos de aproximadamente 6 mm se ha alcanzado la humedad del límite plástico. (juarez,1996)

Al igual que en el ensayo del límite líquido, la muestra debe haber pasado por el tamiz N°40 ASTM. Se suele representar con las siglas LP.

a. Calculo

El límite plástico es el promedio de las humedades de ambas determinaciones. Se expresa como porcentaje de humedad, con aproximación a un entero y se calcula así:

$$\text{Limite Plastico} = \frac{\text{Peso de agua}}{\text{Peso de suelo secado al horno}} \times 100$$

Cálculo de Índice de plasticidad.

Se puede definir el índice de plasticidad de un suelo como la diferencia entre su límite líquido y su límite plástico.

$$IP = L.L. - L.P.$$

Donde:

L.L. = Limite Liquido

P.L. = Limite Plastico

L.L. Y L.P. son numeros enteros

Los cálculos se realizan de acuerdo a las normas internacionales ASTM D 4318 conjuntamente con las normas peruanas del MTC E-110 Del Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (Manuel de Ensayo de Materiales MTC).

A continuación, se presenta, en la imagen 2, los cilindros formados mediante el ensayo limite plástico:



Figura 2. *Limite Plástico.*



2.2.1.5 Clasificación de SUCS

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS (Unified Soil Classification System (USCS)) es un sistema de clasificación de suelos usado en ingeniería y geología para describir la textura y el tamaño de las partículas de un suelo. Este sistema de clasificación puede ser aplicado a la mayoría de los materiales sin consolidar y se representa mediante un símbolo con dos letras. Cada letra es descrita debajo (con la excepción de Pt). Para clasificar el suelo hay que realizar previamente una granulometría del suelo mediante tamizado u otros. También se le denomina clasificación modificada de Casagrande (Alfonzo 2002)

En el sistema de clasificación de Suelos Sucs se describe mediante letras mayúsculas como se observa en la Tabla 1, la Simbología de cada tipo de suelo con sus respectivas descripciones.

En la imagen 3 se observa la descripción general del sistema de clasificación de suelos Sucs entre los suelos de grano grueso y suelos de grano fino, correlacionando con los diferentes ensayos de laboratorio con sus respectivas descripciones.



Tabla 1

Sistema de clasificación sucs.

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SUCS	
SIMBOLO DE GRUPO	NOMBRE DEL GRUPO
GW	Graba bien graduada
GP	Grava mal graduada
GM	Grava limosa
GC	Grava arcillosa
GW-GM	Grava bien graduada con limo
GW-GC	Grava bien graduada con arcilla
GP-GM	Grava mal graduada con limo
GP-GC	Grava mal graduada con arcilla
SW	Arena bien graduada
SP	Arena mal graduada
SM	Arena limosa
SC	Arena arcillosa
SW-SM	Arena bien graduada con limo
SW-SC	Arena bien graduada con arcilla
SP-SM	Arena mal graduada con limo
SP-SC	Arena mal graduada con arcilla
CL	Arcilla de baja plasticidad
ML	Limo de baja plasticidad
OL	Limo / Arcilla orgánica
CH	Arcilla de alta plasticidad
MH	Limo de alta plasticidad
OH	Limo / Arcilla orgánica
PT	Turba

Fuente: Alfonzo M (2002)

DIVISIONES MAYORES	SIMBOLO DE GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	CRITERIOS DE CLASIFICACION PARA SUELOS GRANULARES	
Suelos de grano grueso (mas del 50% del material es mayor en tamaño que el tamiz N° 200)	GW	Gravas bien gradadas, mezclas gravosas.poco o ningun fino	Cu > 4 1 < Cc < 3	
	GP	Grava pobremente gradadas , mezclas grava-arena, poco o ningun fino.	No cumple todos los requisitos de gradacion para GW	
	GM	Gravas limosas, mezcla grava - arena-limo	Limite de Atteberg por debajo de la Línea A o Ip < 4	
	GC	Gravas arcillosas, mezcla gravo - arena-arcillosas	Limite de Atteberg por encima de la Línea A o Ip > 7	
	SW	Arenas bien gradadas, arenas gravosas, poco o ningun fino.	Cu > 6 1 < Cc < 3	
	SP	Arenas pobremente gradadas, arenas gravosas, pocos o ningun fino.	No cumple todos los requisitos de gradacion para SW	
	SM	Arenas limosas, mezcla de arena - limo	Limite de Atteberg por debajo de la Línea A o Ip < 4	
	SC	Arenas arcillosas,mezclas arena - arcilla	Limite de Atteberg por encima de la Línea A o Ip > 7	
	Suelos de grano fino (mas del 50% del material pasa el tamiz N° 200)	ML	Limos inorganicos y arena muy finas. Polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas, o limos	1. Determinar el porcentaje de arenas y gravas de la curva granulométrica. 2. Dependiendo del porcentaje de fino (fraccion menor que el tamiz n° 200) los suelos gruesos se clasifican como sigue: Menos del 5% - GW, GP, SW, SP. Mas del 12% - GM, GC, SM, SC De 5 a 12% casos frontera que requieren doble simbolo
		CL	Arcilla inorganica de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas. Arcillas limosas. Arcillas magras.	
OL		Limos organicos. Arcillas limosas organicas de baja plasticidad		
MH		Limos inorganicos suelos limosos o arenosos finos micaceos o diatomaceos, suelos elasticos.		
CH		Arcillas organicas de alta plasticidad,arcillas grasas. Arcillas organicas de alta plasticidad media a alta, limos organicos		
OH		Limos organicos		
Suelos Altamente organicos	Pt	Turba o otros suelos altamente organicos		

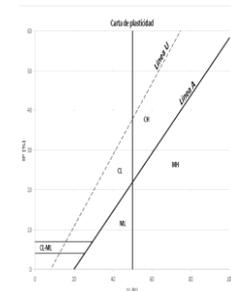


Figura 3. Sistema de Clasificación Sucs.

Fuente: Alfonzo M (2002)

2.2.1.6 Clasificación AASHTO.

La Asociación Americana de Oficiales de Carreteras Estatales y Transportes o por sus siglas en inglés AASHTO, de American Association of State Highway and Transportation Officials, es un órgano que establece normas, publica especificaciones y hace pruebas de protocolos y guías usadas en el diseño y construcción de autopistas en todo los Estados Unidos. A pesar de su nombre, la asociación representa no solo a las

carreteras, sino también al transporte por aire, ferrocarril, agua y transporte público.

La AASHTO está compuesta por miembros del Departamento de Transporte de cada estado en los Estados Unidos, así como de Puerto Rico y del Distrito de Columbia. El Departamento de Transporte de los Estados Unidos, algunos condados y ciudades estadounidenses, operadores de peajes, la mayoría de las provincias canadienses al igual que los departamentos de carreteras de Hong Kong, el ministro de Obras Públicas y Asentamientos de Turquía y la Asociación Nigeriana de funcionarios de Carreteras y Transporte Público son miembros observadores sin voto.

Tabla 2

Sistema de Clasificación de Suelos A.A.S.H.T.O

SIFICACION GENERAL GRUPO	SUELOS GRANULARES (<=35% pasa por malla N°200)							SUELOS FINOS (> 35% pasa por malla N° 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	
	A-1a	A-1b		A-2-4	A-2-5	A-2-6*	A-2-7*				
N° 10	<=50										
N°40	<=30	<=50	>=51								
N°200	<=15	<=25	<=10		<35				>=36		
Lw				<=40	>=41	<=40	>=41	<=40	>=41	<=40	>=41
IP	<=6		N.P.	<=10	<=10	>=11	>=11	<=10	<=10	>=11	>=11
IG	0		0	0		<4		<=8	<=12	<=16	<=20
C.B.R.	40-80		<=20	>=20		20-40		<=15	<=10	<=15	<=5
escripción	Gravas y Arenas		Arena Fina	Gravas y Arenas Arcillosas			Limosas o Arcillosas	Suelos Limosos		Suelos Arcillosos	

Fuente: *Alfonzo M (2002).*

2.2.1.7 Proctor Modificado (ASTM D 1557)

El ensayo de Proctor permite establecer las relaciones entre la humedad del suelo estudiado y la compactación asociada a dicho contenido de humedad, de este modo podemos establecer “teóricamente” un óptimo contenido de humedad (OCH), para la cual se consigue una máxima



densidad seca del suelo (MDS) para una energía de compactación determinada. Con fines prácticos este ensayo se debe realizar antes de usar el suelo o agregado sobre el terreno, para establecer la cantidad aproximada de agua se le debe agregar para obtener un mejor nivel o estado de compactación. Manuel de Ensayo de Materiales MTC (2002).

La compactación apropiada del suelo va a reducir hasta un mínimo el asentamiento y el cambio volumétrico subsecuentes, asociados a las sollicitaciones mecánicas generadas por la operación de la vía o terraplén, la compactación en campo se logra mediante el uso de apisonadoras o rodillos mecánicas hasta valores cercanos a los establecidos en laboratorio determinados por el ensayo Proctor.

La resistencia del suelo compactado se relaciona directamente con la densidad máxima en seco que se alcanza mediante la compactación.

El ensayo permite establecer la condición de los suelos para su uso como material de construcción de carreteras o su condición para establecer los valores requeridos para el diseño de espesores de vías.

a. Cálculo.

Para calcular la máxima densidad seca (MDS) y la humedad óptima en el ensayo de Proctor modificado se obtiene de la siguiente manera.

Para el cálculo de la Densidad humedad:

$$\gamma_h = \frac{(P_m + P_{mh})}{V} \times 100$$

Donde:



γh : Densidad Humeda.

Pm : Peso del molde.

Pmh : Peso de la muestra humeda.

V : Volumen del molde.

Para el cálculo de la humedad:

$$w\% = \frac{Pmh - Pms}{Pms} \times 100$$

Donde:

$w(\%)$: Contenido de humedad.

Pms : Peso de la muestra seca.

pmh : Peso de la muestra Humeda.

Para el cálculo de la densidad seca:

$$\gamma s = \frac{\gamma h}{w(\%) + 100} \times 100$$

Donde:

γs : Densidad seca.

γh : Densidad Humeda.

$w(\%)$: Contenido de humedad.

Los cálculos se realizan de acuerdo a las normas internacionales ASTM D 1557 conjuntamente con las normas peruanas del MTC E-115



Del Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (Manuel de Ensayo de Materiales MTC).

2.2.1.8 California Bearing Ratio CBR (ASTM D 1883).

La Relación de Soporte California, Índice de California o Índice CBR es una medida de la resistencia al esfuerzo cortante que ofrece el suelo, bajo condiciones de densidad y humedad, cuidadosamente controladas y que permiten caracterizar dicho suelo.

Se usa en el proyecto de pavimentos flexibles auxiliándose de curvas empíricas. Se expresa en porcentaje como la razón de la carga unitaria que se requiere para introducir un pistón a la misma profundidad en una muestra de tipo piedra triturada, los valores de carga unitaria para las diferentes profundidades de penetración De CBR, el valor que se obtiene para una profundidad de 0.1 pulgadas. Como el CBR de un agregado varía de acuerdo a su grado de compactación y el contenido de humedad, se debe repetir cuidadosamente en el laboratorio las condiciones del campo, para lo que se requiere un control minucioso, A menos que sea seguro que el suelo no acumulara humedad después de la construcción, los ensayos CBR se llevan a cabo sobre muestras saturadas Manuel de Ensayo de Materiales MTC (2002).

Las características mecánicas de los suelos provenientes del ensayo de Proctor y con estos valores se han calculado la capacidad de soporte que permitirá el diseño de la estructura de pavimento, el cuadro referido caracteriza los suelos hallados en función de este valor para su uso como fundación del pavimento a proyectar.



Tabla 3

Sistema de clasificación de suelos a.a.s.h.t.o

CBR	CLASIFICACIÓN GENERAL	USOS	SISTEMAS DE CLASIFICACIÓN	
			UNIFICADO	AASHTO
0-3	Muy pobre	Subrasante	OH,CH,MH,OL	A5,A6,A7
3-7	Pobre a Regular	Subrasante	OH,CH,MH,OL	A4,A5,A6,A7,
7-20	Regular	Sub-base	OL,CL,ML,SC SM,SP	A2,A4,A6,A7
20-50	Bueno	Base, subbase	GM,GC,W,SM SP,GP	A1b,A2-5,A3 A2- 6
>50	Excelente	Base	GW, GM	A1-a, A2-4,A3

Fuente: MTC 2013

a. Cálculo:

Para calcular el CBR se toma lectura de las penetraciones como también de su carga

$$CBR = \frac{Carga\ unitaria\ del\ ensayo}{Carga\ unitaria\ patron} \times 100 (\%)$$

Para determinar el CBR del material se toma como comparación el valor de la carga unitaria que soporta la piedra triturada.

La resistencia a la penetración que presenta la piedra triturada es la siguiente.



Tabla 4

Valor de carga unitaria cbr

PENETRACIÓN		CARGA UNITARIA PATRÓN		
Mm	Pulgada	Mpa	Kg/cm ²	Psi
2,54	0,1	6,90	70,00	1000
5,08	0,2	10,30	105,00	1500
7,62	0,3	13,10	133,00	1900
10,16	0,4	15,80	162,00	2300
12,7	0,5	17,90	183,00	2600

Fuente: MTC 2013.

La resistencia a la penetración de la piedra triturada se toma como base o carga patrón de comparación.

El CBR de un suelo es la resistencia a la penetración correspondiente a 0.1 ó 0.2 de penetración expresado en un porcentaje del valor patrón.

2.2.2 Estudio de Mecánica de Rocas.

La mecánica de rocas se ocupa del estudio teórico y práctico de las propiedades y comportamiento mecánico de los materiales rocosos, y de su respuesta ante la acción de fuerzas aplicadas en su entorno físico (Ferrer, 2004).

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 fuerza 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 (Ruiz, 2007).



2.2.2.1 Propiedades e índice De Las Rocas.

a. Índice de Absorción (w).

Es el agua que llena a los poros de una muestra de roca sumergida en agua, y es la relación porcentual del peso del agua absorbida al peso de la muestra seca.

$$W = \frac{\text{Peso saturado} - \text{Peso seco}}{\text{Peso seco}} \times 100$$

b. Porosidad.

Se refiere a la medida del espacio intersticial entre grano y grano, la cual representa la relación entre el volumen poroso y el volumen total de la roca.

Las rocas muy porosas no son necesariamente altamente permeables ya que los poros no pueden conectarse entre si para permitir el flujo del líquido o del gas.

c. Peso Específico.

El peso específico o peso unitario de la roca depende de sus componentes. Y se define como el peso por unidad de volumen. Sus unidades son las de fuerza (newton, tonelada-fuerza, etc.) por volumen. En general se considera el mismo valor para el peso específico (Y) y para la densidad.

$$PE = \text{Peso/Volumen testigo}$$

d. Permeabilidad.

Es la capacidad de transmitir agua de una roca. La mayoría de las rocas presentan permeabilidades bajas o muy bajas. La filtración y el flujo del agua a través de la matriz rocosa se produce a favor de los poros y fisuras, dependiendo la permeabilidad de la interconexión entre ellos y de otros factores como el grado de meteorización, la anisotropía o el estado de esfuerzos a que esta sometido el material.

La permeabilidad de una roca se mide por el coeficiente de permeabilidad o de conductividad hidráulica, k que se expresa en m/s, cm/s o m/día:

$$k = K (\gamma_w / \mu)$$

Donde K es la permeabilidad intrínseca dependiente únicamente de las características del medio físico, γ_w es el peso específico del agua y μ es la viscosidad del agua.

e. Deformación.

Deformación es un término general que se emplea para referirse a cambios en la forma y/o volumen que pueden experimentar las rocas. Como resultado del esfuerzo aplicado, una roca puede fracturarse o deformarse formando un plegamiento. La deformación se produce cuando la intensidad del esfuerzo es mayor que la resistencia interna de la roca.

Cuando los materiales se deforman plegándose se habla de deformación dúctil y cuando se fracturan se habla de deformación frágil. Según el comportamiento de la roca, puede hablarse de deformación elástica, deformación plástica y deformación frágil.



2.2.2.2 Propiedades Geomecánicas de la matriz rocosa.

a. Angulo de Fricción.

Es la resistencia al deslizamiento causado por la fricción que hay entre las superficies de contacto entre partículas y su densidad. Como los suelos granulares tienen superficies de contacto mayores y cuyas partículas especialmente si son angulares estas presentan una buena trabazón tendrán fricciones internas altas. En cambio, los suelos finos las tendrán bajas. La fricción interna de suelo está definida por el ángulo cuya tangente es la relación entre fuerza del deslizamiento a lo largo de un plano y la fuerza normal "P" aplicada a dicho plano. Los valores de este ángulo llamado, ángulo de fricción interna ϕ , varían de 0° para arcillas plásticas cuya consistencia es próxima a su límite líquido, hasta 45° o más y para gravas, arenas secas compactas de partículas angulares, generalmente el ángulo es alrededor de 30° .

b. Módulo de Elasticidad (Mpa).

Ante la dificultad de obtener el módulo de Young del macizo directamente a partir de ensayos de laboratorio, ya que este parámetro elástico de respuesta del macizo rocoso (y especialmente en macizos de buena calidad) viene más marcado por la estructura del macizo que por las propiedades de la roca que lo forma, se ha intentado estimar mediante fórmulas empíricas que lo relacionan con la calidad geotécnica de los macizos rocosos.



Las fórmulas de este tipo más clásicas son las de Bieniawski (1978) y Serafim y Pereira (1983) que se expresan respectivamente por las siguientes ecuaciones:

c. Rock Mass Rating (RMR).

Para la clasificación geomecánica del macizo rocoso, en las excavaciones subterráneas, se ha considerado utilizar los parámetros propuestos por Bieniawsky (1979), sistema de valoración del macizo rocoso (Rock Mass Rating), comúnmente denominado RMR, cuyo procedimiento consta de los siguientes parámetros

1. Resistencia a la compresión uniaxial del material rocoso
2. Índice de calidad de roca RQD
3. Espaciamiento de las juntas
4. Estado de las fisuras
5. Condiciones hidrogeológicas de las aguas subterráneas
6. Corrección de las orientaciones de las discontinuidades

La existencia de los parámetros en el comportamiento geomecánico de un macizo se expresa por el índice de calidad RMR, que varía de 0 – 100. Para la clasificación de RMR se divide el macizo rocoso en zonas o tramos que presentan características geológicas más o menos uniformes de acuerdo con las observaciones hechas en campo, en las que se lleva a cabo la toma de datos y medidas referentes a las propiedades y características de la matriz rocosa y de las discontinuidades. La clasificación geomecánica constituye un procedimiento para la

caracterización de los macizos rocosos a partir de datos de afloramiento y sondeos, y se aplican principalmente a los túneles, dado la dificultad del estudio de los macizos rocosos a profundidad. Pero igualmente se aplica a la caracterización de los macizos en forma general, como medio para clasificar geotécnicamente las rocas (ver tabla 13). El cálculo del índice RMR permite estimar los parámetros de resistencia y deformabilidad del macizo Bieniawski (1979).

Tabla 5

Clasificación del macizo rocoso (RMR).

PARAMETROS DE RMR	TIPO DE ROCA	CONDICION
100 - 81	I	Muy buena roca
80 - 61	II	Buena roca
60 - 41	III	Roca regular
40 - 21	IV	Roca mala
< 20	V	Roca muy mala

Fuente: Bieniawski, 1979.

d. Criterio de Hoek y Brown.

Para la obtención de los parámetros de roca intacta y del macizo rocoso se utilizó la metodología definida por Hoek y Brown (1997), basados en el Índice Geológico de Resistencia (GSI – Geological Strength Index). Para ello, Hoek y Brown (1997), proponen la siguiente correlación:

Si se utiliza la versión del RMR 1989 de Bieniawski, entonces $GSI = RMR_{89} - 5$, donde RMR89 asigna 15 puntos a la condición de aguas subterráneas (condición seca), y en su condición in situ, sin ajuste por orientación de discontinuidades.



$$GSI = RMR_{89} - 5$$

A partir de esta formulación se obtuvieron los valores GSI, los que sumados a los resultados de los ensayos de laboratorio, permiten la obtención de parámetros de roca y macizo rocoso de acuerdo a la metodología definida por Hoek. Para la estimación de las propiedades de la masa rocosa se utilizó la metodología definida por Hoek (2002 y 2006), la cual a partir de los antecedentes proporcionados desde las diferentes campañas de exploración y sus ensayos de laboratorio (determinación de propiedades de la roca intacta) permite, en conjunto con las características generales de las obras a realizar, estimar las propiedades de la masa rocosa. La metodología propuesta por Hoek se presenta detallada y a grandes rasgos permite la obtención de los parámetros de la masa rocosa a partir de las propiedades de la roca intacta obtenida desde ensayos de laboratorio. Esta metodología permite obtener las propiedades de la masa rocosa basándose en una serie de fórmulas empíricas, las cuales se correlacionan adecuadamente con los escasos ejemplos de ensayos in situ que han sido realizados a lo largo de la historia Hoek y Brown (1997).

La calidad del macizo rocoso se determina de acuerdo de las discontinuidades, las fracturas que en ella se observa para luego determinar si es roca buena o roca mala lo parámetros para determinar se obtienen de la siguiente Figura 4.

INDICE DE RESISTENCIA GEOLOGICA MACIZOS ROCOSOS FRACTURADOS (Marinos & Hoek (2000))		CONDICION DE LAS ESTRUCTURAS				
<p>Estime el valor tipico de GSI considerando el tipo de roca, la estructura del macizo rocoso, y la condición de las discontinuidades.</p> <p>NO trate de ser demasiado preciso. De hecho, el considerar $33 \leq GSI \leq 37$ es más realista que considerar $GSI = 35$. <u>Note que esta tabla NO es aplicable a problemas con control estructural.</u> Si hay estructuras desfavorablemente orientadas, ellas controlarán el comportamiento del macizo rocoso.</p> <p>En aquellos casos en que la resistencia al corte de las estructuras podría ser afectada por la humedad, deberá considerarse la eventual presencia de agua. Esto puede hacerse "desplazando hacia la derecha" el rango estimado para GSI.</p> <p>La presión del agua no se considera al evaluar el rango de GSI, ya que la misma se incorpora posteriormente en los análisis geotécnicos, los que se desarrollan considerando esfuerzos efectivos.</p>		MUY BUENA Muy rugosas, cajas frescas o no intemperizadas	BUENA Rugosas, cajas ligeramente intemperizadas y algo oxidadas.	REGULAR Lisas, cajas moderadamente intemperizadas y algo alteradas	MALA Pulidas, cajas meteorizadas, con patinas o con rellenos y/o fragmentos angulosos	MUY MALA Pulidas, cajas muy meteorizadas, con patinas o con rellenos de arcilla blanda
ESTRUCTURA DEL MACIZO		DISMINUYE LA CALIDAD				
	INTACTA o MASIVA Probetas de roca intacta. Macizos masivos o con pocas y muy espaciadas estructuras.	90			N/A	N/A
	BLOCOSA Macizos con 3 sets de estructuras, que definen bloques cúbicos, bien trabados entre sí.	80			50	40
	MUY BLOCOSA Macizos con 4 sets de estructuras, o más, que definen bloques angulosos y trabados, pero que están parcialmente perturbados.	70				30
	BLOCOSA VETEADA Macizos plegados y con bloques angulosos formados por la intersección de muchas estructuras. Los planos de estratificación y/o esquistosidad son persistentes.	60				20
	DESINTEGRADA Macizo fuertemente fracturado, con una mezcla de bloques angulosos y redondeados, pobremente trabados.					10
	LAMINADA / CIZALLADA Macizo con planos débiles (cizalle y/o esquistosidad), muy poco espaciados entre sí y que no definen bloques.	N/A	N/A			

Figura 4. Estimación del Índice Geológico de Resistencia. GSI.

Fuente: (Marinos & Hoek, 2000).

e. Índice de Calidad de la Roca (RQD)

Establecido por Deer y Miller (1966) se define como el índice de calidad de la roca y cuantifica la fracturación presente en los testigos extraídos de un sondeo o ventana. Se establece como la relación del porcentaje de testigo sano y compacto recuperado mayor a 10 cm respecto a la longitud total del sondeo. Para nuestro caso se analizó el índice RQD en cortes de sección con fracturas frescas del macizo rocoso, y por ello cuando se ha puesto en evidencia este hecho se ha medido como testigo sano y compacto. Ferrer y González de Vallejo (1999) sugiere, siempre que sea posible, obtener este índice a partir de sondeos realizados con



diámetros NX (54 mm), con el fin de homogeneizar resultados, aunque en la práctica no siempre es posible por diferentes condicionantes. A partir del índice de RQD se establece la estimación de la calidad del macizo rocoso, desde un punto de vista aplicado a la ingeniería civil. Para la descripción de la fracturación de los macizos rocosos a partir de las observaciones en el afloramiento se puede estimar el índice RQD mediante las correlaciones empíricas con parámetros medidos para tener una valoración según tabla. Vallejo L, (2002):

La Formula a aplicar es:

$$RQD = \frac{\text{Longitud recuperada en piezas} \geq 0,10m}{\text{Longitud del sondeo}} \times 100$$

Donde:

I = Longitud recuperada (en metros)

L= Longitud del sondeo (en metros)

Tabla 6

Índice de calidad de roca.

RQD%	CALIDAD DE LA ROCA
<25%	Muy mala
25 - 50%	Mala
50 - 75%	Regular
75 - 90%	Buena
90 - 100%	Muy buena

Fuente: ISRM, 1978.

2.2.2.3 Caracterización del macizo rocoso.

Es el conjunto de caracteres de origen estructural (superficies de discontinuidad, fallas, diaclasas, pliegues, etc.) que presenta el macizo rocoso, junto con sus características particulares e interrelaciones (Gonzales de Vallejo, 2002).

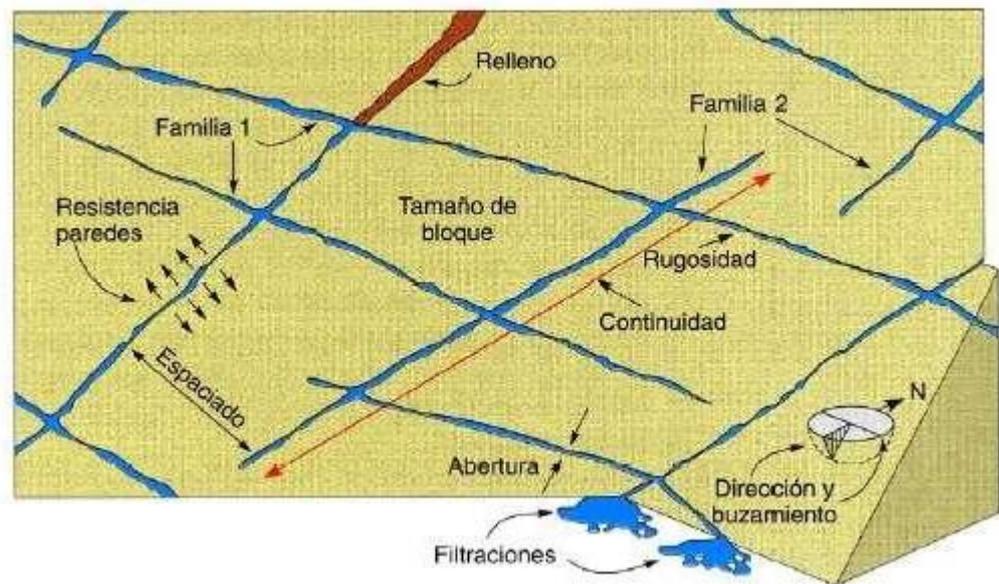


Figura 5: *Macizo Rocos*

Fuente: (Gonzales de Vallejo, 2002).

a. Discontinuidades.

Las superficies o planos de discontinuidades de los macizos rocosos condicionan de una forma definitiva sus propiedades y comportamiento resistente, deformaciones e hidráulico. Las discontinuidades imprimen un carácter discontinuo y anisótropo a los macizos, haciéndolos más deformables y débiles, lo que supone una gran dificultad para evaluar el comportamiento mecánico de los mismos frente a las obras de ingeniería. (Gonzales de Vallejo, 2002).



El termino discontinuidad hace referencia a cualquier plano de separación en el macizo rocoso pudiendo tener origen sedimentario, como la superficie de estratificación o laminación, diagenético o tectónico, como las diaclasas o las fallas. (Gonzales de Vallejo, 2002).

b. Fallas.

Son discontinuidades singulares que corresponden a planos de rotura o fracturación con desplazamiento relativo entre los bloques, la extensión de las fallas puede variar entre algunos metros y centenares de kilómetros. Pueden llevar asociados zonas de debilidad denominadas zonas de fallas o brechas, en las que en ocasiones no se puede distinguir un plano neto de rotura. (Gonzales de Vallejo, 2002).

c. Diaclasas o Juntas.

Los planos de discontinuidad más frecuentes en los macizos rocosos, y corresponden a superficies de fracturación o rotura de la roca a favor de las cuales no ha habido desplazamiento o ha sido muy pequeño, atendiendo a su origen se distinguen diaclasas de origen tectónico asociados a plegamientos y a fallas, el otro es diaclasa en rocas ígneas formadas por contracción durante o después del emplazamiento del cuerpo ígneo. (Gonzales de Vallejo, 2002).

d. Pliegues.

Las fuerzas tectónicas de la litosfera no solamente provocan una rotura de las masas rocosas, tal vez las rocas se deforman en una manera plástica (como plastilina, mantequilla). Las rocas muestran pliegues o plegamiento. (www.geovirtual2.cl).



2.2.2.4 Pruebas de laboratorio.

a) Ensayo de compresión Simple o de uniaxial.

Este ensayo sirve para determinar la resistencia a compresión uniaxial de una probeta cilíndrica de roca de altura entre el doble y el triple del diámetro. Normalmente estas probetas se obtienen a partir de testigos de sondeos. También se pueden obtener muestras a partir de bloques de roca mediante una sonda, en el laboratorio; la extracción de estos bloques en la mina o en la obra se debe llevar a cabo sin voladuras, ya que éstas pueden generar en la roca nuevas microfisuras o aumentar las existentes, lo cual se traduciría en una pérdida de resistencia de las probetas que se obtengan de ellos. Además de servir para determinar su resistencia, este ensayo puede proporcionar también las constantes elásticas de la roca, es decir, su módulo de Young y su coeficiente de Poisson. Averiguar la resistencia a compresión simple de una roca es importante por varios motivos permite clasificar las rocas según su resistencia, es un parámetro importante en los criterios de rotura más utilizados (Mohr-Coulomb y Hoek-Brown) y sirve para estimar la resistencia de las rocas. (Pedro y Leandro.2004)

El ensayo de compresión simple ha sido normalizado en muchos países. Los aspectos básicos de las normas existentes son los siguientes:

Deben utilizarse muestras cilíndricas de diámetro superior a 50 mm y, por lo menos, 10 veces mayor que el tamaño del grano o cristal más grande existente en la roca. Su altura debe ser igual a 2,5 veces el diámetro aproximadamente.

La muestra no debe contener discontinuidades geológicas que la atraviesen.

Las superficies del cilindro de roca que están en contacto con las placas de la prensa con la que se realiza el ensayo deben ser planas, con una precisión de 0,02 mm, y no deben separarse de la perpendicularidad al eje de la muestra en más de 0,001 radianes, o sea, 0,05 mm en 50 mm.

La carga se debe aplicar a una velocidad constante de 0,5-1 MPa/s.

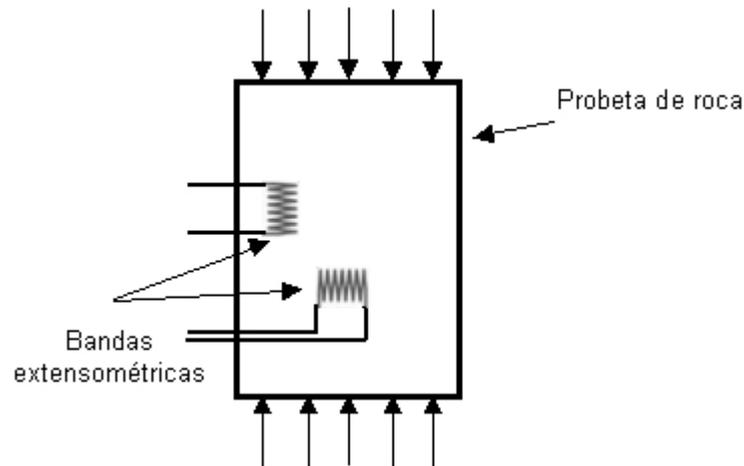


Figura 6: *Compresión Uniaxial*

Fuente: *Elaboración (Pedro y Leandro.2004).*

Donde:

$$R_0 = R_1 \left(0,778 + 0,222 \frac{D}{L} \right)$$

R_0 = Resistencia de una muestra de longitud diferente del diametro.

R_1 = Resistencia de una muestra longitud igual al diametro $\left(\frac{D}{L} = 1 \right)$.

D = Diametro de la muestra.



L = Longitud de la muestra.

Según esta fórmula, cuando mayor es la esbeltez de la muestra menor es su resistencia, pero la reducción de resistencia por ese motivo nunca puede superar el 22.2% con respecto a la muestra cubica.

En línea con lo que se acaba de exponer. Brook. N. (1993) propuso la siguiente fórmula para calcular la resistencia R_0 de una muestra de relación $D/L = 0.5$ a partir de los resultados de ensayos de compresión simple con muestra de esbeltez diferente a la indicada:

$$R_0 = R \left(0,875 + 0,250 \frac{D}{L} \right)$$

Donde:

R = Resistencia de una muestra de relación $D/L = 0,5$

b) Ensayos de compresión Triaxial.

Este ensayo es imprescindible para estudiar la resistencia de las rocas sometidas a un estado triaxial de tensiones, que es la situación en que se encuentran con mayor frecuencia en las obras de ingeniería. Aunque por el nombre del ensayo se podría suponer que la roca se somete a tres tensiones principales distintas, en realidad no es así. Lo que se realiza normalmente es un ensayo biaxial en el cual las dos tensiones principales menores, es decir, s_2 y s_3 , son iguales. (Pedro y Leandro.2004).

Este ensayo se lleva a cabo en probetas cilíndricas que se preparan de manera similar a las utilizadas en los ensayos de compresión simple. La probeta se rodea de una camisa de goma y se coloca dentro de una célula

en la que se puede introducir líquido a presión, normalmente aceite o agua. La camisa tiene por objeto impedir el contacto de la roca con dicho líquido y debe ser suficientemente flexible para que la presión del líquido se transmita a la roca. La tensión axial principal, σ_1 , se ejerce sobre la probeta mediante dos cilindros de acero que pasan a través de la cara superior e inferior de la célula. Habitualmente no se utilizan equipos de medición de presión de poro en este ensayo, ya que en la mayor parte de las rocas son poco porosas, por lo que las presiones intersticiales suelen tener poca importancia en ellas; dada la velocidad con que se aplica la tensión axial no hay tiempo, en general, para que la probeta drene completamente durante el ensayo, lo que puede producir un incremento de las presiones intersticiales. Las deformaciones axial y circunferencial de la muestra se suelen medir, a veces, mediante bandas extensométricas pegadas a la superficie de la misma. (Pedro y Leandro.2004).

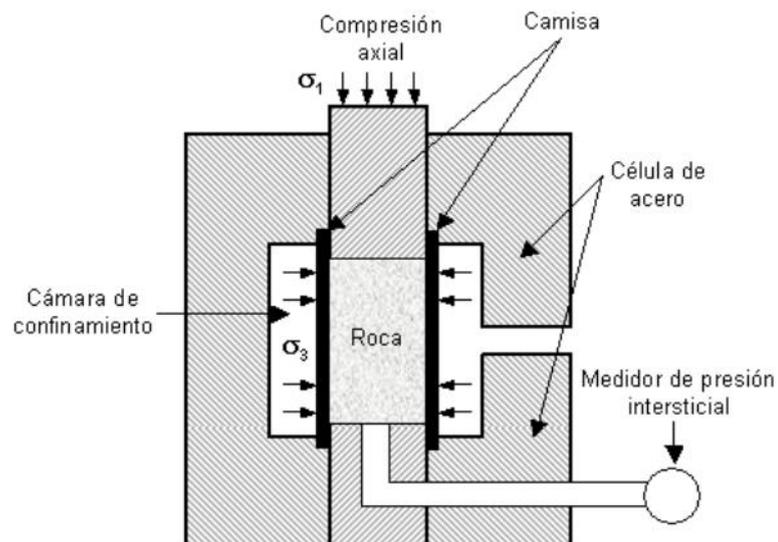


Figura 7: Compresión Triaxial

Fuente: Elaboración (Pedro y Leandro.2004).



2.2.3 Perforaciones Diamantinas.

La perforación diamantina es el proceso por el cual se realiza un corte con el uso de una broca diamantada de distinta dureza, para perforar la roca y de esta manera recuperar una muestra de la roca conocida como testigo o core, que se extrae, registra y coloca en cajas porta testigos para su protección y almacenamiento adecuados. El almacén de muestras llamado Coreshack.

Las brocas diamantadas se utilizan para perforar debido a las propiedades físicas del diamante como su dureza y conductividad térmica, es debido a estas propiedades que la broca diamantada se usa como herramienta de corte para perforar la roca de manera eficiente, utilizando energía mecánica (rotación y empuje), sin embargo, cabe indicar que los diamantes usados en la broca son sintéticos. De esta forma se puede extraer fácilmente las muestras o núcleos del depósito mineralizado, a través de una sarta de tuberías unidas se perfora, un pozo o sondaje de diferentes diámetros, según la capacidad de la máquina de perforación; de esta perforación se extrae material del subsuelo que son conocidos como testigos o en otros casos podemos extraer detritos de la roca (F. J, 2020)..

La perforación diamantina usa una broca con incrustación de diamantes sintéticos en la matriz al final de las barras o sarta de perforación. La matriz diamantada de la broca permite cortar y extraer la muestra de roca por efecto de la aplicación de energía mecánica, esta muestra sube por dentro del tubo interior de la barra de perforación y se recupera después de retirar el tubo interior. (Australian Drilling Industry Training Committee Limited, 1997)



2.2.4 Refracción Sísmica.

2.2.4.1 Las Ondas Sísmicas

Un sismograma detecta dos tipos de ondas de cuerpo. Ondas P y S, además de las ondas superficiales Love y Rayleigh. Estas últimas, son generadas por la interacción constructiva de las ondas de cuerpo con la estructura interna de la tierra. La energía de las ondas superficiales se concentra cerca de la superficie, se dispersa bidimensionalmente y decae progresivamente como r^{-1} , mientras que la energía de las ondas de cuerpo se dispersa como r^{-2} , entonces para grandes distancias (r) de la fuente las ondas superficiales predominan en los registros.

Las ondas superficiales tienen su amplitud máxima en la superficie libre y disminuyen exponencialmente con la profundidad.

Las ondas de Rayleigh causan un movimiento rodante parecido a las ondas del mar y las partículas del medio se mueven en forma elipsoidal en el plano vertical, que pasa por la dirección de propagación. En la superficie el movimiento de las partículas es retrógrado con respecto al avance de las ondas.

Las ondas Love se deben a la interferencia constructiva de ondas SH, por lo que no pueden existir en un semiespacio si no que requieren al menos una capa sobre un semiespacio, donde pueda quedar atrapada parte de la energía sísmica, por lo que las ondas Love requieren la existencia de una capa superficial de menor velocidad en comparación a las formaciones subyacentes o de un gradiente de velocidad (velocidad se incrementa con la profundidad), (Wysession 2003).



2.2.4.2 Tomografía Sísmica de Refracción.

El método convencional de refracción sísmica consiste en la medición de los tiempos de viaje de las ondas compresionales (Ondas P) generadas por una fuente puntual activa, de energía impulsiva en un punto conocido; a diferencia de la refracción sísmica convencional en la tomografía sísmica de refracción se usa el mismo principio, pero con varios disparos a lo largo del tendido de geófonos en distancias pre establecidas (Wysession 2003).

La energía generada por la fuente activa es detectada, amplificada y registrada, de tal manera que se puede determinar los tiempos de viaje desde la fuente a cada receptor (Geófono).

El inicio de la grabación es dado a partir de un dispositivo o SWITCH que da el tiempo cero para evaluar el tiempo de recorrido. Estos datos de tiempo y distancia (Dromocronas), permiten evaluar las velocidades de propagación de las ondas P a través de los diferentes suelos y rocas, cuyas estructuras, geometría y continuidad son investigadas. Mediante software especializado y un método de inversión adecuado es generada la sección 2D de velocidades, a partir del cual podemos identificar y delimitar los diferentes estratos en el subsuelo.

Todas las formas de análisis manejan criterios que utilizan la suposición de la Ley de Snell en cuanto a la reflexión y refracción de las ondas P. A partir de los datos de espesor y velocidades obtenidos se puede inferir características geotécnicas como compacidad, tipo de suelo y densidad (Wysession 2003).

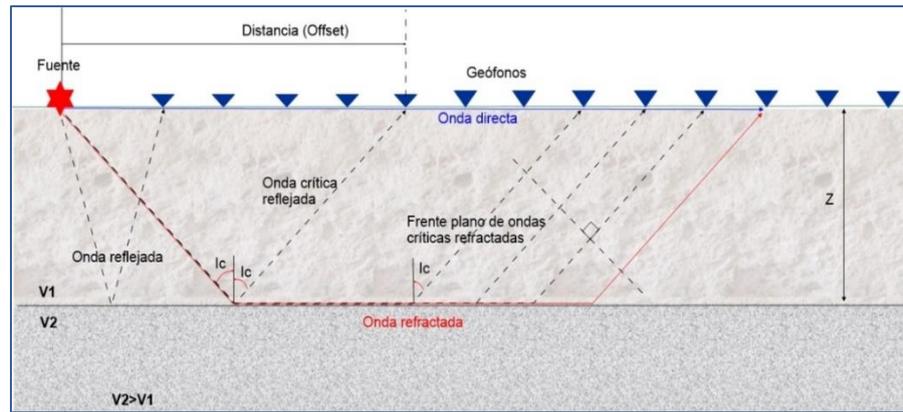


Figura 8. Diagrama Conceptual de la propagación de las ondas superficiales

Fuente: (Wysession 2003).

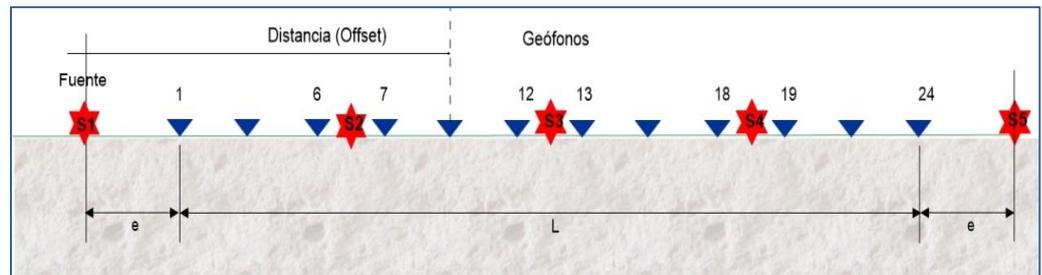


Figura 9. Geometría de adquisición MASW.10

Fuente: (Wysession 2003).

Dónde:

e = Espaciamiento entre geófonos.

L = Longitud total de tendido.

2.2.4.3 Análisis Multicanal MASW 1D.

La técnica de Análisis Multicanal de Ondas Superficiales (MASW) (Park et al., 1999), es un método sísmico no destructivo que evalúa el espesor, así como también la condición elástica (Rigidez) del suelo.

El método MASW analiza las propiedades de dispersión de los tipos de ondas Rayleigh, los cuales se propagan horizontalmente a lo largo de la superficie desde el punto de impacto a los receptores tal como se muestra en la ilustración 5.

Los registros simultáneos de 12 o más receptores en distancias cortas (1-5 m) desde una fuente impulsiva o vibratoria, proporcionan una redundancia estadística para medir velocidades de fase. Los registros muestran un formato de frecuencia variable con el tiempo, además permiten la identificación y rechazo de modos no fundamentales de ondas Rayleigh y otro ruido coherente a partir de los análisis (Louie, 2001).

La configuración de campo básica y la rutina de adquisición para el MASW generalmente es la misma que se usa en los estudios convencionales de CMP (Punto Medio Común). En la Figura 10 y Figura 11 se muestra el esquema típico de la metodología MASW.

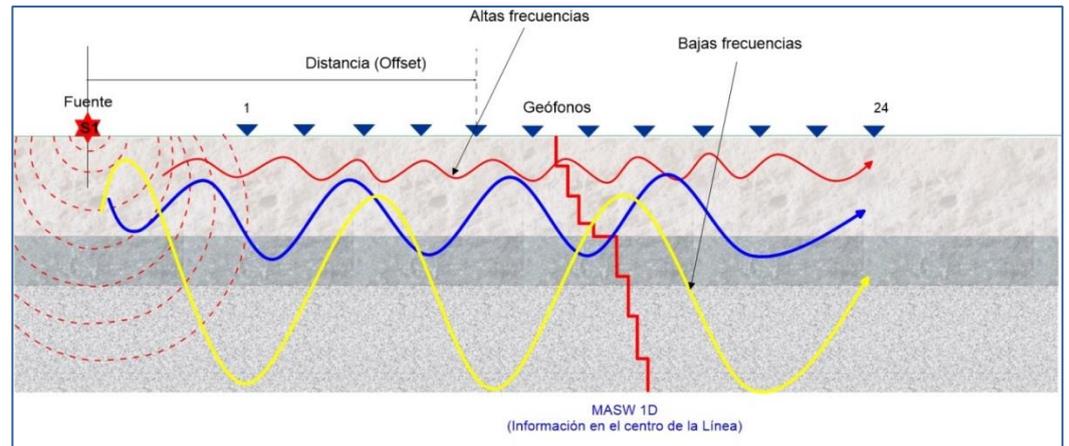


Figura 10. Diagrama conceptual de la propagación de las ondas superficiales.

FUENTE: (Wysession 2003).

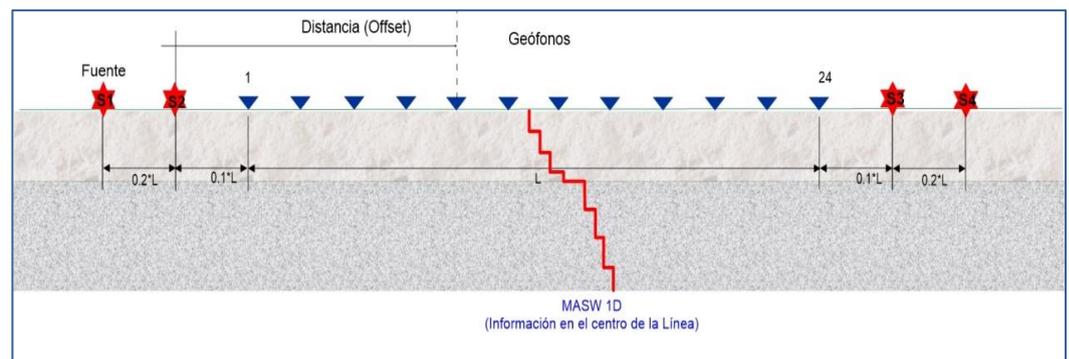


Figura 11. Geometría de adquisición MASW-1D.

Fuente: (Wysession 2003).

- **Parámetros Dinámicos Del Suelo.**

Las velocidades de ondas de compresión (V_p) y ondas de corte (V_s), nos permite estimar la rigidez inicial del suelo, así como sus constantes elásticas dinámicas en la determinación de la respuesta dinámica del suelo.

Estas constantes están definidas así:



$$\mu = \frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2[(V_p/V_s)^2 - 1]} \quad \begin{matrix} E = 2(1 + \mu)G \\ G = \rho V_s^2 \end{matrix}$$

μ = Relación de Poisson

E_d = Módulo de Young

G_d = Módulo de Corte

- **Caracterización Vs30**

Existen normativas que permiten caracterizar el sitio en base a la velocidad de propagación de ondas de corte S denominado Vs30 (código International Building Code 2002), la cual consiste en determinar las velocidades de ondas de corte de las diversas capas existentes hasta los 30 m de profundidad, para posteriormente determinar un promedio ponderado de las velocidades hasta la profundidad mencionada, el valor obtenido es denominado Vs30 este valor es comparado con la siguiente Tabla.

Tabla 7

Clasificación de sitio según la internacional building code 2002

SITE CLASS	Nombre perfil suelo	Vs30(m/s)
A	Hard rock	Vs30 > 1520
B	Rock	762 < Vs30 < 1520
C	Very dense soil and soft rock	366 < Vs30 < 762
D	Stiff soil profile	183 < Vs30 < 366
E	Soft soil profile	Vs30 < 183

Fuente: *Martínez Vargas A. (1990)*

- **Valores Típicos de Velocidad de Propagación de Ondas Sísmicas**

Se ha recopilado tablas de diversos autores, que contienen velocidades de propagación de ondas, los que sirven de referencia en etapas de interpretación de los resultados.

Tabla 8

Parámetros geotécnicos utilizados en el cálculo del muro de contención

DESCRIPCIÓN	Vp (m/s)
Suelo intemperizado	204 – 610
Grava o arena seca	460 – 915
Arena saturada	1220 – 1830

Fuente: Martínez Vargas A. (1990)

- **Parámetros del Suelos**

Tabla 9

Parámetros del Suelos

DESCRIPCIÓN	Vp (m/s)
Arena suelta sobre el manto freático	245 – 610
Suelo blando	< 300
Arena suelta bajo el manto freático	45 – 1220
Arena y gravas	300 – 1000
Arena Suelta mezclada con grava húmeda	455 – 1065
Rocas blandas, grava y arena fina compacta	1000 – 2000
Grava suelta, húmeda	455 – 915
Roca compacta	2000 – 4000
Roca muy compacta	> 4000

Fuente: Martínez Vargas A. (1990)



Los perfiles finales se obtuvieron mediante la inversión 2D en las que se muestra la variación de la velocidad de corte V_s con la profundidad en las imágenes 27 pág. 133.



3 CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1 MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN.

La metodología de investigación de este trabajo es de tipo descriptivo, los datos recopilados se realizaron de diferentes bibliografías tesis, páginas web para posteriormente recopilar datos de campo como trabajos de topografía, geología, mapeos geomecánicas y extracción de muestras para laboratorio y luego realizar los trabajos de investigación en gabinete, el enfoque más adecuado sería un método de investigación cuantitativa, Esto se debe a que la caracterización geotécnica involucra la medición precisa y el análisis cuantitativo de propiedades físicas y mecánicas del suelo y la roca. Estos resultados que serán utilizados posteriormente para la construcción de puente Menocucho.

a. Método cuantitativo.

La investigación se refiere a un enfoque sistemático que se centra en la recopilación y análisis de datos numéricos. Este método se caracteriza por el uso de herramientas estadísticas y matemáticas para examinar las relaciones entre variables y probar hipótesis preestablecidas. Los datos cuantitativos suelen obtenerse mediante mediciones objetivas y suelen presentarse en forma de números o estadísticas. campo de las características geológicas y geotécnicas del área de estudio en el puente menocucho.

3.2 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.

3.2.1 Recolección de información.

Para realizar los trabajos de investigación, se solicitó el apoyo de distintas bibliografías como cartas geológicas de INGEMMET, los boletines y webgrafías



artículos relacionados a la información de la zona para tener un mejor panorama sobre los trabajos que se realizarán para la construcción del puente menocucho.

3.2.2 Recopilación de campo.

La recopilación de la información de campo es muy importante por lo cual se realizó en tres zonas de acceso margen derecho, margen central, margen izquierdo todos compuestos por material cuaternario donde se encuentran depósitos aluviales, fluviales para la recopilación de información más detallada se realizó tres sondeos o exploraciones mediante calicatas, se realizó perforaciones diamantinas, también se realizó líneas de refracción sísmica de la cual todos estos resultados serán tomados en cuenta para su posterior análisis.

3.2.3 Análisis de resultados en laboratorio.

En esta etapa se pone a prueba en laboratorio todas las muestras extraídas de campo para posteriormente ponerlos a diferentes ensayos.

- Análisis granulométrico por tamizado MTC E 107 (ASTM D-422)
- Contenido de humedad MTC E 108 (ASTM D-2216)
- Limite liquido MTC E 110 (ASTM D-423)
- Limite plástico MTC E 111 (ASTM D-424)
- Clasificación de SUCS ASTM D-2487
- Clasificación de AASHTO ASTM D-3282
- Proctor Modificado MTC E-115(ASTM D-1557)
- Ataque Químico por suelos Norma E.060 Concreto Armado



- Compresión uniaxial (Mpa)
- Clasificación de Bieniawski (RMR – Rock Mass Rating)

3.2.4 Trabajos de gabinete.

Cuando ya se obtuvieron resultados de laboratorio se realiza un análisis general de toda la información para realizar un informe final de la zona de estudio.

3.3 DEFINICIÓN DE VARIABLES.

a. Variables independientes.

- Suelo
- Roca
- Agua

b. Variables dependientes.

- Geometría del proyecto
- Características geotécnicas del material suelo roca
- Ensayos de laboratorio
- Equipos a utilizar en el proyecto

3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA.

a. Población

Correspondería al área de estudio para la construcción del puente menocucho correspondiente a su geología de la zona.



b. Muestra.

Corresponde a la recolección de muestras para laboratorio como los suelos la capacidad que esta tiene, las rocas la resistencia de las mismas, la calidad de los materiales.



4 CAPÍTULO VI

CARACTERIZACION DEL AREA DE ESTUDIO

4.1 UBICACIÓN

El presente proyecto de investigación corresponde a la Creación del Puente Menocucho, ubicado en los distritos de Laredo perteneciente a la provincia de Trujillo en la región la Libertad.

El Puente proyectado se encuentra concretamente en las coordenadas UTM en el sistema WGS'84 – Zona 17L:

Tabla 10

Ubicación del puente Menocucho

AREA UBICACIÓN DEL PROYECTO			
AREA	PROYECTO	ESTE	NORTE
A		737943.00	9111298.00
B	PUENTE	737943.00	9110858.00
C	MENOCUCHO	738440.00	9111322.00
D		738423.00	9110781.00

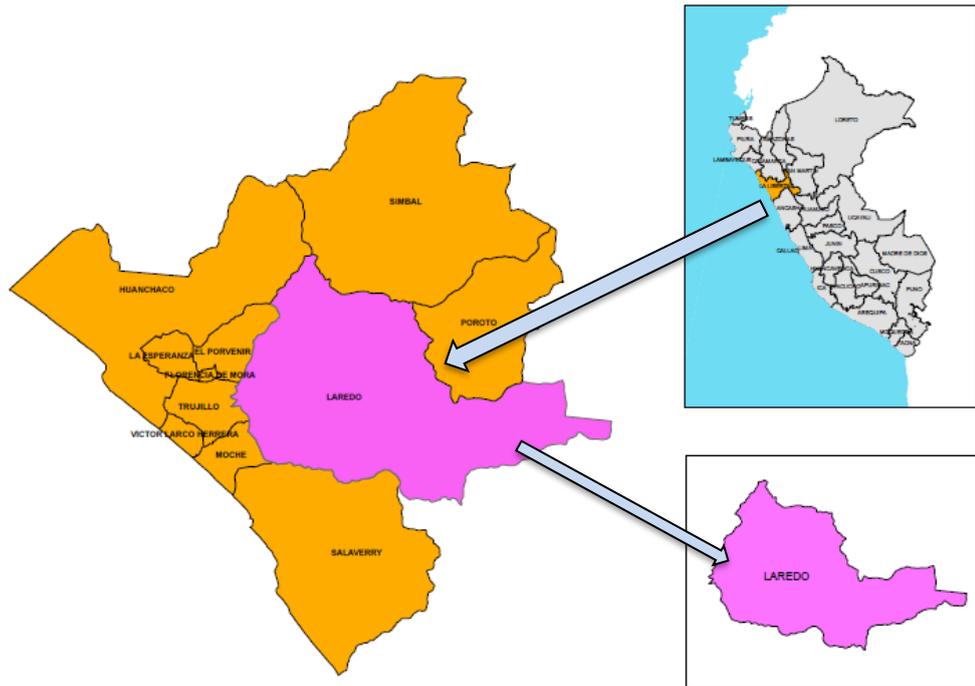


Figura 12. Mapa de ubicación.

4.2 ACCESIBILIDAD

El acceso a la zona del estudio es por la carretera Emp. PE-10A – Santa Rosa Alta – Pta, Carretera, tipo de camino vecinal.

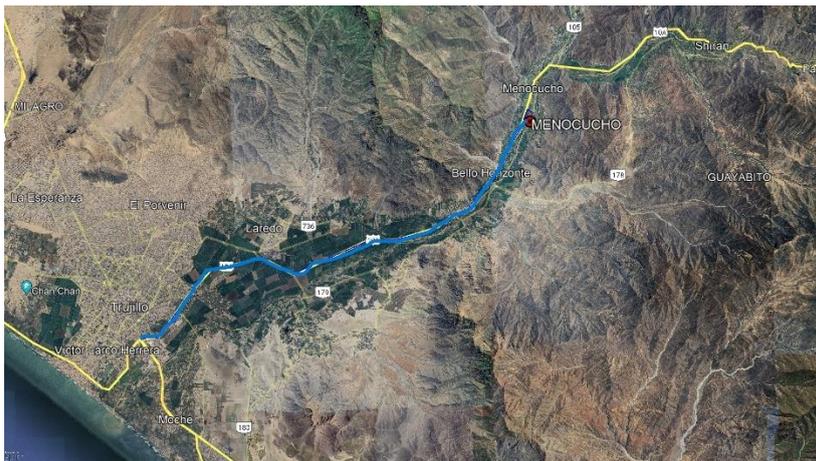


Figura 13. Accesibilidad al puente Menocucho

4.3 GEOLOGÍA DEL ÁREA DE ESTUDIO

En el marco de la geología local, se presentan las principales unidades geomorfológicas, litoestratigráficas y estructurales ubicadas en los apoyos y área de influencia del propuesto Puente Menocucho (se proyectan tres subestructuras) (estribo izquierdo E1, apoyo intermedio A1, estribo derecho) E2).

4.3.1 Geología local.

Dentro del área estudiada las litologías representativas abarcan en depósito cuaternarios, Depósitos Aluviales como Depósitos Fluvial.

4.3.1.1 Depósitos Aluviales 1 (Qh-al 1)

Se trata de acumulación de sedimentos (gravas, arenas, y limos), de consistencia medianamente compacta, presentan un relieve con pendiente suave y han sido aprovechados como tierra de cultivo se observa en la Figura 14.



Figura 14: *Depósitos aluviales (qh-al 1).*

4.3.1.2 Depósito Aluviales 2. (Qh-al 2)

Esta unidad prevalece cerca de las orillas del río, corresponden a sedimentos más recientes conformados por gravas y arenas se observa en la imagen 15, su consistencia es suelta y es generada por acumulación de la actividad del río en épocas pasadas.



Figura 15: *Depósitos Aluviales (Qh-al 2).*

4.3.1.3 Depósito Fluviales (Qh-fl)

Se trata de acumulaciones de gravas y cantos subredondeadas de variado tamaño y litología predominantemente ígneo, con arenas de grano medio, se encuentra en el lecho del río y se evidencia el transporte sufrido a lo largo de los años, además de la sedimentación en determinados puntos aguas abajo.



Figura 16: *Depósitos Fluviales.*

4.3.2 Estructural.

Dentro del ámbito local, el área de estudio no se identificaron fallas geológicas según el recorrido de campo realizado.

4.3.3 Litoestratigráfica.

COLUMNA ESTRATIGRÁFICA			
ERA	SISTEMA	SERIE	UNIDADES LITOESTRATIGRAFICAS
CENOZOICO	CUATERNARIO	HOLOCENO	Depósito Fluviales Qh-fl 
			Depósito Aluvial 2 Qh-al 2 
			Depósito Aluvial 1 Qh-al 1 

Figura 17: *Columna Estratigráfica*

4.1.1. Geomorfología local.

comprende la relación entre las formas del relieve, la geología los procesos geomorfológicos en una región determinada. Esto incluye el análisis de la distribución de las formaciones geológicas, la identificación de los procesos erosivos deposicionales, la evaluación de la influencia del clima y la vegetación en la evolución del paisaje, entre otros aspectos.



4.3.3.1 Terrazas (T-a)

Se presentan en ambas márgenes como superficies planas que se encuentran a niveles superiores al cauce del río y por encima o al nivel de las llanuras aluviales con pendientes muy suaves, son sedimentos remanentes de anteriores niveles de procesos de deposición del río, debido al proceso de profundización y cambios de cursos del cauce, se extienden hasta conformar las llanuras fluvioaluviales.

4.3.3.2 Llanuras Fluvioaluviales (Ll-fl)

Lo constituyen las plataformas sedimentarias visibles en ambas márgenes, con pendientes muy suaves y sedimentos no compactos, compuestos de gravas en arenas de potencia por encima de los 5m, en zonas puntuales, estas llanuras han sido aprovechadas como tierra de cultivo.

4.4 GEODINÁMICA

4.4.1 Geodinámica interna.

La Tierra posee mucha energía en su interior, y la consecuencia de su liberación en la superficie la construcción del relieve terrestre que observamos, Las estructuras que vemos en el paisaje, tales como fallas, pliegues, montañas, cordilleras, etc., son también el resultado de las fuerzas que actúan debidas a la energía interna del planeta.

4.4.1.1 Sismicidad.

La sismicidad histórica del Perú ha sido estudiada por varios autores como Polo (1904), Barriga (1939), Silgado (1978) y Dorbath. (1990) fue compilado. Estos autores se basaron en obras inéditas, manuscritos, crónicas, relatos, informes, etc. es la recopilación más completa de Silgado (1978) y Dorbath (1990) et al. La actividad sísmica histórica se muestra en términos de su intensidad y se representa gráficamente mediante isolíneas. El territorio del Perú se divide en cuatro zonas figura 18 en función de la distribución espacial de la actividad sísmica observada, las características generales de los movimientos del suelo, su atenuación según la distancia del epicentro y la información sobre nuevas deformaciones de la corteza terrestre.

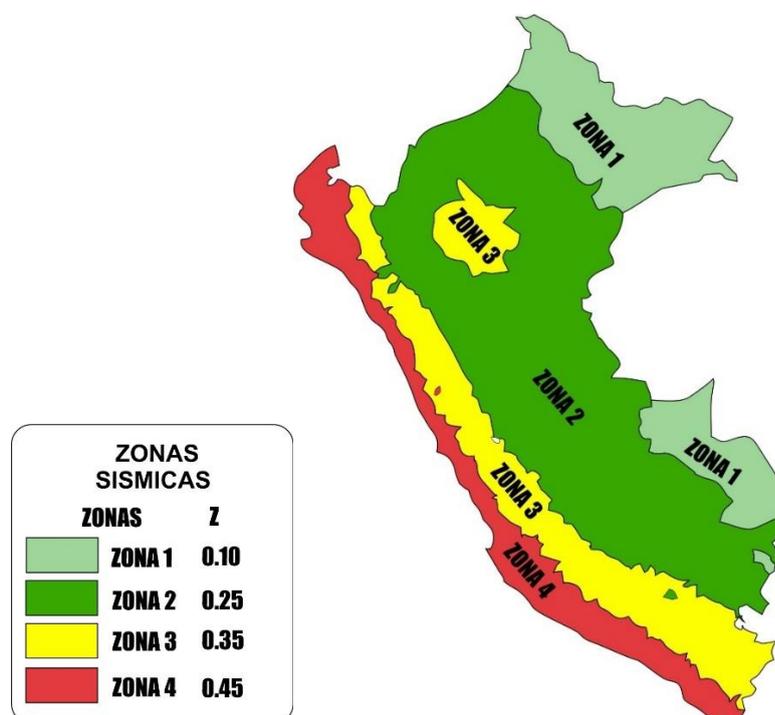


Figura 18: Mapa zonas Sísmicas del Perú

Fuente: Elaborado por Ingemmet

4.4.2 Geodinámica externa.

Se ha distinguido el peligro o amenaza geológica denominada: erosión lateral.

4.4.2.1 Erosión lateral e inundación.

En ambas márgenes se han identificado sectores susceptibles a erosión lateral (terrazas aguas arriba y aguas abajo) e inundación, producto del aumento de cauce del río en un evento extraordinario, ubicando la cota del nivel de agua por encima del actual promedio.



Figura 19: *Vista de la zona de inundación en el área de emplazamiento.*



5 CAPÍTULO V

RESULTADOS Y DISCUSION

5.1 PROPIEDADES FÍSICO – MECÁNICAS DEL TERRENO DE FUNDACIÓN

En los sondeos y calicatas ejecutadas durante la investigación, se realizó la correspondiente toma de muestras, así mismo se solicitó una serie de ensayos de laboratorio para conocer las características geotécnicas de los materiales. A continuación, se detallan los ensayos de laboratorio realizados:

- Granulometría por tamizado
- Ensayos de corte directo
- Resistencia a la Compresión Uniaxial
- Contenido en Sulfatos
- Contenido en Cloruros
- Contenido en Sales Solubles
- Ph

5.1.1 Estribo Derecho (ED-01).

5.1.1.1 Resultados de laboratorio calicatas

Tabla 11

Resultado de laboratorio de calicatas CA-01(1.50m)

CALICATA	MUESTRA	PORCENTAJE %			CLASIFICACIÓN		CONT.DE	DESCRIPCIÓN
		G %	A %	F %	SUCS	AASTHO	HUMEDAD (%)	
CA-01	M-01	-	42.6	57.4	CL-ML	A-4 (5)	13.5	Arcillas y limos

5.1.1.2 Resultados de laboratorio de perforaciones diamantinas.

Tabla 12

Resultados de ensayos perforaciones diamantinas, análisis granulométrico y corte directo del estribo derecho (P-01).

MUES TRA	PROF. (m.)	PORCENTAJE %			CLASIFICACIÓN		CONT.DE	ϕ °	C Kg/c m ²
		G %	A %	F %	SUCS	AASTHO	HUMEDA D (%)		
M-01	11.30 – 12.40	-	35.2	64.8	ML	A-4 (6)	18.8	-	-
M-02	12.40 – 21.60	-	26.2	73.8	ML	A-4 (8)	29.4	31	0.06
M-03	21.60 – 24.00	-	28.7	71.3	ML	A-4 (8)	28.6	-	-
M-04	24.00 – 29.70	-	43.3	56.7	ML	A-4 (5)	26.9	-	-
M-05	15.35 – 15.80	-	50.3	49.7	SM	A-4 (3)	26.6	30	0.05
M-06	19.10 – 19.55	-	49.6	50.4	ML	A-4 (3)	30.3	29	0.07

a) Caracterización (P-01)

- **0.00-1.40 m.** Arenas de grano fino color marrón con limos, material de consistencia suelta.

- **1.40-4.20 m.** Arenas de grano fino color marrón con limos, con gravas subredondeadas de 10 cm.

- **4.20-11.30 m.** Gravas de subredondeadas a subangulosas de 4 a 7 cm de diámetro y cantos de hasta 20 cm, con arenas de grano medio.



- **11.30-12.40 m.** Arcillas de color beige.

- **12.40-21.60 m.** Arenas limosas color beige con gravas subredondeadas de 4 a 6 cm, con presencia de un bloque de 80 cm.

- **21.60-29.65 m.** Arena de grano grueso arcillosa, semicompacta, color verdoso.

- **29.65-35.05 m.** Roca ígnea granodiorita con grado de alteración muy alto, color gris,

con minerales accesorios alterándose a arcillas.

5.1.1.3 Resultado de laboratorio de Análisis Químico.

Tabla 13

Resultado de laboratorio análisis químico (P-01)

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	SALES SOLUBLES (PPM)	SULFATOS (PPM)	CLORUROS (PPM)
P – 01	M-07	29.70 – 35.05	814.800	164.600	79.219

a) Material de cobertura:

Con potencia menor a 2 m, este material de cobertura no ha sido considerada en los análisis.

b) Depósitos aluviales arenosos con limos:

Se ha identificado en la perforación P-01 un nivel de depósitos aluviales con contenidos de arenas con porcentajes de limos, con una potencia de 28.00 m, la compacidad de esta es densa, ya que la mayor parte



de los ensayos SPT y CP efectuados en la misma, han dado valores N_{spt} de entre 40 y 50.

Se han realizado 6 ensayos de granulometría Tabla 15, las cuales caracterizan a la unidad como una arena mal gradada con gravas y limos, presencia de arcillas en menor proporción.

Se han realizado 3 ensayos de corte directo:

- Angulo de fricción: De 12.40 a 21.60 m=31.6° | De 15.35 – 15.80 m=30.7° | De 19.10 – 19.55 m= 29.6°
- Cohesión: De 12.40 a 21.60 m= 0.18 Kg/cm² | De 15.35 – 15.80 m= 0.05 Kg/cm² | De 19.10 – 19.55 m= 0.07 Kg/cm²

Sin embargo, para el análisis de capacidad portante se utilizará la fórmula normada $\phi^{\circ} = 27.5 + 9.2 \log(N1)60$

Se ha realizado 1 ensayo químico para ver la agresividad de los suelos frente al concreto de las estructuras, como puede verse en la tabla 22.

- Sales Solubles: 814.800 ppm
- Sulfatos: 164.600 ppm
- Cloruros: 79.219 ppm

Se considera una exposición moderada según la Norma E.060 Concreto Armado (2009).

Tabla 14

Requisitos para concreto expuesto a soluciones de sulfato

EXPOSICIÓN A SULFATOS	SULFATO SOLUBLE EN AGUA(SO ₄)	SULFATO EN AGUA p.p.m.	Relación máxima Agua/Cemento en peso	Concreto con
				agregados de peso normal y ligero. Resistencia mínima a compresión, f'c MPa
Depreciable	<0.10	SO ₄ <150	-	-
Moderado	0.10≤SO₄<0.20	150≤SO₄<1500	0.5	28
Severo	0.20≤SO ₄ <2.00	1500≤SO ₄ <10000	0.45	31
Muy Severo	SO ₄ >2.00	SO ₄ >10000	0.45	31

La densidad se ha considerado como 1.80 gr/cm³

c) Roca Granodiorita Alterada:

Con una potencia investigada de 5.00 m, presenta una alteración alta.

Se realizó el logeo geomecánica y se obtuvo el RMR con la metodología de Bieniawski, siendo la roca como de calidad regular con un RMR promedio de 46.

Tabla 15

Clasificación geomecánica del P-01 avance de 1m en roca granodiorita

N°	DE (m)	A (m)	RECUPERACION		RQD		FRACTURAS		COND. DISCONTINUIDAD		DUREZA		CONDICIÓN DE AGUA SUBTERRÁNEA		RMR BÁSICO	TIPO DE ROCA		
			LONG. (m)	(%)	LONG. (m)	(%)	N° FRAC.	LONG. (cm)	R	GRADO	R	GRADO	R	GRADO			R	
1	30.00	31.00	0.83	83	0.75	75	15	3	21	8	C	16	R-2	2	D	10	51	Regular
2	31.00	32.00	0.75	75	0.65	65	13	5	13	7	C	16	R-2	2	D	10	48	Regular
3	32.00	33.00	0.83	83	0.50	50	10	3	21	8	C	16	R-2	2	D	10	46	Regular
4	33.00	34.00	0.85	85	0.60	60	12	3	21	8	C	16	R-2	2	D	10	48	Regular
5	34.00	35.00	0.70	70	0.65	65	13	3	18	7	C	16	R-2	2	D	10	48	Regular

La densidad se ha considerado tomando en cuenta el grado de alteración de la roca 2.40 gr/cm³

La resistencia a la compresión se obtuvo del ensayo de laboratorio adjunto en los anexos correspondientes, para este estribo es 24 Mpa.

5.1.2 Pilar Central (PC-02)

5.1.2.1 Resultados de laboratorio calicatas

Tabla 16

Resultado de laboratorio de calicatas CA-02 (1.50m)

CALICATA	MUESTRA	PORCENTAJE %			CLASIFICACIÓN		CONT.DE	DESCRIPCIÓN
		GRAVA %	ARENA %	FINOS %	SUCS	AASTHO	HUMEDAD (%)	
CA - 02	M-02	65.4	32.7	2.0	GP	A-1-a (0)	3.6	Gravas con arenas

5.1.2.2 Resultados de laboratorio de perforaciones diamantinas P-02.

Tabla 17

Resultados de ensayos perforaciones, Análisis Granulométrico y corte directo del Pilar Central (P-02)

MUESTRA	PROF. (m.)	PORCENTAJE %			CLASIFICACIÓN		CONT.DE	φ °	C Kg/cm ²
		GRAV A %	AREN A %	FINO S %	SUCS	AASTHO	HUMEDAD (%)		
M-01	0.00 – 8.50	54.9	42.3	2.8	GP	A-1-a (0)	14.3	34.7	0.00
M-02	8.50 – 18.90	-	52.4	47.6	SM	A-4 (3)	17.7	28.5	0.06
M-03	18.90 – 22.50	-	59.4	40.6	SM	A-4 (1)	15.8	27.5	0.00
M-04	25.00 – 31.50	46.4	38.7	14.8	GM	A-2-4 (0)	14.0	-	-

a) Caracterización (P-02)



- 0.00-8.50 m. Gravas subangulosas de 3 a 5 cm de diámetro con, bloques de hasta 50 cm, con arenas de grano medio a grueso color marrón.
- 8.50-18.90m. Arena limosa con mínima presencia de arcilla, color beige con incrustaciones de gravas aisladas de 5 cm.
- 18.90-22.50 m. Arena limosa, dura, color beige.
- 22.50-25.00 m. Arena de grano grueso arcillosa, color beige.
- 25.00-31.50 m. Gravas subangulosos de 3 a 5 cm con arenas de grano medio.
- 31.50-33.00 m. Bloques de roca ígnea.

5.1.2.3 Resultado de laboratorio de Análisis Químico (P-02).

Tabla 18

Resultado de laboratorio análisis químico (P-02)

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	SALES SOLUBLES (PPM)	SULFATOS (PPM)	CLORUROS (PPM)
P-02	M-02	8.50 – 18.90	2100.000	1074.015	168.297

a) Material de cobertura:

Con potencia menor a 2 m, este material de cobertura no ha sido considerada en los análisis.

b) Depósitos aluviales arenosos con limos y gravas:



Se ha identificado en la perforación P-02 un nivel de depósitos aluviales con contenidos de arenas con porcentajes de limos, con una potencia de 30.00 m, la compacidad es medianamente densa, ya que la mayor parte de los ensayos SPT y CP efectuados en la misma, han dado valores N_{spt} de entre 22 y 35.

Se han realizado 4 ensayos de granulometría Tabla 19, las cuales caracterizan a la unidad como una arena mal gradada con gravas y limos, presencia de arcillas en menor proporción.

Se han realizado 3 ensayos de corte directo:

- Angulo de fricción: De 0.00 a 8.50 m=34.7° | De 8.50 – 18.90 m=28.50° | De 18.90 – 22.50 m= 27.5°
- Cohesión: De 0.00 a 8.50 m= 0.00 Kg/cm² | De 8.50 – 18.90 m= 0.06 Kg/cm² | De 18.90 – 22.50 m= 0.00 Kg/cm²

Sin embargo, para el análisis de capacidad portante se utilizará la formula normada $\phi^{\circ} = 27.5 + 9.2 \log(N1)60$

Se ha realizado 1 ensayo químico para ver la agresividad de los suelos frente al concreto de las estructuras, como puede verse en la tabla 20.

- Sales Solubles: 2100.00 ppm
- Sulfatos: 1074.015 ppm
- Cloruros: 168.297 ppm

Se considera una exposición moderada según la Norma E.060 Concreto Armado (2009).

Tabla 19

requisitos para concreto expuesto a soluciones de sulfato (p-02)

EXPOSICIÓN A SULFATOS	SULFATO SOLUBLE EN AGUA(SO ₄) PRESENTE EN EL SUELO, % EN PESO	SULFATO EN AGUA p.p.m.	Concreto con agregado de peso normal Relación máxima Agua/Cemento en peso	Concreto con agregados de peso normal y ligero. Resistencia mínima a compresión, f c MPa
Despreciable	<0.10	SO ₄ <150	-	-
Moderado	0.10≤SO ₄ <0.20	150≤SO ₄ <1500	0.5	28
Severo	0.20≤SO ₄ <2.00	1500≤SO ₄ <10000	0.45	31
Muy Severo	SO ₄ >2.00	SO ₄ >10000	0.45	31

La densidad se ha considerado como 1.80 gr/cm³

c) Bloques y cantos de roca ígnea:

Con una potencia investigada de 1.00 m, se trata de bloques ígneos.

La densidad se ha considerado como 2.00 gr/cm³

5.1.3 Estribo Izquierdo (EI-03).

5.1.3.1 Resultados de laboratorio calicatas.

Tabla 20

Resultado de laboratorio de calicatas CA-03 (1.50m)

CALICATA	MUESTRA	PORCENTAJE %			CLASIFICACIÓN		CONT.DE	DESCRIPCIÓN
		G %	A %	F %	SUCS	AASTHO	HUMEDAD (%)	
G - 03	M-03	46.1	37.6	16.3	GM	A-1-b (0)	4.9	Gravas limosas

5.1.3.2 Resultados de laboratorio de perforaciones diamantinas.

Tabla 21

Resultados de ensayos perforación diamantina, Análisis Granulométrico y corte directo del Estribo Izquierdo (P-03)

MUESTRA	PROF. (m.)	PORCENTAJE %			CLASIFICACIÓN		CONT.DE HUMEDAD (%)	ϕ °	C Kg/c m ²
		G %	A %	F %	SUCS	AASTHO			
M-01	12.00 – 24.00	-	69.3	30.7	SM	A-2-4 (0)	20.8	-	-
M-02	24.00 – 29.50	-	57.9	42.1	SM	A-4 (2)	21.0	32.4	0.05

a) Caracterización (P-03)

- 0.00-3.50 m. Limos con arenas color marrón, con gravas subangulosas de 4 cm y bloques de hasta 20 cm de diámetro.
- 3.50-12.00 m. Gravas subangulosas de 6cm y bloques de hasta 60 cm de diámetro con arenas de grano medio a grueso color marrón.
- 12.00-24.00 m. Arena limosa con presencia mínima de arcillas semicompacta color beige.
- 24.00-29.50 m. Arena limosa semicompacta color beige.
- 29.50-35.00 m. Roca ígnea granodiorita con grado de alteración muy alto, color gris, con minerales accesorios alterándose a arcillas.



5.1.3.3 Resultado de laboratorio de Análisis Químico (P-03).

Tabla 22

Resultado de laboratorio análisis químico (P-03)

SONDEO	MUESTRA	PROFUNDIDAD (m)	SALES SOLUBLES (PPM)	SULFATOS (PPM)	CLORUROS (PPM)
P-03	M-03	29.50 – 35.00	1374.000	571.985	96.222

a) Material de cobertura:

Con potencia menor a 2 m, este material de cobertura no ha sido considerada en los análisis.

b) Depósitos aluviales arenosos con limos:

Se ha identificado en la perforación P-03 un nivel de depósitos aluviales con contenidos de arenas con porcentajes de limos, con una potencia de 28.00 m, la compacidad de esta es medianamente densa, ya que la mayor parte de los ensayos SPT y CP efectuados en la misma, han dado valores N_{spt} de entre 22 y 50.

Se han realizado 2 ensayos de granulometría, las cuales caracterizan a la unidad como una arena mal gradada con gravas y limos.

Se han realizado 1 ensayo de corte directo:

- Angulo de fricción: De 24.00 a 29.50 m=32.4°
- Cohesión: De 24.00 a 29.50 m= 0.05 Kg/cm²

Sin embargo, para el análisis de capacidad portante se utilizará la formula normada $\phi^{\circ} = 27.5 + 9.2 \log(N1)60$



Se ha realizado 1 ensayo químico para ver la agresividad de los suelos frente al concreto de las estructuras, como puede verse en la tabla 22.

- Sales Solubles: 1374.000 ppm
- Sulfatos: 571.985 ppm
- Cloruros: 96.222 ppm

Se considera una exposición moderada según la Norma E.060 Concreto Armado (2009).

Tabla 23

Requisitos para concreto expuesto a soluciones de sulfato (P-03)

EXPOSICIÓN A SULFATOS	SULFATO SOLUBLE EN AGUA(SO4) PRESENTE EN EL SUELO, % EN PESO	SULFATO EN AGUA p.p.m.	Concreto con agregado de peso normal Relación máxima Agua/Cemento en peso	Concreto con agregados de peso normal y ligero. Resistencia mínima a compresión, f c MPa
Despreciable	<0.10	SO4<150	-	-
Moderado	0.10≤SO4<0.20	150≤SO4<1500	0.5	28
Severo	0.20≤SO4<2.00	1500≤SO4<10000	0.45	31
Muy Severo	SO4>2.00	SO4>10000	0.45	31

La densidad se ha considerado como 1.80 gr/cm³

c) **Roca Granodiorita Alterada:**

Con una potencia investigada de 5.00 m, presenta una alteración alta.

Se realizó el logeo geomecánico y se obtuvo el RMR con la metodología de Bieniawski, siendo la roca como de calidad regular con un RMR promedio de 50.

Tabla 24

clasificación geomecánica del P-03 avance de 1m en roca granodiorita

Nº	DE (m)	A (m)	RECUPERACION		RQD		FRACTURAS			COND. DISCONTINUIDAD			DUREZA		CONDICIÓN DE AGUA SUBTERRÁNEA		RMR BÁSICO	TIPO DE ROCA
			LONG. (m)	(%)	LONG. (m)	(%)	R	Nº FRAC.	LONG. (cm)	R	GRADO	R	GRADO	R	GRADO	R		
1	30.00	31.00	1.00	100	0.90	90	18	5	17	7	C	16	R-2	2	D	10	53	Regular
2	31.00	32.00	1.00	100	0.75	75	15	4	20	8	C	15	R-2	2	D	10	50	Regular
3	32.00	33.00	0.93	93	0.72	72	14	3	23	8	C	16	R-2	2	D	10	50	Regular
4	33.00	34.00	0.80	80	0.60	60	12	4	16	7	C	16	R-2	2	D	10	47	Regular
5	34.00	35.00	0.78	78	0.20	20	5	9	8	6	C	16	R-2	2	D	10	39	Mala

La densidad se ha considerado tomando en cuenta el grado de alteración de la roca 2.40 gr/cm³

La resistencia a la compresión se obtuvo del ensayo de laboratorio adjunto en los anexos correspondientes, para este estribo es 18 Mpa.

5.2 CAPACIDAD DE CARGA DE LOS ESTRIBOS Y PILAR CENTRAL

5.2.1 Estribo Derecho (ED-01).

5.2.1.1 Ensayos de campo

a) Ensayo SPT

Los ensayos de penetración estándar (SPT) se realizan por hincas a percusión de un toma-muestras de pared partida, de 51 mm de diámetro exterior, obteniéndose una muestra alterada del terreno. Este ensayo permite obtener una idea de la consistencia o compacidad del terreno a la cota a la que se ejecuta el ensayo, contando el número de golpes necesarios para hacer penetrar la cuchara del SPT en 3 tramos de 15 cm.

Se obtiene el índice NSPT sumando los golpes obtenidos en los dos tramos de 15 cm. centrales. Estos ensayos se dan por terminados cuando la toma muestras se ha introducido totalmente o cuando en cualquiera de

los tramos de 15 cm. se ha requerido más de 50 golpes, lo que se denomina rechazo (R).

- **Correlación del N obtenido en SPT Realizado con puntaza.**

En la realización de ensayos de penetración estándar (SPT) en gravas puede ser conveniente sustituir la cuchara habitual por la punta o puntaza, esto conlleva a tener que aplicarse un factor de corrección, puesto que los índices obtenidos de este modo son distintos a los que resultan con cuchara SPT, de hecho, son sensiblemente superiores a estos.

En Jiménez Salas et al. (1975) se recomienda el uso de un factor de corrección de 1.3:

- $N(\text{Puntaza}) = 1.3N(\text{SPT})$

El rechazo con puntaza será $N \geq 65$

Tabla 25

Numero de golpes del ensayo de penetración estándar (P-01) Estribo

Derecho

SONDAJE	CP/SP T	PROFUNDIDAD (m)	GOLPEO	C P	SP T	NSP T	COMPACIDAD / CONSISTENCIA
	CP-01	6.50	11,15, R	R	-	R	Compacta
	CP-02	8.00	16,14,19	33	-	33	Compacta
	CP-03	9.50	10/50,R,R	R	-	R	Compacta
	CP-04	11.00	14,12,R	R	-	R	Compacta
P-01	SPT-01	13.00	13,16,7/50	-	R	R	Compacta
(Estribo	SPT-02	15.35	14,20,5/50	-	R	R	Compacta
Derecho)	SPT-03	19.10	19,22,20	-	42	42	Compacta
	SPT-04	21.05	20,22,21	-	43	43	Compacta
	SPT-05	24.00	24,22,20	-	42	42	Compacta
	CP-05	25.45	26,24,30	54	-	54	Muy Compacta
	CP-06	27.15	32,30,27	57	-	57	Muy Compacta
	CP-07	28.35	5/50,R	R	-	R	Compacta

b) Resumen de Parámetros Geotécnicos.

Tabla 26

Resumen parámetros Geotécnicos del P-01

COTA msnm	Profundidad (m)		Método	Material	Parámetros Geotécnicos			
	Inicio	Fin			NSPT	ϕ (°) For mul a	ϕ (°) Laborat orio	RMR
271.8	0.00	1.00	SIN	COBERTUR	30	40	30	-
270.8	1.00	2.00	METODO	A	30	40	30	-
269.8	2.00	3.00			50	42	30	-
268.8	3.00	4.00			50	42	30	-
267.8	4.00	5.00			50	42	30	-
266.8	5.00	6.00		ARENAS	50	42	30	-
265.8	6.00	7.00	BETA	CON	50	42	30	-
264.8	7.00	8.00		GRAVAS Y	33	40	30	-
263.8	8.00	9.00		LIMOS	33	40	30	-
262.8	9.00	10.00			50	42	30	-
261.8	10.00	11.00			50	42	30	-
260.8	11.00	12.00	BETA	ARCILLAS	30	40	28	-
259.8	12.00	13.00		ARENAS	50	42	31.6	-
258.8	13.00	14.00		CON	50	42	31.6	-
257.8	14.00	15.00	BETA	GRAVAS Y	50	42	31.6	-
256.8	15.00	16.00		LIMOS	50	42	31.6	-
255.8	16.00	17.00			50	42	31.6	-
254.8	17.00	18.00	BETA	ARCILLAS	50	42	28	-
253.8	18.00	19.00		ARENAS	42	41	28	-
252.8	19.00	20.00	BETA	LIMOSAS	42	41	30.3	-
251.8	20.00	21.00		ARENAS	43	41	28	-
250.8	21.00	22.00		LIMOSAS	43	41	28	-
249.8	22.00	23.00	BETA	ARCILLAS	42	41	26	-
248.8	23.00	24.00			42	41	26	-
247.8	24.00	25.00		ARENAS	50	41	28	-
246.8	25.00	26.00		LIMOSAS	50	42	28	-
245.8	26.00	27.00		CON	50	42	28	-
244.8	27.00	28.00	BETA	ARCILLOSA	50	42	28	-
243.8	28.00	29.00		S	50	42	28	-
242.8	29.00	30.00		COMPACTA	50	42	28	-
241.8	30.00	31.00		S	-	-	-	51.00
240.8	31.00	32.00		GRANODIO	-	-	-	48.00
239.8	32.00	33.00	KULHAWY	RITA MUY	-	-	-	46.00
238.8	33.00	34.00		ALTERADA	-	-	-	48.00
237.8	34.00	35.00			-	-	-	48.00

El ángulo de fricción a utilizar en el análisis de capacidad portante será el obtenido mediante formula $(27.5+9.2\log(N1)60)$ debido a que es el más representativo (golpes de ensayo SPT y CP), omitiendo los resultados del laboratorio.

5.2.1.2 Características de la Estructura.

La estructura Estribo Derecho (ED-01) en la margen derecha presenta las siguientes características, se trata de una zapata de concreto armado, rectangular de 4.65mx7.50m y una altura de 5.51 m.

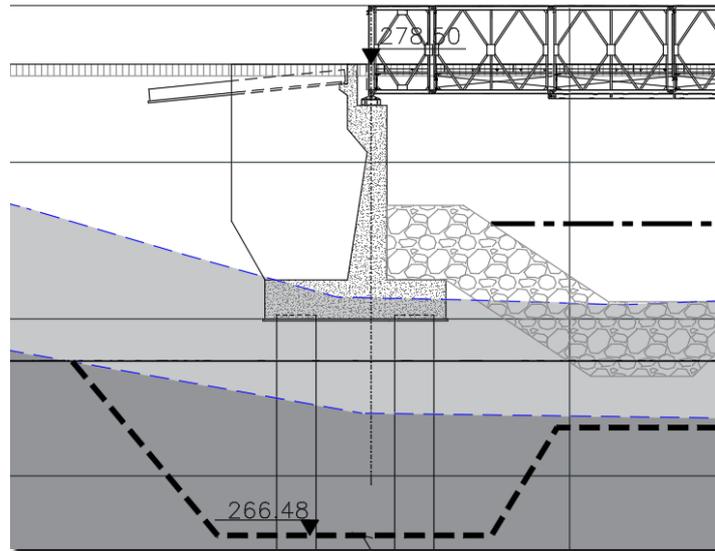


Figura 20. Vista en perfil de la estructura del estribo derecho (ED-01).

5.2.1.3 Capacidad de carga del suelo de fundación.

El análisis se realizó para una cimentación profunda, compuesta por pilotes excavados en material heterogéneo, emplazando la punta del pilote en roca muy alterada, en términos generales, la resistencia total (q_T) de los pilotes excavados según el AASHTO LRFD 2017 (10.8 Drilled Shafts) será:

$$q_T = (q_S \phi_{qs} + q_P \phi_{qp}) - W_p$$

En el cual:

$$q_P = q_p A_p$$

$$q_S = q_s A_s$$



W_p = el producto de la densidad del concreto γ_C por el área del pilote.

Donde:

q_T = Resistencia total

q_P = Resistencia nominal en la punta del pilote

q_S = Resistencia nominal por fuste del pilote

ϕ_{qp} = Factor de resistencia para la resistencia de la punta del pilote

ϕ_{qs} = Factor de resistencia para la resistencia por fuste del pilote

q_s = Resistencia unitaria lateral

q_p = Resistencia unitaria en la punta

A_p = Área de la punta del pilote

A_s = Área de la superficie lateral del pilote

- **Resistencia por Fuste.**

Para pilotes perforados empotrados en roca fracturada, Kulhawy recomendó que la resistencia friccional unitaria se tomará como:

$$q_s = (0.65 * \alpha_E * (q_o/P_a)^{1/2}) * P_a$$

Donde:

P_a = Presión atmosférica (0.10 Mpa)

α_E = Factor de modificación de junta (depende de RQD%)

q_o = Compresión Uniaxial (MPa)

Tabla 27

Estimación de αE , O'Neill and Reese 1999.

RQD %	FACTOR DE MODIFICACIÓN αE
100	0.85
70	0.55
50	0.55
30	0.50
20	0.45

Para obtener la resistencia nominal por fuste del pilote qS , se debe multiplicar la resistencia friccional unitaria con el área de la superficie lateral del pilote:

$$qS = q_s * A_s$$

qS = Resistencia Friccional Nominal en el Fuste (Ton)

A_s = Área de la superficie lateral del pilote ($2*\pi*r*h$)

D = diámetro del pilote= 1.20 m

q_s = Resistencia friccional unitaria (Ton/m²).

- **Resistencia por Punta:**

Para pilotes perforados empotrados en roca fracturada, el AASHTO 2017 recomienda que la resistencia en punta unitaria se tomará como:

$$q_p = A + q_o [m_b * (A / q_o) + s] a$$

Donde:

q_o = Compresión Uniaxial (MPa)



s , a y m_b = Parámetros de fuerza Hoek – Brown depende de GSI para rocas fracturadas

$$s = e^{\left(\frac{GSI-100}{9-3D}\right)} \quad m_b = m_i e^{\left(\frac{GSI-100}{28-14D}\right)} \quad a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{\frac{-GSI}{15}} - e^{\frac{-20}{3}} \right)$$

$$A = \sigma'_{vb} + q_o [m_b * (\sigma'_{vb} / q_o) + s]^a$$

σ'_{vb} = Esfuerzo vertical efectivo en la base

Para obtener la resistencia nominal en la punta del pilote qP , se debe multiplicar la resistencia unitaria en la punta con el área de la punta del pilote:

$$qP = q_p * A_p$$

Donde:

qP = Resistencia Nominal en la Punta (Ton)

A_p = Área de la punta del pilote ($\pi * r^2$)

D = diámetro del pilote= 1.20 m

q_p = Resistencia unitaria en la Punta (Ton/m²)

Para pilotes excavados en roca, la resistencia total (qT) será:

$$qT = (qS \phi_{qs} + qP \phi_{qp}) - Wp$$

En el cual:

Wp = el producto de la densidad del concreto γC por el área del pilote.

densidad del concreto γC por el área del pilote.

Method/Soil/Condition		Resistance Factor	
Nominal Axial Compressive Resistance of Single-Drilled Shafts, ϕ_{axial}	Side resistance in clay	α -method (Brown et al., 2010)	0.45
	Tip resistance in clay	Total Stress (Brown et al., 2010)	0.40
	Side resistance in sand	β -method (Brown et al., 2010)	0.55
	Tip resistance in sand	Brown et al. (2010)	0.50
	Side resistance in cohesive IGMs	Brown et al. (2010)	0.60
	Tip resistance in cohesive IGMs	Brown et al. (2010)	0.55
	Side resistance in rock	Kulhawy et al. (2005) Brown et al. (2010)	0.55
	Side resistance in rock	Carter and Kulhawy (1988)	0.50
	Tip resistance in rock	Canadian Geotechnical Society (1985) Pressuremeter Method (Canadian Geotechnical Society, 1985) Brown et al. (2010)	0.50
	Block Failure, ϕ_{b1}	Clay	0.55
Uplift Resistance of Single-Drilled Shafts, ϕ_{up}	Clay	α -method (Brown et al., 2010)	0.35
	Sand	β -method (Brown et al., 2010)	0.45
	Rock	Kulhawy et al. (2005) Brown et al. (2010)	0.40
Group Uplift Resistance, ϕ_{up}	Sand and clay	0.45	
Horizontal Geotechnical Resistance of Single Shaft or Shaft Group	All materials	1.0	

Figura 21. Factores de resistencia para pilotes excavados según el tipo de material.

5.2.1.4 Capacidad de carga por Pilote en el Estado Límite de Resistencia.

A continuación, se detalla los resultados de las cargas de pilotes de diámetro 1.20 m y en estado límite de resistencia y evento extremo.

Tabla 28

Resultados de Resistencia Total en Estado Limite de Resistencia D=1.20

COTA msm	Profundidad (m)		Método	Material	RESISTENCIA NOMINAL				ELR			
	Inicio	Fin			Qs (Ton)	Qp (Ton)	Qt (Ton)	Qlevan (Ton)	Qs (Ton)	Qp (Ton)	Qt (Ton)	Qlevan (Ton)
271.8	0.00	1.00	SIN METODO	COBERTURA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
270.8	1.00	2.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
269.8	2.00	3.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
268.8	3.00	4.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
267.8	4.00	5.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
266.8	5.00	6.00	BETA	ARENAS CON	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
265.8	6.00	7.00		GRAVAS Y	22.13	244.56	247.69	41.13	12.17	122.28	115.45	28.96
264.8	7.00	8.00		LIMOS	41.17	161.41	180.86	62.88	22.64	80.71	81.63	40.24
263.8	8.00	9.00		61.15	161.41	198.13	85.58	33.63	80.71	89.91	51.95	
262.8	9.00	10.00		86.54	244.56	303.96	113.69	47.60	122.28	142.74	66.09	
261.8	10.00	11.00	BETA	ARCILLAS	112.84	244.56	327.54	142.70	62.06	122.28	154.48	80.64
260.8	11.00	12.00			121.87	122.15	211.45	154.45	54.84	48.86	71.13	87.42
259.8	12.00	13.00			149.80	244.56	359.07	185.09	82.39	122.28	169.38	102.70
258.8	13.00	14.00			178.47	244.56	385.03	216.47	98.16	122.28	182.44	118.31
257.8	14.00	15.00			207.85	244.56	411.70	248.56	114.32	122.28	195.88	134.25
256.8	15.00	16.00	BETA	GRAVAS Y	237.91	244.56	439.04	281.34	130.85	122.28	209.70	150.49
255.8	16.00	17.00		LIMOS	268.61	244.56	467.03	314.75	147.74	122.28	223.87	167.02
254.8	17.00	18.00		283.01	254.47	488.63	331.87	127.36	101.79	180.29	176.21	
253.8	18.00	19.00		312.60	205.43	466.46	364.18	171.93	102.72	223.07	192.24	
252.8	19.00	20.00		342.75	205.43	493.89	397.04	188.51	102.72	236.94	208.52	
251.8	20.00	21.00	BETA	ARENAS	373.75	210.32	527.07	430.75	205.56	105.16	253.72	225.19
250.8	21.00	22.00		LIMOSAS	405.27	210.32	555.88	464.99	222.90	105.16	268.35	242.09
249.8	22.00	23.00		424.25	213.75	575.57	486.68	190.91	85.50	213.98	253.34	
248.8	23.00	24.00		444.13	213.75	592.74	509.28	199.86	85.50	220.22	265.00	
247.8	24.00	25.00		480.50	264.13	676.76	548.35	264.27	132.06	328.48	284.08	
246.8	25.00	26.00	BETA	ARENAS	517.37	264.13	710.92	587.94	284.55	132.06	346.04	303.39
245.8	26.00	27.00		ARCILLOSAS	554.73	264.13	745.57	628.02	305.10	132.06	363.88	322.92
244.8	27.00	28.00		COMPACTAS	593.46	278.80	796.25	669.46	326.40	139.40	389.80	343.06
243.8	28.00	29.00		632.66	278.80	832.75	711.38	347.96	139.40	408.65	363.41	
242.8	29.00	30.00		672.34	278.80	869.71	753.77	369.79	139.40	427.76	383.98	
241.8	30.00	31.00	KULHAWY	A MUY	957.83	675.96	1549.64	1041.97	526.81	337.98	780.64	515.17
240.8	31.00	32.00			1214.29	595.09	1722.52	1301.15	667.86	297.54	878.54	633.29
239.8	32.00	33.00			1427.20	550.33	1887.95	1516.77	784.96	275.16	970.55	731.81
238.8	33.00	34.00			1669.14	619.55	2196.40	1761.42	918.03	309.78	1135.51	843.40
237.8	34.00	35.00			1925.59	631.33	2461.92	2020.60	1059.08	315.66	1279.74	961.52

5.2.1.5 Capacidad de carga por Grupo de pilotes (2x2).

La resistencia individual de cada pilote en un grupo debe reducirse aplicando un factor de ajuste (η), considerando un diámetro D : 1.20 m, grupo de 4 pilotes distribuidos equitativamente y espaciadas 3.60 m longitudinalmente.

0.80 para
 $e=3.60$ m

Shaft Group Configuration	Shaft Center-to-Center Spacing	Special Conditions	Reduction Factor for Group Effects, η
Single Row	$2D$		0.90
	$3D$ or more		1.0
Multiple Row	$2.5D$		0.67
	$3D$		0.80
	$4D$ or more		1.0
Single and Multiple Rows	$2D$ or more	Shaft group cap in intimate contact with ground consisting of medium dense or denser soil, and no scour below the shaft cap is anticipated	1.0
Single and Multiple Rows	$2D$ or more	Pressure grouting is used along the shaft sides to restore lateral stress losses caused by shaft installation, and the shaft tip is pressure grouted	1.0

Figura 22: Factores de reducción de grupo para resistencia de los pilotes.

Siendo así, para calcular la resistencia por grupo de pilotes se utilizará la siguiente fórmula:

$$R_G = G \cdot \eta \cdot R_T$$

Dónde: G : Número de pilotes en el Grupo (4)

R_T : Resistencia ELR Factorizada

η : Factor de reducción (0.80)



Tabla 29

Resultados de resistencia para ELR grupo de 04 pilotes.

COTA msnm	Profundidad (m)		Método	Material	GRUPO 4
	Inicio	Fin			ELR
271.8	0.00	1.00	SIN METODO	COBERTURA	0.00
270.8	1.00	2.00			0.00
269.8	2.00	3.00			0.00
268.8	3.00	4.00			0.00
267.8	4.00	5.00			0.00
266.8	5.00	6.00	BETA	ARENAS CON	0.00
265.8	6.00	7.00		GRAVAS Y	369.45
264.8	7.00	8.00		LIMOS	261.22
263.8	8.00	9.00			287.71
262.8	9.00	10.00			456.76
261.8	10.00	11.00			494.35
260.8	11.00	12.00		ARCILLAS	227.61
259.8	12.00	13.00			542.03
258.8	13.00	14.00		ARENAS CON	583.80
257.8	14.00	15.00		GRAVAS Y	626.82
256.8	15.00	16.00	LIMOS	671.04	
255.8	16.00	17.00		716.39	
254.8	17.00	18.00	BETA	ARCILLAS	576.92
253.8	18.00	19.00		713.84	
252.8	19.00	20.00	BETA	ARENAS	758.21
251.8	20.00	21.00		LIMOSAS	811.91
250.8	21.00	22.00		858.71	
249.8	22.00	23.00	BETA	ARCILLAS	684.75
248.8	23.00	24.00			704.69
247.8	24.00	25.00		1051.13	
246.8	25.00	26.00		1107.33	
245.8	26.00	27.00	BETA	ARENAS	1164.41
244.8	27.00	28.00		ARCILLOSAS	1247.36
243.8	28.00	29.00		COMPACTAS	1307.67
242.8	29.00	30.00		1368.82	
241.8	30.00	31.00		2498.05	
240.8	31.00	32.00		GRANODIORIT	2811.34
239.8	32.00	33.00	KULHAWY	A MUY	3105.75
238.8	33.00	34.00		ALTERADA	3633.64
237.8	34.00	35.00			4095.16



5.2.1.6 Coeficiente de Balasto

Para el cálculo del coeficiente de Balasto K_h en cimentaciones profundas embebidas en roca, se utiliza la siguiente formula:

$$K_h = (k_{ho} + n_h * Z) * D$$

Donde:

K_{ho} = Coeficiente de reacción en función de la roca, compresión uniaxial y GSI

n_h = Coeficiente de reacción en función del módulo de elasticidad del concreto y el

empotramiento del pilote en la roca.

D = Diámetro del Pilote

Z = Longitud del pilote embebido

E_p = Modulo de elasticidad del concreto

Así mismo:

$$k_{ho} = (q_o * 10^3)^{0.5} * 10^{(GSI-10)/40}$$

$$n_h = [(2 * E_p * I_p) / (k_{ho} * L^4)]$$



Tabla 30

Coefficiente de Balasto Horizontal de la columna investigada.

COTA msnm	Profundidad (m)		Material	Kho	nh	Kh
	Inicio	Fin		Coefic.	Const.	(Ton/m ³)
271.8	0.00	1.00	COBERTURA	0.00	0.00	0.00
270.8	1.00	2.00		0.00	0.00	0.00
269.8	2.00	3.00		0.00	0.00	0.00
268.8	3.00	4.00		0.00	0.00	0.00
267.8	4.00	5.00		0.00	0.00	0.00
266.8	5.00	6.00		0.00	0.00	0.00
265.8	6.00	7.00	ARENAS CON GRAVAS Y LIMOS	2279.07	1.82	1519.38
264.8	7.00	8.00		1618.20	1.29	2157.60
263.8	8.00	9.00		1521.53	1.22	3043.05
262.8	9.00	10.00		1970.36	1.58	5254.29
261.8	10.00	11.00		1893.04	1.51	6310.15
260.8	11.00	12.00	ARCILLAS	1198.02	0.96	4792.09
259.8	12.00	13.00		1762.30	1.41	8224.06
258.8	13.00	14.00		1706.18	1.36	9099.62
257.8	14.00	15.00	ARENAS CON GRAVAS Y LIMOS	1654.95	1.32	9929.69
256.8	15.00	16.00		1607.91	1.29	10719.38
255.8	16.00	17.00		1564.49	1.25	11472.90
254.8	17.00	18.00	ARCILLAS	1524.23	1.22	12193.83
253.8	18.00	19.00		1278.70	1.02	11082.03
252.8	19.00	20.00	ARENAS LIMOSAS	1245.97	1.00	11629.08
251.8	20.00	21.00		1241.99	0.99	12419.91
250.8	21.00	22.00		1213.04	0.97	12939.10
249.8	22.00	23.00	ARCILLAS	1159.91	0.93	13145.62
248.8	23.00	24.00		1134.59	0.91	13615.07
247.8	24.00	25.00		1396.58	1.12	17689.95
246.8	25.00	26.00		1371.14	1.10	18281.87
245.8	26.00	27.00	ARENAS ARCILLOSAS COMPACTAS	1346.94	1.08	18857.13
244.8	27.00	28.00		1387.91	1.11	20355.95
243.8	28.00	29.00		1365.40	1.09	20936.17
242.8	29.00	30.00		1343.87	1.08	21501.95
241.8	30.00	31.00		125483.02	5.90	125490.10
240.8	31.00	32.00	GRANODIORITA MUY ALTERADA	105580.80	7.01	105597.63
239.8	32.00	33.00		94098.99	7.87	94127.32
238.8	33.00	34.00		105580.80	7.01	105614.47
237.8	34.00	35.00		105580.80	7.01	105622.88

Tabla 31

Coefficiente de Balasto Vertical de la columna investigada.

COTA msnm	Profundidad (m)		Material	σ (Ton/m ²)	Kv (Ton/m ³)
	Inicio	Fin			
271.8	0.00	1.00	COBERTURA	0.000	0.000
270.8	1.00	2.00		0.000	0.000
269.8	2.00	3.00		0.000	0.000
268.8	3.00	4.00		0.000	0.000
267.8	4.00	5.00		0.000	0.000
266.8	5.00	6.00	ARENAS CON GRAVAS Y LIMOS	0.000	0.000
265.8	6.00	7.00		102.083	12249.932
264.8	7.00	8.00		72.179	8661.449
263.8	8.00	9.00		79.496	9539.535
262.8	9.00	10.00		126.206	15144.771
261.8	10.00	11.00	ARCILLAS	136.595	16391.362
260.8	11.00	12.00		62.892	7547.055
259.8	12.00	13.00		149.768	17972.162
258.8	13.00	14.00		161.311	19357.296
257.8	14.00	15.00		173.198	20783.788
256.8	15.00	16.00	ARENAS CON GRAVAS Y LIMOS	185.415	22249.779
255.8	16.00	17.00		197.947	23753.646
254.8	17.00	18.00		159.408	19128.949
253.8	18.00	19.00		197.241	23668.960
252.8	19.00	20.00		209.502	25140.189
251.8	20.00	21.00	ARCILLAS	224.338	26920.593
250.8	21.00	22.00		237.270	28472.390
249.8	22.00	23.00		189.203	22704.372
248.8	23.00	24.00		194.715	23365.747
247.8	24.00	25.00		290.438	34852.544
246.8	25.00	26.00	ARENAS ARCILLOSAS COMPACTAS	305.968	36716.216
245.8	26.00	27.00		321.740	38608.822
244.8	27.00	28.00		344.658	41359.005
243.8	28.00	29.00		361.324	43358.875
242.8	29.00	30.00		378.220	45386.369
241.8	30.00	31.00	GRANODIORITA MUY ALTERADA	690.237	82828.464
240.8	31.00	32.00		776.804	93216.425
239.8	32.00	33.00		858.153	102978.341
238.8	33.00	34.00		1004.015	120481.779
237.8	34.00	35.00		1131.537	135784.497



5.2.1.7 Asentamientos Presuntos de la Fundación.

El asentamiento para cimentaciones profundas, se rige por la siguiente expresión:

$$\rho = q_0 * I_p / d E_m)$$

Donde:

$$I_p = (L/B)^{1/2} / \beta z$$

d= Diámetro del Pilote cm

E_m = Modulo de masa rocosa = 10 (RMR-10)/40 Gpa

q_0 = Tensión vertical en la base del área (Kg/cm²)

βz = Factor que toma en cuenta la geometría y la rigidez de la zapata
(adimensional)

Tabla 32

Resultados de asentamientos.

COTA msnm	Profundidad (m)		Material	Se1 (mm)	Se2 (mm)	Se3 (mm)	St (mm)
	Inicio	Fin					
271.8	0.00	1.00	COBERTURA	0.00	0.00	0.00	0.000
270.8	1.00	2.00		0.00	0.00	0.00	0.000
269.8	2.00	3.00		0.000	0.000	0.000	0.000
268.8	3.00	4.00		0.000	0.000	0.000	0.000
267.8	4.00	5.00		0.000	0.000	0.000	0.000
266.8	5.00	6.00		ARENAS CON GRAVAS Y LIMOS	0.000	0.000	0.000
265.8	6.00	7.00	0.371		33.008	0.471	33.850
264.8	7.00	8.00	0.304		21.785	0.783	22.872
263.8	8.00	9.00	0.362		21.785	1.053	23.201
262.8	9.00	10.00	0.603		33.008	1.365	34.976
261.8	10.00	11.00	0.696		33.008	1.645	35.348
260.8	11.00	12.00	ARCILLAS	-	-	-	13.699
259.8	12.00	13.00		0.877	33.008	1.903	35.788
258.8	13.00	14.00	ARENAS CON GRAVAS Y LIMOS	0.990	33.008	2.135	36.132
257.8	14.00	15.00		1.111	33.008	2.351	36.469
256.8	15.00	16.00		1.239	33.008	2.554	36.801
255.8	16.00	17.00		1.376	33.008	2.747	37.130
254.8	17.00	18.00	ARCILLAS	-	-	-	34.722
253.8	18.00	19.00		1.479	27.727	2.925	32.131
252.8	19.00	20.00	ARENAS LIMOSAS	1.626	27.727	3.079	32.431
251.8	20.00	21.00		1.802	28.387	3.231	33.419
250.8	21.00	22.00		1.966	28.387	3.377	33.730
249.8	22.00	23.00	ARCILLAS	-	-	-	41.212
248.8	23.00	24.00		-	-	-	42.412
247.8	24.00	25.00		2.725	27.028	2.747	32.500
246.8	25.00	26.00		2.943	27.028	2.869	32.840
245.8	26.00	27.00	ARENAS ARCILLOSAS COMPACTAS	3.171	27.028	2.988	33.187
244.8	27.00	28.00		3.496	28.530	3.108	35.133
243.8	28.00	29.00		3.750	28.530	3.225	35.504
242.8	29.00	30.00		4.014	28.530	3.339	35.883
241.8	30.00	31.00		-	-	-	0.142
240.8	31.00	32.00		-	-	-	0.142
239.8	32.00	33.00	GRANODIORITA MUY ALTERADA	-	-	-	0.142
238.8	33.00	34.00		-	-	-	0.142
237.8	34.00	35.00		-	-	-	0.142

5.2.1.8 Análisis de agresividad al concreto y a las Armaduras de Acero

Para determinar el grado de agresividad del terreno al concreto y al acero se realizó el análisis químico: Contenido de Sales Solubles Totales (MTC E 219), contenido de Sulfatos (ASTM D-516), Contenidos de Cloruros (ASTM D-512). Los resultados se distinguen en la siguiente tabla:

Tabla 33

resultados del análisis de agresividad al concreto y las armaduras

PROFUNDIDAD (m)	MUESTRA	SALES SOLUBLES (PPM)	SALES SOLUBLES (%)	SULFATOS (PPM)	CLORUROS (PPM)
29.70 – 35.05	M-07	841.800	0.081	164.600	79.219

5.2.2 Pilar Central (PC-02).

5.2.2.1 Ensayos de campo

a) Ensayo SPT

Los ensayos de penetración estándar (SPT) se realizan por hincas a percusión de un toma-muestras de pared partida, de 51 mm de diámetro exterior, obteniéndose una muestra alterada del terreno. Este ensayo permite obtener una idea de la consistencia o compacidad del terreno a la cota a la que se ejecuta el ensayo, contando el número de golpes necesarios para hacer penetrar la cuchara del SPT en 3 tramos de 15 cm.



Se obtiene el índice NSPT sumando los golpes obtenidos en los dos tramos de 15 cm. centrales. Estos ensayos se dan por terminados cuando la toma muestras se ha introducido totalmente o cuando en cualquiera de los tramos de 15 cm. se ha requerido más de 50 golpes, lo que se denomina rechazo (R).

- **Correlación del N obtenido en SPT Realizado con puntaza.**

En la realización de ensayos de penetración estándar (SPT) en gravas puede ser conveniente sustituir la cuchara habitual por la punta o puntaza, esto conlleva a tener que aplicarse un factor de corrección, puesto que los índices obtenidos de este modo son distintos a los que resultan con cuchara SPT, de hecho, son sensiblemente superiores a estos.

En Jiménez Salas et al. (1975) se recomienda el uso de un factor de corrección de 1.3:

- $N(\text{Puntaza})=1.3N(\text{SPT})$

El rechazo con puntaza será $N \geq 65$

Tabla 34

Numero de golpes del ensayo de penetración estándar (P-02) Pilar

Central.

SONDAJE	CP /SPT	PROFUNDIDAD (m)	GOLPE O	C P	SP T	NSP T	COMPACTIDAD / CONSISTENCIA
	CP-01	6.00	4/50,R,R	R	-	R	Compacta
	CP-02	8.00	10,6/50, R	R	-	R	Compacta
	SPT-01	10.00	6,10,16	-	26	26	Media
	SPT-02	11.90	7,10,12	-	22	22	Media
	SPT-03	14.00	17,10,15	-	25	25	Media
	SPT-04	16.20	8,25,5/50	-	33	33	Compacta
P-02 (Pilar Central)	SPT-05	18.00	11,15,13	-	28	28	Media
	SPT-06	20.50	16,19,7/5 0	-	R	R	Compacta
	SPT-07	22.30	16,14,4/5 0	-	R	R	Compacta
	SPT-08	24.00	9,15,9/50	-	R	R	Compacta
	SPT-09	26.00	15,R,R	-	R	R	Compacta
	SPT-10	28.00	9,R,R	-	R	R	Compacta
	SPT-11	30.20	R	-	R	R	Compacta

b) Resumen de Parámetros Geotécnicos.

Tabla 35

Resumen de parámetros Geotécnicos (PC-02)

COTA msnm	Profundidad (m)		Método	Material	γ (Ton/ m ³)	σ_v (Ton/ m ²)	σ_v' (Ton/ m ²)	Parámetros Geotécnicos			
	Inicio	Fin						NSP T	ϕ (°) Form ula	ϕ (°) Laborator io	RM R
271.25	0.00	1.00	SIN	COBERTUR A	0.00	0.00	0.00	50	42	34.7	-
270.25	1.00	2.00	METOD O		0.00	0.00	0.00	50	42	34.7	-
269.25	2.00	3.00			1.80	1.80	0.80	50	42	34.7	-
268.25	3.00	4.00			1.80	3.60	1.60	50	42	34.7	-
267.25	4.00	5.00		GRAVAS	1.80	5.40	2.40	50	42	34.7	-
266.25	5.00	6.00	BETA	CON	1.80	7.20	3.20	50	42	34.7	-
265.25	6.00	7.00		ARENAS	1.80	9.00	4.00	50	42	34.7	-
264.25	7.00	8.00			1.80	10.80	4.80	50	42	34.7	-
263.25	8.00	9.00			1.80	12.60	5.60	50	42	28.5	-
262.25	9.00	10.00			1.80	14.40	6.40	26	39	28.5	-
261.25	10.00	11.00			1.80	16.20	7.20	26	39	28.5	-
260.25	11.00	12.00			1.80	18.00	8.00	26	39	28.5	-
259.25	12.00	13.00			1.80	19.80	8.80	26	39	28.5	-
258.25	13.00	14.00			1.80	21.60	9.60	25	39	28.5	-
257.25	14.00	15.00		ARENAS LIMOSAS	1.80	23.40	10.4 0	25	39	28.5	-
256.25	15.00	16.00	BETA	CON MINIMA	1.80	25.20	11.2 0	33	40	28.5	-
255.25	16.00	17.00		ARCILLA	1.80	27.00	12.0 0	33	40	28.5	-
254.25	17.00	18.00			1.80	28.80	12.8 0	28	40	28.5	-
253.25	18.00	19.00			1.80	30.60	13.6 0	28	40	28.5	-
252.25	19.00	20.00			1.80	32.40	14.4 0	28	40	27.5	-
251.25	20.00	21.00		ARENAS LIMOSAS	1.80	34.20	15.2 0	50	42	27.5	-
250.25	21.00	22.00	BETA	COMPACT AS	1.80	36.00	16.0 0	50	42	27.5	-
249.25	22.00	23.00			1.80	37.80	16.8 0	50	42	27.5	-
248.25	23.00	24.00		ARENA CON	1.80	39.60	17.6 0	50	42	27	-
247.25	24.00	25.00	BETA	GRAVAS	1.80	41.40	18.4 0	50	42	27	-
246.25	25.00	26.00			1.90	43.30	19.3 0	50	42	31	-
245.25	26.00	27.00			1.90	45.20	20.2 0	50	42	31	-
244.25	27.00	28.00			1.90	47.10	21.1 0	50	42	31	-
243.25	28.00	29.00	BETA	GRAVAS CON	1.90	49.00	22.0 0	50	42	31	-
242.25	29.00	30.00		ARENAS	1.90	50.90	22.9 0	50	42	31	-
241.25	30.00	31.00			1.90	52.80	23.8 0	50	42	31	-
240.25	31.00	32.00			1.90	54.70	24.7 0	50	42	31	-
239.25	32.00	33.00	BETA	BLOQUES	2.00	56.70	25.7 0	50	42	31	-

El ángulo de fricción a utilizar en el análisis de capacidad portante será el obtenido mediante formula $(27.5+9.2\log(N_1)_{60})$ debido a que es el más representativo (golpes de ensayo SPT y CP), omitiendo los resultados del laboratorio.

5.2.2.2 Características de la Estructura

estructura Apoyo A1 en la margen derecha presenta las siguientes características:

Se trata de una zapata de concreto armado, rectangular de 5.20mx7.50m y una altura de 6.55 m.

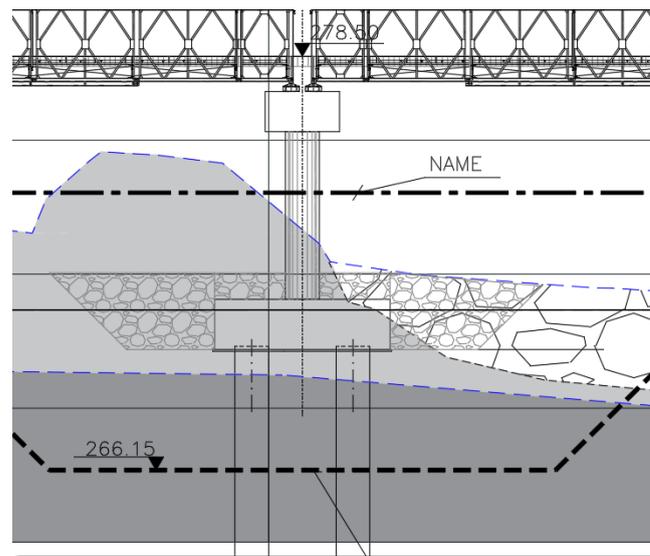


Figura 23. Vista en perfil de la estructura del Pilar Central

5.2.2.3 Capacidad de carga del suelo de fundación

El análisis se realizará para cimentación profunda, compuesta por pilotes excavados en material heterogéneo, emplazando la punta del pilote en material granular competente, en términos generales, la resistencia total



(q_T) de los pilotes excavados según el AASHTO LRFD 2017 (10.8 Drilled Shafts) será:

$$q_T = (q_S \phi_{qS} + q_P \phi_{qP}) - W_p$$

En el cual:

$$q_P = q_p A_p$$

$$q_S = q_s A_s$$

W_p = el producto de la densidad del concreto γ_C por el área del pilote.

5.2.2.4 Capacidad de carga por Pilote en el Estado Límite de Resistencia

A continuación, se detalla los resultados de las cargas de pilotes de diámetro 1.20 m en estado límite de resistencia y evento extremo.

Tabla 36

Resultados de Resistencia Total en Estado Limite de Resistencia D= 1.20 m.

COTA msnm	Profundidad (m)		Método	Material	RESISTENCIA NOMINAL					ELR							
	Inicio	Fin			Wp (Ton)	Qs (Ton)	Qp (Ton)	Qt (Ton)	Qlevan (Ton)	Qs (Ton)	Qp (Ton)	Qt (Ton)	Qlevan (Ton)				
271.25	0.00	1.00	SIN METODO	COBERTURA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
270.25	1.00	2.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
269.25	2.00	3.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
268.25	3.00	4.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
267.25	4.00	5.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00			
266.25	5.00	6.00	BETA	GRAVAS CON ARENAS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00				
265.25	6.00	7.00			19.00	22.13	244.56	247.69	41.13	12.17	122.28	115.45	28.96				
264.25	7.00	8.00			21.71	45.47	244.56	268.32	67.19	25.01	122.28	125.57	42.18				
263.25	8.00	9.00			24.43	69.89	244.56	290.02	94.32	38.44	122.28	136.29	55.88				
262.25	9.00	10.00			27.14	88.56	127.17	188.59	115.70	48.71	63.59	85.15	67.00				
261.25	10.00	11.00			29.86	107.98	127.17	205.29	137.84	59.39	63.59	93.12	78.45				
260.25	11.00	12.00			32.57	128.10	127.17	222.70	160.67	70.45	63.59	101.47	90.22				
259.25	12.00	13.00			35.29	148.88	127.17	240.76	184.16	81.88	63.59	110.18	102.28				
258.25	13.00	14.00			BETA	ARENAS LIMOSAS CON MINIMA ARCILLA	38.00	169.92	122.28	254.20	207.92	93.45	61.14	116.59	114.46		
257.25	14.00	15.00					40.72	191.55	122.28	273.11	232.26	105.35	61.14	125.78	126.91		
256.25	15.00	16.00	43.43	216.55			161.41	334.53	259.97	119.10	80.71	156.38	140.87				
255.25	16.00	17.00	46.14	242.13			161.41	357.39	288.27	133.17	80.71	167.73	155.10				
254.25	17.00	18.00	48.86	266.51			136.95	354.61	315.37	146.58	68.48	166.20	168.79				
253.25	18.00	19.00	51.57	291.42			136.95	376.80	342.99	160.28	68.48	177.19	182.71				
252.25	19.00	20.00	54.29	316.84			136.95	399.50	371.12	174.26	68.48	188.45	196.86				
251.25	20.00	21.00	BETA	ARENAS LIMOSAS COMPACTAS			57.00	349.92	244.56	537.48	406.92	192.45	122.28	257.73	214.46		
250.25	21.00	22.00					59.72	383.55	244.56	568.39	443.26	210.95	122.28	273.52	232.31		
249.25	22.00	23.00					62.43	417.71	244.56	599.84	480.14	229.74	122.28	289.59	250.40		
248.25	23.00	24.00			BETA	ARENA CON GRAVAS	65.14	452.40	244.56	631.81	517.54	248.82	122.28	305.95	268.72		
247.25	24.00	25.00					67.86	487.59	244.56	664.29	555.45	268.18	122.28	322.60	287.27		
246.25	25.00	26.00					70.57	523.34	244.56	697.33	593.92	287.84	122.28	339.55	306.08		
245.25	26.00	27.00					73.29	559.64	244.56	730.92	632.93	307.80	122.28	356.80	325.13		
244.25	27.00	28.00					76.00	596.48	244.56	765.04	672.48	328.06	122.28	374.34	344.42		
243.25	28.00	29.00					BETA	GRAVAS CON ARENAS	78.72	633.83	244.56	799.68	712.55	348.61	122.28	392.17	363.94
242.25	29.00	30.00							81.43	671.70	244.56	834.83	753.13	369.43	122.28	410.28	383.69
241.25	30.00	31.00	84.14	710.06					244.56	870.48	794.21	390.53	122.28	428.67	403.67		
240.25	31.00	32.00	86.86	748.92					244.56	906.63	835.78	411.91	122.28	447.33	423.87		
239.25	32.00	33.00	BETA	BLOQUES					89.57	788.32	244.56	943.31	877.89	433.58	122.28	466.28	444.32

5.2.2.5 Capacidad de Carga por Grupo de Pilotes (2x3)

La resistencia individual de cada pilote en un grupo debe reducirse aplicando un factor de ajuste (η), considerando un diámetro D: 1.20 m, grupo de 6 pilotes distribuidos equitativamente y espaciadas 3.60 m longitudinalmente.

Shaft Group Configuration	Shaft Center-to-Center Spacing	Special Conditions	Reduction Factor for Group Effects, η
Single Row	2D		0.90
	3D or more		1
Multiple Row	2.5D		0.80
	3D		0.80
	4D or more		1.0
Single and Multiple Rows	2D or more	Shaft group cap in intimate contact with ground consisting of medium dense or denser soil, and no scour below the shaft cap is anticipated	1.0
Single and Multiple Rows	2D or more	Pressure grouting is used along the shaft sides to restore lateral stress losses caused by shaft installation, and the shaft tip is pressure grouted	1.0

0.80 para e=3.60 m

Figura 24. Factores de reducción de grupo para resistencia de los pilotes

Siendo así, para calcular la resistencia por grupo de pilotes se utilizará la siguiente fórmula:

$$R_G = G_g * \eta * R_T$$

Dónde:

G_g: Número de pilotes en el Grupo (6)

R_T: Resistencia ELR Factorizada

η : Factor de reducción (0.80)



Tabla 37

Resultados de resistencia para Estado Limite de Resistencia (ELR)

COTA msnm	Profundidad (m)		Método	Material	GRUPO 6 ELR		
	Inicio	Fin					
271.25	0.00	1.00	IN METODO	COBERTURA	0.00		
270.25	1.00	2.00			0.00		
269.25	2.00	3.00			0.00		
268.25	3.00	4.00			0.00		
267.25	4.00	5.00			0.00		
266.25	5.00	6.00			BETA	GRAVAS CON ARENAS	0.00
265.25	6.00	7.00					554.17
264.25	7.00	8.00					602.76
263.25	8.00	9.00					654.19
262.25	9.00	10.00					408.72
261.25	10.00	11.00					446.96
260.25	11.00	12.00					487.05
259.25	12.00	13.00	BETA	ARENAS	528.87		
258.25	13.00	14.00		LIMOSAS CON	559.65		
257.25	14.00	15.00		MINIMA	603.72		
256.25	15.00	16.00		ARCILLA	750.60		
255.25	16.00	17.00			805.11		
254.25	17.00	18.00			797.77		
253.25	18.00	19.00			850.50		
252.25	19.00	20.00			904.56		
251.25	20.00	21.00			1237.12		
250.25	21.00	22.00			LIMOSAS	1312.87	
249.25	22.00	23.00			COMPACTAS	1390.04	
248.25	23.00	24.00		BETA	ARENA CON	1468.58	
247.25	24.00	25.00	GRAVAS		1548.47		
246.25	25.00	26.00			1629.83		
245.25	26.00	27.00			1712.63		
244.25	27.00	28.00			1796.84		
243.25	28.00	29.00	BETA		GRAVAS CON ARENAS	1882.42	
242.25	29.00	30.00			1969.36		
241.25	30.00	31.00			2057.62		
240.25	31.00	32.00			2147.18		
239.25	32.00	33.00	BETA	BLOQUES	2238.16		

5.2.2.6 Coeficiente de Balasto

Para el cálculo del coeficiente de Balasto K_h en cimentaciones profundas embebidas en roca, se utiliza la siguiente formula:

$$K_h = (k_{ho} + n_h * Z) * D$$

Donde:

K_{ho} = Coeficiente de reacción en función de la roca, compresión uniaxial y GSI

n_h = Coeficiente de reacción en función del módulo de elasticidad del concreto y el empotramiento del pilote en la roca.

D = Diámetro del Pilote

Z = Longitud del pilote embebido

E_p = Modulo de elasticidad del concreto

Así mismo:

$$K_{ho} = (q_o * 103)^{0.5} * 10(GSI-10)/40$$

$$n_h = [(2 * E_p * I_p) / (k_{ho} * L^4)]$$

Tabla 38

Coefficiente de balasto horizontal de la columna investigada

COTA msnm	Profundidad (m)		Material	Kho	nh	Kh
	Inicio	Fin		Coefic.	Const.	(Ton/m3)
271.25	0.00	1.00	COBERTURA	0.00	0.00	0.00
270.25	1.00	2.00		0.00	0.00	0.00
269.25	2.00	3.00		0.00	0.00	0.00
268.25	3.00	4.00		0.00	0.00	0.00
267.25	4.00	5.00		0.00	0.00	0.00
266.25	5.00	6.00	GRAVAS CON ARENAS	0.00	0.00	0.00
265.25	6.00	7.00		2279.07	1.82	1519.38
264.25	7.00	8.00		2159.67	1.73	2879.56
263.25	8.00	9.00		2058.24	1.65	4116.48
262.25	9.00	10.00		1163.16	0.93	3101.76
261.25	10.00	11.00		1099.57	0.88	3665.23
260.25	11.00	12.00		1044.44	0.84	4177.75
259.25	12.00	13.00	ARENAS	996.05	0.80	4648.22
258.25	13.00	14.00	LIMOSAS CON	915.51	0.73	4882.71
257.25	14.00	15.00	MINIMA	878.16	0.70	5268.96
256.25	15.00	16.00	ARCILLA	1118.25	0.89	7454.98
255.25	16.00	17.00		1081.59	0.87	7931.67
254.25	17.00	18.00		886.94	0.71	7095.49
253.25	18.00	19.00		859.17	0.69	7446.13
252.25	19.00	20.00		833.56	0.67	7779.86
251.25	20.00	21.00	ARENAS LIMOSAS	1418.93	1.14	14189.30
250.25	21.00	22.00	COMPACTAS	1388.09	1.11	14806.29
249.25	22.00	23.00		1359.03	1.09	15402.30
248.25	23.00	24.00	ARENA CON	1331.57	1.07	15978.87
247.25	24.00	25.00	GRAVAS	1305.58	1.04	16537.35
246.25	25.00	26.00		1277.93	1.08	17985.68
245.25	26.00	27.00		1251.81	1.06	18498.98
244.25	27.00	28.00		1227.08	1.04	18997.09
243.25	28.00	29.00	GRAVAS CON ARENAS	1203.63	1.02	19480.99
242.25	29.00	30.00		1181.34	1.00	19951.57
241.25	30.00	31.00		1160.13	0.98	20409.63
240.25	31.00	32.00		1139.90	0.96	20855.91
239.25	32.00	33.00	BLOQUES	1118.49	0.99	22369.80



Tabla 39

Coefficiente de balasto vertical de la columna investigada

COTA msnm	Profundidad (m)		Material	σ (Ton/m ²)	Kv (Ton/m ³)	
	Inicio	Fin				
271.25	0.00	1.00	COBERTURA	0.000	0.000	
270.25	1.00	2.00		0.000	0.000	
269.25	2.00	3.00		0.000	0.000	
268.25	3.00	4.00		0.000	0.000	
267.25	4.00	5.00		0.000	0.000	
266.25	5.00	6.00		GRAVAS CON ARENAS	0.000	0.000
265.25	6.00	7.00			102.083	12249.932
264.25	7.00	8.00			111.033	13323.917
263.25	8.00	9.00			120.506	14460.746
262.25	9.00	10.00			75.290	9034.784
261.25	10.00	11.00		82.334	9880.076	
260.25	11.00	12.00		89.718	10766.113	
259.25	12.00	13.00	ARENAS	97.421	11690.556	
258.25	13.00	14.00	LIMOSAS CON	103.091	12370.953	
257.25	14.00	15.00	MINIMA	111.210	13345.238	
256.25	15.00	16.00	ARCILLA	138.266	16591.970	
255.25	16.00	17.00		148.307	17796.795	
254.25	17.00	18.00		146.954	17634.526	
253.25	18.00	19.00		156.667	18800.096	
252.25	19.00	20.00		166.626	19995.139	
251.25	20.00	21.00	ARENAS	227.886	27346.342	
250.25	21.00	22.00	LIMOSAS COMPACTAS	241.841	29020.880	
249.25	22.00	23.00		256.055	30726.616	
248.25	23.00	24.00	ARENA CON	270.523	32462.767	
247.25	24.00	25.00	GRAVAS	285.238	34228.612	
246.25	25.00	26.00		300.226	36027.070	
245.25	26.00	27.00		315.478	37857.364	
244.25	27.00	28.00		330.990	39718.782	
243.25	28.00	29.00	GRAVAS CON ARENAS	346.755	41610.659	
242.25	29.00	30.00		362.770	43532.383	
241.25	30.00	31.00		379.028	45483.379	
240.25	31.00	32.00		395.526	47463.111	
239.25	32.00	33.00	BLOQUES	412.285	49474.184	



5.2.2.7 Asentamientos Presuntos de la Fundación

El asentamiento para cimentaciones profundas, se rige por la siguiente expresión:

$$\rho = q_0 * I_p / d E_m)$$

Donde:

$$I_p = (L/B)^{1/2} / \beta_z$$

d = Diámetro del Pilote cm

E_m = Modulo de masa rocosa = 10 (RMR-10)/40 Gpa

q₀ = Tensión vertical en la base del área (Kg/cm²)

β_z = Factor que toma en cuenta la geometría y la rigidez de la zapata (adimensional)

Tabla 40

Resultados de asentamientos.

COTA msnm	Profundidad (m)		Material	Se1 (mm)	Se2 (mm)	Se3 (mm)	St (mm)	
	Inicio	Fin						
271.25	0.00	1.00	COBERTURA	0.00	0.00	0.00	0.000	
270.25	1.00	2.00		0.00	0.00	0.00	0.000	
269.25	2.00	3.00		0.000	0.000	0.000	0.000	
268.25	3.00	4.00		0.000	0.000	0.000	0.000	
267.25	4.00	5.00	GRAVAS CON ARENAS	0.000	0.000	0.000	0.000	
266.25	5.00	6.00		0.000	0.000	0.000	0.000	
265.25	6.00	7.00		0.371	33.008	0.471	33.850	
264.25	7.00	8.00		0.445	33.008	0.865	34.318	
263.25	8.00	9.00		0.525	33.008	1.204	34.737	
262.25	9.00	10.00		0.363	17.164	1.397	18.924	
261.25	10.00	11.00		0.423	17.164	1.574	19.161	
260.25	11.00	12.00		0.489	17.164	1.738	19.391	
259.25	12.00	13.00		0.561	17.164	1.891	19.616	
258.25	13.00	14.00		ARENAS LIMOSAS CON MINIMA ARCILLA	0.623	16.504	2.032	19.159
257.25	14.00	15.00	0.704		16.504	2.166	19.375	
256.25	15.00	16.00	0.926		21.785	2.325	25.036	
255.25	16.00	17.00	1.033		21.785	2.476	25.294	
254.25	17.00	18.00	1.053		18.484	2.603	22.141	
253.25	18.00	19.00	1.165		18.484	2.727	22.376	
252.25	19.00	20.00	1.284		18.484	2.846	22.615	
251.25	20.00	21.00	ARENAS LIMOSAS COMPACTAS		1.893	33.008	3.025	37.926
250.25	21.00	22.00			2.068	33.008	3.196	38.271
249.25	22.00	23.00			2.251	33.008	3.361	38.620
248.25	23.00	24.00	ARENA CON GRAVAS	2.443	27.529	2.937	32.908	
247.25	24.00	25.00		2.645	27.529	3.066	33.239	
246.25	25.00	26.00		2.856	27.529	3.192	33.577	
245.25	26.00	27.00		3.077	27.529	3.315	33.921	
244.25	27.00	28.00	GRAVAS CON ARENAS	3.308	27.529	3.436	34.272	
243.25	28.00	29.00		3.549	27.529	3.554	34.631	
242.25	29.00	30.00		3.800	27.529	3.669	34.998	
241.25	30.00	31.00		4.062	27.529	3.783	35.373	
240.25	31.00	32.00		4.334	27.529	3.894	35.757	
239.25	32.00	33.00	BLOQUES	4.617	27.529	4.004	36.150	

5.2.2.8 Análisis de agresividad al concreto y a las Armaduras de Acero

Para determinar el grado de agresividad del terreno al concreto y al acero se realizó el análisis químico: Contenido de Sales Solubles Totales (MTC E 219), contenido de Sulfatos (ASTM D-516), Contenidos de Cloruros (ASTM D-512). Los resultados se distinguen en la siguiente tabla:

Tabla 41

Resultados del análisis de agresividad al concreto y las armaduras

PROFUNDIDAD (m)	MUESTRA	SALES	SALES	SULFATOS (PPM)	CLORUROS (PPM)
		SOLUBLES (PPM)	SOLUBLES (%)		
8.50 – 18.90	M-02	2100.00	0.21	1074.015	168.297

5.2.3 Estribo Izquierdo (EI-03).

5.2.3.1 Ensayos de campo

a) Ensayo SPT

Los ensayos de penetración estándar (SPT) se realizan por hinca a percusión de un toma-muestras de pared partida, de 51 mm de diámetro exterior, obteniéndose una muestra alterada del terreno. Este ensayo permite obtener una idea de la consistencia o compacidad del terreno a la cota a la que se ejecuta el ensayo, contando el número de golpes necesarios para hacer penetrar la cuchara del SPT en 3 tramos de 15 cm.



Se obtiene el índice NSPT sumando los golpes obtenidos en los dos tramos de 15 cm. centrales. Estos ensayos se dan por terminados cuando la toma muestras se ha introducido totalmente o cuando en cualquiera de los tramos de 15 cm. se ha requerido más de 50 golpes, lo que se denomina rechazo (R).

- **Correlación del N obtenido en SPT Realizado con puntaza.**

En la realización de ensayos de penetración estándar (SPT) en gravas puede ser conveniente sustituir la cuchara habitual por la punta o puntaza, esto conlleva a tener que aplicarse un factor de corrección, puesto que los índices obtenidos de este modo son distintos a los que resultan con cuchara SPT, de hecho, son sensiblemente superiores a estos.

En Jiménez Salas et al. (1975) se recomienda el uso de un factor de corrección de 1.3:

- $N(\text{Puntaza})=1.3N(\text{SPT})$

El rechazo con puntaza será $N \geq 65$



Tabla 42

Numero de golpes del ensayo de penetración estándar (EI-03) Estribo

Izquierdo.

SONDAJE	CP/SPT	PROFUNDIDAD (m)	GOLPEO	CP	SPT	NSPT	COMPACIDAD / CONSISTENCIA
	CP-01	6.00	12,5/50,R	R	-	R	Compacta
	CP-02	8.00	R	R	-	R	Compacta
	CP-03	10.00	22,20,10/50	R	-	R	Compacta
	SPT-01	12.00	13,16,12	-	28	28	Media
	SPT-02	14.00	24,22,20	-	42	42	Compacta
P-03	SPT-03	16.20	17,14,13	-	27	27	Media
(Estribo	SPT-04	18.00	16,13,R	-	R	R	Compacta
Izquierdo)	SPT-05	19.80	24,20,30	-	50	50	Muy Compacta
	SPT-06	22.60	16.13.14	-	27	27	Media
	SPT-07	25.80	17.14.12	-	26	26	Media
	SPT-08	27.60	15,12,10	-	22	22	Media
	CP-04	30.00	R	R	-	R	Compacta

b) Resumen parámetros Geotécnicos.

Tabla 43

parámetros geotécnicos del (MI-03)

COTA msnm	Profundidad (m)		Método	Material	γ (Ton/m ³)	σ_v (Ton/m ²)	σ_v' (Ton/m ²)	Parámetros Geotécnicos			
	Inicio	Fin						NSPT	ϕ (°) Formula	ϕ (°) Laboratorio	RMR
273.54	0.00	1.00	SIN METODO	COBERTUR A	0.00	0.00	0.00	30	40	30	-
272.54	1.00	2.00			0.00	0.00	0.00	50	42	30	-
271.54	2.00	3.00			1.80	1.80	0.80	50	42	30	-
270.54	3.00	4.00			1.80	3.60	1.60	50	42	30	-
269.54	4.00	5.00			1.80	5.40	2.40	50	42	30	-
268.54	5.00	6.00	BETA	ARENAS CON GRAVAS Y LIMOS	1.80	7.20	3.20	50	42	30	-
267.54	6.00	7.00			1.80	9.00	4.00	50	42	30	-
266.54	7.00	8.00			1.80	10.80	4.80	50	42	30	-
265.54	8.00	9.00			1.80	12.60	5.60	50	42	30	-
264.54	9.00	10.00			1.80	14.40	6.40	42	41	30	-
263.54	10.00	11.00			1.80	16.20	7.20	42	41	30	-
262.54	11.00	12.00			1.80	18.00	8.00	28	40	26	-
261.54	12.00	13.00			1.80	19.80	8.80	28	40	26	-
260.54	13.00	14.00			1.80	21.60	9.60	42	41	26	-
259.54	14.00	15.00			1.80	23.40	10.40	28	40	26	-
258.54	15.00	16.00	1.80	25.20	11.20	27	40	26	-		
257.54	16.00	17.00	1.80	27.00	12.00	27	40	26	-		
256.54	17.00	18.00	BETA	ARENAS LIMOSAS	1.80	28.80	12.80	30	40	26	-
255.54	18.00	19.00			1.80	30.60	13.60	30	40	26	-
254.54	19.00	20.00			1.80	32.40	14.40	30	40	26	-
253.54	20.00	21.00			1.80	34.20	15.20	27	40	26	-
252.54	21.00	22.00			1.80	36.00	16.00	27	40	26	-
251.54	22.00	23.00	1.80	37.80	16.80	27	40	26	-		
250.54	23.00	24.00	1.80	39.60	17.60	27	40	26	-		
249.54	24.00	25.00	BETA	ARENAS LIMOSAS	1.80	41.40	18.40	26	39	32.4	-
248.54	25.00	26.00	1.80	43.20	19.20	26	39	32.4	-		
247.54	26.00	27.00	1.80	45.00	20.00	26	39	32.4	-		
246.54	27.00	28.00	BETA	ARENAS LIMOSAS	1.80	46.80	20.80	22	39	32.4	-
245.54	28.00	29.00	1.80	48.60	21.60	22	39	32.4	-		
244.54	29.00	30.00	1.80	50.40	22.40	22	39	32.4	-		
243.54	30.00	31.00	2.40	52.80	23.80	-	-	-	53.00		
242.54	31.00	32.00	2.40	55.20	25.20	-	-	-	50.00		
241.54	32.00	33.00	KULHAWY	GRANODIO RITA MUY ALTERADA	2.40	57.60	26.60	-	-	-	50.00
240.54	33.00	34.00	2.40	60.00	28.00	-	-	-	48.00		
239.54	34.00	35.00	2.40	62.40	29.40	-	-	-	47.00		

El ángulo de fricción a utilizar en el análisis de capacidad portante será el obtenido mediante formula $(27.5+9.2\log(N_1)_{60})$ debido a que es el más representativo (golpes de ensayo SPT y CP), omitiendo los resultados del laboratorio.

5.2.3.2 Características de la Estructura

La estructura Estribo E2 en la margen Izquierda presenta las siguientes características:

Se trata de una zapata de concreto armado, rectangular de 4.60mx7.50m y una altura de 4.95 m.

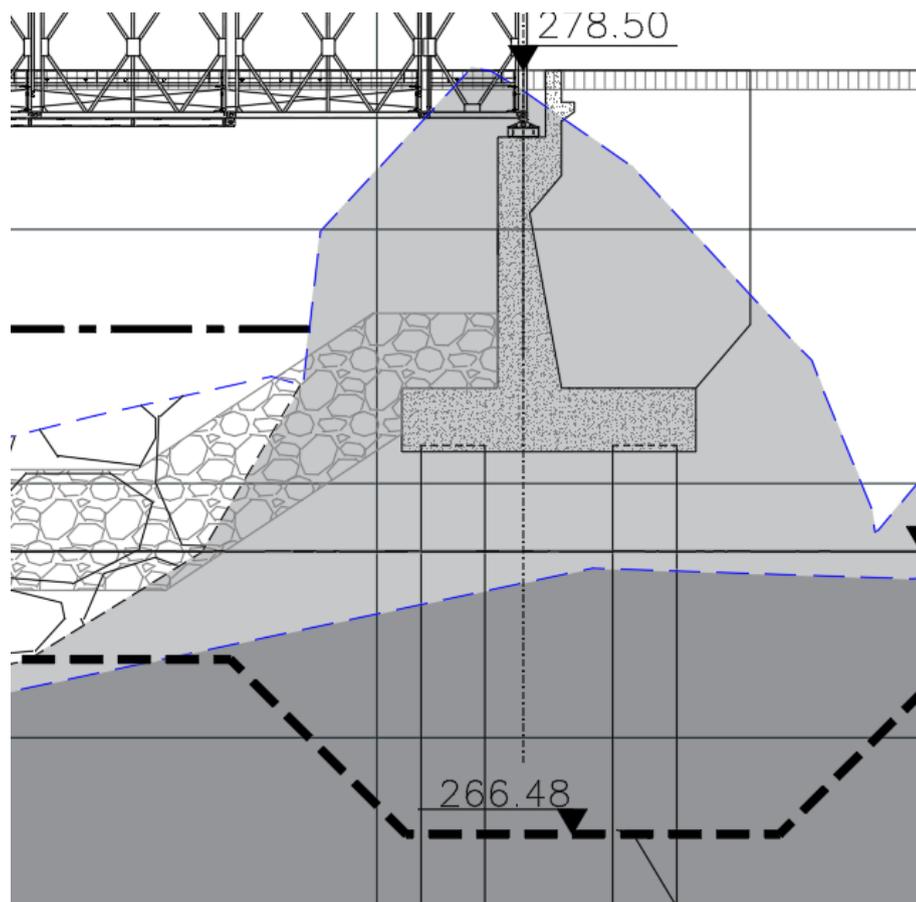


Figura 25. Vista en perfil de la estructura del estribo EI-03.



5.2.3.3 Capacidad de carga del suelo de fundación

El análisis se realizará para cimentación profunda, compuesta por pilotes excavados en material heterogéneo, emplazando la punta del pilote en roca muy alterada, en términos generales, la resistencia total (q_T) de los pilotes excavados según el AASHTO LRFD 2017 (10.8 Drilled Shafts) será:

$$q_t = (q_s \phi_{qs} + q_p \phi_{qp}) - W_p$$

En el cual:

$$q_p = q_p A_p$$

$$q_s = q_s A_s$$

W_p = el producto de la densidad del concreto γ_C por el área del pilote.

5.2.3.4 Capacidad de carga por Pilote en el Estado Límite de Resistencia

A continuación, se detalla los resultados de las cargas de pilotes de diámetro 1.20 m en estado límite de resistencia y evento extremo.



Tabla 44

Resultados de Resistencia Total en Estado Limite de Resistencia

COTA msnm	Profundidad (m)		Método	Material	RESISTENCIA NOMINAL					ELR				
	Inicio	Fin			Wp (Ton)	Qs (Ton)	Qp (Ton)	Qt (Ton)	Qlevan (Ton)	Qs (Ton)	Qp (Ton)	Qt (Ton)	Qlevan (Ton)	
273.54	0.00	1.00	SIN METODO	COBERTURA	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
272.54	1.00	2.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
271.54	2.00	3.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
270.54	3.00	4.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
269.54	4.00	5.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
268.54	5.00	6.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
267.54	6.00	7.00	BETA	ARENAS CON GRAVAS Y LIMOS	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
266.54	7.00	8.00			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
265.54	8.00	9.00			24.43	24.42	244.56	244.55	48.84	13.43	122.28	111.28	35.42	
264.54	9.00	10.00			27.14	49.81	244.56	267.23	76.95	27.40	122.28	122.53	49.56	
263.54	10.00	11.00			29.86	76.11	244.56	290.81	105.96	41.86	122.28	134.28	64.11	
262.54	11.00	12.00			32.57	96.90	136.95	201.28	129.47	53.30	68.48	89.20	76.18	
261.54	12.00	13.00			35.29	118.37	136.95	220.03	153.65	65.10	68.48	98.29	88.55	
260.54	13.00	14.00			38.00	144.84	205.43	312.27	182.84	79.66	102.72	144.38	103.18	
259.54	14.00	15.00			40.72	167.55	136.95	263.79	208.26	92.15	68.48	119.91	116.11	
258.54	15.00	16.00			43.43	190.48	132.06	279.11	233.91	104.76	66.03	127.37	129.14	
257.54	16.00	17.00			46.14	213.96	132.06	299.88	260.11	117.68	66.03	137.57	142.43	
256.54	17.00	18.00			BETA	ARENAS LIMOSAS	48.86	239.07	146.74	336.95	287.93	131.49	73.37	156.00
255.54	18.00	19.00	51.57	264.71			146.74	359.87	316.28	145.59	73.37	167.38	170.69	
254.54	19.00	20.00	54.29	290.85			146.74	383.30	345.14	159.97	73.37	179.05	185.17	
253.54	20.00	21.00	57.00	316.38			132.06	391.44	373.38	174.01	66.03	183.04	199.37	
252.54	21.00	22.00	59.72	342.37			132.06	414.72	402.09	188.31	66.03	194.62	213.78	
251.54	22.00	23.00	62.43	368.83			132.06	438.46	431.26	202.86	66.03	206.46	228.40	
250.54	23.00	24.00	65.14	395.74			132.06	462.66	460.88	217.66	66.03	218.54	243.23	
249.54	24.00	25.00	67.86	422.68			127.17	482.00	490.54	232.48	63.59	228.20	258.07	
248.54	25.00	26.00	70.57	450.06			127.17	506.66	520.63	247.53	63.59	240.55	273.10	
247.54	26.00	27.00	73.29	477.85			127.17	531.74	551.14	262.82	63.59	253.12	288.32	
246.54	27.00	28.00	76.00	504.31			107.61	535.92	580.32	277.37	53.80	255.18	302.94	
245.54	28.00	29.00	78.72	531.17			107.61	560.06	609.88	292.14	53.80	267.23	317.74	
244.54	29.00	30.00	81.43	558.41	107.61	584.58	639.84	307.12	53.80	279.50	332.71			
243.54	30.00	31.00	84.14	815.43	621.54	1352.82	899.57	448.48	310.77	675.11	451.09			
242.54	31.00	32.00			86.86	1055.68	549.35	1518.17	1142.54	580.63	274.67	768.44	561.92	
241.54	32.00	33.00	KULHAWY	GRANODIORITA MUY ALTERADA	89.57	1292.59	560.93	1763.95	1382.16	710.92	280.47	901.82	671.24	
240.54	33.00	34.00			92.29	1502.12	520.05	1929.88	1594.40	826.16	260.03	993.90	768.24	
239.54	34.00	35.00			95.00	1652.98	505.62	2063.59	1747.98	909.14	252.81	1066.94	838.84	

5.2.3.5 Capacidad de Carga por Grupo de Pilotes (2x2)

La resistencia individual de cada pilote en un grupo debe reducirse aplicando un factor de ajuste (η), considerando un diámetro D : 1.20 m, grupo de 4 pilotes distribuidos equitativamente y espaciadas 3.60 m longitudinalmente.

Shaft Group Configuration	Shaft Center-to-Center Spacing	Special Conditions	Reduction Factor for Group Effects, η
Single Row	2D		0.90
	3D or more		1.0
Multiple Row	2.5D		0.67
	3D		0.80
	4D or more		1.0
Single and Multiple Rows	2D or more	Shaft group cap in intimate contact with ground consisting of medium dense or denser soil, and no scour below the shaft cap is anticipated	1.0
Single and Multiple Rows	2D or more	Pressure grouting is used along the shaft sides to restore lateral stress losses caused by shaft installation, and the shaft tip is pressure grouted	1.0

0.80 para e=3.60 m

Figura 26. Factores de reducción de grupo para resistencia de los pilotes

Siendo así, para calcular la resistencia por grupo de pilotes se utilizará la siguiente fórmula:

$$R_G = G \cdot \eta \cdot R_T$$

Dónde:

G: Número de pilotes en el Grupo (4)

R_T: Resistencia ELR Factorizada

η : Factor de reducción (0.80)

Tabla 45

Resultados de resistencia para ELR grupo de 04 pilotes

COTA msnm	Profundidad (m)		Método	Material	GRUPO 4 ELR
	Inicio	Fin			
273.54	0.00	1.00	SIN METODO	COBERTURA	0.00
272.54	1.00	2.00			0.00
271.54	2.00	3.00			0.00
270.54	3.00	4.00			0.00
269.54	4.00	5.00			0.00
268.54	5.00	6.00			0.00
267.54	6.00	7.00			BETA
266.54	7.00	8.00	0.00		
265.54	8.00	9.00			356.10
264.54	9.00	10.00			392.11
263.54	10.00	11.00			429.70
262.54	11.00	12.00			285.44
261.54	12.00	13.00			314.53
260.54	13.00	14.00			462.00
259.54	14.00	15.00			383.72
258.54	15.00	16.00			407.57
257.54	16.00	17.00			440.22
256.54	17.00	18.00	BETA	ARENAS LIMOSAS	499.20
255.54	18.00	19.00			535.63
254.54	19.00	20.00			572.96
253.54	20.00	21.00			585.72
252.54	21.00	22.00			622.79
251.54	22.00	23.00			660.67
250.54	23.00	24.00			699.34
249.54	24.00	25.00			730.25
248.54	25.00	26.00			769.74
247.54	26.00	27.00	BETA	ARENAS LIMOSAS	809.98
246.54	27.00	28.00			816.56
245.54	28.00	29.00			855.14
244.54	29.00	30.00			894.39
243.54	30.00	31.00			2160.34
242.54	31.00	32.00			2459.01
241.54	32.00	33.00	KULHAWY	GRANODIORITA MUY ALTERADA	2885.81
240.54	33.00	34.00			3180.49
239.54	34.00	35.00			3414.22

5.2.3.6 Coeficiente de Balasto

Para el cálculo del coeficiente de Balasto K_h en cimentaciones profundas embebidas en roca, se utiliza la siguiente formula:

$$K_h = (k_{ho} + n_h * Z) * D$$

Donde:

K_{ho} = Coeficiente de reacción en función de la roca, compresión uniaxial y GSI

n_h = Coeficiente de reacción en función del módulo de elasticidad del concreto y el empotramiento del pilote en la roca.

D = Diámetro del Pilote

Z = Longitud del pilote embebido

E_p = Modulo de elasticidad del concreto

Así mismo:

$$K_{ho} = (q_o * 103)^{0.5} * 10(GSI-10)/40$$

$$n_h = [(2 * E_p * I_p) / (k_{ho} * L^4)]$$

Tabla 46

Coefficiente de Balasto Horizontal de la columna investigada.

COTA msnm	Profundidad (m)		Material	Kho	nh	Kh
	Inicio	Fin		Coefic.	Const.	(Ton/m3)
273.54	0.00	1.00	COBERTUR	0.00	0.00	0.00
272.54	1.00	2.00	A	0.00	0.00	0.00
271.54	2.00	3.00		0.00	0.00	0.00
270.54	3.00	4.00		0.00	0.00	0.00
269.54	4.00	5.00		0.00	0.00	0.00
268.54	5.00	6.00	ARENAS	0.00	0.00	0.00
267.54	6.00	7.00	CON	0.00	0.00	0.00
266.54	7.00	8.00	GRAVAS Y	0.00	0.00	0.00
265.54	8.00	9.00	LIMOS	2058.24	1.65	4116.48
264.54	9.00	10.00		1970.36	1.58	5254.29
263.54	10.00	11.00		1893.04	1.51	6310.15
262.54	11.00	12.00		1122.47	0.90	4489.88
261.54	12.00	13.00		1071.91	0.86	5002.24
260.54	13.00	14.00		1486.51	1.19	7928.03
259.54	14.00	15.00		986.65	0.79	5919.93
258.54	15.00	16.00		915.40	0.73	6102.66
257.54	16.00	17.00		883.15	0.71	6476.41
256.54	17.00	18.00	ARENAS	952.42	0.76	7619.34
255.54	18.00	19.00	LIMOSAS	923.26	0.74	8001.59
254.54	19.00	20.00		896.33	0.72	8365.71
253.54	20.00	21.00		778.72	0.62	7787.16
252.54	21.00	22.00		757.31	0.61	8077.99
251.54	22.00	23.00		737.37	0.59	8356.86
250.54	23.00	24.00		718.74	0.57	8624.82
249.54	24.00	25.00		672.40	0.54	8517.06
248.54	25.00	26.00		656.55	0.53	8753.95
247.54	26.00	27.00	ARENAS	641.63	0.51	8982.79
246.54	27.00	28.00	LIMOSAS	518.08	0.41	7598.44
245.54	28.00	29.00		506.85	0.41	7771.64
244.54	29.00	30.00		496.24	0.40	7939.79
243.54	30.00	31.00		121931.40	6.07	121938.69
242.54	31.00	32.00	GRANODIO	102592.49	7.22	102609.82
241.54	32.00	33.00	RITA MUY	102592.49	7.22	102618.48
240.54	33.00	34.00	ALTERADA	91435.65	8.10	91474.53
239.54	34.00	35.00		86320.82	8.58	86372.30

Tabla 47

Coefficiente de Balasto Vertical de la columna investigada.

COTA msnm	Profundidad (m)		Material	σ (Ton/m ²)	Kv (Ton/m ³)
	Inicio	Fin			
273.54	0.00	1.00	COBERTURA	0.000	0.000
272.54	1.00	2.00		0.000	0.000
271.54	2.00	3.00		0.000	0.000
270.54	3.00	4.00		0.000	0.000
269.54	4.00	5.00		0.000	0.000
268.54	5.00	6.00		0.000	0.000
267.54	6.00	7.00	ARENAS CON GRAVAS Y LIMOS	0.000	0.000
266.54	7.00	8.00		0.000	0.000
265.54	8.00	9.00		98.393	11807.185
264.54	9.00	10.00		108.343	13001.140
263.54	10.00	11.00		118.731	14247.731
262.54	11.00	12.00		78.870	9464.454
261.54	12.00	13.00		86.909	10429.074
260.54	13.00	14.00		127.657	15318.797
259.54	14.00	15.00		106.026	12723.177
258.54	15.00	16.00		112.616	13513.892
257.54	16.00	17.00		121.637	14596.404
256.54	17.00	18.00	ARENAS LIMOSAS	137.933	16551.956
255.54	18.00	19.00		148.000	17759.967
254.54	19.00	20.00		158.316	18997.945
253.54	20.00	21.00		161.841	19420.899
252.54	21.00	22.00		172.083	20649.946
251.54	22.00	23.00		182.549	21905.937
250.54	23.00	24.00		193.235	23188.239
249.54	24.00	25.00		201.777	24213.209
248.54	25.00	26.00		212.689	25522.646
247.54	26.00	27.00	ARENAS LIMOSAS	223.805	26856.569
246.54	27.00	28.00		225.624	27074.930
245.54	28.00	29.00		236.283	28354.018
244.54	29.00	30.00		247.129	29655.504
243.54	30.00	31.00		596.926	71631.140
242.54	31.00	32.00	GRANODIORITA MUY ALTERADA	679.452	81534.224
241.54	32.00	33.00		797.381	95685.672
240.54	33.00	34.00		878.802	105456.259
239.54	34.00	35.00		943.385	113206.208



5.2.3.7 Asentamientos Presuntos de la Fundación

El asentamiento para cimentaciones profundas, se rige por la siguiente expresión:

$$\rho = q_0 * I_p / d E_m)$$

Donde:

$$I_p = (L/B)^{1/2} / \beta_z$$

d = Diámetro del Pilote cm

E_m = Modulo de masa rocosa = 10 (RMR-10)/40 Gpa

q_0 = Tensión vertical en la base del área (Kg/cm²)

β_z = Factor que toma en cuenta la geometría y la rigidez de la zapata (adimensional)

Tabla 48

Resultados de asentamientos del (EI-03).

COTA msnm	Profundidad (m)		Material	Se1 (mm)	Se2 (mm)	Se3 (mm)	St (mm)
	Inicio	Fin					
273.54	0.00	1.00	COBERTURA	0.00	0.00	0.00	0.000
272.54	1.00	2.00		0.00	0.00	0.00	0.000
271.54	2.00	3.00		0.000	0.000	0.000	0.000
270.54	3.00	4.00		0.000	0.000	0.000	0.000
269.54	4.00	5.00		0.000	0.000	0.000	0.000
268.54	5.00	6.00	ARENAS CON GRAVAS Y LIMOS	0.000	0.000	0.000	0.000
267.54	6.00	7.00		0.000	0.000	0.000	0.000
266.54	7.00	8.00		0.000	0.000	0.000	0.000
265.54	8.00	9.00		0.479	33.008	0.421	33.907
264.54	9.00	10.00		0.561	33.008	0.786	34.355
263.54	10.00	11.00		0.650	33.008	1.109	34.767
262.54	11.00	12.00		0.471	18.484	1.315	20.270
261.54	12.00	13.00		0.542	18.484	1.504	20.530
260.54	13.00	14.00		0.823	27.727	1.732	30.282
259.54	14.00	15.00		0.709	18.484	1.895	21.088
258.54	15.00	16.00	0.782	17.824	2.045	20.651	
257.54	16.00	17.00	0.876	17.824	2.188	20.888	
256.54	17.00	18.00	ARENAS LIMOSAS	1.033	19.805	2.335	23.173
255.54	18.00	19.00		1.146	19.805	2.477	23.427
254.54	19.00	20.00		1.266	19.805	2.613	23.683
253.54	20.00	21.00		1.326	17.824	2.735	21.885
252.54	21.00	22.00		1.454	17.824	2.853	22.131
251.54	22.00	23.00		1.589	17.824	2.968	22.382
250.54	23.00	24.00		1.732	17.824	3.080	22.636
249.54	24.00	25.00		1.855	17.164	3.187	22.206
248.54	25.00	26.00		2.010	17.164	3.292	22.466
247.54	26.00	27.00		ARENAS LIMOSAS	2.172	17.164	3.394
246.54	27.00	28.00	2.224		14.523	3.483	20.231
245.54	28.00	29.00	2.392		14.523	3.571	20.486
244.54	29.00	30.00	2.567		14.523	3.658	20.748
243.54	30.00	31.00	-		-	-	0.142
242.54	31.00	32.00	GRANODIORITA MUY ALTERADA	-	-	-	0.142
241.54	32.00	33.00		-	-	-	0.142
240.54	33.00	34.00		-	-	-	0.142
239.54	34.00	35.00		-	-	-	0.142



5.2.3.8 Análisis de agresividad al concreto y a las Armaduras de Acero

Para determinar el grado de agresividad del terreno al concreto y al acero se realizó el análisis químico: Contenido de Sales Solubles Totales (MTC E 219), contenido de Sulfatos (ASTM D-516), Contenidos de Cloruros (ASTM D-512). Los resultados se distinguen en la siguiente tabla:

Tabla 49

Resultados del análisis de agresividad al concreto y las armaduras.

PROFUNDIDAD (m)	MUESTRA	SALES SOLUBLES (PPM)	SALES SOLUBLES (%)	SULFATOS (PPM)	CLORUROS (PPM)
29.50 – 35.00	M-03	1374.000	0.137	571.985	96.222

5.3 PROFUNDIDAD OPTIMA PARA UNA CIMENTACIÓN

5.3.1 Estribo Derecho (ED-01).

- Los resultados de la tomografía sísmica de refracción se detallan seguidamente:

Tabla 50

Resultados de tomografía sísmica de refracción en el Puente Menocucho.

MARGEN	LÍNEA	HORIZONTE (m)	Vp (m/s)	ESPEJOR (m)	DESCRIPCIÓN
Derecha	LS-01	01	<550	6.00	Suelo aluvial muy suelto
		02	550 – 1150	22.00	Suelo de consistencia suelta
		03	1150 – 1500	16.00	Suelo medianamente compacto
	LS-02	01	<550	3.00	Suelo aluvial muy suelto
		02	550 – 700	18.00	Suelo de consistencia suelta
		03	700 – 1450	16.00	Suelo medianamente compacto
	LS-03	01	<550	2.00	Suelo aluvial muy suelto
		02	550 – 1050	12.00	Suelo de consistencia suelta
		03	1050 – 1450	20.00	Suelo medianamente compacto

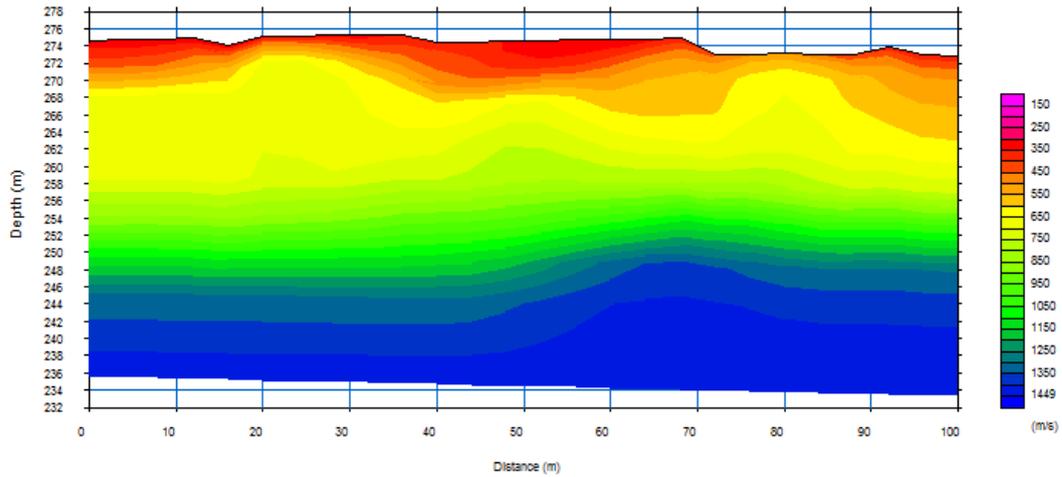


Figura 27. Resultados de línea sísmica LS-01.

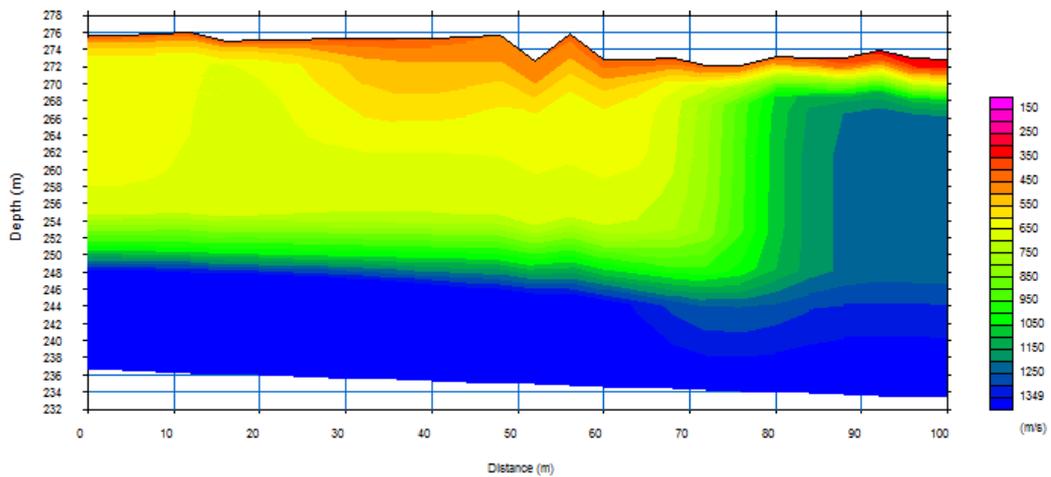


Figura 28. Resultados de línea sísmica LS-02.

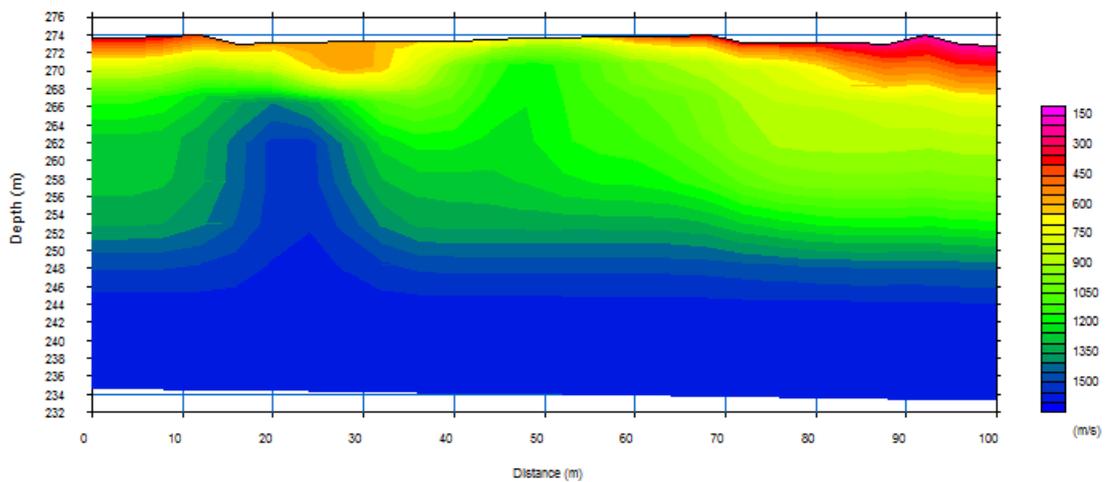


Figura 29. Resultados de línea sísmica LS-03.



Para determinar la profundidad optima para una buena cimentación se determinó mediante los cálculos de las perforaciones diamantinas y como criterio los ensayos de refracción sísmica.

Donde se determinó la capacidad de carga optima a profundidad adecuada es la cimentación adecuada es a 32 metro de profundidad con una carga de resistencia de **2459 ton.**

5.3.2 Pilar Central (PC-02).

Para determinar la profundidad óptima para una buena cimentación se determinó mediante los cálculos de las perforaciones diamantinas y como criterio los ensayos de refracción sísmica.

Donde se determinó la capacidad de carga optima a profundidad adecuada es 219.24 ton la cimentación adecuada es a 22 metro de profundidad con una carga de resistencia de **1312.87 ton.**

5.3.3 Estribo Izquierdo (EI-03).

Los resultados de la tomografía sísmica de refracción se detallan seguidamente:

- ***Resultados de tomografía sísmica de refracción en el Puente Menocucho.***

Tabla 51

Resultados de tomografía sísmica de refracción en el Puente Menocucho

MARGEN	LÍNEA	HORIZONTE (m)	V _p (m/s)	ESPESOR (m)	DESCRIPCIÓN
		01	<450	2.00	Suelo aluvial muy suelto
	LS-04	02	450 – 1450	14.00	Suelo de consistencia suelta
		03	1450 – 1750	22.00	Suelo medianamente compacto
Izquierda	LS-05	01	<550	2.00	Suelo aluvial muy suelto
		02	550 – 2150	14.00	Suelo compacto
		03	2150 – 3000	16.00	Suelo muy compacto
	LS-06	01	<550	1.00	Suelo aluvial muy suelto
		02	550 – 1050	16.00	Suelo de consistencia suelta
		03	1050 – 1550	16.00	Suelo medianamente compacto

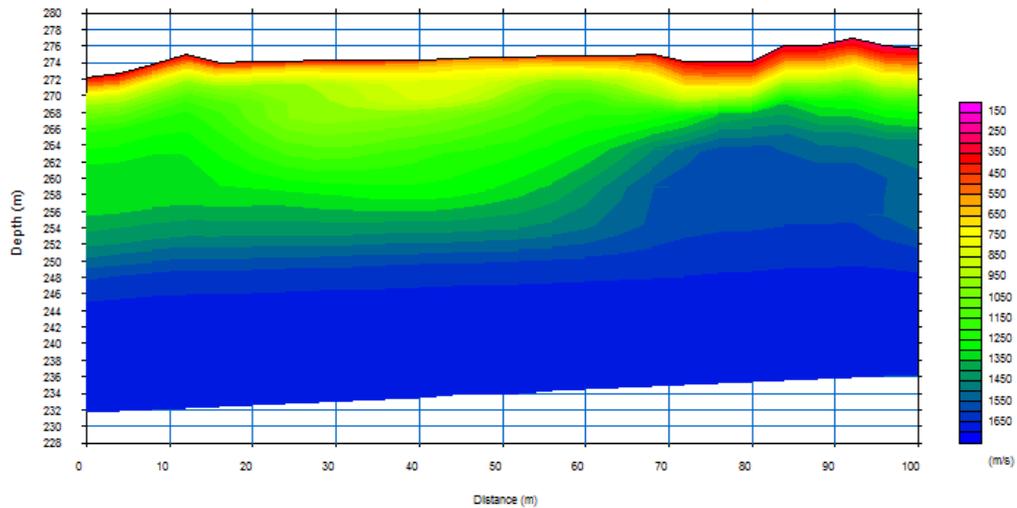


Figura 30. Resultados de línea sísmica LS-04.

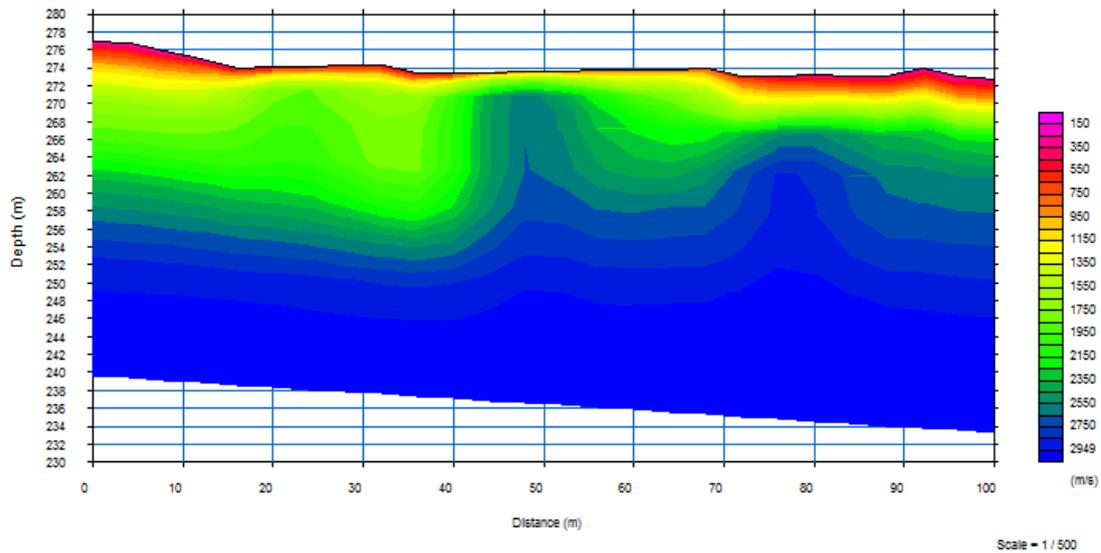


Figura 31. Resultados de línea sísmica LS-05.

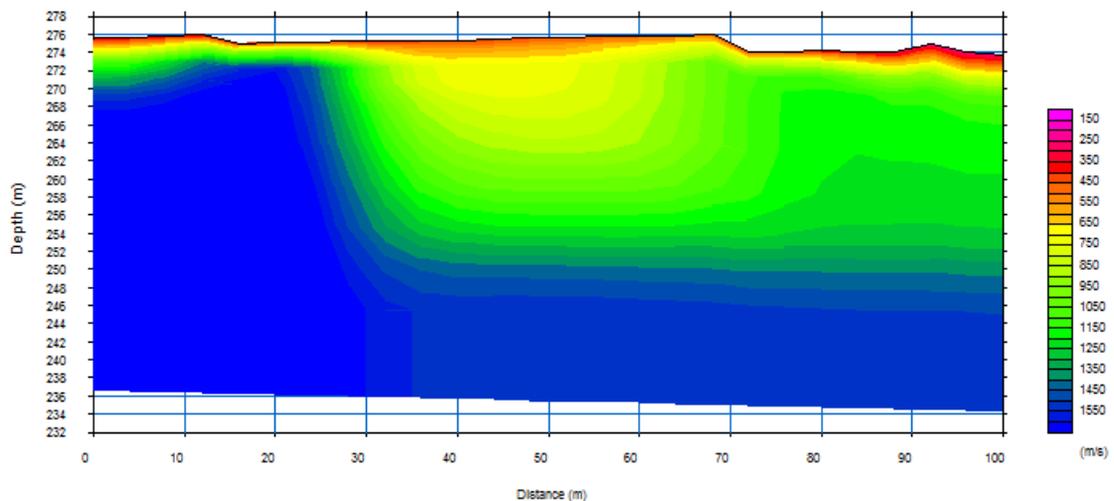


Figura 32 Resultados de línea sísmica LS-06.

Para determinar la profundidad óptima para una buena cimentación se determinó mediante los cálculos de las perforaciones diamantinas y como criterio los ensayos de refracción sísmica.

Donde se determinó la capacidad de carga óptima a profundidad adecuada es la cimentación adecuada es a 32 metro de profundidad con una carga de resistencia de **2459.01 ton.**



VI. CONCLUSIONES

- En margen derecha (MD-01), margen izquierda (MI-03) se tiene 35 m, 33 m de profundidad, identificando como material granular en la parte superficial, materiales cohesivos en la parte media y al final con rocas ígneas muy alteradas, en el Pilar central(PC-02) se tiene una perforación diamantina de 33.00 m de profundidad se identificó material granular en la parte superficial, materiales cohesivos en la parte media y al final con bloques.
- El estribo derecho (ED-01), Estribo Izquierdo (EI-03) consta de un Grupo de 4 pilotes excavados de 1.20 m de diámetro a 33.00 m y de longitud las cargas admisibles son de 970.55 ton y 768.44 ton con asentamientos es de 0.142mm y 0.142mm en cambio el Pilar Central (PC-03) tiene una carga admisible de 273.52 ton con asentamiento de 0.20mm para asegurar la estructura del puente
- La profundidad óptima para la cimentación para el Estribo Derecho es de 33m del Estribo Izquierdo es de 30 m y para el Pilar Central es de 20 metros respectivamente.



VII. RECOMENDACIONES

- Realizar estudios hidrogeológicos para tener control del agua en épocas de lluvia de los accesos y el puente.
- Realizar estudio dinámico de suelos para comprender como el suelo actúa a cargas dinámicas generadas por vibraciones.
- Realizar estudios de riesgos y desastres donde es importante proteger la estructura y la población.



VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BRAJA M. D. – 1999 - Fundamentos de Ingeniería Geotécnica, 4ta Edición, California State University, Sacramento, Editorial International Thomson.
- CASAGRANDE A. -1948- fragmentos del libro: Clasificación de los suelos.
- GONZALES DE VALLEJO. (2002). Ingeniería geológica. Madrid, 2002: Pearson Educación.
- INGENIERIA Y GESTION. (2010). Manual de diseño de Puentes.
- INFANTE, A. R. (2000). Geomorfología. Departamento de Geología: Instituto Superior Minero Metalúrgico - Facultad de Geología y Minas.
- INSTITUTO GEOLÓGICO MINERO Y METALÚRGICO, memoria descriptiva del cuadrángulo de Tambobamba (28-r).
- INSTITUTO GEOLÓGICO MINERO Y METALÚRGICO, -1975- Boletín N° 27, geología de los cuadrángulos de Andahuaylas, Abancay y Cotabambas.
- JUAREZ B. E.-1996 -. Mecánica de suelos Tomo II-Editorial Limusa - México, Distrito Federal.
- JUAREZ B. E. -1995 - Mecánica de suelos Tomo I-Editorial Limusa -- México, Distrito Federal.
- MTC. (2018). Manual de ensayos de Ministerio de Transportes y Comunicaciones.
- MTC. (2018). Manual de Puentes.
- MTC. (2016). Túneles y Obras Complementarias Aprobado RD 36.
- MATEO GUTIÉRREZ E. (2008) Geomorfología.



MEDELLIN (2016). Análisis de estabilidad de taludes.

RIVERA, H. (2005). Geología General. (2da Ed.). Lima-Perú.

SOCIEDAD INTERNACIONAL DE MECANICA DE ROCAS - 1984.

Estandarización de Pruebas de Laboratorio y Campo



ANEXOS



- **Resultados ensayo de laboratorio**
 - Análisis granulométrico
 - Ensayo para resistencia a la compresión simple
 - Ensayo de corte directo
 - Ensayos químicos
- **Planos**
 - Sección Longitudinal
 - Sección Transversal ED-1
 - Sección Transversal PC-02
 - Sección Transversal EI-3



Universidad Nacional
del Altiplano Puno



Vicerrectorado
de Investigación



Repositorio
Institucional

AUTORIZACIÓN PARA EL DEPÓSITO DE TESIS O TRABAJO DE INVESTIGACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Por el presente documento, Yo ROBEN TIPO CAMSAYA
identificado con DNI 42100422 en mi condición de egresado de

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado

INGENIERIA GEOLÓGICA

, informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación para la obtención de Grado
 Título Profesional denominado:

" CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA PARA LA LIMENTACIÓN DEL PUENTE
MENDOCINO - PROVINCIA DE TRUJILLO - LA LIBERTAD

" Por medio del presente documento, afirmo y garantizo ser el legítimo, único y exclusivo titular de todos
los derechos de propiedad intelectual sobre los documentos arriba mencionados, las obras, los contenidos,
los productos y/o las creaciones en general (en adelante, los "Contenidos") que serán incluidos en el
repositorio institucional de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno.

También, doy seguridad de que los contenidos entregados se encuentran libres de toda contraseña,
restricción o medida tecnológica de protección, con la finalidad de permitir que se puedan leer, descargar,
reproducir, distribuir, imprimir, buscar y enlazar los textos completos, sin limitación alguna.

Autorizo a la Universidad Nacional del Altiplano de Puno a publicar los Contenidos en el Repositorio
Institucional y, en consecuencia, en el Repositorio Nacional Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de
Acceso Abierto, sobre la base de lo establecido en la Ley N° 30035, sus normas reglamentarias,
modificatorias, sustitutorias y conexas, y de acuerdo con las políticas de acceso abierto que la Universidad
aplique en relación con sus Repositorios Institucionales. Autorizo expresamente toda consulta y uso de los
Contenidos, por parte de cualquier persona, por el tiempo de duración de los derechos patrimoniales de autor
y derechos conexos, a título gratuito y a nivel mundial.

En consecuencia, la Universidad tendrá la posibilidad de divulgar y difundir los Contenidos, de manera total
o parcial, sin limitación alguna y sin derecho a pago de contraprestación, remuneración ni regalía alguna a
favor mío, en los medios, canales y plataformas que la Universidad y/o el Estado de la República del Perú
determinen, a nivel mundial, sin restricción geográfica alguna y de manera indefinida, pudiendo crear y/o
extraer los metadatos sobre los Contenidos, e incluir los Contenidos en los índices y buscadores que estimen
necesarios para promover su difusión.

Autorizo que los Contenidos sean puestos a disposición del público a través de la siguiente licencia:

Creative Commons Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional. Para ver una copia de
esta licencia, visita: <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

En señal de conformidad, suscribo el presente documento:

Puno, 19 de ENERO del 20 24


FIRMA (obligatoria)





DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD DE TESIS

Por el presente documento, Yo ROBER TIPO CANGASA
identificado con DNI 4100927 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado

INGENIERIA GEOLOGICA

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación para la obtención de Grado
 Título Profesional denominado:

" CARACTERIZACION GEOTECNICA PARA LA UMENTACION DEL PUENTE

MEMOLUNO - PROVINCIA DE TRUJILLO - LA LIBERTAD

" Es un tema original.

Declaro que el presente trabajo de tesis es elaborado por mi persona y **no existe plagio/copia** de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación (tesis, revista, texto, congreso, o similar) presentado por persona natural o jurídica alguna ante instituciones académicas, profesionales, de investigación o similares, en el país o en el extranjero.

Dejo constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en el trabajo de investigación, por lo que no asumiré como tuyas las opiniones vertidas por terceros, ya sea de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o Internet.

Asimismo, ratifico que soy plenamente consciente de todo el contenido de la tesis y asumo la responsabilidad de cualquier error u omisión en el documento, así como de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de incumplimiento de esta declaración, me someto a las disposiciones legales vigentes y a las sanciones correspondientes de igual forma me someto a las sanciones establecidas en las Directivas y otras normas internas, así como las que me alcancen del Código Civil y Normas Legales conexas por el incumplimiento del presente compromiso

Puno 19 de Mayo del 20 24


FIRMA (obligatoria)



Huella